การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

15 – 17 กรกฎาคม 2563

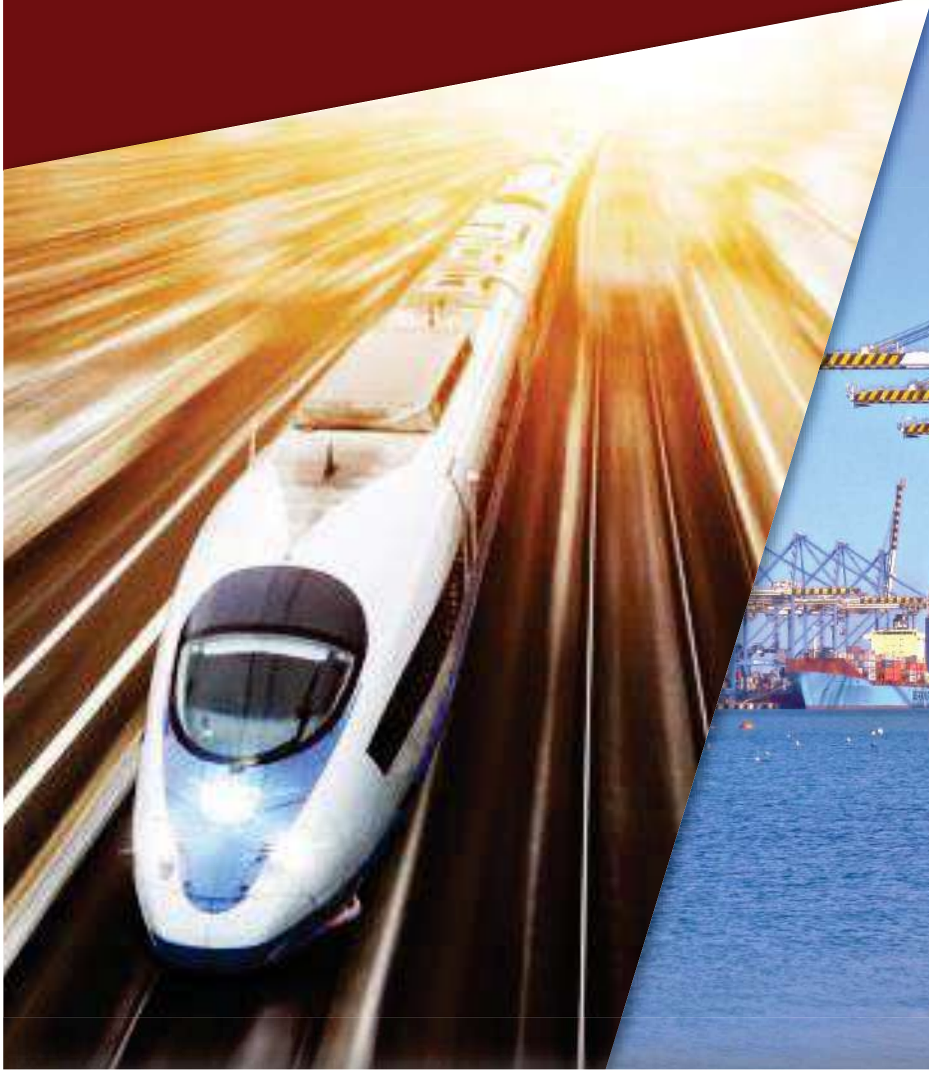
NCCE25

The 25th National Convention on Civil Engineering

ONLINE CONFERENCE

วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน

Civil Engineering and Eastern Economic Corridor for Sustainable Development



จัดการประชุมโดย

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

thaince.org/ncce25

เอกสารประกอบการประชุมวิชาการ

วิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

The 25th National Convention on Civil Engineering (NCCE 25)

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

ภายใต้หัวข้อประชุม

วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน

Civil Engineering and Eastern Economic Corridor for Sustainable Development

15 – 17 กรกฎาคม 2563

Online Conference

จัดการประชุมโดย

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

สารจากอธิการบดี
มหาวิทยาลัยบูรพา

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาตินี้มีวัตถุประสงค์เพื่อให้เกิดการแลกเปลี่ยน ถ่ายทอดความรู้ และประสบการณ์ด้านวิศวกรรมโยธาระหว่างผู้ทรงคุณวุฒิ นักวิชาการและนิสิตนักศึกษาด้านวิศวกรรมโยธาในสถาบันอุดมศึกษา วิศวกรโยธาที่ปฏิบัติวิชาชีพ รวมทั้งประชาชนที่สนใจ

ในครั้งนี้มหาวิทยาลัยบูรพา โดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ได้ร่วมกับวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา และสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี เป็นเจ้าภาพจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ภายใต้หัวข้อ "วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน"

วิศวกรรมโยธาเป็นสาขาที่อยู่ในส่วนของการพัฒนาต่างๆ โดยเฉพาะในด้านงานก่อสร้างต่างๆ แต่จากการเปลี่ยนแปลงต่างๆ ที่เกิดขึ้นในยุคปัจจุบัน ทำให้วิศวกรต้องมีการปรับตัว มีการเรียนรู้ในการใช้เทคโนโลยีต่างๆ เข้ามาช่วยในการทำงานมากยิ่งขึ้น ส่งผลให้บทบาทของการเรียนการสอนในระดับมหาวิทยาลัยต้องมีการปรับเปลี่ยน เพื่อให้สอดรับกับการพัฒนาที่จะเกิดขึ้นในอนาคต ดังเช่น THAILAND 4.0 ที่ประเทศไทยของเราถูกขับเคลื่อนไปสู่ความมั่งคั่ง มั่นคง และยั่งยืน โดยมีโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเป็นพื้นที่แรกที่จะถูกนำมาพัฒนา ดังนั้น จึงขอเป็นกำลังใจให้ทุกท่านร่วมมือร่วมใจกันพัฒนาการศึกษาเพื่อให้นิสิต นักศึกษาของเรามีความพร้อมในการทำงานเป็นวิศวกรที่ประสบความสำเร็จในอนาคต

สุดท้ายนี้ ขอให้การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติประสบความสำเร็จ และผ่านยุคสมัยความปรกติใหม่ หรือฐานวิถีชีวิตใหม่ (New Normal) ไปได้อย่างราบรื่น ขอขอบคุณท่านผู้เข้าร่วมการประชุม คณะทำงานจัดประชุม และผู้ให้การสนับสนุนการจัดงานทุกท่าน

รองศาสตราจารย์ ดร.วัชรินทร์ กาสลัก
อธิการบดี
มหาวิทยาลัยบูรพา

สารจากคณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

"การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ" นับเป็นการประชุมวิชาการทางด้านวิศวกรรมที่เก่าแก่มากที่สุดแห่งหนึ่งของประเทศไทย โดยได้ทำหน้าที่เป็นแหล่งแลกเปลี่ยนความรู้ทางด้านวิศวกรรมโยธาสำหรับวิศวกรผู้ประกอบวิชาชีพ และนักวิชาการมาอย่างยาวนาน ทำให้เกิดการต่อยอดความรู้ใหม่ และเกิดเครือข่ายความร่วมมือทั้งทางวิชาการและวิชาชีพอย่างต่อเนื่อง

ประเทศไทยได้อาศัยหลักวิชาวิศวกรรมโยธาในการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานในการพัฒนาเศรษฐกิจของประเทศมาโดยตลอด โดยเฉพาะอย่างยิ่งการพัฒนาเขตอุตสาหกรรมชายฝั่งทะเลภาคตะวันออก (อีสเทอร์นซีบอร์ด) มาสู่การยกระดับระบบเศรษฐกิจครั้งสำคัญอีกครั้งผ่านโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (อีอีซี) ในโครงการอีอีซีนั้น จะประกอบด้วยการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานสำคัญมากมายได้แก่ ระบบรถไฟความเร็วสูง ท่าเรือน้ำลึก และท่าอากาศยานแห่งใหม่ รวมทั้งการพัฒนาพื้นที่เมืองอัจฉริยะเพื่อพัฒนาเขตอีอีซีให้เป็นพื้นที่ตัวอย่างสำหรับการยกระดับประเทศไทยสู่ประเทศที่มีระบบเศรษฐกิจฐานความรู้หรือนวัตกรรม เพื่อการพัฒนาที่ยั่งยืนต่อไป ซึ่งโครงกล่าวดังที่กล่าวมานี้ จำเป็นต้องอาศัยเทคนิคทางวิศวกรรมขั้นสูงและทันสมัยทั้งสิ้น ดังนั้นการพัฒนาความรู้และทักษะขั้นสูงของวิศวกรจึงมีความจำเป็นอย่างยิ่ง

ในนามของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา มีความยินดีเป็นอย่างยิ่งที่ได้รับเกียรติให้เป็นเจ้าภาพร่วมในการจัดงานประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติในครั้งนี้ หัวข้อการประชุม "วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน" เป็นประเด็นที่สำคัญอย่างยิ่งของประเทศไทยในขณะนี้ ซึ่งทั้งวิศวกรและนักวิชาการจะได้ร่วมกันค้นหาแนวทางที่สำคัญในการพัฒนาประเทศไทยผ่านอีอีซีอย่างยั่งยืน

ขอขอบคุณวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จากสถาบันซึ่งเป็นเจ้าภาพร่วม ผู้เข้าร่วมการประชุม และคณะทำงานจัดการประชุม รวมทั้งผู้ให้การสนับสนุนการจัดงานทุกท่าน ที่ร่วมกันจัดการประชุมที่สำคัญนี้ให้สำเร็จลุล่วง ถึงแม้ว่าจะประสบกับสถานการณ์การแพร่ระบาดของโรคติดเชื้อไวรัสโคโรน่า 2019 (COVID-19) ส่งผลให้การจัดงานประชุมแตกต่างจากที่เคยเป็นมา

หวังเป็นอย่างยิ่งว่าการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งนี้จะช่วยให้เกิดการแลกเปลี่ยน ถ่ายทอดความรู้และประสบการณ์ด้านวิศวกรรมโยธาระหว่างผู้ทรงคุณวุฒิ นักวิชาการ นิสิตนักศึกษาด้านวิศวกรรมโยธาในสถาบันอุดมศึกษา วิศวกรโยธาที่ปฏิบัติวิชาชีพ และประชาชนที่สนใจ รวมทั้งช่วยสร้างความเข้มแข็งของเครือข่ายความร่วมมือทางวิชาการและการวิจัยในภาคตะวันออกต่อไป

ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. ณยศ คุรุกิจโกศล
คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยบูรพา

สารจากคณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

การประชุมวิชาการครั้งนี้เป็นการเปิดโอกาสให้ อาจารย์ นิสิต นักศึกษา บริษัทต่างๆได้แสดงผลงานโดยการนำเสนอผลงานทางวิชาการ และแลกเปลี่ยนความรู้ประสบการณ์ในการประยุกต์ใช้ความรู้ทางทฤษฎีประกอบกับเทคโนโลยีเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานของประเทศ ซึ่งเปิดโอกาสให้แสดงผลงานในหลากหลายสาขา โดยการประชุมครั้งนี้อยู่ภายใต้หัวข้อเรื่อง “วิศวกรรมโยธากับโครงการระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน” เพื่อให้ความสนใจต่อโครงการพัฒนาเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (Eastern Economic Corridor Development) หรือ EEC ซึ่งจะเกิดโครงการก่อสร้างโครงสร้างพื้นฐานมากมายในบริเวณภาคตะวันออก เช่น ระบบราง สนามบิน ท่าเรือ และเมืองใหม่ ซึ่งต้องการองค์ความรู้ทางด้านวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐาน ซึ่งมีการแลกเปลี่ยน ถ่ายทอดความรู้ และประสบการณ์ด้านวิศวกรรมโยธาระหว่างผู้ทรงคุณวุฒิ นักวิชาการและนิสิตนักศึกษาด้านวิศวกรรมโยธาในสถาบันอุดมศึกษา เป็นอย่างดี ถือเป็นความสำเร็จของงานครั้งนี้

ต้องขอขอบคุณอาจารย์ นิสิต นักศึกษา บริษัทต่างๆที่ได้มีส่วนร่วมในการนำเสนอผลงานและแลกเปลี่ยนความรู้ทางวิชาการที่เป็นประโยชน์ต่อการพัฒนาประเทศและวงการวิศวกรรมโยธาของประเทศต่อไป ขอขอบคุณผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความที่ได้สละเวลาอันมีค่าของท่านพิจารณาบทความและได้ให้ข้อเสนอแนะที่เป็นประโยชน์ต่อผู้แต่งและทำให้องค์ความรู้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น

สุดท้ายนี้ในนามของคณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชามหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา ขอขอบคุณผู้จัดร่วม มหาวิทยาลัยบูรพา และมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี รวมถึงวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์เป็นอย่างสูงอีกครั้งที่ได้ร่วมแรงร่วมใจกันจนประผลสำเร็จในท้ายที่สุด และที่ขาดไม่ได้เลยคือผู้เข้าร่วมประชุมวิชาการที่ได้แลกเปลี่ยนความรู้ที่เป็นประโยชน์ต่อวงการวิศวกรรมโยธาเพื่อพัฒนาประเทศไทยต่อไป

รองศาสตราจารย์ ดร.สภาพร เชื้อเพ็ง
คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา
มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

สารจากหัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ เป็นการจัดงานประชุมที่มีความสำคัญระดับประเทศซึ่งเปิดโอกาสให้เกิดการแลกเปลี่ยนความรู้ทั้งทางวิชาการและวิชาชีพในด้านวิศวกรรมโยธา การประชุมนี้ถูกจัดขึ้นอย่างต่อเนื่องเป็นประจำทุกปีซึ่งปีนี้นับเป็นปีที่ 25 โดยปีนี้มีเจ้าภาพร่วมในการจัดงานประชุม คือ เครือข่ายความร่วมมือทางวิชาการของมหาวิทยาลัยที่จัดการเรียนการสอนในสาขาวิศวกรรมโยธาในภาคตะวันออกรวม 3 สถาบัน ซึ่งประกอบด้วย ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา และสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี ร่วมกับคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ โดยจัดการประชุมภายใต้หัวข้อ "วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน" หรือ "Civil Engineering and Eastern Economic Corridor for Sustainable Development"

อย่างไรก็ตาม จากสถานการณ์ปัจจุบันยังคงอยู่ในช่วงการเฝ้าระวังป้องกันการแพร่ระบาดของโรคติดเชื้อไวรัสโคโรน่า 2019 (COVID-19) จึงทำให้ต้องมีการปรับเปลี่ยนรูปแบบการจัดการประชุมจากเดิมเป็นการประชุมผ่านสื่ออิเล็กทรอนิกส์

คณะผู้จัดงานประชุมมีความตั้งใจให้กิจกรรมของการประชุมเป็นไปอย่างราบรื่นและใกล้เคียงกับการจัดประชุมที่ผ่านมา ประกอบด้วย การปาฐกถาพิเศษ การสัมภาษณ์พิเศษและการบรรยายพิเศษโดยผู้ทรงคุณวุฒิรับเชิญ การนำเสนองานวิจัยแบบปากเปล่าที่ผู้เข้าร่วมการประชุมสามารถมีส่วนร่วมในการซักถาม การเผยแพร่องค์ความรู้ดังกล่าวมิได้จำกัดเฉพาะผู้ลงทะเบียนแต่ยังเผยแพร่ให้แก่ผู้ที่สนใจภายนอกสามารถเข้าร่วมรับฟังโดยไม่มีค่าใช้จ่าย อีกทั้ง ผลงานในรูปแบบบทความวิจัยฉบับสมบูรณ์ที่ผ่านการประเมินจากผู้ทรงคุณวุฒิได้ถูกรวบรวมและเผยแพร่เพื่อใช้เป็นแหล่งศึกษาและค้นคว้าต่อไป

สุดท้ายนี้ คณะผู้จัดงานประชุมขอขอบคุณผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกๆ ท่านได้แก่ บริษัทห้างร้านผู้ให้การสนับสนุนการจัดงานและท่านผู้เข้าร่วมการประชุม คณะผู้จัดงานประชุมหวังเป็นอย่างยิ่งว่างานประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งนี้จะเป็นการเผยแพร่และต่อยอดองค์ความรู้ด้านวิศวกรรมโยธาเพื่อการพัฒนาประเทศชาติอย่างยั่งยืนต่อไป

ดร. ชาญยุทธ กาฬิกาญจน์
หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยบูรพา

สารจากหัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

วิศวกรรมโยธาเป็นพื้นฐานทางสาธารนูปโภคที่เกี่ยวข้องกับชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนทั้งทางตรงและทางอ้อม นักศึกษาที่ต้องจบไปทำงานในศาสตร์นี้ต้องมีความรับผิดชอบในหน้าที่ที่สูง ตัวของวิศวกรนั้นต้องมีพื้นฐานการคำนวณและเข้าใจในพฤติกรรมของวัสดุในงานก่อสร้างเป็นอย่างดีก่อนจะนำไปออกแบบ ประยุกต์ใช้

ปัจจุบันความรู้ในวิธีการก่อสร้าง วัสดุ การผสมผสานกับเทคโนโลยีใหม่ๆ เพื่อจะมาใช้ มีการพัฒนารูปแบบขึ้นมาตลอดเวลา ดังนั้นการเรียนรู้จะไม่ได้จบที่การเรียนในมหาวิทยาลัย จำเป็นต้องติดตามและพัฒนาตนเองให้เท่าทันความรู้ที่มีมากขึ้นนี้ ก็หวังว่าช่วงเปลี่ยนผ่านที่มีโรคระบาดโควิด19 ที่มีการเข้าถึงข้อมูลในอินเตอร์เน็ตมากขึ้น วิศวกรควรใช้แหล่งข้อมูลที่มีมากมายนี้ อย่างมีวิจารณญานและเป็นประโยชน์ในการพัฒนาตัวเองยิ่งขึ้น...

อลงกต ไชยอุปละ
หัวหน้าสาขาวิศวกรรมโยธา
มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

สารจากนายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
ในพระบรมราชูปถัมภ์

การประชุมวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติได้ดำเนินการจัดงานอย่างต่อเนื่อง ด้วยความร่วมมืออันดียิ่งจากภาควิชาวิศวกรรมโยธาของสถาบันการศึกษามาตลอดระยะเวลา 24 ปี จวบจนในปี พ.ศ. 2563 นี้ได้จัดขึ้นเป็นครั้งที่ 25 ภายใต้แนวคิด "วิศวกรรมโยธากับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกเพื่อการพัฒนาอย่างยั่งยืน : Civil Engineering and Eastern Economic Corridor for Sustainable Development"

ซึ่งโครงการพัฒนาระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออกในพื้นที่ 3 จังหวัดภาคตะวันออกนั้น เป็นโอกาสของประเทศโดยเฉพาะอย่างยิ่งผู้ประกอบวิชาชีพ "วิศวกรรมโยธา" ที่จะทำหน้าที่เป็น "กำลังหลัก" ในการขับเคลื่อนโครงการดังกล่าวให้เดินหน้าไปได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ ทั้งในด้านการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐาน อาทิ สนามบิน รถไฟความเร็วสูง ท่าเรืออุตสาหกรรม เป็นต้น

ดังนั้นแล้วการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติในครั้งที่ 25 นี้ จะเป็นการถอดรหัสองค์ความรู้ทางวิศวกรรมโยธาเพื่อถ่ายทอดสู่วิศวกรโยธารุ่นใหม่ที่จะเป็นกำลังหลักของประเทศ ในการต่อยอดองค์ความรู้เหล่านี้ไปสู่การพัฒนานวัตกรรมใหม่แบบ 360 องศา พร้อมรองรับการใช้งานได้อย่างแท้จริงและยั่งยืน และดังที่ทราบกันดีว่าจากวิกฤตสถานการณ์การแพร่ระบาด โควิด-19 ที่เกิดขึ้น แม้จะส่งผลกระทบอย่างมากต่อการจัดงาน แต่ก็ทำให้การจัดงานวิศวกรรมโยธาแห่งชาติในครั้งนี้นับเป็นความ ท้าทายอย่างยิ่งเช่นเดียวกัน กระผมต้องขอขอบพระคุณ รศ.ดร.สมิตร ส่งพิริยะกิจ ประธานการจัดงาน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา และสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี รวมถึงทีมงานทุกภาคส่วนที่ไม่ย่อท้อและคิดหากระบวนการแก้ปัญหา ภายใต้เงื่อนไขที่จำกัดยิ่ง จนเกิดเป็นการประชุมวิชาการรูปแบบใหม่ผ่านสื่ออิเล็กทรอนิกส์ที่นอกจากจะสอดรับกับวิถีชีวิตแบบ New Normal แล้วยังสามารถตอบโจทย์การประชุมวิชาการในทุกขั้นตอน ตั้งแต่การนำเสนอผลงานวิจัย การบรรยายพิเศษโดยวิทยากรผู้ทรงคุณวุฒิ และการจัดนิทรรศการความก้าวหน้าด้านการวิจัยและเทคโนโลยีทางวิศวกรรมโยธาได้อย่างครบถ้วนสมบูรณ์อีกด้วย

กระผมเชื่อเสมอว่า "ทุกการเปลี่ยนแปลงนำมาซึ่งโอกาส" ดังเช่นการประชุม วิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 นี้ จะเป็นหนึ่งในหน้าประวัติศาสตร์ของการจัดงานที่นำพาทั้ง "ความเปลี่ยนแปลง" และ "โอกาส" มาสู่วิศวกรทุกท่านที่เข้าร่วมงานอย่างแน่นอน

ดร. ธเนศ วีระศิริ
นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
ในพระบรมราชูปถัมภ์
วาระประจำปี พ.ศ. 2563 - 2565

สารจากประธานกรรมการกลางจัดการประชุมวิชาการ วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 25

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ถือเป็นเวทีสำคัญในการนำเสนอผลงานทางด้านวิศวกรรมโยธา ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นถึงศักยภาพของนักศึกษา นักวิจัย และวิศวกรโยธาของประเทศได้เป็นอย่างดี บทความที่ตีพิมพ์ในเอกสารการประชุมก็ได้ผ่านการตรวจสอบคุณภาพจากคณะกรรมการพิจารณาบทความ ที่แต่งตั้งจากผู้ทรงคุณวุฒิเพื่อให้มีคุณภาพ ทั้งยังเป็นการสร้าง และสืบสานวัฒนธรรมที่ดีให้กับวงการวิชาการด้านวิศวกรรมโยธาของประเทศไทย และยังเป็นโอกาสอันดีที่นักวิชาการจากหลายหน่วยงานและวิศวกรได้เข้าร่วมการประชุมมาแลกเปลี่ยนความคิดเห็น ทำให้เกิดความร่วมมือด้านวิชาชีพและการถ่ายโอนเทคโนโลยี และรับรู้สถานการณ์การเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน

ในนามของคณะกรรมการกลางจัดการประชุมฯ ครั้งที่ 25 ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา และ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี ที่รับเป็นเจ้าภาพร่วมกับวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ในการจัดการประชุมครั้งนี้จนสำเร็จ ภายใต้สถานะการณ์วิกฤต Covid-19 อันยากลำบากนี้ ขอขอบคุณสถาบันการศึกษาที่เข้าร่วมเป็นคณะกรรมการกลางตามรายชื่อในประกาศแต่งตั้ง และให้ความร่วมมืออย่างดียิ่ง อีกทั้ง ยังสนับสนุนด้านการเงินในการจัดประชุมฯ ตลอดมา ขอบพระคุณบริษัท และหน่วยงานภาครัฐอีกหลายแห่งที่ให้ความอนุเคราะห์เงินสนับสนุนการจัดประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติในครั้งนี้

รองศาสตราจารย์ ดร.สมิตร ส่งพิริยะกิจ
ประธานกรรมการกลางจัดการประชุมวิชาการ
วิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 25

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

คณะกรรมการอำนวยการ วิศวกรรมการสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ประจำปี 2563 – 2565

ดร.ธเนศ	วีระศิริ	นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ
รศ.ดร.วัชรินทร์	กาสลัก	อุปนายก คนที่ 1
รศ.สิริวัฒน์	ไชยชนะ	อุปนายก คนที่ 2
นายชัชวาลย์	คุณค้ำชู	อุปนายก คนที่ 3
นายจีระศักดิ์	ปราชญ์โกสินทร์	เลขาธิการ
ดร.ทศพร	ศรีเอี่ยม	เหรัญญิก
ศ.ดร.ชวลิต	รัตนธรรมกุล	นายทะเบียน
ดร.ธีรธร	ธาราไชย	ประธานกรรมการประชาสัมพันธ์
นายณัฐพล	สุทธิธรรม	ประธานกรรมการสิทธิและจรรยาบรรณ
รศ.ดร.พานิช	วุฒิพฤกษ์	ประธานกรรมการโครงการและต่างประเทศ
รศ.ดร.อุรุยา	วีสกุล	กรรมการกิจกรรมพิเศษ
นายพิษณุ	ชำนาญศิลป์	กรรมการกลาง
นายสุวัฒน์	เชาว์ปรีชา	ประธานวิศวกรอาวุโส
นางสาววรรณิษา	จักกิละ	ประธานวิศวกรหญิง
นายปกรณ์	การุณวงษ์	ประธานยุววิศวกร
รศ.ดร.สมิตร	ส่งพิริยะกิจ	ประธานสาขาวิศวกรรมโยธา
นายลือชัย	ทองนิล	ประธานสาขาวิศวกรรมไฟฟ้า
นายบุญพงษ์	กิจวัฒนาชัย	ประธานสาขาเครื่องกล
รศ.ดร.ประจวบ	กล่อมจิตร	ประธานสาขาวิศวกรรมอุตสาหการ
รศ.ดร.ขวัญชัย	ลีเผ่าพันธุ์	ประธานสาขาวิศวกรรมเหมืองแร่โลหการและปิโตรเลียม
นายเกียรติชาย	ไมตรีวงษ์	ประธานสาขาวิศวกรรมเคมีและปิโตรเลียม
ผศ.ยุทธนา	มหัจฉริยวงศ์	ประธานสาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม
รศ.ดร.เสริมเกียรติ	จอมจันทร์ยอง	ประธานสาขาภาคเหนือ 1
นายจีรวุฒิ	ภูศรีโสม	ประธานสาขาภาคตะวันออกเฉียงเหนือ 1
รศ.ดร.สงวน	วงษ์ชวลิตกุล	ประธานสาขาภาคตะวันออกเฉียงเหนือ 2
ดร.กิตติ	จันทรา	ประธานสาขาภาคตะวันออก 1
นายกรณเสฎฐ์	ปิติอริยะนันท์	ประธานสาขาภาคตะวันออก 2
นายสิทธิโชค	เหลาโชติ	ประธานสาขาภาคตะวันตก
นายธนินท์รัฐ	เมธีวัชรรัตน์	ประธานสาขาภาคใต้ 1
รศ.ดร.อุดมผล	พืชน์ไพบูลย์	ประธานสาขาภาคใต้ 2

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

คณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ ประจำปี 2563 – 2565

รศ.ดร.ไกรวุฒิ	เกียรติโกมล	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.วิชา	จิวาลัย	ที่ปรึกษา
นายธวัชชัย	สุทธิประภา	ที่ปรึกษา
นายวีระพงษ์	ศรีนวกุล	ที่ปรึกษา
นายวรัช	กุศลมโนมัย	ที่ปรึกษา
รศ.สิริวัฒน์	ไชยชนะ	ที่ปรึกษา
รศ.เอนก	ศิริพานิชกร	ที่ปรึกษา
ผศ.ดร.วิรัช	เลิศไพฑูรย์พันธ์	ที่ปรึกษา
นายสุเมธ	สุรบถโสภณ	ที่ปรึกษา
ศ.ดร.ชัย	จาตุรพิทักษ์กุล	ที่ปรึกษา
นายขัตติย	รังสีปัญญา	ที่ปรึกษา
นายรณชัย	ไตรยสุนันท์	ที่ปรึกษา
นายสมจิตร์	เปี่ยมเปรมสุข	ที่ปรึกษา
นายอนุชิต	เจริญศุภกุล	ที่ปรึกษา
รศ.ดร.สมิตร	ส่งพิริยะกิจ	ประธานกรรมการ
พล.อ.ภุชงค์	วงษ์เกิด	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมสำรวจ
พ.อ.ผศ.ดร.ณัฐพร	นุตยะสกุล	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมโครงสร้างเหล็ก
รศ.ดร.วิโรจน์	บุญญภิญโญ	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาแผ่นดินไหวและแรงลม
รศ.ดร.สุทธิศักดิ์	ศรลัมพ์	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมปฐพี
ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์	แก้วกุลชัย	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาคอนกรีตและวัสดุ
ดร.เกษม	ปิ่นทอง	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ
นายจรง	เจียมอนุกูลกิจ	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาบริหารงานก่อสร้าง
นายดิสพล	พฤกุล	ประธานคณะอนุกรรมการสาขาวิศวกรรมจราจรและขนส่ง
รศ.ดร.วิทิต	ปานสุข	กรรมการ
นายนพรัตน์	นรินทร์	กรรมการ
นายธเรศ	ครอบบัวบาน	กรรมการ
นายอิทธิพล	พลิษฐ์โยธิน	กรรมการ
นายสิงห์	มิตรตระกูลกิจ	เลขานุการและกรรมการ

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามคณะกรรมการอำนวยการและคณะกรรมการดำเนินงาน

คณะกรรมการอำนวยการ

อธิการบดี มหาวิทยาลัยบูรพา	ที่ปรึกษา
คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา	ประธานกรรมการ
คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	รองประธานกรรมการ
คณบดีคณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	รองประธานกรรมการ
หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
หัวหน้าสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ

คณะกรรมการดำเนินงาน

ดร.ชาญยุทธ กาฬกาญจน์	มหาวิทยาลัยบูรพา	ประธานกรรมการ
ดร.พักรพงษ์ อาสนจินดา	มหาวิทยาลัยบูรพา	รองประธานกรรมการ
ดร.นพคุณ บุญกระพือ	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.เที่ยง ชีวะเกตุ	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.ธรรมนูญ รัศมีมาสเมือง	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.สยาม ยิ้มศิริ	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
รศ.ดร.วิเชียร ชาลี	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
รศ.ดร.ทวีชัย สำราญวานิช	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.วรรณวรางค์ รัตนานิคม	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.อมรชัย ใจยงค์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.ปิติ โรจน์วรรณสินธุ์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.วีรพร พงศ์ติณบุตร	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.จรัญ ศรีชัย	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามคณะกรรมการอำนวยการและคณะกรรมการดำเนินงาน (ต่อ)

ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ดร.ภัทรพร พรเทพเกษมสันต์	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.อานนท์ วงษ์แก้ว	มหาวิทยาลัยบูรพา	กรรมการ
ผศ.ดร.สินาด โกศลานันท์	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
อ.อลงกต ไชยอุปละ	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
ผศ.ดร.จักรพันธุ์ วงษ์พา	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
ผศ.เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
อ.ชาตรี ภมเสงี่ยม	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
อ.สรวัสส์ บุญหยง	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
อ.พงศธร จันทร์ตรี	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี	กรรมการ
ดร.ดาราพร พุสิงห์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
ดร.ธนพล ญาณวีรศักดิ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
ผศ.ดร.พูลพงษ์ พงษ์วิทยภานุ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
ผศ.สุภัชญา ชวนพงษ์พานิช	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
ผศ.ดร.อนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
อ.พลพันธ์ เศรษฐพิทยากุล	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
อ.ธนสิทธิ์ พรหมพิงค์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ
อ.ชุติภัทร์ ฟอยหิรัญ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา	กรรมการ

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

กองบรรณาธิการ

ดร.พัทรพงษ์	อาสนจินดา	ประธานบรรณาธิการ
ผศ.ดร.วรรณวรางค์	รัตนานิคม	บรรณาธิการ
ผศ.ดร.เพชร์รัตน์	ลิ้มสุปรียารัตน์	บรรณาธิการ
ผศ.ดร.อนุวัฒน์	อรรถไชยวุฒิ	บรรณาธิการ
ดร.ชาญยุทธ	กาฬกาญจน์	บรรณาธิการ
ดร.จรัญ	ศรีชัย	บรรณาธิการ
ดร.ภัทรพร	พรเทพเกษมสันต์	บรรณาธิการ
ดร.รัฐพงศ์	มีสิทธิ์	บรรณาธิการ
อ.อลงกต	ไชยอุปละ	บรรณาธิการ

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ

ศ.ดร.เกษม	ชูจารุกุล	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.ไพศาล	สันติธรรมนนท์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.บุญชัย	แสงเพชรงาม	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.สรวิศ	นฤปิติ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
รศ.ดร.ก่อโชค	จันทวรางกูร	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.กิจพัฒน์	ภู่วรวรรณ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.ชวเลข	วณิชเวทิน	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.ทรงพล	จารุวิศิษฏ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.ทวีศักดิ์	ปิติคุณพงศ์สุข	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.ศุภวุฒิ	มาลัยกฤษณะชลี	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
รศ.ดร.พรเกษม	จงประดิษฐ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.สมเกียรติ	รุ่งทองใบสุรีย์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.วิโรจน์	ศรีสุรภานนท์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
รศ.ดร.กอปร	ศรีนาวิน	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.ธันยดา	พรรณเชษฐ์	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.พนกฤษณ	คลังบุญครอง	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
รศ.ดร.นคร	ภู่วโรดม	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.บุญทรัพย์	วิชญางกูร	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ (ต่อ)

รศ.ดร.บุรฉัตร	ฉัตรวีระ	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
รศ.ดร.ทวีชัย	สำราญวานิช	มหาวิทยาลัยบูรพา
รศ.ดร.ธงชัย	ศรีวิริยรัตน์	มหาวิทยาลัยบูรพา
รศ.ดร.วิเชียร	ชาลี	มหาวิทยาลัยบูรพา
รศ.ดร.กริสน์	ชัยมูล	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
รศ.ดร.สหลาภ	หอมวุฒิวงศ์	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
รศ.ดร.สราวุธ	จริตงาม	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
รศ.วีระ	หอสกุลไทย	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.วัชระ	เพียรสุภาพ	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.สรรเพชญ	ชื้อนิธิไพศาล	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ผศ.ดร.เหมือนมาศ	วิเชียรสินธุ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.เอกชัย	ศิริกิจพาณิชย์กูล	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.รังสรรค์	วงศ์จิรภัทร	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.สโรช	บุญศิริพันธ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.สุสิทธิ์	ฉายประกายแก้ว	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.ดร.กมล	อมรฟ้า	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ดร.ชารินี	ลิ้มสวัสดิ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ดร.นที	อริกคุณากร	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ดร.นันทวัฒน์	ขมหวาน	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ดร.พูลพงษ์	พงษ์วิทยภานุ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
ผศ.ดร.ศักรรจ	บุญทวียุวัฒน์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
ผศ.ดร.ธีวรา	สุวรรณ	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.ปรีดา	พิชยาพันธ์	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.สุริยะ	ทองมุณี	มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
ผศ.ดร.อภิชิต	คำภาหล้า	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น
ผศ.ดร.ณัฐวุฒิ	ธนศรีสถิตย์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.สัจจารักษ์	พรพีรเกียรติ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.สุชัญญา	โปษยะนันทน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ดร.บุญชัย	พึ่งไพ่งาม	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
ผศ.ดร.ชลัท	ทิพากรเกียรติ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
ผศ.ดร.ภาณุ	พร้อมพุทธางกูร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ (ต่อ)

ผศ.ดร.อรุณ	ลูกจันทร์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
ผศ.ดร.เกียรติสุดา	สมนา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ผศ.ดร.รัฐพล	สมนา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ผศ.ดร.วีรพันธุ์	เจียมมีปรีชา	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ผศ.ดร.พีร์นิธิ	อักษร	มหาวิทยาลัยขอนแก่น
ผศ.ดร.กองภูณฑ์	โตชัยวัฒน์	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
ผศ.ดร.ดนัย	วันทนากร	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
ผศ.ดร.วินัย	รักสุนทร	มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
ผศ.ดร.รัฐภูมิ	ปริชาตปรีชา	มหาวิทยาลัยนเรศวร
ผศ.ดร.เอมม่า	อาสนจินดา	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ฐิติมา	วงศ์อินตา	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ธัญภัส	เมืองปัน	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ปิยะฉัตร	ฉัตรตันใจ	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.วีรพร	พงศ์ติณบุตร	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.สยาม	ยิ้มศิริ	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.สิทธิภัสร์	เอื้ออภิวัชร์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.สุรเมศวร์	พิริยะวัฒน์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ผศ.ดร.ปรีดา	ไชยมหาวัน	มหาวิทยาลัยพะเยา
ผศ.ดร.สมบูรณ์	เซี่ยงฉิน	มหาวิทยาลัยพะเยา
ผศ.ดร.ชัยชาญ	โชติถนอม	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
ผศ.ดร.ศิวา	แก้วปลั่ง	มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
ผศ.ดร.รมณีย์	ทองดารา	มหาวิทยาลัยมหิดล
ผศ.ดร.วัจนันท์	มัตติทานนท์	มหาวิทยาลัยมหิดล
ผศ.ดร.เวชสวรรค์	หล้ากาศ	มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่
ผศ.ดร.เสริมศักดิ์	อาษา	มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่
ผศ.ดร.เสริมศักดิ์	พงษ์เมษา	มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่
ผศ.ดร.นพคุณ	ชูทัน	มหาวิทยาลัยราชภัฏกำแพงเพชร
ผศ.ดร.จรัล	รัตนโชตินันท์	มหาวิทยาลัยราชภัฏจันทรเกษม
ผศ.ดร.พิธาน	ไพโรจน์	มหาวิทยาลัยราชภัฏจันทรเกษม
ผศ.ดร.จิรวัฒน์	วิมุตติสุขวิริยา	มหาวิทยาลัยราชภัฏบุรีรัมย์
ผศ.ดร.เลิศชาย	สถิตย์พนาวงศ์	มหาวิทยาลัยราชภัฏพระนครศรีอยุธยา

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ (ต่อ)

ผศ.ดร.ชีวินทร์	ลิ้มศิริ	มหาวิทยาลัยวงษ์ชวลิตกุล
ผศ.ดร.สุดนิรันดร์	เพชรัตน์	มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ
ผศ.ดร.ไพจิตร	ผาวัน	มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ผศ.ดร.ชิษณุ	อัมพรายน์	มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ผศ.ดร.วริสรา	เลิศไพฑูรย์พันธ์	มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ผศ.ดร.ปรเมศวร์	เหลือเทพ	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ผศ.ดร.ภาสกร	ชัยวิริยะวงศ์	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ผศ.ดร.วิชัยรัตน์	แก้วเจือ	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ผศ.ดร.สุราทิพย์	สินยัง	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ผศ.ดร.สุรางคนา	ตรังคานนท์	มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์
ผศ.ดร.เกรียงศักดิ์	แก้วกุลชัย	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ผศ.ดร.ทวีศักดิ์	วังไพศาล	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
พ.อ.ผศ.ดร.พงศ์พันธุ์	จันทะคัต	โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า
ผศ.ว่าที่ร้อยตรี ดร.ศุภชัย	สินถาวร	มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ
ผศ.ธนัช	สุขวิมลเสรี	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
ผศ.บรรพต	กุลสุวรรณ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ผศ.ธีระ	ลาภิศชยางกูล	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ผศ.สยาม	แกมขุนทด	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
ผศ.ประกอบ	มณีเนตร	มหาวิทยาลัยกรุงเทพธนบุรี
ผศ.วิศิษฐ์	อยู่ยงวัฒนา	มหาวิทยาลัยรังสิต
ผศ.วีระชาติ	จริตงาม	มหาวิทยาลัยราชภัฏนครสวรรค์
ผศ.สุปรีชา	นามประเสริฐ	มหาวิทยาลัยราชภัฏบุรีรัมย์
ผศ.เกรียงไกร	ตรีฤทธิวิทยา	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี
ผศ.ศรายุทธ	มาลัย	มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง
ผศ.เจนศักดิ์	คชนิล	มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์
ผศ.อรุณเดช	บุญสูง	มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์
ดร.วีรเดช	ชีวาพัฒนานุวงศ์	กรมทางหลวงชนบท
ดร.พัศพันธน์	ชาญวสุนันท์	จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ดร.การันต์	คล้ายฉ่ำ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
ดร.ดาราพร	พุสิงห์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
ดร.ธนพล	ญาณวีรศักดิ์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ (ต่อ)

ดร.ปฏิภาณ	แก้ววิเชียร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น
ดร.เอกชัย	อยู่ประเสริฐชัย	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ดร.ธงชัย	โพธิ์ทอง	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
ดร.ชลลดา	เลาะฟอ	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ดร.นที	สุริยานนท์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ดร.ประกิต	ชมชื่น	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ดร.พรเทพ	พวงประโคน	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
ดร.เทอดธิดา	ทิพย์รัตน์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก
ดร.กฤษดา	เสือเอี่ยม	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร
ดร.อาศิส	อัยรักษ์	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
ดร.ชยกฤต	เพชรช่วย	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน
ดร.รัตนาภรณ์	เกษมศรี	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
ดร.วชิรกรณ์	เสนาวัง	มหาวิทยาลัยนครพนม
ดร.เที่ยง	ชีวะเกตุ	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.จรัญ	ศรีชัย	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.จุฑาทิพย์	สุรารักษ์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ธิดาพร	เชื้อสวัสดิ์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.นพคุณ	บุญกระพือ	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ปีติ	โรจน์วรรณสินธุ์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ศรีสุนี	วุฒิวงศ์โยธิน	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.อมรชัย	ใจยงค์	มหาวิทยาลัยบูรพา
ดร.ศิรดล	ศิริธร	มหาวิทยาลัยมหิดล
ดร.ศิริกันยา	เลาสุวรรณ์	มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่
ดร.ธวัชระพงษ์	วงศ์สกุล	มหาวิทยาลัยราชภัฏบุรีรัมย์
ดร.ธีรพจน์	ศิริไพโรจน์	มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ
ดร.อัฐสิทธิ์	ศิริวชิราภรณ์	มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ
ดร.ณัฐวัฒน์	จุฑารัตน์	มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ดร.ฉัตรภูมิ	วิรัตนจันทร์	มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี
ดร.ปริดา	จาตุรพงศ์	สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
พ.ต.ดร.ต้องการ	แก้วเฉลิมทอง	โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า
ว่าที่ร้อยเอก ดร.กิตติพงษ์	สุวีโร	มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

ผู้ทรงคุณวุฒิประเมินบทความ (ต่อ)

ว่าที่ร้อยเอก ดร.ณัฏฐพร	บัวพุด	กองยุทธศาสตร์และแผนงาน กรมการขนส่งทางราง กระทรวงคมนาคม
อ.ชิษณุพงศ์	สุริมมะ	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
อ.ธนสิทธิ์	พรหมพิงค์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
อ.ปิยะพงษ์	ศรีรัตน์	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
อ.พลพันธ์	เศรษฐพิทยากุล	มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
อ.พราวพรรณ	อาสาสรรพกิจ	มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่
อ.ปชาชิต	ลิมวัฒนานนท์	มหาวิทยาลัยราชภัฏกาญจนบุรี
อ.อัณริกา	เสงี่ยมใจ	มหาวิทยาลัยราชภัฏพระนครศรีอยุธยา
อ.อลงกต	ไชยอุปละ	มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี
อ.ศิริพงษ์	ตรีรัตน์	วิทยาลัยเชียงราย
คุณรัชชัย	จันทร์รัชชกูล	การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย
คุณพรณรงค์	เลื่อนเพ็ชร	การทางพิเศษแห่งประเทศไทย
คุณชนะ	พงษ์โพธากุล	การประปานครหลวง
คุณชาตรี	เรืองธนันต์รักษ์	การประปาส่วนภูมิภาค

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

สถาบันการศึกษาที่ให้การสนับสนุนการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน

มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา

มหาวิทยาลัยขอนแก่น

มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต

มหาวิทยาลัยนเรศวร

มหาวิทยาลัยบูรพา

มหาวิทยาลัยมหาสารคาม

มหาวิทยาลัยมหิดล

มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

มหาวิทยาลัยรามคำแหง

มหาวิทยาลัยวงษ์ชวลิตกุล

มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี

มหาวิทยาลัยเอเชียอาคเนย์

โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า

วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามหน่วยงานผู้สนับสนุนการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

Gold

บริษัท บูรพาคอนกรีต แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามหน่วยงานผู้สนับสนุนการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 (ต่อ)

Silver

บริษัท เหล็กสยามยามาโตะ จำกัด

Bronze

บริษัท ซิโน-ไทย เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน)

บริษัท สโตนเฮ้นจ์ จำกัด

บริษัท เคียวว่า เด็นเกียว (ไทยแลนด์) จำกัด

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25
The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามหน่วยงานผู้สนับสนุนการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 (ต่อ)

Bronze

บริษัท โพสเท็นเอ็นจิเนียริ่ง จำกัด

บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ส จำกัด

บริษัท นารายณ์พร็อพเพอตี้ จำกัด

บริษัท นิรมิตรรังสรรค์ จำกัด

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

The 25th National Convention on Civil Engineering

รายนามหน่วยงานผู้สนับสนุนการจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 (ต่อ)

General

บริษัท เอส ที เอส เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด

บริษัท วอเตอร์ ดีเวิ้ลลัฟเม็นท์ คอนซัลแท็นส์ กรุ๊ป จำกัด

บริษัท สยามเกเบียน จำกัด

กำหนดการ
การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25

วันพุธที่ 15 กรกฎาคม 2563

เวลา	รายการ
11:30 – 13:00 น.	แนะนำขั้นตอนการประชุมแบบ Online
13:00 – 13:20 น.	พิธีเปิด การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 ❖ กล่าวรายงาน โดย ดร.ชาญยุทธ กาฬกาญจน์ หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา ประธานคณะกรรมการดำเนินงาน ❖ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ณยศ คุรุกิจโกศล คณบดีคณะวิศวกรรมศาสตร์ และ รองอธิการบดีฝ่ายกิจการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก มหาวิทยาลัยบูรพา ประธานในพิธี กล่าวเปิดงาน ❖ รองศาสตราจารย์ ดร.สมิตร ส่งพิริยะกิจ ประธานคณะกรรมการสาขาวิศวกรรมโยธา วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ กล่าวต้อนรับผู้เข้าร่วมการประชุม ❖ ผู้ช่วยศาสตราจาร ดร.ธเนศ วีระศิริ นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ กล่าวต้อนรับผู้เข้าร่วมประชุมและกล่าวขอบคุณผู้สนับสนุนการประชุม
13:20 – 13:40 น.	ปาฐกฐาพิเศษ หัวข้อ "การขับเคลื่อนเศรษฐกิจของประเทศด้วยโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก" โดย ดร.คณิศ แสงสุพรรณ เลขาธิการคณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก
13:40 – 13:55 น.	พัก 15 นาที
13:55 – 14:50 น.	การสัมภาษณ์พิเศษ หัวข้อ "การพัฒนาท่าอากาศยานนานาชาติอู่ตะเภา ภายใต้โครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก" โดย เรืออากาศโท เฉลิมพล อินทรวงศ์ ผู้อำนวยการสำนัก สายงานโครงสร้างพื้นฐาน และ คุณศุภนิธิ์ จันทรศิริ ผู้อำนวยการ สายงานโครงสร้างพื้นฐาน สำนักงานคณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก
14:50 – 15:15 น.	การสัมภาษณ์พิเศษ หัวข้อ "บทบาทของการรถไฟแห่งประเทศไทย กับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก" โดย คุณสุจิตต์ เชาว์ศิริกุล รองผู้ว่าการกลุ่มบริหารรถไฟฟ้า การรถไฟแห่งประเทศไทย
15:15 – 15:30 น.	พัก 15 นาที
15:30 – 16:00 น.	การบรรยายพิเศษ หัวข้อ "Water Resources Management in the Eastern Region of Thailand for the Eastern Economic Corridor (EEC)" โดย ศาสตราจารย์กิตติคุณ ดร.ธวัชชัย ติงสัญชลี ผู้ทรงคุณวุฒิพิเศษ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา
16:00 – 16:30 น.	การบรรยายพิเศษ หัวข้อ "Sensitivity Analysis of Public Private Partnership Models for Thailand's EEC Highspeed Rails" โดย ดร.ศักดิรัตน์ แก้วอุ่นเรือน, Birmingham Centre for Railway Research and Education, School of Engineering, The University of Birmingham, UK
16:30 – 17:00 น.	แนะนำกำหนดการประชุมวันถัดไป แนะนำขั้นตอนการประชุมแบบ Online

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

เวลา	รายการ
8:15 – 9:00 น.	แนะนำขั้นตอนการประชุมแบบ Online
9:00 – 10:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 1 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
10:30 – 10:45 น.	พัก 15 นาที
10:45 – 12:15 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 2 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
12:15 – 13:00 น.	พักกลางวัน 45 นาที
13:00 – 14:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 3 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
14:30 – 14:45 น.	พัก 15 นาที
14:45 – 16:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 4 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
16:30 – 17:00 น.	แนะนำกำหนดการประชุมวันถัดไป แนะนำขั้นตอนการประชุมแบบ Online

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

เวลา	รายการ
8:10 – 8:45 น.	แนะนำขั้นตอนการประชุมแบบ Online
8:45 – 9:15 น.	พิธีปิดและพิธีส่งมอบธงเจ้าภาพครั้งถัดไป ❖ ดร.ดาราพร พุสิงห์ หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ศรีราชา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา กล่าวขอบคุณ ❖ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สินาด โกศลานันท์ คณบดีคณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี กล่าวขอบคุณ ❖ ผู้ช่วยศาสตราจารย ดร.ธเนศ วีระศิริ นายกวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ กล่าวขอบคุณ ❖ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมเกียรติ ขวัญพฤกษ์ รองคณบดีฝ่ายพัฒนากายภาพและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง เจ้าภาพการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 26 กล่าวเชิญชวน ❖ พิธีส่งมอบธงเจ้าภาพครั้งถัดไป
9:15 – 10:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 5 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
10:30 – 10:45 น.	พัก 15 นาที
10:45 – 12:15 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 6 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
12:15 – 13:00 น.	พักกลางวัน 45 นาที
13:00 – 14:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 7 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
14:30 – 14:45 น.	พัก 15 นาที
14:45 – 16:30 น.	การนำเสนอบทความ ช่วงที่ 8 (parallel session จำนวน 7 ห้อง)
16:30 – 16:45 น.	แนะนำเจ้าภาพจัดการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 26 (NCCE26) วีดีทัศน์ผู้สนับสนุนการประชุม

การนำเสนอบทความภาคบรรยาย

Oral Presentations

สาขาบทความ

1. งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (Eastern Economic Corridor, EEC)
2. วิศวกรรมการบริหารงานก่อสร้าง (Construction Engineering and Management, CEM)
3. วิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (Intelligent Transportation Engineering, Traffic and Logistics Engineering, TRL)
4. วิศวกรรมโครงสร้าง (Structural Engineering, STR)
5. วิศวกรรมปฐพี (Geotechnical Engineering, GTE)
6. วิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐาน (Infrastructure Engineering, INF)
7. วิศวกรรมและเทคโนโลยีการป้องกันประเทศ (Defense Engineering and Technology, DET)
8. วิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (Construction Material Engineering, MAT)
9. วิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (Survey and Geographic Information System Engineering, SGI)
10. วิศวกรรมโยธาและการศึกษา (Civil Engineering and Education, CEE)
11. วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน (Environmental and Energy Engineering, ENV)
12. วิศวกรรมแหล่งน้ำ (Water Resource Engineering, WRE)

ข้อปฏิบัติสำหรับการนำเสนอบทความ

1. แต่ละบทความมีเวลานำเสนอ 10 นาที โดยต้องไม่เกิน 12 นาที และมีเวลาซักถาม 3 นาที เพื่อให้แต่ละบทความนำเสนอแล้วเสร็จภายใน 15 นาที ตามกำหนดการ
2. เมื่อนำเสนอไปแล้ว 10 นาที ผู้ดำเนินรายการจะให้สัญญาณเสียงกระดิ่ง 1 ครั้ง เพื่อให้ผู้นำเสนอเตรียมสรุปการบรรยายภายใน 2 นาที
3. เมื่อนำเสนอไปแล้ว 12 นาที ผู้ดำเนินรายการจะให้สัญญาณเสียงกระดิ่ง 2 ครั้ง เพื่อให้ผู้นำเสนอจบการบรรยาย และเตรียมตัวตอบข้อซักถาม
4. แต่ละบทความต้องนำเสนอเนื้อหาของบทความในรูปแบบของสื่อนำเสนอเป็น slide page เช่น Powerpoint (ห้ามนำเสนอโดยใช้การเปิดบทความ)
5. ผู้นำเสนอบทความต้องให้ข้อมูลที่สามารถติดต่อได้ในขั้นตอนการลงทะเบียนเข้าร่วมงาน เพื่อที่ฝ่ายจัดการประชุมสามารถแจ้งรายละเอียดของการประชุมออนไลน์ให้ผู้นำเสนอมีความพร้อม หากบทความใดที่มิได้กรอกแบบฟอร์มผู้นำเสนอในขั้นตอนการลงทะเบียนเข้าร่วมงาน ให้ติดต่อฝ่ายจัดการประชุมได้ที่ อีเมล์ ncce2563@gmail.com
6. เครื่องมือนำเสนอที่ใช้ประชุมออนไลน์คือ Google Meet ซึ่งสามารถใช้งานได้โดยต้องมีบัญชีอีเมล์ของ Google Service เช่น Gmail
7. ผู้นำเสนอจะได้รับการติดต่อจากฝ่ายจัดการประชุม และเมื่อถึงวันที่มีกำหนดการนำเสนอ ผู้นำเสนอต้องเข้าห้องประชุมออนไลน์ก่อนเวลาเริ่มช่วงนำเสนอนั้นอย่างน้อย 30 นาที เพื่อรายงานตัวและเตรียมความพร้อม
8. เฉพาะบทความที่มีนำเสนอในการประชุมออนไลน์ ผู้นำเสนอจะได้รับเกียรติบัตรในรูปแบบอิเล็กทรอนิกส์ทางอีเมล์ ภายใน 3 วันทำการภายหลังจากเสร็จสิ้นการประชุม
9. ผู้นำเสนอต้องเตรียมคอมพิวเตอร์และอุปกรณ์ในการถ่ายทอดภาพและเสียงในการนำเสนอ รวมถึงอยู่ในพื้นที่ที่มีสัญญาณอินเทอร์เนตที่ดี และฝึกซ้อมการใช้งานระบบประชุมออนไลน์ให้พร้อม เพื่อให้แน่ใจว่าผู้รับชมจะได้เห็นภาพและเสียงในการนำเสนออย่างครบถ้วน

การเข้าร่วมการประชุมในฐานะผู้รับชม

1. ผู้สนใจรับชมการประชุมทั่วไป โดยต้องการรับชมเพียงอย่างเดียว สามารถรับชมได้ทางเวปไซต์หรือแอปพลิเคชั่น Youtube ช่อง NCCE25 หรือสามารถเข้าได้จากลิงค์ที่ประชาสัมพันธ์ที่ https://thaince.org/ncce25/ และ www.facebook.com/ncce25
2. ผู้สนใจรับชม ที่ต้องการซักถามผู้นำเสนอบทความ สามารถทำได้โดยจะต้องเข้าห้องประชุมออนไลน์ด้วย โดยสามารถแจ้งความประสงค์เข้าห้องประชุมออนไลน์ โดยกรอกแบบฟอร์มเพื่อลงทะเบียนเข้าร่วมการประชุมฯผ่าน Google Hangouts Meet ได้ที่ลิงค์ https://bit.ly/ncce25regist หรือเข้าจากลิงค์ในหน้าเวปไซต์ https://thaince.org/ncce25/ และ www.facebook.com/ncce25

   ทั้งนี้เมื่อเข้าห้องประชุมฯแล้วโปรดปิดไมโครโฟนทันที และสามารถเปิดไมโครโฟนได้เมื่อต้องการซักถามผู้นำเสนอ ในช่วงเวลาหลังจากที่ผู้นำเสนอได้นำเสนอบทความเสร็จสิ้นแล้วเท่านั้น
3. ลิงค์สำหรับเข้าร่วมการประชุมออนไลน์ ทั้งช่องทาง Youtube และ Google Hangouts Meet ของห้องประชุมต่าง ๆ สามารถเข้าได้ดังนี้

ห้องประชุม	Link การประชุมวิชาการ		
	วันที่	Google Hangouts Meet	Youtube
ห้องประชุมใหญ่	15 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/yaz-pkdx-xvp	https://youtu.be/93Bo6HtFPbM
ห้องที่ 1 บางแสน	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/yim-psxp-tsb	https://youtu.be/UEJ1cjfmsuQ
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/mtv-osbb-daa	https://youtu.be/nRv7ils6f-Y
ห้องที่ 2 ศรีราชา	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/xqs-xcvw-hrd	https://youtu.be/SXV8G-u9X2k
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/wej-riof-ctc	https://youtu.be/mbss1zkge2E
ห้องที่ 3 แหลมฉบัง	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/hha-nuce-nny	https://youtu.be/TS1Y74_5sN8
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/cvb-sbmt-vtt	https://youtu.be/0cFjjxeemf0
ห้องที่ 4 พัทยา	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/uvy-wkbh-rhm	https://youtu.be/kg2CYAEzlvs
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/dnc-wkti-wbc	https://youtu.be/0I9DkMa5BuY
ห้องที่ 5 สัตหีบ	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/oeq-rktx-uzp	https://youtu.be/7E-qYwicM5M
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/thp-jofw-sct	https://youtu.be/Pac1NpRy4kg
ห้องที่ 6 อู่ตะเภา	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/fxe-mnpu-gaq	https://youtu.be/hjRLSSe09yo
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/qhb-ayqx-paf	https://youtu.be/fE8hga0oNEU
ห้องที่ 7 มาบตาพุด	16 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/spp-nvbz-uas	https://youtu.be/cRcpf04ykB8
	17 กรกฎาคม 2563	https://meet.google.com/wbr-evgs-zvo	https://youtu.be/eo0flu8qlus
ห้องที่ 8 จันทบุร	16 กรกฎาคม 2563	Highlight ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุมย่อยทั้ง 7 ห้อง รับชมทาง Youtube เท่านั้น	https://youtu.be/gU1iH77nrGk
	17 กรกฎาคม 2563		https://youtu.be/abM26v6LjhE

YouTube สำหรับผู้สนใจเข้าร่วมฟังการประชุมวิชาการ โดยไม่สามารถซักถามผู้นำเสนอบทความได้

Google Hangouts Meet สำหรับผู้นำเสนอบทความและผู้สนใจเข้าร่วมการประชุมฯโดยสามารถซักถามผู้นำเสนอบทความได้

ตารางสรุปกำหนดการนำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุมออนไลน์	ห้องที่ 1 บางแสน	ห้องที่ 2 ศรีราชา	ห้องที่ 3 แหลมฉบัง	ห้องที่ 4 พัทยา	ห้องที่ 5 สัตหีบ	ห้องที่ 6 อู่ตะเภา	ห้องที่ 7 มาบตาพุด	ห้องที่ 8 จันทบุร
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	MAT	EEC / ENV	Highlight
9:00 - 9:15 น.	CEM-INV1	TRL-INV1	STR-INV1	GTE-INV1	WRE-INV1	MAT-INV1	EEC02	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
9:15 - 9:30 น.	CEM19	TRL17	STR06	GTE17	WRE01	MAT03	EEC03	
9:30 - 9:45 น.	CEM20	TRL41	STR08	GTE34	WRE02	MAT07	ENV-INV1	
9:45 - 10:00 น.	CEM26	TRL03	STR38	GTE35	WRE25	MAT09	ENV01	
10:00 - 10:15 น.	CEM29	TRL34	STR41	GTE41	WRE06	MAT11	ENV02	
10:15 - 10:30 น.	CEM41	TRL06	STR43	GTE42	WRE09	MAT13	ENV03	
10:30 - 10:45 น.	พัก 15 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	MAT	DET / MAT	Highlight
10:45 - 11:00 น.	CEM-INV2	TRL-INV2	STR47-INV2	GTE-INV2	WRE-INV2	MAT-INV2	DET01	SYS
11:00 - 11:15 น.	CEM07	TRL01	STR03	GTE07	WRE10	MAT20	MAT04	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
11:15 - 11:30 น.	CEM12	TRL12	STR20	GTE08	WRE29	MAT23	MAT06	
11:30 - 11:45 น.	CEM14	TRL31	STR36	GTE13	WRE11	MAT25	MAT12	
11:45 - 12:00 น.	CEM18	TRL30	STR37	GTE01	WRE27	MAT26	MAT22	
12:00 - 12:15 น.	CEM15	TRL29	STR45	GTE18	WRE28	MAT32	MAT24	
12:15 - 13:00 น.	พัก 45 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	MAT	SGI	Highlight
13:00 - 13:15 น.	CEM-INV3	TRL-INV3	STR-INV3	GTE20	WRE-INV3	MAT-INV3	SGI-INV1	SYS
13:15 - 13:30 น.	CEM03	TRL42	STR04	GTE26	WRE31	MAT01	SGI19	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
13:30 - 13:45 น.	CEM05	TRL40	STR10	GTE28	WRE35	MAT05	SGI18	
13:45 - 14:00 น.	CEM21	TRL37	STR32	GTE37	WRE04	MAT28	SGI16	
14:00 - 14:15 น.	CEM28	TRL36	STR33	GTE38	WRE05	MAT30	SGI12	
14:15 - 14:30 น.	CEM34	TRL16	STR34	GTE40		MAT31	SGI08	
14:30 - 14:45 น.	พัก 15 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	MAT	SGI	Highlight
14:45 - 15:00 น.	CEM-INV4	TRL09	STR-INV4	GTE-INV3	WRE-INV4	MAT-INV4	SGI-INV2	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
15:00 - 15:15 น.	CEM01	TRL46	STR19	GTE16	WRE12	MAT15	SGI07	
15:15 - 15:30 น.	CEM04	TRL45	STR27	GTE23	WRE16	MAT16	SGI21	
15:30 - 15:45 น.	CEM08	TRL38	STR35	GTE36	WRE07	MAT17	SGI04	
15:45 - 16:00 น.	CEM09	TRL28	STR39	GTE46	WRE15	MAT19	SGI02	
16:00 - 16:15 น.	CEM23	TRL25	STR40	GTE50	WRE19	MAT21	SGI17	
16:15 - 16:30 น.	CEM35	TRL27	STR46	GTE48	WRE32	MAT29	SGI03	

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุมออนไลน์	ห้องที่ 1 บางแสน	ห้องที่ 2 ศรีราชา	ห้องที่ 3 แหลมฉบัง	ห้องที่ 4 พัทยา	ห้องที่ 5 สัตหีบ	ห้องที่ 6 อู่ตะเภา	ห้องที่ 7 มาบตาพุด	ห้องที่ 8 จันทบูร
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	MAT	STR / MAT	Highlight
9:15 - 9:30 น.	CEM-INV5	TRL-INV4	STR05	GTE03	WRE-INV5	MAT-INV5	STR44	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
9:30 - 9:45 น.	CEM02	TRL26	STR11	GTE04	WRE03	MAT02	STR31	
9:45 - 10:00 น.	CEM06	TRL19	STR12	GTE05	WRE08	MAT08	STR01	
10:00 - 10:15 น.	CEM10	TRL08	STR15	GTE22	WRE13	MAT10	MAT18	
10:15 - 10:30 น.	CEM16	TRL07	STR24	GTE32	WRE14	MAT14	MAT27	
10:30 - 10:45 น.	พัก 15 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	SGI	ENV	Highlight
10:45 - 11:00 น.	CEM17	TRL-INV5	STR-INV5	GTE-INV4	WRE-INV6	SGI23	ENV-INV2	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
11:00 - 11:15 น.	CEM27	TRL44	STR07	GTE10	WRE17	SGI09	ENV04	
11:15 - 11:30 น.	CEM32	TRL33	STR13	GTE15	WRE20	SGI22	ENV05	
11:30 - 11:45 น.	CEM33	TRL48	STR14	GTE39	WRE34	SGI05	ENV06	
11:45 - 12:00 น.	CEM43	TRL49	STR17	GTE43	WRE18	SGI20	ENV07	
12:00 - 12:15 น.	CEM44	TRL32	STR25	GTE49	WRE22	SGI13	ENV08	
12:15 - 13:00 น.	พัก 45 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	WRE	SGI	TRL	Highlight
13:00 - 13:15 น.	CEM13	TRL-INV6	STR26-INV6	GTE06	WRE23	SGI01	TRL18	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
13:15 - 13:30 น.	CEM24	TRL43	STR09	GTE12	WRE24	SGI14	TRL15	
13:30 - 13:45 น.	CEM25	TRL35	STR18	GTE19	WRE36	SGI15	TRL14	
13:45 - 14:00 น.	CEM30	TRL13	STR28	GTE31	WRE21	SGI11	TRL11	
14:00 - 14:15 น.	CEM11	TRL21	STR42	GTE33	WRE26	SGI10	TRL10	
14:15 - 14:30 น.	CEM37	TRL47	STR48	GTE51	WRE30	SGI06	TRL22	
14:30 - 14:45 น.	พัก 15 นาที							
เวลา / สาขา	CEM	TRL	STR	GTE	GTE	INF	CEE	Highlight
14:45 - 15:00 น.	CEM31	TRL39	STR02	GTE47	GTE-INV5	INF01	CEE01	ถ่ายทอดสดสลับระหว่างห้องประชุม
15:00 - 15:15 น.	CEM38	TRL20	STR16	GTE21	GTE02	INF02	CEE02	
15:15 - 15:30 น.	CEM40	TRL05	STR21	GTE24	GTE09	INF03	CEE03	
15:30 - 15:45 น.	CEM42	TRL23	STR22	GTE25	GTE11	INF04	CEE04	
15:45 - 16:00 น.	CEM22	TRL04	STR23	GTE27	GTE14	INF05	CEE05	
16:00 - 16:15 น.	CEM39	TRL02	STR29	GTE30	GTE29	INF06	CEE06	
16:15 - 16:30 น.	CEM36	TRL24	STR30	GTE45	GTE44		CEE07	

หมายเหตุ:
1. กรุณาตรวจสอบรหัสบทความได้ในตารางรายชื่อบทความ
2. INV หมายถึง การบรรยายโดยผู้ทรงคุณวุฒิรับเชิญ (Invited speaker)
3. ห้องจันทบูร เป็นช่อง Youtube ที่ถ่ายทอดสดสลับระหว่างช่อง Youtube ของห้องประชุมห้องที่ 1 – 7
4. SYS เป็นการนำเสนอเทคโนโลยีของ บริษัท เหล็กสยามยามาโตะ จำกัด

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมการบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

รหัสบทความ	หัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
CEM-INV1	Innovation technology for improving the management of infrastructure projects	ผศ.ดร.วัชระ เพียรสุภาพ	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
CEM-INV2	การตรวจวัดพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างถนนลาดยาง	รศ.ดร.ศุภวุฒิ มาลัยกฤษณะชลี	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
CEM-INV3	การบริหารโครงการท่าเรือน้ำลึกแหลมฉบัง Thailand First Deep Sea Port	ดร.ประสงค์ ธาราไชย	ประธานกรรมการ บริษัท โปรเจค แพลนนิ่ง เซอร์วิส จำกัด (มหาชน)
CEM-INV4	ทิศทางของตลาดดิจิตัลกับอุตสาหกรรมการก่อสร้าง	ไพท พฤงกิ่น	CEO,BUILK ONE GROUP Co.,Ltd.
CEM-INV5	Project Management Process Digitalization	ธีรวรรตน์ ตังประพฤทธิ์กุล	Assistant Vice President, DTGO Corporation Co., Ltd.

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิกสติกส์ (TRL)

รหัสบทความ	หัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
TRL-INV1	นวัตกรรม เมือง และความยั่งยืน	รศ.ดร.ประพัทร์พงษ์ อุปลา	คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง และผู้อำนวยการสำนักวิจัยนวัตกรรมเมืองอัจฉริยะ
TRL-INV2	การวิเคราะห์สภาพจราจรโดยใช้ข้อมูลออนไลน์	รศ.ดร.มงกุฎ เพียรธรนะกูลชัย	School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology
TRL-INV3	Smart Mobility กับการเตรียมความพร้อมในประเทศไทย	รศ.ดร.สรวิศ นฤปิติ	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
TRL-INV4	ปัญหาการเดินทางเชื่อมต่อรถไฟฟ้าด้วยจักรยาน	รศ.ดร.วิโรจน์ ศรีสุรภานนท์	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
TRL-INV5	The Future of Shared Mobility after COVID-19	ผศ.ดร.สโรช บุญศิริพันธ์	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
TRL-INV6	การออกแบบพื้นที่โดยรอบสถานีรถไฟศาลายา	ดร.ศิรดล ศิริธร	สาขาวิชาวิศวกรรมระบบขนส่งทางราง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

รหัสบทความ	หัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
STR-INV1	สถานการณ์กฎกระทรวงและมาตรฐาน งานอาคารในประเทศไทย	รศ.เอนก ศิริพานิชกร	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
STR-INV2	Seismic Strengthening of Soft-Story RC Moment Frames	รศ.ดร.สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
STR-INV3	Structural Performance Upgrade of Buildings using Viscous Wall Dampers - A Case Study of 41-Story Condominium	รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
STR-INV4	Un-conventional Construction	ดร.วิสิทธิ์ อุติศยพงศา	บริษัท วิสิทธิ์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนส์ จำกัด
STR-INV5	Indentation Problems under Surface Stress Effects	ศ.ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฒิไชย	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
STR-INV6	ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน	ผศ.ดร.วีรพันธ์ เจียมมีปรีชา	สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

รหัสบทความ	หัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
GTE-INV1	การเร่งระบายน้ำออกจากดินเหนียวอ่อน From surcharge loading to Vaccum PVD	ศ.ดร.พานิช วุฒิพฤกษ์	คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
GTE-INV2	การเพิ่มศักยภาพของผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตด้วยการเสริมเส้นใยไฟเบอร์	ศ.ดร.สุขสันติ์ หอพิบูลสุข	สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
GTE-INV3	การใช้พืชร่วมกับวิธีกลสำหรับป้องกันภัยดินถล่ม : ความสำคัญของภูมิปัญญาท้องถิ่นในประเทศไทย	ศ.ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
GTE-INV4	ผลกระทบและปฏิสัมพัทธ์ระหว่างการก่อสร้างใหม่ต่อโครงสร้างใต้ดินที่มีอยู่เดิมในพื้นที่เมือง	รศ.ดร.พรเกษม จงประดิษฐ์	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
GTE-INV5	นวัตกรรมเสาเข็มพลังงานเพื่ออาคารประหยัดพลังงาน	รศ.ดร.อภินิติ โชติสังกาศ	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
MAT-INV1	Corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete	รศ.ดร.วันชัย ยอดสุดใจ	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
MAT-INV2	Potential of Off-Spec Fly Ash for Use in Concrete" or in Thai	ศ.ดร.สมนึก ตั้งเติมสิริกุล	สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต
MAT-INV3	Structural design of ground-supported fiber reinforced concrete slabs	รศ.ดร.วิทิต ปานสุข	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
MAT-INV4	Potential aggregate problem for construction	รศ.ดร.สุวิมล สัจจาวาณิช	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
MAT-INV5	Multilayer Bulletproof Panel made of FRC with Rubber Sheet Insertaion Subjected to .44 Caliber Bullet	ศ.ดร.ปิติ สุคนธสุขกุล	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
SGI-INV1	การประยุกต์ใช้สถานีฐาน GNSS แบบถาวรในการหาปริมาณไอน้ำในชั้นบรรยากาศเพื่อเป็นทางเลือกในการระบุวันเข้าสู่ฤดูมรสุมสำหรับประเทศไทย	ศ.ดร. เฉลิมชนม์ สถิระพจน์	ภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
SGI-INV2	การประมาณค่าความจุอ่างเก็บน้ำอุบลรัตน์โดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม (Ubolratana reservoir capacity estimation by using satellite images)	ผศ.ดร. ศิวา แก้วปลั่ง	ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน (ENV)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
ENV-INV1	เทคโนโลยี Integrated Fixed Film Activated Sludge (IFAS) เพื่อการปรับปรุงและยกระดับระบบบำบัดน้ำเสียทางชีวภาพ	รศ.ดร.ธงชัย ศรีวิริยรัตน์	ภาควิชาวิศวกรรมเคมี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา
ENV-INV2	From Environmental Engineering to Sustainable Engineering Technology in A Next Mega Trend: Are You Ready?	ศ.ดร.พวงรัตน์ ขจิตวิชยานุกูล	ภาควิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

การบรรยายรับเชิญ

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อการบรรยาย	ผู้บรรยายรับเชิญ	สถาบัน / องค์กร
WRE-INV1	การปรับตัวในการจัดการทรัพยากรน้ำไทย	ศ.ดร.สุวัฒนา จิตตลดากร	ผู้ทรงคุณวุฒิพิเศษ ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
WRE-INV2	การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการอย่างยืดหยุ่น	ศ.ดร.อนงค์ฤทธิ์ แข็งแรง	รองอธิการบดีฝ่ายพัฒนาโครงสร้างพื้นฐาน วิจัย และนวัตกรรม มหาวิทยาลัยมหาสารคาม
WRE-INV3	เทคโนโลยีการบริหารจัดการน้ำสมัยใหม่	ดร.สุทัศน์ วีสกุล	ผู้อำนวยการ สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน)
WRE-INV4	Geomorphology-Based Runoff Modeling for Integrated Basin Management	Prof. Dr. Kwan Tun Lee	Department of River and Harbor Engineering, National Taiwan Ocean University, Taiwan
WRE-INV5	สมดุลน้ำและมาตรการลดการใช้น้ำเพื่อการพัฒนาที่ยั่งยืนในเขตระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก	รศ.ดร.บัญชา ขวัญยืน	ภาควิชาวิศวกรรมชลประทาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน
WRE-INV6	โครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกกับงานวิจัย/พัฒนา และการพัฒนาวิชาชีพ (จากกรณีการวางแผนพัฒนาทรัพยากรน้ำ)	รศ.ดร.สุจริต คูณธนกุลวงศ์	ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	CEM-INV1	Innovation technology for improving the management of infrastructure projects	ผศ.ดร.วัชระ เพียรสุภาพ
2	9:15 – 9:30 น.	CEM19	เศษวัสดุประเภทเพื่อในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน	ธนพล พฤกษ์สุนทร, วรรณวิทย์ แต้มทอง
3	9:30 – 9:45 น.	CEM20	การศึกษาปริมาณเศษวัสดุและการปรับปรุงผลิตภาพของกระบวนการผลิตชิ้นส่วนบ้านสำเร็จรูป 2 ชั้น ด้วยวิธีการประเมินแบบราย 5 นาที	สุภาณีย์ พิริยะสุรวงศ์, วรรณวิทย์ แต้มทอง
4	9:45 – 10:00 น.	CEM26	ศึกษาการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้างอย่างยั่งยืน	วิมลมาศ บุญยั่งยืน, ชลลดา เลาะฟอ
5	10:00 – 10:15 น.	CEM29	การบริหารวัสดุคงคลังในธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็ก	ชนกานต์ ภิญโญภูมิมินทร์, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์
6	10:15 – 10:30 น.	CEM41	การศึกษาปัจจัยการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรของมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จังหวัดจันทบุรี	สรวัสส์ บุญหยง, พนัชกร อาจสด

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	CEM-INV2	การตรวจวัดพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างถนนลาดยาง	รศ.ดร.ศุภวุฒิ มาลัยกฤษณะชลี
2	11:00 – 11:15 น.	CEM07	สาเหตุความล่าช้าของงานราชการและแนวทางการแก้ปัญหา	พีรสิชณ์ อัฑฒ์สุวีร์, วรรณวิทย์ แต้มทอง
3	11:15 – 11:30 น.	CEM12	การวิเคราะห์ความล่าช้าของการก่อสร้าง กรณีศึกษาอาคารชุดที่พักอาศัยรวมในจังหวัดเชียงใหม่	ศุภกร ชนะ, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู
4	11:30 – 11:45 น.	CEM14	ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้าง: กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี)	ชายรอง กิมเฮียะ, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ
5	11:45 – 12:00 น.	CEM18	สาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร	ทรงยศ หวันสมาน, วรรณวิทย์ แต้มทอง
6	12:00 – 12:15 น.	CEM15	กระบวนการพัฒนาองค์กรของบริษัทรับสร้างบ้านโดยใช้แนวทางแผนผังแบบจำลองธุรกิจ	วรนันท์ อิ่มโอษฐ์, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ดร.ภัทรพร พรเทพเกษมสันต์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	CEM-INV3	การบริหารโครงการท่าเรือน้ำลึกแหลมฉบัง Thailand First Deep Sea Port	ดร.ประสงค์ ธาราไชย
2	13:15 – 13:30 น.	CEM03	กรณีศึกษาต้นทุนคุณภาพในงานสถาปัตยกรรมในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม	พิจาริน เอ่งฉ้วน, กมลวัลย์ ลือประเสริฐ
3	13:30 – 13:45 น.	CEM05	การศึกษาพฤติกรรมและกำหนดกลยุทธ์การเสนอราคางานก่อสร้างทาง	ธนิดา บดีพงศ์, วชรภูมิ เบญจโอฬาร
4	13:45 – 14:00 น.	CEM21	การวิเคราะห์ความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง ของบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่	ปาณัสม์ ลิ้มพัสถาน, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู
5	14:00 – 14:15 น.	CEM28	การศึกษาอุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง	วิไลเลขา วิวัฒน์วานิชกุล
6	14:15 – 14:30 น.	CEM34	การพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคารเพื่อวิเคราะห์เวลาในการอพยพหนีไฟ	ณชาภทร แสงจันทร์, ดารารัตน์ พันชะนะ, เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน
เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ดร.อมรชัย ใจยงค์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	CEM-INV4	ทิศทางของตลาดดิจิตัลกับอุตสาหกรรมการก่อสร้าง	ไพท พฤงกิ่น
2	15:00 – 15:15 น.	CEM01	สาเหตุของงานบกพร่องในงานก่อสร้าง ต้นทุนในการแก้ไข และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำ : กรณีศึกษางานก่อสร้างโรงแรม 1 แห่ง	เจริญทรัพย์ งอยจันทร์ศรี, พิชญ์ สุธีรวรรธนา
3	15:15 – 15:30 น.	CEM04	การเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้างแบบ PERT โดยกลุ่มตัวอย่างบริษัทสมาชิกสามัญของสมาคมธุรกิจรับสร้างบ้าน	นครินทร์ ซิ่วนัส, วชรภูมิ เบญจโอฬาร
4	15:30 – 15:45 น.	CEM08	การวิเคราะห์ข้อมูลในกระบวนการบริหารงานก่อสร้างโดยใช้ธุรกิจอัจฉริยะในการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงาน	กิตติพงศ์ เชื้ออ้วน, เบญญา สุนทรานนท์, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ
5	15:45 – 16:00 น.	CEM09	การคัดเลือกแนวทางการแก้ปัญหาการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็กของโครงการ เทอรา ดา ลุร จังหวัดเชียงใหม่	จิตราภรณ์ วุฒิการณ์, พิมพ์สิริ โตวิจิตร, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ
6	16:00 – 16:15 น.	CEM23	การกำหนดเพื่อเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร	ฐิติวัฒน์ ตรีวงศ์, ถิรรัตน์ นาคาคง, กนกวรรณ ไชยนุรักษ์, จำรูญ หฤทัยพันธ์
7	16:15 – 16:30 น.	CEM35	ปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น	วรรณวรางค์ รัตนานิคม, สยาม ยิ้มศิริ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 - ศรีราชา
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	TRL-INV1	นวัตกรรม เมือง และความยั่งยืน	รศ.ดร.ประพัทธ์พงษ์ อุปลา
2	9:15 – 9:30 น.	TRL17	แบบจำลองเชิงพฤติกรรมการใช้คาร์แชร์ริ่ง: กรณีศึกษาผู้ใช้งานรถจักรยานยนต์รับจ้างในเขตกรุงเทพมหานคร	วีรชัย โสรนนันทนุ, พงษ์สันธ์ บัณฑิตสกุลชัย
3	9:30 – 9:45 น.	TRL41	ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาและความสบายเชิงความร้อน เพื่อพัฒนาและส่งเสริมการใช้ทางเดินเท้าสีเขียว	ณัฐดนัย สุวรรณมณี, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, นพดล กรประเสริฐ, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู
4	9:45 – 10:00 น.	TRL03	การพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อให้เกิดความยั่งยืน	อิชย์ ศิริประเสริฐ, ไกวัลย์ โรจนานุกูล
5	10:00 – 10:15 น.	TRL34	Analysis of Impact of Introduction of Bus Rapid Transit on Land Price in Developing City – Case Study of Managua city, Republic of Nicaragua	LISAKO KUGII, Atsushi Fukuda, Noriyasu Tsumita, Hiroki Kikuchi
6	10:15 – 10:30 น.	TRL06	การประเมินระยะเวลาการใช้บริการของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ ระหว่างสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่	มาริษา คีรีมาศทอง, ปริดา พิชยาพันธ์, นพดล กรประเสริฐ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2- ศรีราชา
เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	TRL-INV2	การวิเคราะห์สภาพจราจรโดยใช้ข้อมูลออนไลน์	รศ.ดร.มงกุฎ เพียรธรนะกูลชัย
2	11:00 – 11:15 น.	TRL01	การประเมินมูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าเกษตร	ณัฐปคัลภ์ อินสมตัว, ปนัดดา กสิกิจวิวัฒน์
3	11:15 – 11:30 น.	TRL12	การประเมินผลการเปิดช่องจราจรสวนทางบนทางพิเศษฉลองรัช	เบญจวรรณ องอาจ, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
4	11:30 – 11:45 น.	TRL31	การศึกษาค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ	พรเทพ พวงประโคน, พงศกร ปัญญา, แนววิทย์ บุญทา, ชุกรอน เซ็งสาเมาะ
5	11:45 – 12:00 น.	TRL30	การประเมินความสามารถในการประหยัดระยะเวลาการเดินทางของทางพิเศษ	ปิยพงษ์ จันทโชติ, วิรภพ เมฆพฤกษาวงศ์, กิตติคุณ รอดสกุล, ปณิก โพธิสาวัง, พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร, ธนานี ไต่เมฆ, ธวิพันธุ์ เด็ดแก้ว
6	12:00 – 12:15 น.	TRL29	การประยุกต์โครงข่ายประสาทเทียมร่วมกับความสัมพันธ์ของโครงข่ายถนนโดยรอบในการทำนายเวลาเดินทางบนถนนในเขตเมือง	พรเทพ พวงประโคน, สรวิศ นฤปิติ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 – ศรีราชา
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)
ประธานห้องประชุม : ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	TRL-INV3	Smart Mobility กับการเตรียมความพร้อมในประเทศไทย	รศ.ดร.สรวิศ นฤปิติ
2	13:15 – 13:30 น.	TRL42	การวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทาง ในพื้นที่ศึกษามหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา	พงษ์พิษณุ นาคคำ, กิตติชัย ธนทรัพย์สิน
3	13:30 – 13:45 น.	TRL40	ความพึงพอใจในระบบเดินทางแบ่งปันกันใช้ของนิสิตในเขตมหาวิทยาลัย : กรณีศึกษาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	แซนด้า วิน, สรวิศ นฤปิติ, พงษ์ศักดิ์ บัณฑิตสกุลชัย
4	13:45 – 14:00 น.	TRL37	การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ: กรณีศึกษาจังหวัดเชียงใหม่	ธนา น้อยเรือน, พรภวิษย์ ตาจุมปา, ภูมิพิชญ์ จันทร์เทพ
5	14:00 – 14:15 น.	TRL36	การวิเคราะห์ความหลากหลายของพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัย	ธวัชชัย คงสุวรรณ์, วราเมศวร์ วิเชียรแสน
6	14:15 – 14:30 น.	TRL16	การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่	ปกรณ์ จินายะ, อรรถวิทย์ อุปโยคิน, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 - ศรีราชา

เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	TRL09	ทัศนคติของนักเรียนต่อการใช้งานทางข้ามบริเวณโรงเรียน	ณัฐสัญญ์ ปัญญาวิสุทธิชัย, เกษม ชูจารุกุล
2	15:00 - 15:15 น.	TRL46	การวิเคราะห์ทางสถิติของค่าการประเมินความปลอดภัยทางถนนของ (iRAP) บนทางหลวงชนบท	ขจรศักดิ์ เจิมประไพ, สันติภาพ ศิริยงค์, ศาศวัต ภูริภัสสรกุล
3	15:15 - 15:30 น.	TRL45	การศึกษาความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพและความปลอดภัย : กรณีศึกษาจุดกลับรถหน้ามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา	สิริศักดิ์ ยิ้มย่อง, ณรงค์ กุหลาบ
4	15:30 - 15:45 น.	TRL38	การพัฒนาแนวทางการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์	ภูกริยา มีอุสาห์, บุญพล มีไชโย, ท วีศักดิ์ แตะกระโทก
5	15:45 - 16:00 น.	TRL28	เงื่อนไขและข้อพิจารณาในการติดตั้งอุปกรณ์ดูดซับแรงกระแทกจากการชนบนทางยกระดับ	เอกรินทร์ เหลืองวิลัย, วิทวงศ์ กาญจนชมภู
6	16:00 - 16:15 น.	TRL25	การประเมินความปลอดภัยทางถนน และระดับดาวตามมาตรฐาน iRAP สำหรับโรงเรียนเสี่ยงในกรุงเทพมหานคร	เกษม ชูจารุกุล, เกริกฤทธิ์ ศรีรุ่งวิกรัย, พิณทิพย์ ศิระอำพร
7	16:15 - 16:30 น.	TRL27	การวิเคราะห์อุบัติเหตุสำหรับทางโค้งราบของทางหลวงชนบทสองช่องจราจร	เกษศิรินทร์ บุญตัน, นพดล กรประเสริฐ, ปฏิพัทธ์ กัณหา

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 – แหลมฉบัง
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : รศ.ดร.วิเชียร ชาลี

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	STR-INV1	สถานการณ์กฎกระทรวงและมาตรฐาน งานอาคารในประเทศไทย	รศ.เอนก ศิริพานิชกร
2	9:15 – 9:30 น.	STR06	การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูลาร์ที่มีส่วนอโลหะจากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้าเป็นส่วนผสม	กาญจนาวรรณ์ ปัญญาวีร์, สุพพัต ควรพงษากุล, เปรมฤดี กาญจนปิยะ
3	9:30 – 9:45 น.	STR08	การพัฒนาคอนกรีตพรุนจากส่วนอโลหะที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์	กชกร ศรีวัฒนกุล, สุพพัต ควรพงษากุล, เปรมฤดี กาญจนปิยะ, จักรพันธ์ เทือกต๊ะ
4	9:45 – 10:00 น.	STR38	การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตโดยใช้คอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ	คณุตม์ สมบูรณ์ปัญญา, ภูษิต บุญยฤทธิ์, วงศกร สิมมา, ชิษณุพงศ์ สุรัมมะ
5	10:00 – 10:15 น.	STR41	การใช้ตะกอนประปา ในมอร์ต้าร์เกร้าท์รอยต่อผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูป	ตะวัน เพชรอาวุธ, จตุพล ตั้งปภาศิต
6	10:15 – 10:30 น.	STR43	การสำรวจอัตราการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี	สุพจน์ ธรรมนิทา, ปิติศานต์ กร้ำมาตร

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 - แหลมฉบัง

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : รศ.ดร.วิเชียร ชาลี

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	STR47-INV2	Seismic Strengthening of Soft-Story RC Moment Frames	รศ.ดร.สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์
2	11:00 – 11:15 น.	STR03	การประมาณค่าตัวแปรทางพลศาสตร์ของเจดีย์วัดอุโมงค์ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับจากวิธีประวัติเวลา	ปีติ ประทุมขำ, ชินพัฒน์ บัวชาติ, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, นเรเมต ตันติสุขุมาล, Mitsuhiro Miyamoto, Manabu Matsushima
3	11:15 – 11:30 น.	STR20	ค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวในทุกอำเภอของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ ตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.1301/1302-61)	สิวะลักษมณ์ ขำนุรักษ์, สรกานต์ ศรีตองอ่อน
4	11:30 – 11:45 น.	STR36	Effect of Ground Motion Horizontal Definition in Seismic Analysis and RC Moment Frame Structures in Mandalay Region	Khine Mon Myint, Teraphan Ornthammarath
5	11:45 – 12:00 น.	STR37	Effect of Scaling Factor in Ground Motion Selection of Seismic Analysis and Design of RC Moment Frame Structures	Thiri Thaw, Teraphan Ornthammarath
6	12:00 – 12:15 น.	STR45	การต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว	อมรชัย ใจยงค์, ชานนท์ กวางเจริญ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 - แหลมฉบัง
เวลา 13:00 - 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : ดร.อมรชัย ใจยงค์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 - 13:15 น.	STR-INV3	Structural Performance Upgrade of Buildings using Viscous Wall Dampers - A Case Study of 41-Story Condominium	รศ.ดร.ทศพล ปิ่นแก้ว
2	13:15 - 13:30 น.	STR04	ผลตอบสนองต่อแรงลมของอาคารหน้าตัดรูปวงกลมและวิธีการลดผลตอบสนองโดยใช้มวลหน่วงปรับค่าและมวลน้ำหน่วงปรับค่า	พัฒน์ศิริ ใจก้าวหน้า, วิโรจน์ บุญญภิญโญ
3	13:30 - 13:45 น.	STR10	เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับป้อมก่ออิฐโบราณของไทย: กรณีศึกษาป้อมมหากาฬ	กันตภณ จินทราคำ, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, ก้องภพ วัชรเสวี, ชัยณรงค์ อริสกุล, พรเกษม จงประดิษฐ์, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์
4	13:45 - 14:00 น.	STR32	ศึกษาค่าตัวประกอบปรับผลการตอบสนองที่เหมาะสมสำหรับหอถังสูง ที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงในประเทศไทย	ธนากร ใจปิติ, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์
5	14:00 - 14:15 น.	STR33	ข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ และสมบัติวัสดุก่อของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร มราชวรวิหาร	ศิวนนท์ ต้นเกตุ, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, ณัฐนันท์ วงศ์อนันต์, ชนาธิป บินซาอิส, สุรพัศ นิธิปฏิคม, สุวัจน์ชัย แก้วมาคูณ, ชัยณรงค์ อริสกุล, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์
6	14:15 - 14:30 น.	STR34	กำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุจีโอโพลิเมอร์ หรือคอนกรีตและเหล็กเสริม	ตะวัน หงษ์อุบล, อรุษ เพชรเชิดชู

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 – แหลมฉบัง

เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.จักรพันธุ์ วงษ์พา

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	STR-INV4	Un-conventional Construction	ดร.วิสิทธิ์ อุติศยพงศา
2	15:00 – 15:15 น.	STR19	การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว	วีระพงษ์ ชมชายผล, ปนัสย์ชัย เชษฐ์โชติศักดิ์, จารึก ถีระวงษ์
3	15:15 – 15:30 น.	STR27	พฤติกรรมโครงสร้างจุดต่อพื้น-เสาเสริมหมุดเหล็กภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักร	ธนกร ขุนฤทธิ์, พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, อดิศร โอวาทศิริวงศ์, อำนาจ คำพานิช
4	15:30 – 15:45 น.	STR35	การเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีอัดแรงภายนอก	พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์, อดิศร โอวาทศิริวงศ์, อำนาจ คำพานิช, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิต
5	15:45 – 16:00 น.	STR39	ผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ	จรัญ ศรีชัย, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์
6	16:00 – 16:15 น.	STR40	กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช
7	16:15 – 16:30 น.	STR46	พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกโอบรัดด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรง	อิทธิพล พสิษฐ์โยธิน, สายันต์ ศิริมนตรี, ชนะชัย ทองโฉม

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	GTE-INV1	การเร่งระบายน้ำออกจากดินเหนียวอ่อน From surcharge loading to Vaccum PVD	ศ.ดร.พานิช วุฒิพฤกษ์
2	9:15 – 9:30 น.	GTE17	การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยปูนซีเมนต์ผสมผงตะกรันเหล็กและเถ้าชีวมวล จากโรงงานผลิตกระดาษ	วฤฐ รัตนรุ่งโรจน์, ศุภกิจ นนทนานันท์, อัครชัย เรืองแสงทอง
3	9:30 – 9:45 น.	GTE34	สมรรถนะของเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยภายใต้การอัดตัวคายน้ำ	สุวิจักขณ์ วิรัตน์, พิทยา แจ่มสว่าง
4	9:45 – 10:00 น.	GTE35	การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method	ศาสตร์ศิลป์ ภักดีเมฆ, ปิยวัฒน์ เงินบำรุง, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์
5	10:00 – 10:15 น.	GTE41	กำลังอัดแกนเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าชานอ้อย	วีรวัฒน์ ดีสวัสดิ์, ชยกฤต เพชรช่วย, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, จักษดา ธำรงวุฒิ
6	10:15 – 10:30 น.	GTE42	อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดและปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์	สุทธิพงศ์ คำดี, สุริยะ ทองมุณี, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.ปิยะฉัตร ฉัตรตันใจ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	GTE-INV2	การเพิ่มศักยภาพของผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตด้วยการเสริมเส้นใยไฟเบอร์	ศ.ดร.สุขสันติ์ หอพิบูลสุข
2	11:00 – 11:15 น.	GTE07	ผลกระทบของกำลังรับแรงดึงสูงสุดและระยะห่างระหว่างชั้นของตาข่ายเสริมกำลังแบบสองทิศทางที่มีต่อกำลังอัดและการเสียรูปของทรายเสริมกำลัง	อรอนง สุมะนัสชัย, วรัช ก้องกิจกุล
3	11:15 – 11:30 น.	GTE08	คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินซีเมนต์ผสมยางพาราและดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค	ไอรดาภรณ์ หาดแก้ว, กรกฎ นุสิทธิ์, ทวีศักดิ์ แตะกระโทก, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม
4	11:30 – 11:45 น.	GTE13	คุณสมบัติของดินลูกรังแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาสำหรับวัสดุงานทาง	อรฑิฌา จันทร์สิงห์, วีรยา ฉิมอ้อย
5	11:45 – 12:00 น.	GTE01	การประเมินกรรมวิธีการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยวิธีอาซาโอกะ	สินาด โกศลานันท์, ชัยศาสตร์ สกุลศักดิ์ศรี, อลงกต ไชยอุปละ
6	12:00 – 12:15 น.	GTE18	การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์	กัญจน์ สลีวงศ์, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม, กรกฎ นุสิทธิ์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา
เวลา 13:00 - 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.พูลพงศ์ พงษ์วิทยภานุ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 - 13:15 น.	GTE20	อิทธิพลของมุมเอียงเสาเข็มเดี่ยวต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง บนพื้นฐานการทดสอบแบบจำลองกายภาพ	คเชนทร์ จักร์แก้ว, สุริยะ ทองมุณี, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม, จักรพันธ์ รงทอง
2	13:15 - 13:30 น.	GTE26	อิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทาน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	จักรพันธ์ รงทอง, สุริยะ ทองมุณี, คเชนทร์ จักร์แก้ว
3	13:30 - 13:45 น.	GTE28	อิทธิพลของแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรต่อค่าสติฟเนสของดินโดยรอบเสาเข็มเดี่ยวจำลอง	พงศ์ภัค สืบถวิลกุล, วรัช ก้องกิจกุล, พงศธร กระจ่างพล
4	13:45 - 14:00 น.	GTE37	การประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางโดยวิธี Plate Bearing Test และ Dynamic Penetration Test	ชนิดา ใสสุขสอาด, ศิวาเวช อบมา, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช
5	14:00 - 14:15 น.	GTE38	ความแม่นยำของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณ	ทินกร ทานา, สยาม ยิ้มศิริ
6	14:15 - 14:30 น.	GTE40	การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธีสถิตศาสตร์ และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์สำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์	สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์, เรืองวิทย์ โชติวิทยาธานินทร์, นิพันธ์ แสงศรี

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.พูลพงศ์ พงษ์วิทยภานุ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	GTE-INV3	การใช้พืชร่วมกับวิธีกลสำหรับป้องกันภัยดินถล่ม : ความสำคัญของภูมิปัญญาท้องถิ่นในประเทศไทย	ศ.ดร.สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง
2	15:00 - 15:15 น.	GTE16	อิทธิพลของการเสื่อมสภาพต่อกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งและเสถียรภาพเชิงลาด	นวัต ปรีชาศิลป์, บารเมศ วรรธนะภูติ, อภินิติ โชติสังกาศ
3	15:15 - 15:30 น.	GTE23	วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากเขื่อนที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น	ณัฐฐา ไชโสกเชือก, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์, ชิโนรส ทองธรรมชาติ
4	15:30 - 15:45 น.	GTE36	Standup time estimation of undercut moist sand slope using numerical simulation	Laddawon Dul, Cheowchan Leelasukseree
5	15:45 - 16:00 น.	GTE46	การปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินด้วยเสาเข็ม กรณีศึกษา ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนจอมทอง - ดอยอินทนนท์ อำเภอจอมทอง จังหวัดเชียงใหม่	ปรัชญา แสนแปง, พงษ์พินันท์ บูรณะกิติ, ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์, สุริยาวุธ ประอ้าย
6	16:00 - 16:15 น.	GTE50	อิทธิพลของการลดระดับน้ำต่อเสถียรภาพความลาดของเขื่อนดินแบบแบ่งส่วน	มนชล ศรีชัยกูล, วีรยา ฉิมอ้อย
7	16:15 - 16:30 น.	GTE48	แบบจำลองความสัมพันธ์สำหรับพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างผิวเรียบ	เอกรินทร์ สุดใจ, สุริยาวุธ ประอ้าย, นิพันธ์ อินสุข, ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์, ธีระวัชร เกี้ยงคำ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ

เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	WRE-INV1	การปรับตัวในการจัดการทรัพยากรน้ำไทย	ศ.ดร.สุวัฒนา จิตตลดากร
2	9:15 – 9:30 น.	WRE01	ความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน กรณีศึกษา โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จังหวัดชัยนาท	ปรมะ สิงห์ชัย, ชวเลข วณิชเวทิน, พิพัฒน์ สอนวงษ์
3	9:30 – 9:45 น.	WRE02	การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำเจ้าพระยาเชิงกลยุทธ์	ชนะศักดิ์ แสงสกุล, รฌนกร สนธิแก้ว, สนิท วงษา
4	9:45 – 10:00 น.	WRE25	การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมโดยการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้	สาโรจน์ โพธิ์เกษม, สมฤทัย ทะสดวก
5	10:00 – 10:15 น.	WRE06	การใช้ภาพถ่ายดาวเทียมแสงสว่างในเวลากลางคืนคาดการณ์การใช้น้ำประปาของประเทศไทย	เจษฎายุทธ ไกรนรา
6	10:15 – 10:30 น.	WRE09	การประเมินความต้องการใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัยในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงแบบรายพื้นที่	สขิลา ลีลาชัย, สิตางศุ์ พิลัยหล้า

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ

เวลา 10:45 - 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.ธรรมนูญ รัศมีมาสเมือง

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 - 11:00 น.	WRE-INV2	การบริหารจัดการทรัพยากรน้ำแบบบูรณาการอย่างยืดหยุ่น	ศ.ดร.อนงค์ฤทธิ์ แข็งแรง
2	11:00 - 11:15 น.	WRE10	การจำลองระบบล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิง ในพื้นที่เฝ้าระวัง สำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ การประปานครหลวง	สกุณี พัฒนโภครัตนา, สุรชัย ลิปิวัฒนาการ, อดิชัย พรพรหมินทร์
3	11:15 - 11:30 น.	WRE29	ดัชนีคุณภาพน้ำสำหรับระบบจ่ายน้ำประปา	บุศรินทร์ ไชยเสน, นิสภัสร์ วงศ์พัฒน์, เหมภัทร ชาติวัฒนานนท์, อรี อัมพรายน์, ปาริฉัตร ปั้นทอง, กมล วิศาลสวัสดิ์, จิรเมธ ช้างคล่อม, อดิชัย พรพรหมินทร์, สุรชัย ลิปิวัฒนาการ
4	11:30 - 11:45 น.	WRE11	การติดตามและวิเคราะห์ความเค็มรุกตัวด้วยระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ในช่วงพายุโซนร้อนปาปึก 2562	ธีรพล เจริญสุข, คชากรณ์ เจตนาวณิชย์, วาทิน ธนาธารพร, ปิยมาลย์ ศิริสมพร
5	11:45 - 12:00 น.	WRE27	การกำหนดระยะถอยร่นชายฝั่งทะเล กรณีศึกษา: หาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา	ขวัญชนก คุณกิตติ, สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง
6	12:00 - 12:15 น.	WRE28	การแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณแหลมงู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่	สุวัชร์ บัวแย้ม, เชิดวงศ์ แสงศุภวานิช, ลัดดาวัลย์ วิระมิตรชัย, เยาวลักษณ์ จรัสเอี่ยม

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ

เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	WRE-INV3	เทคโนโลยีการบริหารจัดการน้ำสมัยใหม่	ดร.สุทัศน์ วีสกุล
2	13:15 – 13:30 น.	WRE31	Investigation of Shoreline Change in Phan Thiet Bay, Binh Thuan, Vietnam	Thi Phuoc Hoai Pham, Anurak Sriariyawat
3	13:30 – 13:45 น.	WRE35	สภาพความชื้นต่อกำลังของหินศิลาแลงสำหรับการก่อสร้างที่ไม่ใช้วัสดุเชื่อมประสาน	แสงสุรีย์ พังแดง, ดารุณี แก้วพิกุล, รวัชชัย โกอินทร์, ศราวรณ์ ศาศวัตภิรมย์
4	13:45 – 14:00 น.	WRE04	Scour Protection Around Bridge Pier Using Based Ramp	Tussanun Thunyaphun, Duangrudee Kositgittiwong, Chaiwat Ekkawatpanit, Rachapol Sukjan
5	14:00 – 14:15 น.	WRE05	A study of the energy reduction of flow through concrete and natural rubber tetrapods	Watusiri Suwannarat, Duangrudee Kositgittiwong, Chaiwat Ekkawatpanit, Rachapol Sukjan
6	14:15 – 14:30 น.	-	-	-

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ

เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.สุภัชญา ชวนพงษ์พานิช

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	WRE-INV4	Geomorphology-Based Runoff Modeling for Integrated Basin Management	Prof. Dr. Kwan Tun Lee
2	15:00 – 15:15 น.	WRE12	The Effect of Depths of Partial Breakwater on Wave Transmissibility by Physical Model	Nantawoot Inseeyong, Anurak Sriariyawat
3	15:15 – 15:30 น.	WRE16	ผลของระดับน้ำหน้าเขื่อนต่อการเปลี่ยนแปลงระยะฐานของการออกแบบเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้แบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน	ปุณยวีร์ ประดงจงเนตร, ธนพร สุปรียศิลป์
4	15:30 – 15:45 น.	WRE07	การคาดการณ์ภัยแล้งในอนาคตภายใต้การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศโดยดัชนี SPI	ปริชาติ เวชยนต์, วสันต์ สกุลกิจกาญจน์
5	15:45 – 16:00 น.	WRE15	วิธีการผันน้ำเพื่อการชลประทานสำหรับลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างในฤดูแล้ง	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, คุณานนต์ ศรีสุกิวา
6	16:00 – 16:15 น.	WRE19	ผลกระทบของลักษณะลมและการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศต่อภัยแล้ง	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, ดุลยพล เหล็งพั้ง
7	16:15 – 16:30 น.	WRE32	Impacts of Future Climate Change on Inflow to Pasak Jolasid Dam in Pasak River Basin, Thailand	Thanasit Promping, Tawatchai Tingsanchali, Supatchaya Chuanpongpanich

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : ดร.ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 – 9:15 น.	MAT-INV1	Corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete	รศ.ดร.วันชัย ยอดสุดใจ
2	9:15 – 9:30 น.	MAT03	สมบัติทางกลของอิฐทดแทนเพื่อการอนุรักษ์โบราณสถานของไทย	สุนัย โตศิริมงคล, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, ชัยณรงค์ อธิสกุล
3	9:30 – 9:45 น.	MAT07	ผลิตภัณฑ์บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง	ขวัญชัย พิมเพราะ, อภิสิทธิ์ เกษมจิต, อนุวัช แสงจันทร์, อาทร ชูพลสัตย์, ณรงค์ กุหลาบ
4	9:45 – 10:00 น.	MAT09	คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ากำลังสูงทำจากเพอร์ไลต์เผาขยาย	คำภี จิตชัยภูมิ, ปริญญา จินดาประเสริฐ
5	10:00 – 10:15 น.	MAT11	อิทธิพลของอัตราส่วนการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ต่อคุณสมบัติของคอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง	นันทชัย ชูศิลป์, จุฑามาศ ลักษณะกิจ, อรุณ ลูกจันทร์
6	10:15 – 10:30 น.	MAT13	การศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล	กมล ตรีพอง, รณกร เทพวงษ์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : รศ.ดร.ทวิชัย สำราญวานิช

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	MAT-INV2	Potential of Off-Spec Fly Ash for Use in Concrete" or in Thai	ศ.ดร.สมนึก ตั้งเติมสิริกุล
2	11:00 – 11:15 น.	MAT20	การพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์จากวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมน้ำตาล	ภานุวัฒน์ โสภณวาณิชย์, ยิ่งใหญ่ มาลัยเจริญ, ชิษณุพงศ์ สุริมะ
3	11:15 – 11:30 น.	MAT23	การศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญมาใช้เป็นวัสดุทดแทนมวลรวมละเอียดและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์บางส่วนในงานคอนกรีต	ทรงสุดา วิจารณ์
4	11:30 – 11:45 น.	MAT25	การใช้ประโยชน์วัสดุเหลือใช้จากกระบวนการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ เพื่อทดแทนวัสดุมวลรวมชั้นรองพื้นทาง	ปณิธาน เต็งยะ, พิชชาภรณ์ พัฒนศุภสุนทร, ภูวดล พรหมชา
5	11:45 – 12:00 น.	MAT26	Sustainability Indicators Review of Hemp Shiv as Alternative Materials for the Construction Industry in Thailand	Teerawat Sinsiri, Komchai Thaiying, Pannipa Prastsoong, Sanan Tangsathit
6	12:00 – 12:15 น.	MAT32	การประเมินกำลังและการหดตัวของคอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมที่ทำจากมวลรวมรีไซเคิลและใช้ เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสาน	ปิ่นพงศ์ กันหาลา, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)
ประธานห้องประชุม : ดร.ธนพล ญาณวีรศักดิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	MAT-INV3	การออกแบบพื้นคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	รศ.ดร.วิทิต ปานสุข
2	13:15 – 13:30 น.	MAT01	ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง โดยใช้สปอร์ของแบคทีเรียชนิดชักนำให้เกิดการตกตะกอนของแคลเซียมคาร์บอเนต	วนาลี ภานุพรประพงศ์, ภีม เหนือคลอง, พิชชา จองวิวัฒสกุล, วิบูลย์ลักษณ์ พึ่งรัศมี, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง
3	13:30 – 13:45 น.	MAT05	คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวเผามวลเบาทำจากไดอะตอมไมต์ผสมโฟม	ณัฐพล ฐาตุจิรางค์กุล, คำภี จิตชัยภูมิ
4	13:45 – 14:00 น.	MAT28	การศึกษาเปรียบเทียบการใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตต่อสมบัติเชิงกลและการหดตัวแห้ง ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง	สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, บวรรัก อินทร์จอหอ, ขัตติย ชมพูวงศ์, ชุดาภัค เดชพันธ์, ศตคุณ เดชพันธ์, ธนากร ภูเงินขำ
5	14:00 – 14:15 น.	MAT30	ความสามารถทำงานได้และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง ผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน	ปัทมาวดี แก้วระวัง, ทศพร ศรีคำมา , ธนากร ภูเงินขำ
6	14:15 – 14:30 น.	MAT31	จีโอโพลิเมอร์บล็อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมัน	รัฐพล สมนา, ประชุม คำพุฒ, ธีรพล เสาวพันธ์, เกียรติสุดา สมนา

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา
เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.อนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	MAT-INV4	Potential aggregate problem for construction	รศ.ดร.สุวิมล สัจจวาณิช
2	15:00 – 15:15 น.	MAT15	ความต้านทานคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์
3	15:15 – 15:30 น.	MAT16	ผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์
4	15:30 – 15:45 น.	MAT17	ผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์
5	15:45 – 16:00 น.	MAT19	ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบด	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช
6	16:00 – 16:15 น.	MAT21	ผลกระทบของการเติมแคลเซียมออกไซด์อิสระในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน	พร้อมพงศ์ ฉลาดธัญญกิจ, ปิติศานต์ กร้ำมาตร, ทวีชัย สำราญวานิช, สมนึก ตั้งเติมศิริกุล
7	16:15 – 16:30 น.	MAT29	การศึกษาเบื้องต้นของผงอัลคาไล	กรกนก จอยนอก, ขัตติย ชมพูวงศ์, ชุดาภัค เดชพันธ์, ศตคุณ เดชพันธ์, สกลวรรณ ห่านจิต สุวรรณ์, ธนากร ภูเงินขำ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 - มาบตาพุด

เวลา 9:00 - 10:30 น.

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (EEC) และ สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน (ENV)

ประธานห้องประชุม : ดร.ปีติ โรจน์วรรณสินธุ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:00 - 9:15 น.	EEC02	The State Railway of Thailand Line Capacity Evaluation using UIC 406 Method (Section Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction)	Niti Jaikaew, Ackchai Sirikijpanichkul
2	9:15 - 9:30 น.	EEC03	การพัฒนาโครงข่ายทางหลวงชนบทสนับสนุนเขตเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC)	อนงค์นาถ คำศิริ, ปริชา โสภารัตน์, สุเมธ วงศ์ศักดิ์
3	9:30 - 9:45 น.	ENV-INV1	เทคโนโลยี Integrated Fixed Film Activated Sludge (IFAS) เพื่อการปรับปรุงและยกระดับระบบบำบัดน้ำเสียทางชีวภาพ	รศ.ดร.ธงชัย ศรีวิริยรัตน์
4	9:45 - 10:00 น.	ENV01	Journey of Offshore Wellhead Platform Reuse Project	Nontiwat Hutangkura, Witthayakom Putchakarn
5	10:00 - 10:15 น.	ENV02	การเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพด้วยการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์โดยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร	คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์, ฐนิยา รังษีสุริยะชัย
6	10:15 - 10:30 น.	ENV03	การผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและการมูลหมัก ด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ	เก่งกาจ จันทร์กวีกูล, ฐนิยา รังษีสุริยะชัย

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 – มาบตาพุด

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมและเทคโนโลยีการป้องกันประเทศ (DET) และสาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.อนุวัฒน์ อรรถไชยวุฒิ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	DET01	การศึกษาความต้านทานกระสุนขนาด 7.62X51 มม. ของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	อภิสิทธิ์ เตชพัฒนากร, สิทธิศักดิ์ แจ่มนาม, ปิติ สุคนธสุขกุล
2	11:00 – 11:15 น.	MAT04	การศึกษากลสมบัติด้านกำลังของจีโอพอลิเมอร์ผสมถ่านเปลือกกล้วยน้ำว้า	ไตรทศ ขำสุวรรณ, ภาคภูมิ มงคลสังข์
3	11:15 – 11:30 น.	MAT06	กำลังอัด กำลังเฉือน และความสามารถการทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซม	ภูริเดช โคตะนิวงษ์, ปริญญา จินดาประเสริฐ, พัชรพล โพธิ์ศรี
4	11:30 – 11:45 น.	MAT12	ลักษณะการยึดเกาะของจีโอโพลิเมอร์เพสต์กับมวลรวมละเอียดต่างชนิดกัน	รวัชชัย โทอินทร์, แสงสุรีย์ พังแดง, สุบรร พลกะสิ, สมหมาย สงบาง, สิทธิศักดิ์ อันทะพาลา
5	11:45 – 12:00 น.	MAT22	สมบัติทางกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดรีไซเคิลจากเศษหินแกรนิต	กานต์ธิปก ฮามคำไพ, ภิม เหนือคลอง, พิชชา จองวิวัฒสกุล, เสวกชัย ตั้งอร่ามวงศ์
6	12:00 – 12:15 น.	MAT24	การวิจัยศึกษากำลังอัดและกำลังดัดของมอร์ต้าโดยวิธีการอัดขึ้นรูปที่มีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น และเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน	อำพล แพรสิน, มาโนช สรรพกิจทิพากร

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 - มาบตาพุด
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

ประธานห้องประชุม : ดร.ปีติ โรจน์วรรณสินธุ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	SGI-INV1	การประยุกต์ใช้สถานีฐาน GNSS แบบถาวรในการหาปริมาณไอน้ำในชั้นบรรยากาศเพื่อเป็นทางเลือกในการระบุวันเข้าสู่ฤดูมรสุมสำหรับประเทศไทย	ศ.ดร. เฉลิมชนม์ สถิระพจน์
2	13:15 – 13:30 น.	SGI19	การประมวลผลและการติดตามภัยแล้งระหว่างฤดูปลูกพืชเศรษฐกิจด้วยเครื่องมือวิเคราะห์ค่าผิดปกติ ผลต่างดัชนีพืชพรรณ	ธีรวัฒน์ ปานช้างไชยสิทธิ์, ภูกฤษ ศรีวิลาศ, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์
3	13:30 – 13:45 น.	SGI18	การประเมินระดับความเสี่ยงของต้นไม้ในเมืองด้วยเทคโนโลยีเครื่องสแกนเลเซอร์ภาคพื้นดิน	วาริน ชุบขุนทด, ชัยโชค ไวภาษา
4	13:45 – 14:00 น.	SGI16	การประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตมในเขตพื้นที่ชลประทานของลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยใช้เทคโนโลยีการสำรวจระยะไกล	ณัฐพล เย็นสกุลสุข, ธงทิศ ฉายากุล
5	14:00 – 14:15 น.	SGI12	การประยุกต์ใช้การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหิน บริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา	ต่อลาภ การปลื้มจิตร, วีระวัฒน์ เกตุทอง, ณัฐวุฒิ พูลภักดี, ศุภกิตติ์ พรหมเมศร์
6	14:15 – 14:30 น.	SGI08	การหาค่าระดับสูงของหมุดระดับตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม	ประกอบ มณีเนตร, ธนศักดิ์ วิศรี, ธีรพงษ์ ฉวีราช, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันพฤหัสบดีที่ 16 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 - มาบตาพุด
เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	SGI-INV2	การประมาณค่าความจุอ่างเก็บน้ำอุบลรัตน์โดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม (Ubolratana reservoir capacity estimation by using satellite images)	ผศ.ดร. ศิวา แก้วปลั่ง
2	15:00 - 15:15 น.	SGI07	การสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อหาปริมาตรของต้นไม้โดยใช้อากาศยานไร้คนขับ กรณีศึกษาต้นฟ็อกเทล	พลพจน์ เอี่ยมสอาด, วิชญ์ภาส อภิญญารัตน์, เสฏฐวุฒิ แจ้งจั่น, ไพรัช ชูเลิศ, อนุเผ่า อบแพทย์
3	15:15 - 15:30 น.	SGI21	การปรับปรุงวิธีการจำแนกพรรณไม้ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูง ด้วยการใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วยไลดาร์ทางอากาศ	สุภาภรณ์ รักษาล้ำ, ชัยโชค ไวภาษา
4	15:30 - 15:45 น.	SGI04	การศึกษารูปแบบของจุดควบคุมภาพที่มีผลต่อความถูกต้องของแผนที่ จากการรังวัดด้วยอากาศยานไร้คนขับ	รัฐภูมิ ตั้งภูมิจิต, สราวุธ ส่งแสง, อภิสิทธิ์ ภาสดา, คมศิลป์ วังยาว, ธีระ ลาภิศชยางกูล
5	15:45 - 16:00 น.	SGI02	การประยุกต์ใช้ภาพถ่ายทางอากาศจากการสำรวจ ด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรมในการสร้างแบบจำลองสิ่งปลูกสร้าง	รจณา คุณพูล, พรนรายณ์ บุญราศรี, สมใจ หมื่นจร, ปวิตร ฏีระวณิชย์กุล, จิรวัฒน์ จันทองพูน
6	16:00 - 16:15 น.	SGI17	การประเมินค่าความสูงออร์โทเมตริกจากข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ ด้วยโครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง	พงษ์ศักดิ์ จินดาศรี, พัชราวดี จิตสุทธิ
7	16:15 - 16:30 น.	SGI03	การตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์ การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน โดยใช้แบบจำลอง CA-MARKOV	ติณณ์ ถิรกุลโตมร, วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์, อริวัฒน์ ภิญโญยาง

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน

เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ดร.อมรชัย ใจยงค์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	CEM-INV5	Project Management Process Digitalization	ธีรวรรตน์ ตังประพฤทธิ์กุล
2	9:30 – 9:45 น.	CEM02	การใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการบริหารจัดการงานเหล็กเสริมคอนกรีตของธุรกิจบ้านจัดสรร	ฤทธิ์ทยุต ก้อนทอง, อภิชาต บัวกล้า, ธนกร ชมภูรัตน์
3	9:45 – 10:00 น.	CEM06	ความคุ้มค่าคุ้มทุนในการนำพรินเตอร์ 3 มิติ ร่วมกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) มาใช้ในกระบวนการออกแบบก่อสร้าง	อาทิตยา ตาปัน, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ
4	10:00 – 10:15 น.	CEM10	การวิเคราะห์แนวทางการตรวจรับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัย	เบญจวรรณ พักดี, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ
5	10:15 – 10:30 น.	CEM16	การวิเคราะห์การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก	สิทธิพงษ์ ใจปัญญา, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	CEM17	การเปรียบเทียบประสิทธิภาพการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศอาคารกับโครงการก่อสร้างจริง กรณีศึกษา โครงการ บูสท์ ฟิตเนส ยิม	วิภาวี แป้นจุลสี, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ
2	11:00 – 11:15 น.	CEM27	การประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้าง สำหรับช่างฝีมือ	พันธกานต์ ปัญโญกิจ, มานพ แก้วโมราเจริญ
3	11:15 – 11:30 น.	CEM32	ปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับและการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ในหน่วยงานภาครัฐ กรณีศึกษา : หน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม	สุวิชญา สุริยมงคล, กวิน ตันติเสวี
4	11:30 – 11:45 น.	CEM33	การวิเคราะห์เอกสารสัญญาจ้างก่อสร้างสำหรับโครงการก่อสร้างซึ่งใช้ การจำลองสารสนเทศอาคาร	นพจิรา ฤกษ์ขจรนามกุล, วีระศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์, วิสุทธิ์ ช่อวิเชียร
5	11:45 – 12:00 น.	CEM43	กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน	วรรรณพล ชมภูเขียว, อมรชัย ใจยงค์
6	12:00 – 12:15 น.	CEM44	การศึกษาปัญหาเชิงเปรียบเทียบแนวทางการใช้แบบจำลองสารสนเทศ (BIM) ในการการออกแบบและถอดปริมาณวัสดุสำหรับงานติดตั้งผนังประกอบอาคาร	สิทธิเดช ชุณหะมณีวัฒน์, กวิน ตันติเสวี

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน

เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	CEM13	การวิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนสถาบันอุดมศึกษาในกำกับของรัฐ	จริยา เรืองเดช, พิมพ์สิริ โตวิจิตร, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ
2	13:15 – 13:30 น.	CEM24	การพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้ การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์	กฤษณพงศ ฟองสินธุ์
3	13:30 – 13:45 น.	CEM25	ศึกษาสถานะของการประยุกต์ใช้แผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเพื่อลดปัจจัยความเสี่ยงสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสถานการณ์การเกิดอุทกภัย	ชลลดา เลาะฟอ, ยุทธศักดิ์ อนันตเดชศักดิ์
4	13:45 – 14:00 น.	CEM30	การศึกษาผลกระทบของโครงการรถไฟทางคู่สายตะวันออกช่วงหัวหมาก–ฉะเชิงเทรา–ศรีราชา ในพื้นที่เขตลาดกระบัง	เศรษฐสิทธิ์ ตลอดไรสงดาภา, แหลมทอง เหล่าคงถาวร
5	14:00 – 14:15 น.	CEM11	การใช้ไม้ประดับในการปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในอาคาร	นวภา เฉยเจริญ, วรรณวิทย์ แต้มทอง
6	14:15 – 14:30 น.	CEM37	ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่นระดับเทศบาล	สยาม ยิ้มศิริ, วรรณวรางค์ รัตนานิคม

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 1 – บางแสน

เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

ประธานห้องประชุม : ดร.ภัทรพร พรเทพเกษมสันต์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	CEM31	ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา	พรกนก พวงมาลา, วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์
2	15:00 – 15:15 น.	CEM38	การประเมินทางเลือกและวิเคราะห์ความเสี่ยงโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชน	พรเทพ ม่วงสุขำ, พิชญ์ สุธีรวรรธนา
3	15:15 – 15:30 น.	CEM40	การศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง : กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน – มีนบุรี)	ปุณพจน์ อักษร, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ
4	15:30 – 15:45 น.	CEM42	ปัจจัยเชิงสาเหตุที่ส่งผลต่อพฤติกรรมในการซื้อสินค้าวัสดุก่อสร้าง จากพื้นฐานราคา เป็น พื้นฐานของคุณค่า	วิษณุ ฉัดอิ่ม, พิชญ์ สุธีรวรรธนา
5	15:45 – 16:00 น.	CEM22	แนวทางการศึกษาค่าใช้จ่ายความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างงานอาคาร	ทองพูล ทาสีเพชร, วุฒิกร แก้วเงินลาด, เสกสรรค์ ปลั้มสวาสดิ์
6	16:00 – 16:15 น.	CEM39	การจัดการเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารสูง: กรณีศึกษาโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร	เทพฤทธิ์ มนต์แก้ว, จงรักษ์ ผลประเสริฐ
7	16:15 – 16:30 น.	CEM36	การศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคา	วรรณวรางค์ รัตนานิคม, สยาม ยิ้มศิริ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 - ศรีราชา
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.นพคุณ บุญกระพือ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	TRL-INV4	ปัญหาการเดินทางเชื่อมต่อรถไฟฟ้าด้วยจักรยาน	รศ.ดร.วิโรจน์ ศรีสุรภานนท์
2	9:30 – 9:45 น.	TRL26	บริการรถเช่ากับการพัฒนาการเดินทางสำหรับเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาด	ณัฐธิณี น้ำทิพย์, เอกพงศ์ เพาะกลาง, ปีติ โรจน์วรรณสินธุ์
3	9:45 – 10:00 น.	TRL19	การวิเคราะห์การจัดการอุปสงค์การเดินทางเพื่อสนับสนุนระบบขนส่งสาธารณะในเมืองเชียงใหม่	กานต์ชนก ทองทิพย์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์
4	10:00 – 10:15 น.	TRL08	การวิเคราะห์จุดจอดแล้วจรด้วยปัญหาพี-ฮับ ภายใต้ข้อจำกัดความจุ	ปิยธิดา นิยมสำรวจ, ทรงยศ กิจธรรมเกษร
5	10:15 – 10:30 น.	TRL07	การพัฒนาแบบจำลองอุปสงค์และการจราจรของลิฟต์โดยสาร ในบริบทโลจิสติกส์โรงพยาบาล	นเรศ อินทรกำแหง ณ ราชสีมา, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2- ศรีราชา

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.รัฐพงศ์ มีสิทธิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	TRL-INV5	The Future of Shared Mobility after COVID-19	ผศ.ดร.สโรช บุญศิริพันธ์
2	11:00 – 11:15 น.	TRL44	การศึกษาพฤติกรรมการเดินทางและความเป็นไปได้ของระบบ MaaS ในกรุงเทพมหานคร	ณัฐกานต์ สุรางค์ศรีรัฐ, นันทวัฒน์ ศรัณย์ภัทร, สรวิศ นฤปิติ
3	11:15 – 11:30 น.	TRL33	การศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่บนถนนชานเมืองจังหวัดชลบุรี	พิชญ์สินี กุลเอกสรชา, จัตุรงค์ อินทะนู, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน
4	11:30 – 11:45 น.	TRL48	การศึกษาอัตราการให้บริการสูงสุด สำหรับหรับช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก ในระบบระบบเปิด และระบบปิด	นพคุณ บุญกระพือ, พฤกษชาติ เพือกพิพัฒน์, นิตยา มหาชิโนรส
5	11:45 – 12:00 น.	TRL49	ความสัมพันธ์ของจำนวนช่องเก็บผ่านทางรถบรรทุก กับสัดส่วนและปริมาณรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการ	นพคุณ บุญกระพือ, กฤษดา สกุลเต็ม, วีรพงศ์ นวลจันทร์
6	12:00 – 12:15 น.	TRL32	แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ผลกระทบการจราจรของการดำเนินงานระบบเครื่องชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง	โสรยา ปิยะวราภรณ์, นพดล กรประเสริฐ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 – ศรีราชา

เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.นพคุณ บุญกระพือ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	TRL-INV6	การออกแบบพื้นที่โดยรอบสถานีรถไฟศาลายา	ดร.ศิรดล ศิริธร
2	13:15 – 13:30 น.	TRL43	การศึกษาความเปลี่ยนแปลงของเทคโนโลยีและนวัตกรรม ที่ส่งผลกระทบต่อธุรกิจการบริการด้านคมนาคม	ธนวัฒน์ เดชปรอก
3	13:30 – 13:45 น.	TRL35	การประเมินความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟ	ธิตินันท์ รวมทรัพย์, โรจนัสถ์ รัตนวัน, รัฐพงศ์ มีสิทธิ์, ภาสุรีย์ ล้ำสกุล
4	13:45 – 14:00 น.	TRL13	Modal Choice after Opening New Railway in Bangkok – Case of Dark Red Line –	Noriyasu Tsumita, Bethala Aditya, Varameth Vichiensan, Jetpan Wetwitoo, Atsushi Fukuda
5	14:00 – 14:15 น.	TRL21	ผลกระทบของระบบรางสายใหม่ต่อการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทาง: กรณีศึกษา รถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้	ธนพร กรีวงษ์, เกษม ชูจารุกุล
6	14:15 – 14:30 น.	TRL47	A Comparative Study of Oil Transportation Modal Choice between Intermodal Rail and Road: A Case Study of Freight Route between Ban Phai Tank Farm Khon Kaen Province to Railway Yard at Thanaleng the Laos People's Democratic Republic.	Thannin Manipakone, Ackchai Sirikijpanichkul

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 2 - ศรีราชา

เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

ประธานห้องประชุม : ดร.นพคุณ บุญกระพือ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	TRL39	การพิจารณาคัดเลือกวัสดุแอสฟัลต์เชื่อมประสานสำหรับงานผิวทางบนทางพิเศษ	ฐิติพงศ์ สุขเสริม, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
2	15:00 - 15:15 น.	TRL20	การวิเคราะห์ผลของการผันแปรอุณหภูมิ ต่อกำลังต้านทานการวิบัติของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน	สิริกมล สายน้ำเย็น, บุญชัย แสงเพชรงาม
3	15:15 - 15:30 น.	TRL05	การศึกษาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง และการศึกษาสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง	ภัทรพล สีดอกบวบ
4	15:30 - 15:45 น.	TRL23	การตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินการโครงการปรับปรุงความปลอดภัยทางแยกต่างระดับบางควายบนทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองหมายเลข 7	ธันวิน สวัสดิศานต์, วันเสด็จ บุณยะวันตัง, วสันต์ พฤกษางามชล
5	15:45 - 16:00 น.	TRL04	การศึกษาลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงตามรูปแบบถนน เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ	ภัทรพล สีดอกบวบ
6	16:00 - 16:15 น.	TRL02	การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความสว่างของแสงไฟถนนของ หลอดไฟประเภท high-pressure sodium(HPS) ในสภาวะการใช้งานจริง	ภัทรพล สีดอกบวบ
7	16:15 - 16:30 น.	TRL24	การวิเคราะห์ประสิทธิภาพของจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ โดยใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค	พิกุล พาหลัก, นพดล กรประเสริฐ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 - แหลมฉบัง
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : ดร.จรัญ ศรีชัย

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	STR05	พฤติกรรมฐานรากเสาเข็มเจาะบนพื้นลาดเอียงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง	วิทวัส คำทิพย์, สมบูรณ์ เชี่ยงฉิน, ปริดา ไชยมหาวัน, ธนกร ชมภูรัตน์
2	9:30 – 9:45 น.	STR11	การออกแบบและประเมินสมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ธราดล หงส์อติกุล, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
3	9:45 – 10:00 น.	STR12	การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงและค่าตัวคูณแรงกระแทกของสะพาน Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องของกรมทางหลวง เพื่อปรับปรุงการออกแบบ	วุฒิชัย อมรประสิทธิ์ผล, ราชวัลลภ กัมพูพงศ์, อารักษ์ มณฑา, วิกรินทร์ สอนถม, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช
4	10:00 – 10:15 น.	STR15	การวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่สำหรับพื้นที่ชั้นดินเหนียว และชั้นทราย กรณีศึกษา : โครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET) ในพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	เพ็ญวิสุทธิ์ ยิ้มแฉ่ง, สหรัฐ พุทธวรรณะ
5	10:15 – 10:30 น.	STR24	การวิเคราะห์อุณหภูมิของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่สัมผัสกับไฟ	ณัฐนุช พูนปาน, ปาณัสม์ อุปละ, สพลเชษฐ์ อัตตะการอังกูร, ชนะชัย ทองโฉม

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 – แหลมฉบัง
เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : ดร.จรัญ ศรีชัย

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	STR-INV5	Indentation Problems under Surface Stress Effects	ศ.ดร.ธีรพงศ์ เสนจันทร์ฒิไชย
2	11:00 – 11:15 น.	STR07	พฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงที่มีการเติมคอนกรีตบางส่วน	นพดล สุยะหลาน, ประกิต ชมชื่น
3	11:15 – 11:30 น.	STR13	พฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวงกับเสาเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีต	ธีรพล รักษาศีล, ประกิต ชมชื่น, พนิดา สีมาวุธ, ชลดา เลาะฟอ
4	11:30 – 11:45 น.	STR14	ผลกระทบของการเยื้องศูนย์ของคานต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวง กับเสาเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีต	ธีรพล รักษาศีล, ประกิต ชมชื่น, พนิดา สีมาวุธ
5	11:45 – 12:00 น.	STR17	ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	ภัทรจิรา ไตรวงศ์ย้อย, วัชรา โพธิ์สาวัง, วัจน์วงศ์ กรีพละ
6	12:00 – 12:15 น.	STR25	ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	วัชรา โพธิ์สาวัง, เปรมปรีดา กงนะ, วัจน์วงศ์ กรีพละ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 - แหลมฉบัง
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : รศ.ดร.ทวีชัย สำราญวานิช

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	STR26-INV6	ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบ รูปทรงห่วงยางรับแรงดัน	ผศ.ดร.วีรพันธ์ เจียมมีปรีชา
2	13:15 – 13:30 น.	STR09	ผลตอบสนองทางพลศาสตร์สำหรับเคเบิ้ลยึดโยงแผงโซล่าเซลล์ลอยน้ำเมื่อรับการกระตุ้นที่ปลายด้านบน	ธนิยพรรธน์ ศรีมนตริภักดี, การันต์ คล้ายฉ่ำ, ชัยณรงค์ อริสกุล, สมชาย ชูชีพสกุล, ชัยยุทธ ชินณะราศรี
3	13:30 – 13:45 น.	STR18	Post-Buckling Behavior of Variable-Arc-Length Pipe due to Internal Fluid Motion	Wichawat Nathabumrung, Panithan Padthomfang, Tanakorn Tima, Karun Klaycham
4	13:45 – 14:00 น.	STR28	การประเมินเสถียรภาพอิลาสติกคาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้แบบปลายยึดแน่นโดยอาศัยแรงภายนอก: ผลเชิงทฤษฎีและการทดลอง	ทีรยุทธ สมสุข, บุญชัย ผึ้งไผ่งาม
5	14:00 – 14:15 น.	STR42	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำล้น	ราชันย์ ขันทกสิกรรม, พุทธรักษ์ จรัสพันธุ์กุล, ชยานนท์ หรรษภิญโญ
6	14:15 – 14:30 น.	STR48	แรงอัดวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้	ธนภัทร วัฒนาบุญศิริ, อินทัช ด่านปาน, ธนนพ เหมือนเหลา, การันต์ คล้ายฉ่ำ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 3 – แหลมฉบัง
เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

ประธานห้องประชุม : ดร.ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	STR02	การศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	ปริยานุช ใหม่จันทร์, อานนท์พร สุวรรณพลาย, อาทิตย์ เพชรศศิธร
2	15:00 – 15:15 น.	STR16	การวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมโดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel	อาทร ชูพลสัตย์, ณรงค์ กุหลาบ, เดชา จันทสิทธิ์, ธนพล ทองคงหาญ, ณัฐพงษ์ เกยพระยา
3	15:15 – 15:30 น.	STR21	การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติก ของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด เมื่อใช้แบบจำลองจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17	เพทาย อุดมการเกษตร, เมธี บุญพิเชฐวงศ์, ธันยดา พรรณเชษฐ์
4	15:30 – 15:45 น.	STR22	A Study of the Reinforcement of Steel Plates into RC Cantilever Stairs to Reduce Vibration Effects from Human Walking Activities	Lythean Mao, Sopheak Seng, Amornchai Jaiyong
5	15:45 – 16:00 น.	STR23	การศึกษาจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังรับแรงคอนกรีตสำเร็จรูปที่ถูกใช้ในอาคารพักอาศัยภายใต้แรงถอน	สุรัตน์ เสมสวัสดิ์, ชูชัย สุจิวรกุล
6	16:00 – 16:15 น.	STR29	การหาความเหมาะสมของการออกแบบโครงสร้างเหล็กรูปพรรณด้วยวิธีความน่าเชื่อถือ สำหรับอาคารโครงการศูนย์บริการอินเทอร์เน็ตสาธารณะ (USO Net)	พันกฤษ โยธินธนะรัชต์, สหรัฐ พุทธวรรณะ
7	16:15 – 16:30 น.	STR30	กรณีศึกษาการปฏิบัติตามมาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่า และโครงสร้างอาคารที่เสียหาย	สุวัฒน์ รามจันทร์, วงศกร พงษ์ภักดี, ทยากร จันทรางศุ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สินาด โกศลานันท์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	GTE03	การติดตั้งอุปกรณ์วัดทางเทคนิครรณีเพื่อการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับอ่างเก็บน้ำเก่า กรณีศึกษา: อ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้ว จังหวัดตรัง	วิษุวัฒน์ อายุสุข, ภาณุ พร้อมพุทธรางกูร
2	9:30 – 9:45 น.	GTE04	ลักษณะการไหลซึมผ่านของน้ำแบบสองมิติในดินและตาข่ายการไหล จากการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ	วรกมล บัวแสงจันทร์, ฐิติยารัตน์ นนทวงศ์, ธนพล สุขเอี่ยม, วรัช ก้องกิจกุล
3	9:45 – 10:00 น.	GTE05	การพัฒนาโต๊ะตะแคงสองทิศทางเพื่อการทดสอบสมบัติกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟส	กังวาน กานดาวรวงศ์, ธนวรรณ แจ้งกระจ่าง, ยศพล เปมานุกรรักษ์, วรัช ก้องกิจกุล
4	10:00 – 10:15 น.	GTE22	การหาความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบตอกหยั่งแบบเบากับ การตอกทดสอบมาตรฐาน ด้วยการวิเคราะห์ทางสถิติจากฐานข้อมูลการทดสอบจริงในสนาม เพื่อใช้ในงานออกแบบฐานรากระดับตื้น	ธนกฤต โรจนชัยศรี, ฐิรวัตร บุญญะฐี
5	10:15 – 10:30 น.	GTE32	การพัฒนาระบบสารสนเทศเพื่อการบูรณาการข้อมูลสำรวจหาค่าความหนาแน่นในสนาม	กวินธิดา ปิ่นทอง, สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว, อภินิติ โชติสังกาศ, พงษ์พันธุ์ อิศโรทัยกุล

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สินาด โกศลานันท์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	GTE-INV4	ผลกระทบและปฏิสัมพันธ์ระหว่างการก่อสร้างใหม่ต่อโครงสร้างใต้ดินที่มีอยู่เดิมในพื้นที่เมือง	รศ.ดร.พรเกษม จง ประดิษฐ์
2	11:00 – 11:15 น.	GTE10	อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้าง อุโมงค์คู่ – การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ	ทิพวรรณ อิ่มเอิบ, ประทีป หลือประเสริฐ, พรเกษม จงประดิษฐ์
3	11:15 – 11:30 น.	GTE15	การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแบบแพ้สำหรับอาคารสูงด้วยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์แบบสามมิติ	ยอดตะวัน รักษารมย์, พรพจน์ ตันเส็ง
4	11:30 – 11:45 น.	GTE39	การศึกษาการรับแรงแบกทานของดินโดยวิธีการกระจายน้ำหนักผ่านแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม	อัตพล บุบผิ, ยงยุทธ ศิริศรีเพ็ชร์, จงศิลป์ สุขุมาจริยพงศ์, ณัฐพงษ์ เกษสัญชัย, วัชร พิศวิมล, เพชราณี อุ่นทะยา, กัญญารักษ์ มีอ่อน
5	11:45 – 12:00 น.	GTE43	การจำลองสถานการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก	ภิรมย์ญา ถิ่นนุช, ธรรมศักดิ์ รุจิระยรรยง, วิสูตร จิระดำเกิง
6	12:00 – 12:15 น.	GTE49	การใช้กันชนคาพิวลารีสำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของน้ำใต้ดินเค็มในดิน	วิโรจน์ ล้อมวงษ์, สมใจ ยุบลชิต

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา

เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ดาราพร พุสิงห์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	GTE06	การทำนายพฤติกรรมการคืบจากพฤติกรรมการคลายความเค้นของทรายภายใต้แรงอัดสามแกน	โมษิต จริยาทัศน์กร, วรัช ก้องกิจกุล
2	13:15 – 13:30 น.	GTE12	ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่างดินต่อพารามิเตอร์หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	ณัฐสิทธิ์ ทองเลิศ, อภินิติ โชติสังกาศ
3	13:30 – 13:45 น.	GTE19	ผลศึกษาเบื้องต้นของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ค่าความซึมได้ของดินทรายแป้ง	ธีราพัทธ์ รัฐาหิรัญโรจน์, ฉัตรภูมิ วิรัตนจันทร์
4	13:45 – 14:00 น.	GTE31	การวิเคราะห์การยกตัวของถนนผิวคอนกรีตจากผลการทดสอบศักยภาพในการบวมตัวของดิน	สุรินันท์ กันเงิน, เศรษฐพงศ์ เศรษฐบุปผา
5	14:00 – 14:15 น.	GTE33	การทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัด	สยาม อุ่นมงคลมิตร, อุทัยฤทธิ์ โรจนวิภาต, พิทยา แจ่มสว่าง
6	14:15 – 14:30 น.	GTE51	การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer กับ Light Weight Deflectometer	ธีรภัทร์ ศิริรัตนฉัตร, ดนัยณัฐ ถาวร, สุรนนท์ เยื้อยงค์, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 4 - พัทยา
เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	GTE47	คุณลักษณะการหดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย	อนุพงศ์ คำปลอด, ธนกร ชมภูรัตน์, อภิชาต บัวกล้า
2	15:00 - 15:15 น.	GTE21	การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยจีโอโพลิเมอร์ดินขาว-เถ้าแกลบกระตุ้นด้วยโซเดียมไฮดรอกไซด์	ฆนากานต์ มาศโอสถ, พานิช วุฒิพฤกษ์, อิทธิพล มีผล, สยาม แกมขุนทด, ศิริศักดิ์ คงสมศักดิ์สกุล
3	15:15 - 15:30 น.	GTE24	กำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์	เพทาย อุตราช, เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, ชยกฤต เพชรช่วย, จักษดา ธำรงวุฒิ, วิศิษฏ์ศักดิ์ ทับยัง
4	15:30 - 15:45 น.	GTE25	อิทธิพลของเถ้าขยะต่อกำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานผสมปูนซีเมนต์	เชาวรินทร์ เชียรพิมาย, เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, วิศิษฏ์ศักดิ์ ทับยัง, นันทชัย ชูศิลป์, จุฑามาศ ลักษณะกิจ
5	15:45 - 16:00 น.	GTE27	การศึกษาติดตามคันทางดินมวลเบา Air Foam Mixed Stabilized Soil หลังเปิดใช้งานนานกว่า 12 ปี	ธิติพัทธ์ รู้หลัก, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช,เศกชัย อนุเวชศิริเกียรติ
6	16:00 - 16:15 น.	GTE30	การปรับปรุงคุณภาพดินทรายโดยใช้เถ้าก้นเตาและปูนซีเมนต์เพื่อใช้เป็นวัสดุถมและวัสดุงานทาง	วุฒิกรณ์ โสพรรณรัตน์
7	16:15 - 16:30 น.	GTE45	การศึกษาการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับในดินอ่อน ด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย	ชัยสิทธิ์ เพ็งจันทร์, นิพันธ์ อินสุข, อภิวิชญ์ ทองรักษา, กรกฎ นุสิทธิ์, สุริยาวุธ ประอ้าย

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	WRE-INV5	สมดุลน้ำและมาตรการลดการใช้น้ำเพื่อการพัฒนาที่ยั่งยืนในเขตระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก	รศ.ดร.บัญชา ขวัญยืน
2	9:30 – 9:45 น.	WRE03	การหาปริมาณน้ำไหลเข้ากว๊านพะเยาโดยใช้โปรแกรม IFAS บนหลักการแบบจำลองถังร่วมกับระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์	เปรม เชิดโชติกานต์, ชูโชค อายุพงศ์
3	9:45 – 10:00 น.	WRE08	การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำปิง และน่านเชิงกลยุทธ์	จิรนันท์ เพชรนุ้ย, ณัฐธิดา คงมาก, ณัฐวาณี เรียงสมบูรณ์, ภาวินี น้อยท่าทอง, สนิท วงษา
4	10:00 – 10:15 น.	WRE13	Assessing Forecast Quality of HII Flood Forecast Service in Chao Phraya River Basin	Kay Khaing Kyaw, Theerapol Charosesuk, Watin Thanathanphon, Piyamarn Sisomphon
5	10:15 – 10:30 น.	WRE14	แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11 สำหรับประเมินอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, เอกลักษณ์ จันดี

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 – สัตหีบ

เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ชาญยุทธ กาฬกาญจน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	WRE-INV6	โครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออกกับงานวิจัย/พัฒนา และการพัฒนาวิชาชีพ (จากกรณีการวางแผนพัฒนาทรัพยากรน้ำ)	รศ.ดร.สุจริต คูณธนกุลวงศ์
2	11:00 – 11:15 น.	WRE17	การประยุกต์โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood ศึกษาพฤติกรรมและผลกระทบจากการหลากของน้ำท่วมเนื่องจากการวิบัติของเขื่อนเซเปียน	กุลยา ขันธ์วรวงศ์, ภัทรานิษฐ์ ชุ่มมิ, สนิท วงษา
3	11:15 – 11:30 น.	WRE20	การศึกษาการวิบัติของสะพานคลองวังยาวเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยใช้แบบจำลองประยุกต์ iRIC	หะริน คัมภีรศาสตร์, สนิท วงษา
4	11:30 – 11:45 น.	WRE34	การศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี	เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา, ชัยวัฒน์ เอกวัฒน์พานิชย์, อลงกต ไชยอุปละ, จักรพันธุ์ วงษ์พา
5	11:45 – 12:00 น.	WRE18	ผลกระทบของการวิเคราะห์ค่าความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ต่อความถูกต้องของน้ำฝนเรดาร์	ชูวิท มากมี, พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม
6	12:00 – 12:15 น.	WRE22	การศึกษาความเหมาะสมของระยะห่างในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน	รัชเวช หาญชูวงศ์, ธนัท นกเอี้ยงทอง, วลัยรัตน์ บุญไทย

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 - สัตหีบ

เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ชาญยุทธ กาฬกาญจน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	WRE23	การสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสำหรับน้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จังหวัดขอนแก่น	ธีรเมธ หิรัญวัฒนานนท์, วรพงษ์ โล่ห์ไพศาลกฤช
2	13:15 – 13:30 น.	WRE24	การศึกษาดัชนี CSI ที่ทำให้เกิดฝนพาความร้อน (Convective rain) สำหรับการเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลัน	อภิมุข มุขดารี, ทิชา โลลุพิมาน, ธีรพล เจริญสุข, สถิตย์ จันทร์ทิพย์, ปิยมาลย์ ศรีสมพร
3	13:30 – 13:45 น.	WRE36	การประมาณค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีคอนไทล์	ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน, กุลสตรี ศรีจุมปา, คมกฤษณ์ โสภา
4	13:45 – 14:00 น.	WRE21	สัมประสิทธิ์ความขรุขระของทางน้ำเปิดที่มีขยะและผักตบชวา	สุวิภา กุศลจูง, เสรี จันทรโยธา
5	14:00 – 14:15 น.	WRE26	การศึกษาการปรับปรุงร่องน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา	กรชนก จำวัน, จิระวัฒน์ กณะสุต
6	14:15 – 14:30 น.	WRE30	การประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิงด้วยแบบจำลอง HEC RAS	ปริยาพร โกษา, ธนัช สุขวิมลเสรี

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 5 – สัตหีบ

เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมปฐพี (GTE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ดาราพร พุสิงห์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	GTE-INV5	นวัตกรรมเสาเข็มพลังงานเพื่ออาคารประหยัดพลังงาน	รศ.ดร.อภินิติ โชติสังกาศ
2	15:00 – 15:15 น.	GTE02	การประเมินความแม่นยำของแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model) ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า	สลิลยา เศษเพ็ง, เทพไท ไชยทอง, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์
3	15:15 – 15:30 น.	GTE09	การประยุกต์เสาเข็มท่อเหล็กไมโครไพล์เป็นเสาเข็มพลังงานเพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศในอาคารบ้านพักอาศัย	อภินิติ โชติสังกาศ, ธิติ ชาญชญานนท์, อรรถพร วิเศษสินธุ์, สกาวรัตน์ สัตยานันท์, สินีนาฏ อ่อนคำ
4	15:30 – 15:45 น.	GTE11	ผลของการดูดน้ำของรากพืชต่อการเคลื่อนตัวของผิวดินบนโครงสร้างพื้นฐาน	พัฒนพงศ์ จารุกมล, วิรุฬห์ คำชุม
5	15:45 – 16:00 น.	GTE14	การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานไฟฟ้ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน เพื่อวิเคราะห์ถนนเลียบคันคลอง ในบริเวณดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ	ณัฐ สุทธิ, ศลิษา ไชยพุทธ, ทวีพงษ์ สุขสวัสดิ์
6	16:00 – 16:15 น.	GTE29	ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานทางไฟฟ้ากับสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิครธรณีของดิน	วรัชญ์ สกุลพจน์วรชัย, วรัช ก้องกิจกุล
7	16:15 – 16:30 น.	GTE44	การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของชั้นดินของกรุงเทพมหานครด้วยข้อมูล InSAR	ชยณัฐ คีรีนารถ, อังคณา พุ่มพวง, อนิรุทธ์ ลดาวดี, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 - อู่ตะเภา
เวลา 9:00 - 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.จักรพันธุ์ วงษ์พา

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 - 9:30 น.	MAT-INV5	Multilayer Bulletproof Panel made of FRC with Rubber Sheet Insertaion Subjected to .44 Caliber Bullet	ศ.ดร.ปิติ สุคนธสุขกุล
2	9:30 - 9:45 น.	MAT02	Analytical investigation on bond behavior between concrete and FRP bars of near-surface mounted and embedded through-section strengthening methods	Nakares Kongmalai, Linh Van Hong Bui, Pitcha Jongvivatsakul
3	9:45 - 10:00 น.	MAT08	คุณสมบัติทางกลคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้กรวดแม่น้ำเป็นมวลรวมหยาบ	วรชัย ใจกาศ, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, ธีวรา สุวรรณ
4	10:00 - 10:15 น.	MAT10	การพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูงสำหรับโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษ	ณรงค์ชัย ปักษา, ทศพล ปิ่นแก้ว
5	10:15 - 10:30 น.	MAT14	การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ พลาสติกโพลิโพรพิลีน	สิริพงศ์ เกิดบุญมา, อาณสิทธิ์ การินทอง, นิติพงษ์ ประภาพันธ์กุล, วิทิต ปานสุข

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา
เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

ประธานห้องประชุม : ดร.ปีติ โรจน์วรรณสินธุ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	SGI23	การหาค่าระดับความสูงแนวคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกโดยเทคโนโลยี MMS สำหรับการบริหารจัดการน้ำ	อำนาจ สมการ, ปานฤทัย ตั้งประเสริฐ, ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม
2	11:00 – 11:15 น.	SGI09	เปรียบเทียบการหาค่าระดับสูงระหว่างวิธีรังวัดโครงข่ายดาวเทียมและวิธีการระดับตามลำแม่น้ำยม จังหวัดแพร่	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์
3	11:15 – 11:30 น.	SGI22	การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข จากอากาศยานไร้คนขับ	วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์, ติณณ์ ถิรกุลโตมร, ธนกร ทอดสูงเนิน, ศิลาภรณ์ จันทะลุน, ภาณุวิชญ์ เอ็นดู
4	11:30 – 11:45 น.	SGI05	การประยุกต์ใช้ระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงบนอากาศยานไร้คนขับเพื่อรังวัดวัดรอยพิมพ์ฐานอาคาร	จเด็จ ไพศาลสิทธิกานต์, ไพศาล สันติธรรมนนท์
5	11:45 – 12:00 น.	SGI20	การวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของประเทศไทยในรอบ 10 ปี	อังคณา พุ่มพวง, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์
6	12:00 – 12:15 น.	SGI13	การสำรวจผลกระทบพายุปาบึกในการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง ระบบหาด E5-RYG	สุภวรรณ วรรณนุช สรวิศ สุภเวชย์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

ประธานห้องประชุม : ผศ.ดร.สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	SGI01	การศึกษาความสูงและความเร็วการบินถ่ายภาพที่มีผลต่อความถูกต้องในการทำแผนที่ด้วยด้วยอากาศยานไร้คนขับ	ปาริชาต สุขนาค, นพรุจ เพชรทอง, อภิสิทธิ์ ภาสดา, คมศิลป์ วังยาว, ธีระ ลาภิศชยางกูล
2	13:15 – 13:30 น.	SGI14	แผนที่ 3 มิติ สำหรับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการเห็น	ภาณุ อุทัยศรี, แววพลอย ศรีมณี, ณัฐพล เพชรนาค, สันติชัย นำพลสัก
3	13:30 – 13:45 น.	SGI15	การพัฒนาระบบและเทคนิคการสอบเทียบเพื่อจัดทำแผนที่ 3 มิติความถูกต้องสูง ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน)	ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม
4	13:45 – 14:00 น.	SGI11	การเปรียบเทียบค่าระดับสูงที่รังวัดด้วยดาวเทียมกับค่าระดับสูงของหมุดกรมแผนที่ทหาร	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, สาคร เชื่อมั่น, ปฏิภาณ เชื่อมั่น, บุรินทร์ ทับสายทอง, สุทธิโชค หิรัตพรม, อรุณยุพา บัวทรัพย์
5	14:00 – 14:15 น.	SGI10	การสำรวจและทำแผนที่เพื่อออกแบบและการลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารโรงโม่สุราษฎร์พาทอง จังหวัดสุราษฎร์ธานี	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์
6	14:15 – 14:30 น.	SGI06	การสร้างแผนที่น้ำท่วมโดยใช้แหล่งข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิด	ภัทรรุตม์ สุขพานิช, กัญจน์ อัศวพิภพไพศาล, สุณัฐชา จันทร์พิศาล, กัญญาวี สุขยิ่ง, อนุเผ่า อบแพทย์

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 6 – อู่ตะเภา

เวลา 14:45 – 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐาน (INF)

ประธานห้องประชุม : รศ.ดร.วิเชียร ชาลี

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 – 15:00 น.	INF01	การบูรณะชั้นพื้นทางเดิม โดยการหมุนเวียนชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ บนทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง – เข็กน้อย	ชัจจักร์ ศรีประเสริฐ, ชวเลข วณิชเวทิน, พิพัฒน์ สอนวงษ์
2	15:00 – 15:15 น.	INF02	การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอสะพานแบบกำแพงกันดินเสริมแรง : กรณีศึกษา สะพานวังเย็น อำเภอด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี	ประกิต ไชยศรี, อภินิติ โชติสังกาศ, สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว, บวรพงศ์ สุขเจริญ, พิสิฐ ศรีวรานันท์, อิชย์ ศิริประเสริฐ
3	15:15 – 15:30 น.	INF03	การเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อรับน้ำหนักของรถบรรทุกไทยตามข้อกำหนดใหม่ของกรมทางหลวง และรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา (AASHTO-HL93)	อัฏฐวิทย์ สุจริตพงศ์, วรียส กิรดุลย์กุล, ภูมิเกียรติ สว่างวงศ์
4	15:30 – 15:45 น.	INF04	การหาความสัมพันธ์ของพื้นที่ถนนกับปัจจัยที่เกี่ยวข้องต่อการวางผังเมืองรวมด้วยแบบจำลองต้นไม้เพื่อการตัดสินใจ	ชิษณุ อัมพรายน์, โยธิน มัชฌิมาดิลก, สุรพันธ์ สันติยานนท์
5	15:45 – 16:00 น.	INF05	การศึกษาประสิทธิภาพของผนังสำเร็จรูปจากคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า	จารุวัฒน์ ถาวรไพศาลชีวะ
6	16:00 – 16:15 น.	INF06	การศึกษาระดับการรับรู้ของบุคคลจากการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถี	พัทรพงษ์ อาสนจินดา
7	16:15 – 16:30 น.	-	-	-

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 – มาบตาพุด
เวลา 9:00 – 10:30 น.

สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง (STR) และ สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

ประธานห้องประชุม : ดร.ธนพล ญาณวีรศักดิ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	9:15 – 9:30 น.	STR44	คอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในปริมาณสูง	เทพฤทธิ์ เจริญสุข, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล
2	9:30 – 9:45 น.	STR31	ประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วย แผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง	ณัฐพร คันทะประดิษฐ์, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ, ทนงศักดิ์ อิ่มใจ
3	9:45 – 10:00 น.	STR01	การศึกษาเชิงทดสอบคอนกรีตเสริม FRP rebars ภายใต้แรงอัดในแนวแกน	สิทธิชัย แสงอาทิตย์, รัฐพงศ์ ดาขวา, ศตาวิชญ์ ศีลธรรมพิทักษ์, วิมลวรรณ ธิมา, ภารดา น้อยนรินทร์, ณปภา กัญหา
4	10:00 – 10:15 น.	MAT18	กำลังอัดและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช
5	10:15 – 10:30 น.	MAT27	กำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว	สมพร งามทวี, รุ่งโรจน์ อยู่รอด, นราศักดิ์ แสนกล้า, กริชฌากรณ์ มูลเสนา, ศตคุณ เดชพันธ์, ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ, ธนากร ภูเงินขำ

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 – มาบตาพุด
เวลา 10:45 – 12:15 น.

สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน (ENV)

ประธานห้องประชุม : อ.อลงกต ไชยอุปละ

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	10:45 – 11:00 น.	ENV-INV2	From Environmental Engineering to Sustainable Engineering Technology in A Next Mega Trend: Are You Ready?	ศ.ดร.พวงรัตน์ ขจิตวิชยานุกูล
2	11:00 – 11:15 น.	ENV04	การประเมินประสิทธิภาพต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ผลิตจากวัสดุไวนิล	ธราดล หงส์อติกุล, เกื้อกูล เอี่ยมชูแสง, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
3	11:15 – 11:30 น.	ENV05	การประเมินด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับรูปแบบการควบคุมทางแยกภายในสถานศึกษา	ชญาดา รวิวรรณ, นพดล กรประเสริฐ
4	11:30 – 11:45 น.	ENV06	การออกแบบและควบคุมระบบบำบัด น้ำเสียเพื่อนำกลับมาใช้ใหม่แบบกึ่งอัตโนมัติ	ณัฐภัทร เทื้ยธิทรัพย์, เจนจิต เอี่ยมจตุรภัทร
5	11:45 – 12:00 น.	ENV07	การใช้เศษยางรถยนต์เก่าเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบชั้นกันซึม	ทวีศักดิ์ วังไพศาล
6	12:00 – 12:15 น.	ENV08	การศึกษาเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติม ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์	ศศิประภา เกตุพิมล, ศาภพล ปิ่นพัฒนพงศ์, ฐนิยา รังสีสุริยะชัย, ภาวัต น้ำใส

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 – มาบตาพุด
เวลา 13:00 – 14:30 น.

สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (SGI)

ประธานห้องประชุม : ดร.ปิติ โรจน์วรรณสินธุ์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	13:00 – 13:15 น.	TRL18	การศึกษาการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ กรณีก่อสร้างหรือซ่อมบำรุง	ปิยภัค มหาโพธิ์, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
2	13:15 – 13:30 น.	TRL15	การศึกษาเปรียบเทียบระหว่างการประยุกต์ใช้ข้อมูล Mobile Probe กับ Fixed Sensor เพื่อรายงาน สภาพจราจรบนทางพิเศษ กรณีศึกษา ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์)	ศิวัช ปัญญาชัยวัฒนากูล, พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
3	13:30 – 13:45 น.	TRL14	การพัฒนาวิธีประมาณระยะเวลาเดินทางบนทางยกระดับจากข้อมูลเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ	จุฑาทิพย์ อาจหาญ, สโรช บุญศิริพันธ์
4	13:45 – 14:00 น.	TRL11	การประเมินผลแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ด้วยการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค	พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
5	14:00 – 14:15 น.	TRL10	การประเมินผลมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ กรณีศึกษาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และอโศก 4	พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, ดวงกมล ชูสิงห์, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร
6	14:15 – 14:30 น.	TRL22	การแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารโดยวิธีการค้นหาย่านคำตอบข้างเคียงขนาดใหญ่	ธนาวัฒน์ สิทธิสันติกุล

ตารางเวลานำเสนอบทความ

วันศุกร์ที่ 17 กรกฎาคม 2563

ห้องประชุม 7 - มาบตาพุด
เวลา 14:45 - 16:30 น.

สาขาวิศวกรรมโยธาและการศึกษา (CEE)

ประธานห้องประชุม : ดร.ชาญยุทธ กาฬกาญจน์

ลำดับ	เวลา	รหัสบทความ	หัวข้อบทความ	ผู้นำเสนอ / ผู้แต่ง
1	14:45 - 15:00 น.	CEE01	ประสบการณ์การใช้เกณฑ์การประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรตามแนวทาง ABET และ AUN-QA	สิทธิชัย แสงอาทิตย์
2	15:00 - 15:15 น.	CEE02	นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาที่ส่งผลต่อการบริหารจัดการของ หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, อารียา ฤทธิมา, รัษฎนา จินดัล
3	15:15 - 15:30 น.	CEE03	การประเมินผลการฝึกงานของนักศึกษาวิศวกรรมโยธา: มุมมองผู้ผลิตและผู้บริโภค	ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว, สมชาย ปฐมศิริ
4	15:30 - 15:45 น.	CEE04	ข้อสังเกตเกี่ยวกับการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา กรณีศึกษาภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว, สมชาย ปฐมศิริ
5	15:45 - 16:00 น.	CEE05	ผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, สมชาย ปฐมศิริ
6	16:00 - 16:15 น.	CEE06	ลักษณะของกลุ่มเป้าหมายนักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, สมชาย ปฐมศิริ
7	16:15 - 16:30 น.	CEE07	การพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล สำหรับนักศึกษาวิศวกรรมโยธา มทร.ศรีวิชัย	จุฑามาศ ลักษณะกิจ, จำรูญ สมบูรณ์, นฤมล แสงดวงแข

สารบัญบทความ

1. งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (EEC)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
EEC01	Sensitivity Analysis of Public Private Partnership Models for Thailand's EEC Highspeed Rails	Jessada Sresakoolchai, Sakdirat Kaewunruen	138 - 145
EEC02	The State Railway of Thailand Line Capacity Evaluation using UIC 406 Method (Section Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction)	Niti Jaikaew, Ackchai Sirikijpanichkul	146 - 154
EEC03	การพัฒนาโครงข่ายทางหลวงชนบทสนับสนุนเขตเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC)	อนงค์นาถ คำศิริ, ปรีชา โสภารัตน์, สุเมธ วงศ์ศักดิ์	155 - 159

2. วิศวกรรมการบริหารงานก่อสร้าง (CEM)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM01	สาเหตุของงานบกพร่องในงานก่อสร้าง ต้นทุนในการแก้ไข และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำ : กรณีศึกษางานก่อสร้างโรงแรม 1 แห่ง	เจริญทรัพย์ งอยจันทร์ศรี, พิชญ์ สุธีรวรรธนา	161 - 170
CEM02	การใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการบริหารจัดการงานเหล็กเสริมคอนกรีตของธุรกิจบ้านจัดสรร	ฤทธิ์ทยุต ก้อนทอง, อภิชาต บัวกล้า, ธนกร ชมภูรัตน์	171 - 178
CEM03	กรณีศึกษาต้นทุนคุณภาพในงานสถาปัตยกรรมในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม	พิจาริน เอ่งฉ้วน, กมลวัลย์ ลือประเสริฐ	179 - 185

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM04	การเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้าง แบบ PERT โดยกลุ่มตัวอย่างบริษัทสมาชิกสามัญของสมาคมธุรกิจรับสร้างบ้าน	นครินทร์ ชั่วนัส, วชรภูมิ เบญจโอฬาร	186 - 194
CEM05	การศึกษาพฤติกรรมและกำหนดกลยุทธ์การเสนอราคางานก่อสร้างทาง	ธนิดา บดีพงศ์, วชรภูมิ เบญจโอฬาร	195 - 201
CEM06	ความคุ้มค่าคุ้มทุนในการนำพรินเตอร์ 3 มิติ ร่วมกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) มาใช้ในกระบวนการออกแบบก่อสร้าง	อาทิตยา ตาปัน, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	202 - 210
CEM07	สาเหตุความล่าช้าของงานราชการและแนวทางการแก้ปัญหา	พีรสิชฌ์ อัฑฒ์สุวีร์, วรรณวิทย์ แต้มทอง	211 - 218
CEM08	การวิเคราะห์ข้อมูลในกระบวนการบริหารงานก่อสร้างโดยใช้ธุรกิจอัจฉริยะในการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงาน	กิตติพงศ์ เชื้ออ้วน, เบญญา สุนทรานนท์, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	219 - 225
CEM09	การคัดเลือกแนวทางการแก้ปัญหาการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ ขนาดเล็กของโครงการ เทอรา ดา ลุร จังหวัดเชียงใหม่	จิตราภรณ์ วุฒิการณ์, พิมพ์สิริ โตวิจิตร, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	226 - 233
CEM10	การวิเคราะห์แนวทางการตรวจรับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัย	เบญจวรรณ พักดี, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	234 - 243
CEM11	การใช้ไม้ประดับในการปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในอาคาร	นวภา เฉยเจริญ, วรรณวิทย์ แต้มทอง	244 - 249

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM12	การวิเคราะห์ความล่าช้าของการก่อสร้าง กรณีศึกษาอาคารชุดที่พักอาศัยรวมในจังหวัดเชียงใหม่	ศุภกร ชนะ, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู	250 - 258
CEM13	การวิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนสถาบันอุดมศึกษาในกำกับของรัฐ	จริยา เรืองเดช, พิมพ์สิริ โตวิจิตร, สุนิตา นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	259 - 267
CEM14	ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้าง: กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี)	ชายรอง กิมเฮียะ, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ	268 - 273
CEM15	กระบวนการพัฒนาองค์กรของบริษัทรับสร้างบ้านโดยใช้แนวทางแผนผังแบบจำลองธุรกิจ	วรนันท์ อิ่มโอษฐ์, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู	274 - 282
CEM16	การวิเคราะห์การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก	สิทธิพงษ์ ใจปัญญา, เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง, พรพจน์ นุเสน, มานพ แก้วโมราเจริญ	283 - 293
CEM17	การเปรียบเทียบประสิทธิภาพการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศอาคารกับโครงการก่อสร้างจริง กรณีศึกษา โครงการ บูสท์ ฟิตเนส ยิม	วิภาวี แป้นจุลสี, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ	294 - 301
CEM18	สาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร	ทรงยศ หวันสมาน, วรรณวิทย์ แต้มทอง	302 - 309
CEM19	เศษวัสดุประเภทเพื่อในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน	ธนพล พฤกษ์สุนทร, วรรณวิทย์ แต้มทอง	310 - 313
CEM20	การศึกษาปริมาณเศษวัสดุและการปรับปรุงผลิตภาพของกระบวนการผลิตชิ้นส่วนบ้านสำเร็จรูป 2 ชั้น ด้วยวิธีการประเมินแบบราย 5 นาที	สุภาณีย์ พิริยะสุรวงศ์, วรรณวิทย์ แต้มทอง	314 - 319

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM21	การวิเคราะห์ความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง ของบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่	ปาณัสม์ ลิ้มพัสถาน, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู	320 - 325
CEM22	แนวทางการศึกษาค่าใช้จ่ายความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างงานอาคาร	ทองพูล กาสีเพชร, วุฒิกร แก้วเงินลาด, เสกสรรค์ ปลั้มสวาสดิ์	326 - 335
CEM23	การกำหนดเพื่อเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร	ฐิติวัฒน์ ตรีวงศ์, ถิรรัตน์ นาคาคง, กนกวรรณ ไชยนุรักษ์, จำรูญ หฤทัยพันธ์	336 - 344
CEM24	การพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้ การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์	กฤษณพงศ ฟองสินธุ์	345 - 352
CEM25	ศึกษาสถานะของการประยุกต์ใช้แผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเพื่อลดปัจจัยความเสี่ยงสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสถานการณ์การเกิดอุทกภัย	ชลลดา เลาะฟอ, ยุทธศักดิ์ อนันตเดชศักดิ์	353 - 364
CEM26	ศึกษาการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้างอย่างยั่งยืน	วิมลมาศ บุญยั่งยืน, ชลลดา เลาะฟอ	365 - 371
CEM27	การประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้าง สำหรับช่างฝีมือ	พันธกานต์ ปัญโญกิจ, มานพ แก้วโมราเจริญ	372 - 381
CEM28	การศึกษาอุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง	วิไลเลขา วิวัฒน์วานิชกุล	382 - 393
CEM29	การบริหารวัสดุคงคลังในธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็ก	ชนกานต์ ภิญโญภูมิมินทร์, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์	394 - 400

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM30	การศึกษาผลกระทบของโครงการรถไฟทางคู่สายตะวันออก ช่วงหัวหมาก-ฉะเชิงเทรา-ศรีราชา ในพื้นที่เขตลาดกระบัง	เศรษฐสิทธิ์ ตลอดไรสงภา, แหลมทอง เหล่าคงถาวร	401 - 406
CEM31	ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา	พรกนก พวงมาลา, วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์	407 - 412
CEM32	ปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับและการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ในหน่วยงานภาครัฐ กรณีศึกษา : หน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม	สุวิชญา สุริยมงคล, กวิน ตันติเสวี	413 - 421
CEM33	การวิเคราะห์เอกสารสัญญาจ้างก่อสร้างสำหรับโครงการก่อสร้างซึ่งใช้ การจำลองสารสนเทศอาคาร	นพจิรา ฤกษ์ขจรนามกุล, วีระศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์, วิสุทธิ์ ช่อวิเชียร	422 - 431
CEM34	การพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคารเพื่อวิเคราะห์เวลาในการอพยพหนีไฟ	ณชาภทร แสงจันทร์, ดารารัตน์ พันชะนะ, เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปริยารัตน์	432 - 439
CEM35	ปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น	วรรณวรางค์ รัตนานิคม, สยาม ยิ้มศิริ	440 - 444
CEM36	การศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคา	วรรณวรางค์ รัตนานิคม, สยาม ยิ้มศิริ	445 - 449
CEM37	ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่นระดับเทศบาล	สยาม ยิ้มศิริ, วรรณวรางค์ รัตนานิคม	450 - 456
CEM38	การประเมินทางเลือกและวิเคราะห์ความเสี่ยงโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชน	พรเทพ ม่วงสุขำ, พิชญ์ สุรีรวรรณา	457 - 463
CEM39	การจัดการเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารสูง: กรณีศึกษาโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร	เทพฤทธิ์ มนต์แก้ว, จงรักษ์ ผลประเสริฐ	464 - 472

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEM40	การศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง : กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน – มีนบุรี)	ปุณพจน์ อักษร, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ	473 - 479
CEM41	การศึกษาปัจจัยการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรของมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จังหวัดจันทบุรี	สรวัสส์ บุญหยง, พนัชกร อาจสด	480 - 485
CEM42	ปัจจัยเชิงสาเหตุที่ส่งผลต่อพฤติกรรมในการซื้อสินค้าวัสดุก่อสร้าง จากพื้นฐานราคา เป็น พื้นฐานของคุณค่า	วิษณุ ฉีดอิ่ม, พิชญ์ สุธีรวรรธนา	486 - 499
CEM43	กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน	วรรรณพล ชมภูเขียว, อมรชัย ใจยงค์	500 - 509
CEM44	การศึกษาปัญหาเชิงเปรียบเทียบแนวทางการใช้แบบจำลองสารสนเทศ (BIM) ในการการออกแบบและถอดปริมาณวัสดุสำหรับงานติดตั้งผนังประกอบอาคาร	สิทธิเดช ชุณหะมณีวัฒน์, กวิน ตันติเสวี	510 - 518

3. วิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์ (TRL)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL01	การประเมินมูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าเกษตร	ณัฐปคัลภ์ อินสมตัว, ปนัดดา กสิกิจวิวัฒน์	520 - 529
TRL02	การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความสว่างของแสงไฟถนนของหลอดไฟประเภท high-pressure sodium(HPS) ในสภาวะการใช้งานจริง	ภัทรพล สีดอกบวบ	530 - 539
TRL03	การพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อให้เกิดความยั่งยืน	อิชย์ ศิริประเสริฐ, ไกวัลย์ โรจนานุกูล	540 - 549

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL04	การศึกษาลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงตามรูปแบบถนน เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ	ภัทรพล สีดอกบวบ	550 - 558
TRL05	การศึกษาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง และการศึกษาสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง	ภัทรพล สีดอกบวบ	559 - 568
TRL06	การประเมินระยะเวลาการใช้บริการของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ ระหว่างสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่	มาริษา คีรีมาศทอง, ปรีดา พิชยาพันธ์, นพดล กรประเสริฐ	569 - 576
TRL07	การพัฒนาแบบจำลองอุปสงค์และการจราจรของลิฟต์โดยสารในบริบทโลจิสติกส์โรงพยาบาล	นเรศ อินทรกำแหง ณ ราชสีมา, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน	577 - 584
TRL08	การวิเคราะห์จุดจอดแล้วจรด้วยปัญหาพี-ฮับ ภายใต้ข้อจำกัดความจุ	ปิยธิดา นิยมสำรวจ, ทรงยศ กิจธรรมเกษร	585 - 592
TRL09	ทัศนคติของนักเรียนต่อการใช้งานทางข้ามบริเวณโรงเรียน	ณัฐสัญญ์ ปัญญาวิสุทธิชัย, เกษม ชูจารุกุล	593 - 600
TRL10	การประเมินผลมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ กรณีศึกษาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และอโศก 4	พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, ดวงกมล ชูสิงห์, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	601 - 610
TRL11	การประเมินผลแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ด้วยการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค	พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	611 - 619
TRL12	การประเมินผลการเปิดช่องจราจรสวนทางบนทางพิเศษฉลองรัช	เบญจวรรณ องอาจ, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	620 - 627

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL13	Modal Choice after Opening New Railway in Bangkok – Case of Dark Red Line –	Noriyasu Tsumita, Bethala Aditya, Varameth Vichiensan, Jetpan Wetwitoo, Atsushi Fukuda	628 - 634
TRL14	การพัฒนาวิธีประมาณระยะเวลาเดินทางบนทางยกระดับจากข้อมูลเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ	จุฑาทิพย์ อาจหาญ, สโรช บุญศิริพันธ์	635 - 645
TRL15	การศึกษาเปรียบเทียบระหว่างการประยุกต์ใช้ข้อมูล Mobile Probe กับ Fixed Sensor เพื่อรายงาน สภาพจราจรบนทางพิเศษ กรณีศึกษา ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์)	ศิวัช ปัญญาชัยวัฒนากูล, พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	646 - 652
TRL16	การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่	ปกรณ์ จินายะ, อรรถวิทย์ อุปโยคิน, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์	653 - 660
TRL17	แบบจำลองเชิงพฤติกรรมการใช้คาร์แชริ่ง: กรณีศึกษาผู้ใช้งานรถจักรยานยนต์รับจ้างในเขตกรุงเทพมหานคร	วีรชัย โสรนันทนุ, พงษ์สันธ์ บัณฑิตสกุลชัย	661 - 668
TRL18	การศึกษาการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษกรณีก่อสร้างหรือซ่อมบำรุง	ปิยภัค มหาโพธิ์, จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	669 - 677
TRL19	การวิเคราะห์การจัดการอุปสงค์การเดินทางเพื่อสนับสนุนระบบขนส่งสาธารณะในเมืองเชียงใหม่	กานต์ชนก ทองทิพย์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์	678 - 686

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL20	การวิเคราะห์ผลของการผันแปรอุณหภูมิ ต่อกำลังต้านทานการวิบัติของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน	สิริกมล สายน้ำเย็น, บุญชัย แสงเพชรงาม	687 - 694
TRL21	ผลกระทบของระบบรางสายใหม่ต่อการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทาง: กรณีศึกษา รถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้	ธนพร กรีวงษ์, เกษม ชูจารุกุล	695 - 701
TRL22	การแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารโดยวิธีการค้นหาย่านคำตอบข้างเคียงขนาดใหญ่	ธนาวัฒน์ สิทธิสันติกุล	702 - 711
TRL23	การตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินการโครงการปรับปรุงความปลอดภัยทางแยกต่างระดับบางควายบนทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองหมายเลข 7	ธันวิน สวัสดิศานต์, วันเสด็จ บุณยะวันตัง, วสันต์ พฤกษางามชล	712 - 720
TRL24	การวิเคราะห์ประสิทธิภาพของจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ โดยใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค	พิกุล พาหลัก, นพดล กรประเสริฐ	721 - 734
TRL25	การประเมินความปลอดภัยทางถนน และระดับดาวตามมาตรฐาน iRAP สำหรับโรงเรียนเสี่ยงในกรุงเทพมหานคร	เกษม ชูจารุกุล, เกริกฤทธิ์ ศรีรุ่งวิกรัย, พิณทิพย์ ศิระอำพร	735 - 741
TRL26	บริการรถเช่ากับการพัฒนาการเดินทางสำหรับเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาด	ณัฐธิณี น้ำทิพย์, เอกพงศ์ เพาะกลาง, ปีติ โรจน์วรรณสินธุ์	742 - 750
TRL27	การวิเคราะห์อุบัติเหตุสำหรับทางโค้งราบของทางหลวงชนบทสองช่องจราจร	เกษศิรินทร์ บุญตัน, นพดล กรประเสริฐ, ปฏิพัทธ์ กัณหา	751 - 758
TRL28	เงื่อนไขและข้อพิจารณาในการติดตั้งอุปกรณ์ดูดซับแรงกระแทกจากการชนบนทางยกระดับ	เอกรินทร์ เหลืองวิลัย, วิทวงศ์ กาญจนชมภู	759 - 763
TRL29	การประยุกต์โครงข่ายประสาทเทียมร่วมกับความสัมพันธ์ของโครงข่ายถนนโดยรอบในการทำนายเวลาเดินทางบนถนนในเขตเมือง	พรเทพ พวงประโคน, สรวิศ นฤปิติ	764 - 770

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL30	การประเมินความสามารถในการประหยัดระยะเวลาการเดินทางของทางพิเศษ	ปิยพงษ์ จันทโชติ, วิรภพ เมฆพฤกษาวงศ์, กิตติคุณ รอดสกุล, ปณิก โพธิสาวัง, พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร, ธนานี ไต่เมฆ, รวิพันธุ์ เด็ดแก้ว	771 - 780
TRL31	การศึกษาค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ	พรเทพ พวงประโคน, พงศกร ปัญญา, แนววิทย์ บุญทา, ซุกรอน เซ็งสาเมาะ	781 - 787
TRL32	แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ผลกระทบการจราจรของการดำเนินงานระบบเครื่องชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง	โสรยา ปิยะวราภรณ์, นพดล กรประเสริฐ	788 - 796
TRL33	การศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่บนถนนชานเมืองจังหวัดชลบุรี	พิชญ์สินี กุลเอกสรชา, จัตุรงค์ อินทะนู, สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์, อรรถวิทย์ อุปโยคิน	797 - 803
TRL34	Analysis of Impact of Introduction of Bus Rapid Transit on Land Price in Developing City - Case Study of Managua city, Republic of Nicaragua	LISAKO KUGII, Atsushi Fukuda, Noriyasu Tsumita, Hiroki Kikuchi	804 - 809
TRL35	การประเมินความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟ	ธิตินันท์ รวมทรัพย์, โรจนัสถ์ รัตนวัน, รัฐพงศ์ มีสิทธิ์, ภาสุรีย์ ล้ำสกุล	810 - 817
TRL36	การวิเคราะห์ความหลากหลายของพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัย	ธวัชชัย คงสุวรรณ์, วราเมศวร์ วิเชียรแสน	818 - 826

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL37	การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ: กรณีศึกษาจังหวัดเชียงใหม่	ธนา น้อยเรือน, พรภวิษย์ ตาจุมปา, ภูมิพิชญ์ จันทร์เทพ	827 - 838
TRL38	การพัฒนาแนวทางการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์	ภูทริยา มีอุสาห์, บุญพล มีไชโย, ท วีศักดิ์ แตะกระโทก	839 - 849
TRL39	การพิจารณาคัดเลือกวัสดุแอสฟัลต์เชื่อมประสานสำหรับงานผิวทางบนทางพิเศษ	ฐิติพงศ์ สุขเสริม, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	850 - 855
TRL40	ความพึงพอใจในระบบเดินทางแบ่งปันกันใช้ของนิสิตในเขตมหาวิทยาลัย : กรณีศึกษาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย	แซนด้า วิน, สรวิศ นฤปิติ, พงษ์ศักดิ์ บัณฑิตสกุลชัย	856 - 864
TRL41	ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาและความสบายเชิงความร้อน เพื่อพัฒนาและส่งเสริมการใช้ทางเดินเท้าสีเขียว	ณัฐดนัย สุวรรณมณี, เกรียงไกร อรุโณทยานันท์, นพดล กรประเสริฐ, ดำรงศักดิ์ รินชุมภู	865 - 874
TRL42	การวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทาง ในพื้นที่ศึกษามหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา	พงษ์พิษณุ นาคคำ, กิตติชัย ธนทรัพย์สิน	875 - 886
TRL43	การศึกษาความเปลี่ยนแปลงของเทคโนโลยีและนวัตกรรม ที่ส่งผลกระทบต่อธุรกิจการบริการด้านคมนาคม	ธนวัฒน์ เดชปรอท	887 - 894
TRL44	การศึกษาพฤติกรรมการเดินทางและความเป็นไปได้ของระบบ MaaS ในกรุงเทพมหานคร	ณัฐกานต์ สุรางค์ศิริรัฐ, นันทวัฒน์ ศรัณย์ภัทร, สรวิศ นฤปิติ	895 - 902

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
TRL45	การศึกษาความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพและความปลอดภัย : กรณีศึกษาจุดกลับรถหน้ามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา	สิริศักดิ์ ยิ้มย่อง, ณรงค์ กุหลาบ	903 - 910
TRL46	การวิเคราะห์ทางสถิติของค่าการประเมินความปลอดภัยทางถนนของ (iRAP) บนทางหลวงชนบท	ขจรศักดิ์ เจิมประไพ, สันติภาพ ศิริยงค์, ศาศวัต ภูริภัสสรกุล	911 - 915
TRL47	A Comparative Study of Oil Transportation Modal Choice between Intermodal Rail and Road: A Case Study of Freight Route between Ban Phai Tank Farm Khon Kaen Province to Railway Yard at Thanaleng the Laos People's Democratic Republic.	Thannin Manipakone, Ackchai Sirikijpanichkul	916 - 922
TRL48	การศึกษาอัตราการให้บริการสูงสุด สำหรับหรับช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก ในระบบระบบเปิด และระบบปิด	นพคุณ บุญกระพือ, พฤกษชาติ เผือกพิพัฒน์, นิตยา มหาชิโนรส	923 - 930
TRL49	ความสัมพันธ์ของจำนวนช่องเก็บผ่านทางรถบรรทุก กับสัดส่วนและปริมาณรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการ	นพคุณ บุญกระพือ, กฤษดา สกุลเต็ม, วีรพงศ์ นวลจันทร์	931 - 939

4. วิศวกรรมโครงสร้าง (STR)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR01	การศึกษาเชิงทดสอบคอนกรีตเสริม FRP rebars ภายใต้แรงอัดในแนวแกน	สิทธิชัย แสงอาทิตย์, รัฐพงศ์ ดาขวา, ศตาวิชญ์ ศีลธรรมพิทักษ์, วิมลวรรณ ริมา, ภารดา น้อยนรินทร์, ณปภา กัญหา	941 - 946
STR02	การศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์	ปริยานุช ใหม่จันทร์, อานนท์พร สุวรรณพลาย, อาทิตย์ เพชรศศิธร	947 - 953
STR03	การประมาณค่าตัวแปรทางพลศาสตร์ของเจดีย์วัดอุโมงค์ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับจากวิธีประวัติเวลา	ปีติ ประทุมขำ, ชินพัฒน์ บัวชาติ, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, นเรเมต ตันติสุขุมาล, Mitsuhiro Miyamoto, Manabu Matsushima	954 - 960
STR04	ผลตอบสนองต่อแรงลมของอาคารหน้าตัดรูปวงกลมและวิธีการลดผลตอบสนองโดยใช้มวลหน่วงปรับค่าและมวลน้ำหน่วงปรับค่า	พัฒน์ศิริ ใจก้าวหน้า, วิโรจน์ บุญญภิญโญ	961 - 970
STR05	พฤติกรรมฐานรากเสาเข็มเจาะบนพื้นลาดเอียงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง	วิทวัส คำทิพย์, สมบูรณ์ เชี่ยงฉิน, ปริดา ไชยมหาวัน, ธนกร ชมภูรัตน์	971 - 978
STR06	การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูลาร์ที่มีส่วนอโลหะจากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้าเป็นส่วนผสม	กาญจนาวรรณ์ ปัญญาวีร์, สุพพัต ควรพงษากุล, เปรมฤดี กาญจนปียะ	979 - 985

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR07	พฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงที่มีการเติมคอนกรีตบางส่วน	นพดล สุยะหลาน, ประกิต ชมชื่น	986 - 991
STR08	การพัฒนาคอนกรีตพรุนจากส่วนอโลหะที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์	กชกร ศรีวัฒนกุล, สุพพัต ควรพงษากุล, เปรมฤดี กาญจนปัยะ, จักรพันธ์ เทือกต๊ะ	992 - 998
STR09	ผลตอบสนองทางพลศาสตร์สำหรับเคเบิ้ลยึดโยงแผงโซล่าเซลล์ลอยน้ำเมื่อรับการกระตุ้นที่ปลายด้านบน	ธนิยพรรธน์ ศรีมนตริภักดี, การันต์ คล้ายฉ่ำ, ชัยณรงค์ อริสกุล, สมชาย ชูชีพสกุล, ชัยยุทธ ชินณะราศรี	999 - 1006
STR10	เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับป้อมก่ออิฐโบราณของไทย: กรณีศึกษาป้อมมหากาฬ	กันตภณ จินทราคำ, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, ก้องภพ วัชรเสวี, ชัยณรงค์ อริสกุล, พรเกษม จงประดิษฐ์, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์	1007 - 1015
STR11	การออกแบบและประเมินสมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ธราดล หงส์อติกุล, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	1016 - 1024
STR12	การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงและค่าตัวคูณแรงกระแทกของสะพาน Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องของกรมทางหลวง เพื่อปรับปรุงการออกแบบ	วุฒิชัย อมรประสิทธิ์ผล, ราชวัลลภ กัมพูพงศ์, อารักษ์ มณฑา, วิกรินทร์ สอนถม, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช	1025 - 1034

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR13	พฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวงกับเสาเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีต	ธีรพล รักษาศิล, ประกิต ชมชื่น, พนิดา สีมาวุธ, ชลดา เลาะฟอ	1035 - 1039
STR14	ผลกระทบของการเยื้องศูนย์ของคานต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวง กับเสาเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีต	ธีรพล รักษาศิล, ประกิต ชมชื่น, พนิดา สีมาวุธ	1040 - 1046
STR15	การวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ สำหรับพื้นที่ชั้นดินเหนียว และชั้นทราย กรณีศึกษา : โครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET) ในพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	เพ็ญวิสุทธิ์ ยิ้มแฉ่ง, สหรัฐ พุทธวรรณะ	1047 - 1050
STR16	การวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมโดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel	อาทร ชูพลสัตย์, ณรงค์ กุหลาบ, เดชา จันทสิทธิ์, ธนพล ทองคงหาญ, ณัฐพงษ์ เกยพระยา	1051 - 1057
STR17	ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	ภัทรจีรา ไตรวงค์ย้อย, วัชรา โพธิ์สาวัง, วัจน์วงค์ กรีพละ	1058 - 1065
STR18	Post-Buckling Behavior of Variable-Arc-Length Pipe due to Internal Fluid Motion	Wichawat Nathabumrung, Panithan Padthomfang, Tanakorn Tima, Karun Klaycham	1066 - 1073
STR19	การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงแผ่นดินไหว	วีระพงษ์ ชมชายผล, ปนัสย์ชัย เชษฐ์โชติศักดิ์, จารึก ถีระวงษ์	1074 - 1079

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR20	ค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวในทุกอำเภอของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ ตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.1301/1302-61)	สิวะลักษมณ์ ขำนุรักษ์, สรกานต์ ศรีตองอ่อน	1080 - 1087
STR21	การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติก ของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด เมื่อใช้แบบจำลองจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17	เพทาย อุดมการเกษตร, เมธี บุญพิเชฐวงศ์, ธันยดา พรรณเชษฐ์	1088 - 1094
STR22	A Study of the Reinforcement of Steel Plates into RC Cantilever Stairs to Reduce Vibration Effects from Human Walking Activities	Lythean Mao, Sopheak Seng, Amornchai Jaiyong	1095 - 1102
STR23	การศึกษาจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังรับแรงคอนกรีตสำเร็จรูปที่ถูกใช้ในอาคารพักอาศัยภายใต้แรงถอน	สุรัตน์ เสมสวัสดิ์, ชูชัย สุจิวรกุล	1103 - 1109
STR24	การวิเคราะห์อุณหภูมิของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่สัมผัสกับไฟ	ณัฐนุช พูนปาน, ปาณัสม์ อุปละ, สพลเชษฐ์ อัตตะการอังกูร, ชนะชัย ทองโฉม	1110 - 1115
STR25	ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส	วัชรา โพธิ์สาวัง, เปรมปรีดา กงนะ, วัจน์วงค์ ภรีพละ	1116 - 1122
STR26	ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบ รูปทรงห่วงยางรับแรงดัน	คมกร ไชยเดชารร, จีรศักดิ์ สุพรมวัน, กิ่งสมร ทิพย์โยธา, วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา	1123 - 1129

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR27	พฤติกรรมโครงสร้างจุดต่อพื้น-เสาเสริมหมุดเหล็กภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักร	ธนกร ขุนฤทธิ์, พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, อดิศร โอวาทศิริวงศ์, อำนาจ คำพานิช	1130 - 1135
STR28	การประเมินเสถียรภาพอิลาสติกคาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้แบบปลายยึดแน่นโดยอาศัยแรงภายนอก: ผลเชิงทฤษฎีและการทดลอง	ทีรยุทธ สมสุข, บุญชัย พึ้งไผ่งาม	1136 - 1144
STR29	การหาความเหมาะสมของการออกแบบโครงสร้างเหล็กรูปพรรณด้วยวิธีความน่าเชื่อถือ สำหรับอาคารโครงการศูนย์บริการอินเทอร์เน็ตสาธารณะ (USO Net)	พันกฤษ โยธินธนะรัชต์, สหรัฐ พุทธวรรณะ	1145 - 1151
STR30	กรณีศึกษาการปฏิบัติตามมาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่า และโครงสร้างอาคารที่เสียหาย	สุวัฒน์ รามจันทร์, วงศกร พงษ์ภักดี, ทยากร จันทรางศุ	1152 - 1161
STR31	ประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วย แผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง	ณัฐพร คันทะประดิษฐ์, อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ, ทนงศักดิ์ อิ่มใจ	1162 - 1167
STR32	ศึกษาค่าตัวประกอบปรับผลการตอบสนองที่เหมาะสมสำหรับหอถังสูง ที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงในประเทศไทย	ธนากร ใจปีติ, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์, พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์	1168 - 1176

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR33	ข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ และสมบัติวัสดุก่อของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร มราชวรวิหาร	ศิวนนท์ ต้นเกตุ, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, ณัฐนันท์ วงศ์อนันต์, ชนาธิป บินซาอิส, สุรพัศ นิรปฏิคม, สุวิจน์ชัย แก้วมาคุณ, ชัยณรงค์ อริสกุล, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์	1177 - 1184
STR34	กำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุจีโอโพลีเมอร์ หรือคอนกรีตและเหล็กเสริม	ตะวัน หงษ์อุบล, อรุษ เพชรเชิดชู	1185 - 1190
STR35	การเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีอัดแรงภายนอก	พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์, อดิศร โอวาทศิริวงศ์, อำนาจ คำพานิช, ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิต	1191 - 1195
STR36	Effect of Ground Motion Horizontal Definition in Seismic Analysis and RC Moment Frame Structures in Mandalay Region	Khine Mon Myint, Teraphan Ornthammarath	1196 - 1204
STR37	Effect of Scaling Factor in Ground Motion Selection of Seismic Analysis and Design of RC Moment Frame Structures	Thiri Thaw, Teraphan Ornthammarath	1205 - 1212
STR38	การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตโดยใช้คอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ	คณุตม์ สมบูรณ์ปัญญา, ภูษิต บุญยฤทธิ์, วงศกร สิมมา, ชิษณุพงศ์ สุริมมะ	1213 - 1222
STR39	ผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ	จรัญ ศรีชัย, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์	1223 - 1232

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR40	กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช	1233 - 1237
STR41	การใช้ตะกอนประปา ในมอร์ต้าร์เกร้าท์รอยต่อผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูป	ตะวัน เพชรอาวุธ, จตุพล ตั้งปกาศิต	1238 - 1244
STR42	คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำล้น	ราชันย์ ขันทกสิกรรม, พุทธรักษ์ จรัสพันธุ์กุล, ชยานนท์ หรรษภิญโญ	1245 - 1252
STR43	การสำรวจอัตราการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี	สุพจน์ ธรรมนิทา, ปีติศานต์ กร่ำมาตร	1253 - 1259
STR44	คอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในปริมาณสูง	เทพฤทธิ์ เจริญสุข, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล	1260 - 1265
STR45	การต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว	อมรชัย ใจยงค์, ชานนท์ กวางเจริญ	1266 - 1274
STR46	พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกโอบรัดด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรง	อิทธิพล พลิษฐ์โยธิน, สายันต์ ศิริมนตรี, ชนะชัย ทองโฉม	1275 - 1280
STR47	Seismic Strengthening of Soft-Story RC Moment Frames	Wongsa Wararuksajja, Sutat Leelataviwat, Pennung Warnitchai, Li Bing, Hasan Tariq, Nattakan Naiyana	1281 - 1287

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
STR48	แรงอัดวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้	ธนภัทร วัฒนาบุญศิริ, อินทัช ด่านปาน, ธนนพ เหมือนเหลา, การันต์ คล้ายฉ่ำ	1288 - 1294

5. วิศวกรรมปฐพี (GTE)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE01	การประเมินดีกรีการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยวิธีอาซาโอกะ	สินาด โกศลานันท์, ชัยศาสตร์ สกุลศักดิ์ศิริ, อลงกต ไชยอุปละ	1296 - 1307
GTE02	การประเมินความแม่นยำของแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model) ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า	สลิลยา เศษเพ็ง, เทพไท ไชยทอง, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์	1308 - 1315
GTE03	การติดตั้งอุปกรณ์วัดทางเทคนิครรณีเพื่อการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับอ่างเก็บน้ำเก่า กรณีศึกษา: อ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้ว จังหวัดตรัง	วิษุวัฒน์ อายุสุข, ภาณุ พร้อมพุทธางกูร	1316 - 1321
GTE04	ลักษณะการไหลซึมผ่านของน้ำแบบสองมิติในดินและตาข่ายการไหล จากการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ	วรกมล บัวแสงจันทร์, ฐิติยารัตน์ นนทวงศ์, ธนพล สุขเอี่ยม, วรัช ก้องกิจกุล	1322 - 1327
GTE05	การพัฒนาโต๊ะตะแคงสองทิศทางเพื่อการทดสอบสมบัติกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟส	กังวาน กานดาวรวงศ์, ธนวรรณ แจ้งกระจ่าง, ยศพล เปมานุกรรักษ์, วรัช ก้องกิจกุล	1328 - 1335
GTE06	การทำนายพฤติกรรมการคืบจากพฤติกรรมการคลายความเค้นของทรายภายใต้แรงอัดสามแกน	โมษิต จริยาทัศน์กร, วรัช ก้องกิจกุล	1336 - 1343

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE07	ผลกระทบของกำลังรับแรงดึงสูงสุดและระยะห่างระหว่างชั้นของตาข่ายเสริมกำลังแบบสองทิศทางที่มีต่อกำลังอัดและการเสียรูปของทรายเสริมกำลัง	อรอนง สุมะนัสชัย, วรัช ก้องกิจกุล	1344 - 1353
GTE08	คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินซีเมนต์ผสมยางพาราและดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค	ไอรดาภรณ์ หาดแก้ว, กรกฎ นุสิทธิ์, ทวีศักดิ์ แตะกระโทก, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม	1354 - 1359
GTE09	การประยุกต์เสาเข็มท่อเหล็กไมโครไพล์เป็นเสาเข็มพลังงานเพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศในอาคารบ้านพักอาศัย	อภินิติ โชติสังกาศ, ธิติ ชาญชญานนท์, อรรถพร วิเศษสินธุ์, สกาวรัตน์ สัตยานันท์, สินีนาฎ อ่อนคำ	1360 - 1366
GTE10	อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้าง อุโมงค์คู่ - การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ	ทิพวรรณ อิ่มเอิบ, ประทีป หลือประเสริฐ, พรเกษม จงประดิษฐ์	1367 - 1373
GTE11	ผลของการดูดน้ำของรากพืชต่อการเคลื่อนตัวของผิวดินบนโครงสร้างพื้นฐาน	พัฒนพงศ์ จารุกมล, วิรุฬห์ คำชุม	1374 - 1380
GTE12	ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่างดินต่อพารามิเตอร์หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ	ณัฐสิทธิ์ ทองเลิศ, อภินิติ โชติสังกาศ	1381 - 1387
GTE13	คุณสมบัติของดินลูกรังแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาสำหรับวัสดุงานทาง	อรทิณา จันทร์สิงห์, วีรยา ฉิมอ้อย	1388 - 1393
GTE14	การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานไฟฟ้ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน เพื่อวิเคราะห์ถนนเลียบคันคลอง ในบริเวณดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ	ณัฐ สุทธิ, ศลิษา ไชยพุทธ, ทวีพงษ์ สุขสวัสดิ์	1394 - 1400
GTE15	การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแบบแพ่สำหรับอาคารสูงด้วยวิธีไฟไนท์อิลิเมนต์แบบสามมิติ	ยอดตะวัน รักษารมย์, พรพจน์ ตันเส็ง	1401 - 1410

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE16	อิทธิพลของการเสื่อมสภาพต่อกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งและเสถียรภาพเชิงลาด	นวัต ปรีชาศิลป์, บารเมศ วรรรณะภูติ, อภินิติ โชติสังกาศ	1411 - 1419
GTE17	การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยปูนซีเมนต์ผสมผงตะกรันเหล็กและเถ้าชีวมวล จากโรงงานผลิตกระดาษ	วฤร รัตนรุ่งโรจน์, ศุภกิจ นนทนานันท์, อัครชัย เรืองแสงทอง	1420 - 1426
GTE18	การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์	กัญจน์ สลีวงศ์, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม, กรกฎ นุสิทธิ์	1427 - 1432
GTE19	ผลศึกษาเบื้องต้นของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ค่าความซึมได้ของดินทรายแป้ง	ธีราพัทธ์ รัฐาหิรัญโรจน์, ฉัตรภูมิ วิรัตนจันทร์	1433 - 1439
GTE20	อิทธิพลของมุมเอียงเสาเข็มเดี่ยวต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง บนพื้นฐานการทดสอบแบบจำลองกายภาพ	คเชนทร์ จักร์แก้ว, สุริยะ ทองมุณี, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม, จักรพันธ์ รงทอง	1440 - 1446
GTE21	การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยจีโอโพลิเมอร์ดินขาว-เถ้าแกลบกระตุ้นด้วยโซเดียมไฮดรอกไซด์	ฆนากานต์ มาศโอสถ, พานิช วุฒิพฤกษ์, อิทธิพล มีผล, สยาม แกมขุนทด, ศิริศักดิ์ คงสมศักดิ์สกุล	1447 - 1453
GTE22	การหาความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบตอกหยั่งแบบเบากับ การตอกทดสอบมาตรฐาน ด้วยการวิเคราะห์ทางสถิติจากฐานข้อมูลการทดสอบจริงในสนาม เพื่อใช้ในงานออกแบบฐานรากระดับตื้น	ธนกฤต โรจนชัยศรี, ฐีรวัตร บุญญะฐี	1454 - 1460
GTE23	วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากเขื่อนที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น	ณัฐฐา ไชโสกเชือก, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์, ชิโนรส ทองธรรมชาติ	1461 - 1469

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE24	กำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์	เพทาย อุตราช, เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, ชยกฤต เพชรช่วย, จักษดา ธำรงวุฒิ, วิศิษฎ์ศักดิ์ ทับยัง	1470 - 1473
GTE25	อิทธิพลของเถ้าขยะต่อกำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานผสมปูนซีเมนต์	เชาวรินทร์ เชียรพิมาย, เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, วิศิษฎ์ศักดิ์ ทับยัง, นันทชัย ชูศิลป์, จุฑามาศ ลักษณะกิจ	1474 - 1477
GTE26	อิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทาน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ	จักรพันธ์ รงทอง, สุริยะ ทองมุณี, คเชนทร์ จักร์แก้ว	1478 - 1483
GTE27	การศึกษาติดตามคันทางดินมวลเบา Air Foam Mixed Stabilized Soil หลังเปิดใช้งานนานกว่า 12 ปี	ธิติพัทธ์ รู้หลัก, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช, เศกชัย อนุเวชศิริเกียรติ	1484 - 1490
GTE28	อิทธิพลของแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรต่อค่าสติฟเนสของดินโดยรอบเสาเข็มเดี่ยวจำลอง	พงศ์ภัค สืบถวิลกุล, วรัช ก้องกิจกุล, พงศธร กระจ่างพล	1491 - 1500
GTE29	ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานทางไฟฟ้ากับสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีของดิน	วรัชญ์ สกุลพจน์วรชัย, วรัช ก้องกิจกุล	1501 - 1506
GTE30	การปรับปรุงคุณภาพดินทรายโดยใช้เถ้าก้นเตาและปูนซีเมนต์เพื่อใช้เป็นวัสดุถมและวัสดุงานทาง	วุฒิกรณ์ โสพรรณรัตน์	1507 - 1511

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE31	การวิเคราะห์การยกตัวของถนนผิวคอนกรีตจากผลการทดสอบศักยภาพในการบวมตัวของดิน	สุรินันท์ กันเงิน, เศรษฐพงศ์ เศรษฐบุปผา	1512 - 1517
GTE32	การพัฒนาระบบสารสนเทศเพื่อการบูรณาการข้อมูลสำรวจหาค่าความหนาแน่นในสนาม	กวินธิดา ปิ่นทอง, สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว, อภินิติ โชติสังกาศ, พงษ์พันธุ์ อิศโรทัยกุล	1518 - 1523
GTE33	การทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัด	สยาม อุ่นมงคลมิตร, อุทัยฤทธิ์ โรจนวิภาต, พิทยา แจ่มสว่าง	1524 - 1529
GTE34	สมรรถนะของเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยภายใต้การอัดตัวคายน้ำ	สุวิจักขณ์ วิรัตน์, พิทยา แจ่มสว่าง	1530 - 1537
GTE35	การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method	ศาสตร์ศิลป์ ภักดีเมฆ, ปิยวัฒน์ เงินบำรุง, สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์	1538 - 1547
GTE36	Standup time estimation of undercut moist sand slope using numerical simulation	Laddawon Dul, Cheowchan Leelasukseree	1548 - 1556
GTE37	การประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางโดยวิธี Plate Bearing Test และ Dynamic Penetration Test	ชนิดา ใสสุขสอาด, ศิวาเวช อบมา, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช	1557 - 1563
GTE38	ความแม่นยำของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณ	ทินกร ทานา, สยาม ยิ้มศิริ	1564 - 1569

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE39	การศึกษาการรับแรงแบกทานของดินโดยวิธีการกระจายน้ำหนักผ่านแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม	อัตพล บุบผิ, ยงยุทธ ศิริศรีเพ็ชร์, จงศิลป์ สุขุมาริยพงศ์, ณัฐพงษ์ เกษสัญชัย, วัชร พิศวิมล, เพชรานี อุ่นทะยา, กัญญารักษ์ มีอ่อน	1570 - 1576
GTE40	การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธีสถิตศาสตร์ และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์สำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์	สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์, เรืองวิทย์ โชติวิทยาธานินทร์, นิพันธ์ แสงศรี	1577 - 1583
GTE41	กำลังอัดแกนเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าชานอ้อย	วีรวัฒน์ ดีสวัสดิ์, ชยกฤต เพชรช่วย, เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, จักษดา ธำรงวุฒิ	1584 - 1588
GTE42	อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดและปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์	สุทธิพงศ์ คำดี, สุริยะ ทองมุณี, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม	1589 - 1594
GTE43	การจำลองสถานการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก	ภิรมย์ญา ถิ่นนุช, ธรรมศักดิ์ รุจิระยรรยง, วิสูตร จิระดำเกิง	1595 - 1598
GTE44	การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของชั้นดินของกรุงเทพมหานครด้วยข้อมูล InSAR	ชยณัฐ ศีรีนารถ, อังคณา พุ่มพวง, อนิรุทธ์ ลดาวดี, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์	1599 - 1605

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
GTE45	การศึกษาการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับในดินอ่อน ด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย	ชัยสิทธิ์ เพ็งจันทร์, นิพันธ์ อินสุข, อภิวิชญ์ ทองรักษา, กรกฎ นุสิทธิ์, สุริยาวุธ ประอ้าย	1606 - 1612
GTE46	การปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินด้วยเสาเข็ม กรณีศึกษา ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ อำเภอจอมทอง จังหวัดเชียงใหม่	ปรัชญา แสนแปง, พงษ์พินันท์ บูรณะกิติ, ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์, สุริยาวุธ ประอ้าย	1613 - 1619
GTE47	คุณลักษณะการหดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย	อนุพงศ์ คำปลอด, ธนกร ชมภูรัตน์, อภิชาต บัวกล้า	1620 - 1628
GTE48	แบบจำลองความสัมพันธ์สำหรับพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างผิวเรียบ	เอกรินทร์ สุดใจ, สุริยาวุธ ประอ้าย, นิพันธ์ อินสุข, ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์, ธีระวัชร เกี๋ยงคำ	1629 - 1636
GTE49	การใช้กันชนคาพิวลารีสำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของน้ำใต้ดินเค็มในดิน	วิโรจน์ ล้อมวงษ์, สมใจ ยุบลชิต	1637 - 1642
GTE50	อิทธิพลของการลดระดับน้ำต่อเสถียรภาพความลาดของเขื่อนดินแบบแบ่งส่วน	มนชล ศรีชัยกูล, วีรยา ฉิมอ้อย	1643 - 1651
GTE51	การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer กับ Light Weight Deflectometer	ธีรภัทร์ ศิริรัตนฉัตร, ดนัยณัฐ ถาวร, สุรนนท์ เยื้อยงค์, อัคคพัฒน์ สว่างสุริย์, อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช	1652 - 1658

6. วิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐาน (INF)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
INF01	การบูรณะชั้นพื้นทางเดิม โดยการหมุนเวียนชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ บนทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง - เข็กน้อย	ชัจจักร์ ศรีประเสริฐ, ชวเลข วณิชเวทิน, พิพัฒน์ สอนวงษ์	1660 - 1666
INF02	การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอสะพานแบบกำแพงกันดินเสริมแรง : กรณีศึกษา สะพานวังเย็น อำเภอด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี	ประกิต ไชยศรี, อภินิติ โชติสังกาศ, สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว, บวรพงศ์ สุขเจริญ, พิสิฐ ศรีวรานันท์, อิชย์ ศิริประเสริฐ	1667 - 1672
INF03	การเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อรับน้ำหนักของรถบรรทุกไทยตามข้อกำหนดใหม่ของกรมทางหลวง และรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา (AASHTO-HL93)	อัฏฐวิทย์ สุจริตพงศ์, วรียส กิรดุลย์กุล, ภูมิเกียรติ สว่างวงศ์	1673 - 1681
INF04	การหาความสัมพันธ์ของพื้นที่ถนนกับปัจจัยที่เกี่ยวข้องต่อการวางผังเมืองรวมด้วยแบบจำลองต้นไม้เพื่อการตัดสินใจ	ชิษณุ อัมพรายน์, โยธิน มัชฌิมาดิลก, สุรพันธ์ สันติยานนท์	1682 - 1687
INF05	การศึกษาประสิทธิภาพของผนังสำเร็จรูปจากคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า	จารุวัฒน์ ถาวรไพศาลชีวะ	1688 - 1693
INF06	การศึกษาระดับการรับรู้ของบุคคลจากการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถี	พัทรพงษ์ อาสนจินดา	1694 - 1702

7. สาขาบทความ: วิศวกรรมและเทคโนโลยีป้องกันประเทศ (DET)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
DET01	การศึกษาความต้านทานกระสุนขนาด 7.62X51 มม. ของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก	อภิสิทธิ์ เตชพัฒนากร, สิทธิศักดิ์ แจ่มนาม, ปิติ สุคนธสุขกุล	1704 - 1710

8. วิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง (MAT)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
MAT01	ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง โดยใช้สปอร์ของแบคทีเรียชนิดชักนำให้เกิดการตกตะกอนของแคลเซียมคาร์บอเนต	วนาลี ภานุพรประพงศ์, ภิม เหนือคลอง, พิชชา จองวิวัฒสกุล, วิบูลย์ลักษณ์ พึ่งรัศมี, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง	1712 - 1718
MAT02	Analytical investigation on bond behavior between concrete and FRP bars of near-surface mounted and embedded through-section strengthening methods	Nakares Kongmalai, Linh Van Hong Bui, Pitcha Jongvivatsakul	1719 - 1725
MAT03	สมบัติทางกลของอิฐทดแทนเพื่อการอนุรักษ์โบราณสถานของไทย	สุนัย โตศิริมงคล, พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, ชัยณรงค์ อริสกุล	1726 - 1735
MAT04	การศึกษากลสมบัติด้านกำลังของจีโอพอลิเมอร์ผสมถ่านเปลือกกล้วยน้ำว้า	ไตรทศ ขำสุวรรณ, ภาคภูมิ มงคลสังข์	1736 - 1740
MAT05	คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวเผามวลเบาทำจากไดอะตอมไมต์ผสมโฟม	ณัฐพล ฐาตุจิรางค์กุล, คำภี จิตชัยภูมิ	1741 - 1748

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
MAT06	กำลังอัด กำลังเฉือน และความสามารถการทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซม	ภูริเดช โคตะนิวงษ์, ปริญญา จินดาประเสริฐ, พัชรพล โพธิ์ศรี	1749 - 1755
MAT07	ผลิตภัณฑ์บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง	ขวัญชัย พิมเพราะ, อภิสิทธิ์ เกษมจิต, อนุวัช แสงจันทร์, อาทร ชูพลสัตย์, ณรงค์ กุหลาบ	1756 - 1761
MAT08	คุณสมบัติทางกลคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้กรวดแม่น้ำเป็นมวลรวมหยาบ	วรชัย ใจกาศ, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, ธีวรา สุวรรณ	1762 - 1767
MAT09	คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ากำลังสูงทำจากเพอร์ไลต์เผาขยาย	คำภี จิตชัยภูมิ, ปริญญา จินดาประเสริฐ	1768 - 1774
MAT10	การพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูงสำหรับโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษ	ณรงค์ชัย ปักษา, ทศพล ปิ่นแก้ว	1775 - 1781
MAT11	อิทธิพลของอัตราส่วนการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ต่อคุณสมบัติของคอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง	นันทชัย ชูศิลป์, จุฑามาศ ลักษณะกิจ, อรุณ ลูกจันทร์	1782 - 1786
MAT12	ลักษณะการยึดเกาะของจีโอโพลิเมอร์เพสต์กับมวลรวมละเอียดต่างชนิดกัน	ธวัชชัย โทอินทร์, แสงสุรีย์ พังแดง, สุบรร พลกะสิ, สมหมาย สงบาง, สิทธิศักดิ์ อันทะพาลา	1787 - 1791
MAT13	การศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล	กมล ตรีพอง, รณกร เทพวงษ์	1792 - 1798

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
MAT14	การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ พลาสติกโพลิโพรพิลีน	สิริพงศ์ เกิดบุญมา, อาณสิทธิ์ การินทอง, นิติพงษ์ ประภาพันธ์กุล, วิทิต ปานสุข	1799 - 1804
MAT15	ความต้านทานคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ริดาพร เชื้อสวัสดิ์	1805 - 1810
MAT16	ผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ริดาพร เชื้อสวัสดิ์	1811 - 1818
MAT17	ผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต	อัญชนา กิจจานนท์, ทวีชัย สำราญวานิช, ริดาพร เชื้อสวัสดิ์	1819 - 1825
MAT18	กำลังอัดและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช	1826 - 1830
MAT19	ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบด	ลีน่า ปรัก, ทวีชัย สำราญวานิช	1831 - 1835
MAT20	การพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์จากวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมน้ำตาล	ภานุวัฒน์ โสภณวาณิชย์, ยิ่งใหญ่ มาลัยเจริญ, ชิษณุพงศ์ สุริมมะ	1836 - 1842
MAT21	ผลกระทบของการเติมแคลเซียมออกไซด์อิสระในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ ของเพสต์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน	พร้อมพงศ์ ฉลาดธัญญกิจ, ปิติศานต์ กร้ำมาตร, ทวีชัย สำราญวานิช, สมนึก ตั้งเติมศิริกุล	1843 - 1849

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
MAT22	สมบัติทางกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดรีไซเคิลจากเศษหินแกรนิต	กานต์ธิปก ฮามคำไพ, ภีม เหนือคลอง, พิชชา จองวิวัฒสกุล, เสวกชัย ตั้งอร่ามวงศ์	1850 - 1855
MAT23	การศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญมาใช้เป็นวัสดุทดแทนมวลรวมละเอียดและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์บางส่วนในงานคอนกรีต	ทรงสุดา วิจารณ์	1856 - 1864
MAT24	การวิจัยศึกษากำลังอัดและกำลังดัดของมอร์ต้าโดยวิธีการอัดขึ้นรูปที่มีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น และเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน	อำพล แพรสิน, มาโนช สรรพกิจทิพากร	1865 - 1871
MAT25	การใช้ประโยชน์วัสดุเหลือใช้จากกระบวนการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ เพื่อทดแทนวัสดุมวลรวมชั้นรองพื้นทาง	ปณิธาน เต็งยะ, พิชชาภรณ์ พัฒนศุภสุนทร, ภูวดล พรหมชา	1872 - 1877
MAT26	Sustainability Indicators Review of Hemp Shiv as Alternative Materials for the Construction Industry in Thailand	Teerawat Sinsiri, Komchai Thaiying, Pannipa Prastsoong, Sanan Tangsathit	1878 - 1885
MAT27	กำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว	สมพร งามทวี, รุ่งโรจน์ อยู่รอด, นราศักดิ์ แสนกล้า, กริชฌากรณ์ มูลเสนา, ศตคุณ เดชพันธ์, ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ, ธนากร ภูมินขำ	1886 - 1891

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
MAT28	การศึกษาเปรียบเทียบการใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตต่อสมบัติเชิงกลและการหดตัวแห้ง ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง	สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, บวรรัก อินทร์จอหอ, ขัตติย ชมพูวงศ์, ชุดาภัค เดชพันธ์, ศตคุณ เดชพันธ์, ธนากร ภูมิพันธ์	1892 - 1897
MAT29	การศึกษาเบื้องต้นของผงอัลคาไล	กรกนก จอยนอก, ขัตติย ชมพูวงศ์, ชุดาภัค เดชพันธ์, ศตคุณ เดชพันธ์, สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, ธนากร ภูมิพันธ์	1898 - 1903
MAT30	ความสามารถทำงานได้และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง ผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน	ปัทมาวดี แก้วระวัง, ทศพร ศรีคำมา , ธนากร ภูมิพันธ์	1904 - 1909
MAT31	จีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมัน	รัฐพล สมนา, ประชุม คำพุฒ, ธีรพล เสาวพันธ์, เกียรติสุดา สมนา	1910 - 1914
MAT32	การประเมินกำลังและการหดตัวของคอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมที่ทำจากมวลรวมรีไซเคิลและใช้ เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสาน	ปิ่นพงศ์ กันหาลา, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล	1915 - 1921

9. วิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (SGI)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
SGI01	การศึกษาความสูงและความเร็วการบินถ่ายภาพ ที่มีผลต่อความถูกต้องในการทำแผนที่ด้วยด้วยอากาศยานไร้คนขับ	ปาริชาต สุขนาค, นพรุจ เพชรทอง, อภิสิทธิ์ ภาสดา, คมศิลป์ วังยาว, ธีระ ลาภิศชยางกูล	1923 - 1930
SGI02	การประยุกต์ใช้ภาพถ่ายทางอากาศจากการสำรวจ ด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรมในการสร้างแบบจำลองสิ่งปลูกสร้าง	รจณา คูณพูล, พรนรายณ์ บุญราศรี, สมใจ หมื่นจร, ปวิตร ฏิระวณิชย์กุล, จิรวัฒน์ จันทองพูน	1931 - 1937
SGI03	การตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์ การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน โดยใช้แบบจำลอง CA-MARKOV	ติณณ์ ถิรกุลโตมร, วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์, อธิวัฒน์ ภิญโญยาง	1938 - 1943
SGI04	การศึกษารูปแบบของจุดควบคุมภาพที่มีผลต่อความถูกต้องของแผนที่ จากการรังวัดด้วยอากาศยานไร้คนขับ	รัฐภูมิ ตั้งภูมิจิต, สราวุธ ส่งแสง, อภิสิทธิ์ ภาสดา, คมศิลป์ วังยาว, ธีระ ลาภิศชยางกูล	1944 - 1951
SGI05	การประยุกต์ใช้ระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงบนอากาศยานไร้คนขับเพื่อรังวัดวัดรอยพิมพ์ฐานอาคาร	จเด็จ ไพศาลสิทธิกานต์, ไพศาล สันติธรรมนนท์	1952 - 1960
SGI06	การสร้างแผนที่น้ำท่วมโดยใช้แหล่งข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิด	ภัทรรุตม์ สุขพานิช, กัญจน์ อัศวพิภพไพศาล, สุณัฐชา จันทร์พิศาล, กัญญาวี สุขยิ่ง, อนุเผ่า อบแพทย์	1961 - 1965

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
SGI07	การสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อหาปริมาตรของต้นไม้โดยใช้อากาศยานไร้คนขับ กรณีศึกษาต้นฟ็อกเทล	พลพจน์ เอี่ยมสอาด, วิชญ์ภาส อภิญญารัตน์, เสฏฐวุฒิ แจ้งจั่น, ไพรัช ชูเลิศ, อนุเผ่า อบแพทย์	1966 - 1972
SGI08	การหาค่าระดับสูงของหมุดระดับตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม	ประกอบ มณีเนตร, ธนศักดิ์ วิศรี, ธีรพงษ์ ฉวีราช, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์	1973 - 1978
SGI09	เปรียบเทียบการหาค่าระดับสูงระหว่างวิธีรังวัดโครงข่ายดาวเทียมและวิธีการระดับตามลำแม่น้ำยม จังหวัดแพร่	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์	1979 - 1984
SGI10	การสำรวจและทำแผนที่เพื่อออกแบบและการลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารโรงโม่สุราษฎร์พาทอง จังหวัดสุราษฎร์ธานี	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, รณชัย บำเพ็ญอยู่, กฤษฎา มณีเนตร, อรุณยุพา บัวทรัพย์	1985 - 1992
SGI11	การเปรียบเทียบค่าระดับสูงที่รังวัดด้วยดาวเทียมกับค่าระดับสูงของหมุดกรมแผนที่ทหาร	ประกอบ มณีเนตร, ภุชงค์ วงษ์เกิด, สาคร เชื่อมั่น, ปฏิภาณ เชื่อมั่น, บุรินทร์ ทับสายทอง, สุทธิโชค หิรัตพรม, อรุณยุพา บัวทรัพย์	1993 - 1998

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
SGI12	การประยุกต์ใช้การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหิน บริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา	ต่อลาภ การปลื้มจิตร, วีระวัฒน์ เกตุทอง, ณัฐวุฒิ พูลภักดี, ศุภกิตติ์ พรหมเมศร์	1999 - 2008
SGI13	การสำรวจผลกระทบพายุปาบึกในการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง ระบบหาด E5-RYG	สุภวรรณ วรรณนุช สรวิศ สุภเวชย์	2009 - 2018
SGI14	แผนที่ 3 มิติ สำหรับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการเห็น	ภาณุ อุทัยศรี, แววพลอย ศรีมณี, ณัฐพล เพชรนาค, สันติชัย นำพลสัก	2019 - 2028
SGI15	การพัฒนาระบบและเทคนิคการสอบเทียบเพื่อจัดทำแผนที่ 3 มิติความถูกต้องสูง ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน)	ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม	2029 - 2035
SGI16	การประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตมในเขตพื้นที่ชลประทานของลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยใช้เทคโนโลยีการสำรวจระยะไกล	ณัฐพล เย็นสกุลสุข, รงทิศ ฉายากุล	2036 - 2042
SGI17	การประเมินค่าความสูงออร์โทเมตริกจากข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ ด้วยโครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง	พงษ์ศักดิ์ จินดาศรี, พัชราวดี จิตสุทธิ	2043 - 2048
SGI18	การประเมินระดับความเสี่ยงของต้นไม้ในเมืองด้วยเทคโนโลยีเครื่องสแกนเลเซอร์ภาคพื้นดิน	วาริน ชุบขุนทด, ชัยโชค ไวภาษา	2049 - 2054
SGI19	การประมวลผลและการติดตามภัยแล้งระหว่างฤดูปลูกพืชเศรษฐกิจด้วยเครื่องมือวิเคราะห์ค่าผิดปกติ ผลต่างดัชนีพืชพรรณ	ธีรวัฒน์ ปานช้างไชยสิทธิ์, ภูกฤษ ศรีวิลาศ, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์	2055 - 2061

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
SGI20	การวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของประเทศไทยในรอบ 10 ปี	อังคณา พุ่มพวง, สรวิศ สุภเวชย์, อนุเผ่า อบแพทย์	2062 - 2067
SGI21	การปรับปรุงวิธีการจำแนกพรรณไม้ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูง ด้วยการใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วยไลดาร์ทางอากาศ	สุภาภรณ์ รักษาล้ำ, ชัยโชค ไวภาษา	2068 - 2076
SGI22	การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข จากอากาศยานไร้คนขับ	วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์, ติณณ์ ถิรกุลโตมร, ธนกร ทอดสูงเนิน, ศิลาภรณ์ จันทะลุน, ภาณุวิชญ์ เอ็นดู	2077 - 2082
SGI23	การหาค่าระดับความสูงแนวคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกโดยเทคโนโลยี MMS สำหรับการบริหารจัดการน้ำ	อำนาจ สมภาร, ปานฤทัย ตั้งประเสริฐ, ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม	2083 - 2087

10. วิศวกรรมโยธาและการศึกษา (CEE)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
CEE01	ประสบการณ์การใช้เกณฑ์การประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรตามแนวทาง ABET และ AUN-QA	สิทธิชัย แสงอาทิตย์	2089 - 2097
CEE02	นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาที่ส่งผลต่อการบริหารจัดการของ หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, อารียา ฤทธิมา, รันจนา จินดัล	2098 - 2103
CEE03	การประเมินผลการฝึกงานของนักศึกษาวิศวกรรมโยธา: มุมมองผู้ผลิตและผู้บริโภค	ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว, สมชาย ปฐมศิริ	2104 - 2109
CEE04	ข้อสังเกตุเกี่ยวกับการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา กรณีศึกษาภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว, สมชาย ปฐมศิริ	2110 - 2114
CEE05	ผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, สมชาย ปฐมศิริ	2115 - 2120
CEE06	ลักษณะของกลุ่มเป้าหมายนักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล	สุลินดา นวลประสงค์, สมชาย ปฐมศิริ	2121 - 2126
CEE07	การพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล สำหรับนักศึกษาวิศวกรรมโยธา มทร.ศรีวิชัย	จุฑามาศ ลักษณะกิจ, จำรูญ สมบูรณ์, นฤมล แสงดวงแข	2127 - 2132

11. วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน (ENV)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
ENV01	Journey of Offshore Wellhead Platform Reuse Project	Nontiwat Hutangkura, Witthayakom Putchakarn	2134 - 2141
ENV02	การเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพด้วยการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์โดยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร	คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์, ฐนิยา รังษีสุริยะชัย	2142 - 2147
ENV03	การผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและการมูลหมัก ด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ	เก่งกาจ จันทร์กวีกูล, ฐนิยา รังษีสุริยะชัย	2148 - 2153
ENV04	การประเมินประสิทธิภาพต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ผลิตจากวัสดุไวนิล	ธราดล หงส์อติกุล, เกื้อกูล เอี่ยมชูแสง, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร	2154 - 2161
ENV05	การประเมินด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับรูปแบบการควบคุมทางแยกภายในสถานศึกษา	ชญาดา รวิวรรณ, นพดล กรประเสริฐ	2162 - 2170
ENV06	การออกแบบและควบคุมระบบบำบัด น้ำเสียเพื่อนำกลับมาใช้ใหม่แบบกึ่งอัตโนมัติ	ณัฐภัทร เที้ยธิทรัพย์, เจนจิต เอี่ยมจตุรภัทร	2171 - 2177
ENV07	การใช้เศษยางรถยนต์เก่าเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบชั้นกันซึม	ทวีศักดิ์ วังไพศาล	2178 - 2184
ENV08	การศึกษาเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติม ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์	ศศิประภา เกตุพิมล, คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์, ฐนิยา รังสีสุริยะชัย, ภาวัต น้ำใส	2185 - 2190

12. วิศวกรรมแหล่งน้ำ (WRE)

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
WRE01	ความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน กรณีศึกษา โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จังหวัดชัยนาท	ปรมะ สิงห์ชัย, ชวเลข วณิชเวทิน, พิพัฒน์ สอนวงษ์	2192 - 2201
WRE02	การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำเจ้าพระยาเชิงกลยุทธ์	ชนะศักดิ์ แสงสกุล, รณกร สนธิแก้ว, สนิท วงษา	2202 - 2209
WRE03	การหาปริมาณน้ำไหลเข้ากว๊านพะเยาโดยใช้โปรแกรม IFAS บนหลักการแบบจำลองถังร่วมกับระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์	เปรม เชิดโชติกานต์, ชูโชค อายุพงศ์	2210 - 2217
WRE04	Scour Protection Around Bridge Pier Using Based Ramp	Tussanun Thunyaphun, Duangrudee Kositgittiwong, Chaiwat Ekkawatpanit, Rachapol Sukjan	2218 - 2227
WRE05	A study of the energy reduction of flow through concrete and natural rubber tetrapods	Watusiri Suwannarat, Duangrudee Kositgittiwong, Chaiwat Ekkawatpanit, Rachapol Sukjan	2228 - 2235
WRE06	การใช้ภาพถ่ายดาวเทียมแสงสว่างในเวลากลางคืนคาดการณ์การใช้น้ำประปาของประเทศไทย	เจษฎายุทธ ไกรนรา	2236 - 2242
WRE07	การคาดการณ์ภัยแล้งในอนาคตภายใต้การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศโดยดัชนี SPI	ปริชาติ เวชยนต์, วสันต์ สกุลกิจกาญจน์	2243 - 2249

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
WRE08	การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำปิง และน่านเชิงกลยุทธ์	จิรนันท์ เพชรนุ้ย, ณัฐธิดา คงมาก, ณัฐวาณี เรียงสมบูรณ์, ภาวินี น้อยท่าทอง, สนิท วงษา	2250 - 2259
WRE09	การประเมินความต้องการใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัยในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงแบบรายพื้นที่	สขิลา ลิลาชัย, สิตางศุ์ พิลัยหล้า	2260 - 2268
WRE10	การจำลองระบบล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิง ในพื้นที่เฝ้าระวังสำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ การประปานครหลวง	สกุณี พัฒนโภครัตนา, สุรชัย ลิปิวัฒนาการ, อดิชัย พรพรหมินทร์	2269 - 2275
WRE11	การติดตามและวิเคราะห์ความเค็มรุกตัวด้วยระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ในช่วงพายุโซนร้อนปาปึก 2562	ธีรพล เจริญสุข, คชาภรณ์ เจตนาวณิชย์, วาทิน ธนาธารพร, ปิยมาลย์ ศรีสมพร	2276 - 2282
WRE12	The Effect of Depths of Partial Breakwater on Wave Transmissibility by Physical Model	Nantawoot Inseeyong, Anurak Sriariyawat	2283 - 2291
WRE13	Assessing Forecast Quality of HII Flood Forecast Service in Chao Phraya River Basin	Kay Khaing Kyaw, Theerapol Charosesuk, Watin Thanathanphon, Piyamarn Sisomphon	2292 - 2301
WRE14	แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11 สำหรับประเมินอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, เอกลักษณ์ จันดี	2302 - 2307
WRE15	วิธีการผันน้ำเพื่อการชลประทานสำหรับลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างในฤดูแล้ง	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, คุณานนต์ ศรีสุทิวา	2308 - 2313

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
WRE16	ผลของระดับน้ำหน้าเขื่อนต่อการเปลี่ยนแปลงระยะฐานของการออกแบบเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้แบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน	ปุณยวีร์ ประดงจงเนตร, ธนพร สุปริยศิลป์	2314 - 2320
WRE17	การประยุกต์โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood ศึกษาพฤติกรรมและผลกระทบจากการหลากของน้ำท่วมเนื่องจากการวิบัติของเขื่อนเซเปียน	กุลยา ขันธ์วรวงศ์, ภัทรานิษฐ์ ชุ่มมิ, สนิท วงษา	2321 - 2329
WRE18	ผลกระทบของการวิเคราะห์ค่าความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ต่อความถูกต้องของน้ำฝนเรดาร์	ชูวิท มากมี, พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม	2330 - 2339
WRE19	ผลกระทบของลักษณะลมและการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศต่อภัยแล้ง	ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล, ดุลยพล เหล็งพั้ง	2340 - 2347
WRE20	การศึกษาการวิบัติของสะพานคลองวังยาวเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยใช้แบบจำลองประยุกต์ iRIC	หะริน คัมภีรศาสตร์, สนิท วงษา	2348 - 2354
WRE21	สัมประสิทธิ์ความขรุขระของทางน้ำเปิดที่มีขยะและผักตบชวา	สุวิภา กุศลจูง, เสรี จันทรโยธา	2355 - 2363
WRE22	การศึกษาความเหมาะสมของระยะห่างในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน	รัชเวช หาญชูวงศ์, ธนัท นกเอี้ยงทอง, วลัยรัตน์ บุญไทย	2364 - 2370
WRE23	การสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสำหรับน้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จังหวัดขอนแก่น	ธีรเมธ หิรัญวัฒนานนท์, วรพงษ์ โล่ห์ไพศาลกฤช	2371 - 2377
WRE24	การศึกษาดัชนี CSI ที่ทำให้เกิดฝนพาความร้อน (Convective rain) สำหรับการเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลัน	อภิมุข มุขตารี, ทิชา โลลุพิมาน, ธีรพล เจริญสุข, สถิตย์ จันทร์ทิพย์, ปิยมาลย์ ศรีสมพร	2378 - 2384

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
WRE25	การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมโดยการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้	สาโรจน์ โพธิ์เกษม, สมฤทัย ทะสดวก	2385 - 2390
WRE26	การศึกษาการปรับปรุงร่องน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา	กรชนก จำวัน, จิระวัฒน์ กณะสุต	2391 - 2397
WRE27	การกำหนดระยะถอยร่นชายฝั่งทะเล กรณีศึกษา: หาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา	ขวัญชนก คุณกิตติ, สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง	2398 - 2405
WRE28	การแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณแหลมรู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่	สุวัชร์ บัวแย้ม, เชิดวงศ์ แสงศุภวานิช, ลัดดาวัลย์ วิระมิตรชัย, เยาวลักษณ์ จรัสเอี่ยม	2406 - 2414
WRE29	ดัชนีคุณภาพน้ำสำหรับระบบจ่ายน้ำประปา	บุศรินทร์ ไชยเสน, นิสภัสร์ วงศ์พัฒน์, เหมภัทร ชาติวัฒนานนท์, อรี อัมพรายน์, ปาริฉัตร ปั้นทอง, กมล วิศาลสวัสดิ์, จิรเมธ ช้างคล่อม, อดิชัย พรพรหมินทร์, สุรชัย ลิปิวัฒนาการ	2415 - 2420
WRE30	การประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิงด้วยแบบจำลอง HEC RAS	ปริยาพร โกษา, ธนัช สุขวิมลเสรี	2421 - 2427
WRE31	Investigation of Shoreline Change in Phan Thiet Bay, Binh Thuan, Vietnam	Thi Phuoc Hoai Pham, Anurak Sriariyawat	2428 - 2435
WRE32	Impacts of Future Climate Change on Inflow to Pasak Jolasid Dam in Pasak River Basin, Thailand	Thanasit Promping, Tawatchai Tingsanchali, Supatchaya Chuanpongpanich	2436 - 2443

รหัสบทความ	ชื่อหัวข้อบทความ	ผู้แต่ง	หน้า
WRE34	การศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมือง จันทบุรี	เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา, ชัยวัฒน์ เอกวัฒน์พานิชย์, อลงกต ไชยอุปละ, จักรพันธุ์ วงษ์พา	2444 - 2450
WRE35	สภาพความชื้นต่อกำลังของหินศิลาแลงสำหรับการก่อสร้าง ที่ไม่ใช้วัสดุเชื่อมประสาน	แสงสุรีย์ พังแดง, ดารุณี แก้วพิกุล, รวัชชัย โทอินทร์, ศราวรณ์ ศาศวัตภิรมย์	2451 - 2454
WRE36	การประมาณค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีค วอนไทล์	ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน, กุลสตรี ศรีจุมปา, คมกฤษณ์ โสภา	2455 - 2462

บทความ
งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับโครงการ EEC
(EEC)

Sensitivity Analysis of Public Private Partnership Models for Thailand's EEC Highspeed Rails

Jessada Sresakoolchai [1] and Sakdirat Kaewunruen [2*]

[1,2] *Birmingham Centre for Railway Research and Education, School of Engineering, The University of Birmingham, Birmingham B15 2TT, UNITED KINGDOM*

**Corresponding author; E-mail address: s.kaewunruen@bham.ac.uk*

Abstract

PPP (Public Private Partnership) becomes more common and popular nowadays due to the limitation of the budget of governments. Therefore, PPP is used as a tool to invest in infrastructure projects. Although PP has advantages, it has risks of applying PPP and they have to be considered carefully. This study uses the High-Speed Rail Linking 3 Airports, Thailand, as a case study and aims to study on the sensitivity analysis by considering the benefits and risks of PPP compared to the traditional approach. Construction phase and operation phase are considered because they are different in terms of cost and revenue when the project is managed as PPP and the traditional approach. An analysis is conducted by official documentation analysis, a financial analysis, and content analysis. Results from the study show that the construction cost is more sensitive affecting the achievement of the project than the revenue. Although PPP can overcome some limitations and provide some benefits which the traditional approach cannot do, there are also risks because PPP is more complex than the traditional approach which results in complex costs. To optimize the application of PPP, a good plan and practice are required. In addition, the government and the private sector must have a good collaboration to make sure that the project will provide a satisfying outcome.

Keywords: Public Private Partnership, High-Speed Rail Linking 3 Airports, Project Risk, Project Benefit, Traditional Approach.

1. Introduction

At present, the Thai government prioritizes and invests in infrastructure projects. For example, many railway projects are developed and included in the country development plan. However, these projects need high investment. The government may not be able to invest in all projects because of the limited budget and the government has to take the risk alone.

PPP (Public-Private Partnership) plays a more important role in investment which needs high capital such as railway projects. Thailand has also started using this approach to invest in infrastructure projects. For example, BTS Skytrain, MRT Chaloem Ratchamongkhon line or MRT Blue line, and MRT Chalong Ratchadham line and MRT Purple line [1]. The most recent PPP project is The High-Speed Rail Linking 3 Airports which connects 3 airports by high speed rail, Suvarnabhumi Airport, Don Mueang International Airport, and U-Tapao International Airport [2].

PPP is preferred because the public sector aims to retain political, legal and project selection risks, while the private sector aims to retain construction and operational risks. At the same time, the private and public sectors can share economic risks and market risks. Therefore, PPP is a good approach to operate projects. In addition, PPP can promote the smoothness of the project implementation because no party has to take care of too high risk [3]. In the view of the public sector, PPP can be used to generate the financial value and allocate risk to the private sector which has experience and expertise in a particular business. Moreover, the public sector can learn and receive technology from the private sector. In the view of the private sector, PPP can promote business opportunities because the private sector can advise the government on the efficient operation while some risk can be supported by the public sector such as some legal processes. For users, better service is provided because of the expertise of the private sector with the appropriate price of the public sector [1].

However, disadvantages and risks of PPP need to be considered by both the public and private sectors. One of the most important risks is cost and revenue because they are critical to the achievement of the project. Therefore, this study aims to study the risk of the project in terms of cost and

revenue by using the sensitivity analysis during the construction and operation phase of the project. The case study is the High-Speed Rail Linking 3 Airports, Thailand.

2. Background

2.1 The High-Speed Rail Linking 3 Airports, Thailand

The High-Speed Rail Linked 3 Airport Project uses existing structures and routes of existing ARL. This project applies standard gauge. The additional extensions are from Phayathai – Don Mueang and Lad Krabang – U-Tapao (Rayong). This project will connect 3 airports - Suvarnabhumi Airport, Don Mueang Airport, and U-Tapao Airport. The project is constructed on the existing right of way of SRT with a total distance of 220 km. The maximum line speed in Bangkok is 160 km/hr (Don Mueang Station to Suvarnabhumi Station) while the maximum line speed of the intercity line is 250 km/hr (Suvarnabhumi Station to U-Tapao Station). This project contains 9, namely, Don Mueang, Bang Sue, Makkasan, Suvarnabhumi, Chachoengsao, Chonburi, Sriracha, Pattaya, and U-Tapao.

Fig. 1 Concept of the High Speed Rail Linking 3 Airports Project [2]

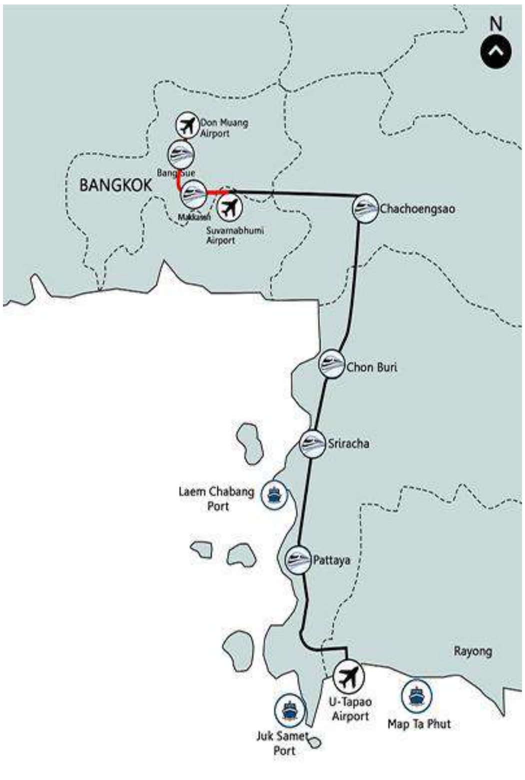


Fig. 2 The route of the High-Speed Rail Linking 3 Airports [2]

The cost of the project can be shown as follows:

Table 1 Cost of the High-Speed Rail Linking 3 Airports Project [4]

Cost components	Million THB	
	Public sector	Private sector
High Speed Rail		
Land acquisition	3,570	
Civil works		120,515
E&M		24,712
Rolling stocks (initial)		15,491
Others		4,430
Makkasan Land Development		
Makkasan area		40,193
TOD around HSR station		3,513
Public utility		1,449
Existing ARL cost		
Right to operate existing ARL		10,671
Existing ARL civil works	22,558	
Total	**26,128**	**220,974**

The duration of PP is 50 years while the construction phase spends 5 years and the project is planned to start operation in 2023.

The detail of the economic return is shown as follows:

Table 2 Detail of economic return of the High-Speed Rail Linking 3 Airports [2]

Detail	Value (Million THB)	Discount Rate
Financial Return	127,985	6.06% between 1 – 50 Years and Inflation 2.5% between 51 – 100 Years
Value of economic development	214,621	3%
More taxation	30,905	3%
Added-value of Eastern airport city development	150,000	
Social benefit: Reduction of the gas, time, accident and environmental impact	128,641	3%
Total	652,152	

2.2 Public Private Partnership (PPP)

Public private partnership (PPP) plays a more important role in the investment of the infrastructure at present because this kind of project needs high investment. PPP is a tool for investment due to some countries perhaps not having enough budget or governments not needing an unnecessary fiscal burden.

PPP is a method through which the government allows the private sector to participate in the investment. Normally, PPP is applied in public service projects to promote the efficiency of the implantation and service by focusing on the value of the service which is normally higher than the service provided by the government.

PPP can be classified into 3 categories as follows:

2.2.1 Build-Transfer (BT)

The public sector assigns the private sector to construct the project while the government takes care of funding and operation. The responsibilities of the private sector are to design, construct, and manage the construction cost.

2.2.2 Build-Operate-Transfer (BOT)

The public sector assigns the private sector to develop and operate the project besides the construction. The private sector has the right to operate the project within the period of time which is identified in the contract. At the end of the contract, the private sector has to transfer the right to the public sector.

2.2.3 Build-Own-Operate-Transfer (BOOT) or Build-Own-Operate (BOO)

The private sector is like the project owner. The private sector develops and operates the project under the specific duration of time according to the agreement before transferring the ownership back to the public sector.

In this case, the High-Speed Rail Linking 3 Airports is operated as PPP with a contract period of 50 years. The detail of the parties in the private sector in this PPP is shown as follows:

Table 3 Companies in PPP of the High-Speed Rail Linking 3 Airports [5]

Parties	Share (%)
Charoen Pokphand Holding Limited (CP)	70
Bangkok Expressway and Metro Public Company Limited (BEM) and CH Karnchang Public Company Limited (CK)	15
China Railway Construction Corporation Limited (CRCC)	10
Italian-Thai Development Public Company (ITD)	5

3. Literature review

PPP has played an important role in the development of public projects such as infrastructure development projects. This is because the limitation of the government’s budget, so allowing the private sector to participate in the investment of the development can overcome this limitation. Although PPP has significant advantages, it cannot guarantee the success of the project. This is because it contains a number of uncertainties and risks from the complexity. Li et al [6] collected the relevant risks in PPP projects by classifying risks as a level which consists of micro, meso, and macro level risks. The micro-level risks within a PPP organization. The macro-level risks are ecology variables and the meso-level risks are somewhere between macro and micro levels. Risks also can be grouped as political risk, legal risk, project selection risk, construction risk, operation risk, economic risk, and market risk following categories [3]. One of the most significant benefits of applying PPP is assigning particular risks to the parties which can best deal with those particular risks. Although PPP is popularly used it cannot guarantee the success of the project. It is found that most PPP failures result from inappropriate risk allocation and a lack of information to make projects succeed in specific situations [7]. Transferring all risks to the private

sector is not good practice [8]. Government of the Republic of Lithuania [9] studied 11 kindergarten PPP projects in Kazakhstan and found that completely transferring risk to the private sector was expensive and significantly affected the over-budget situation for the public sector and value of PPP. In addition, it missed the opportunity to create incentives for operation quality improvement and take advantage of economies of scale. Therefore, it can be seen that proper risk sharing is the best way to optimize the benefits of applying the PPP approach.

4. Methodology

This study is performed by conducting a literature review to collect required data. Some data needs to be collected from the related agencies. However, if required data is confidential and cannot be provided or published, assumptions will be made by reviewing available data from other sources such as the World Bank or Asian Development Bank (ADB).

Some financial values of applying PPP are considered by financial analysis. Parametric analysis is used to study the sensitivity of the project. In addition, financial parameters are also considered to verify the attractiveness of the investment in this project and the expected return of the project.

5. Financial return of the project

From the EEC study, the financial return is 127,985 million THB [2]. This number is calculated based on the assumption that the discount rate is 6.06% between 1 – 50 years and inflation 2.5% between 51 – 100 years. To determine the financial return of the private sector, the financial return during the first 50 years operated by the private sector needs to be considered. It is assumed that the number of passengers and return are increased at the same rate. Therefore, the rate of increase needs to be considered.

According to the feasibility study of the project [4], the passenger forecast of the city line in 2023 will be 116,910 passengers/day and this increases to 231,250 passengers/day in 2073. Meanwhile, the intercity demand in 2023 is 65,630 passengers/day and increases to 155,130 passengers/day in 2073. From this information, the growth rate of ridership for the city line and the intercity line is 1.96% and 2.73% respectively. The average growth rate is 2.34%. Therefore, it is assumed that the growth of return is the same as the ridership. From this, discounted financial return can be estimated by setting the discount rate of 6.06% during the first 50 years and 2.5% during the next 50 years, the growth is 2.34% and the estimate of the financial return in the first year of the operation is 1,945 million THB and the return in the 50th year is 6,041 million THB. Then, the NPV of the project during the first 50 years is expected to be 43,512 million THB. Fig. 3 shows the financial return of the project.

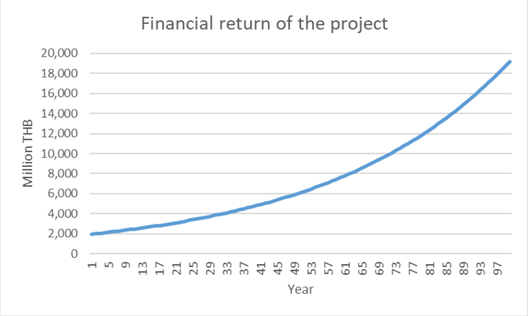


Fig. 3 Financial return and discounted financial return of the project

6. Sensitivity analysis of construction cost and revenue

From **Error! Reference source not found.**, the total investment of the project is 220,974 million THB. The government will subsidize the investment by 117,227 million THB [10]. That means the private sector needs to invest 220,974 - 117,227 = 103,747 million THB. CP as the main company in the party gets the special interest rate for the loan of 3% [11, 12]. Assuming that the private sector invests entirely using a loan, that means the private sector needs to pay for interest = 0.03*103,747 = 3,112 million THB per year. It should be noted that this amount does not include the value of time or discount rate. From Fig. 3, without the value of time, the total financial return of the project during the first 50 years is 181,100 million THB or 3,622 million THB per year.

To perform the sensitivity analysis, the construction will be varied. From the base case, the annual interest is 3,112 million THB while the annual revenue is 3,622 million THB. The result from the sensitivity analysis is shown in Table 4.

Table 4 Sensitivity analysis of interest and revenue by varying construction cost

% varied	Varied construction cost (million THB)	Invested by private (million THB)	Annual return (million THB)
50%	315,455	208,899	-2,645
45%	304,939	198,383	-2,330
40%	294,424	187,868	-2,014
35%	283,909	177,353	-1,699
30%	273,394	166,838	-1,383
25%	262,879	156,323	-1,068
20%	252,364	145,808	-752
15%	241,848	135,292	-437
10%	231,333	124,777	-121
8%	227,290	120,734	0
5%	220,818	114,262	194
0%	210,303	103,747	510
-5%	199,788	93,232	825
-10%	189,273	82,717	1,140
-15%	178,758	72,202	1,456
-20%	168,242	61,686	1,771
-25%	157,727	51,171	2,087
-30%	147,212	40,656	2,402

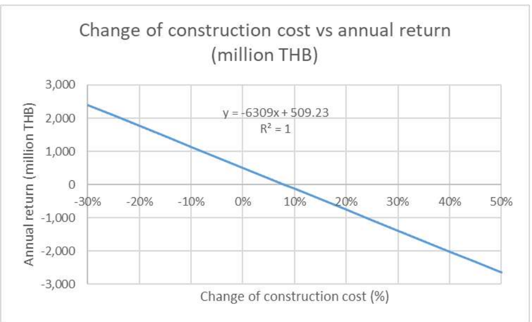


Fig. 4 Sensitivity analysis of Change of construction cost and annual return

From Table 4 and Fig. 4, the construction cost is varied. Then, the total cost is deducted by the subsidy from the government of 117,227 million THB and plus the cost of the right to operate ARL of 10,671 million THB. This amount is used to calculate interest when the interest rate is 3% per year. From the sensitivity analysis, the construction cost can increase up to 8% before the annual interest is higher than annual revenue and the private sector cannot pay for interest.

Table 5 Sensitivity analysis of interest and revenue by varying revenue

% varied	Varied revenue (million THB)	Annual return (million THB)
50%	5,433	2,321
45%	5,252	2,139
40%	5,071	1,958
35%	4,890	1,777
30%	4,709	1,596
25%	4,527	1,415
20%	4,346	1,234
15%	4,165	1,053
10%	3,984	872
5%	3,803	691
0%	3,622	510
-5%	3,441	328
-10%	3,260	147
-14%	3,112	0
-15%	3,079	-34
-20%	2,898	-215
-25%	2,716	-396
-30%	2,535	-577

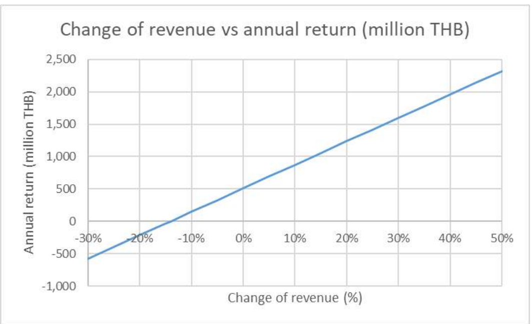


Fig. 5 Sensitivity analysis of Change of revenue and annual return

From the same principle, the revenue is varied to analyze the sensitivity of the project. From Table 5 and Fig. 5, if the revenue or the ridership decreases by 14%, the annual revenue and annual interest will be the same. If the revenue decreases more than 14%, the private sector will suffer from paying interest which higher than the revenue.

According to the sensitivity analysis, the project is more sensitive to the construction cost. When considering the change in construction cost and revenue, the construction can increase by 8% while the revenue can decrease by 14%. This is because the construction cost of this project is very high. Therefore, the cost control of this project is significant and needs to be focused on. However, please be noted that the revenue used in

this study is only from the primary revenue or train tickets only. The secondary revenue such as TOD or area development is not included.

7. Effect of interest

One of the most risky factors of this project is the interest. If the private sector borrows a lot of money, the private sector needs to pay high interest. Although CP requested the government for privileges to pay by installments for the right to operate the existing ARL for 11 years with an interest rate of 3% instead of paying immediately and to pay for the rent of Makkasan and Sri Racha lands when there is revenue, the requests were denied.

The private sector needs to invest 103,747 million THB. Assuming that the private sector invests without borrowing money, the payback of this project is 36 years according to the calculation in Section 6.

In reality, the interest rate is not a flat rate but it should be calculated by the remaining principal. In addition, the amount of the loan is also limited by the revenue in the first year. For these 2 issues, each will be analyzed in detail as follows. First, interest should be considered as an effective rate where the interest decreases according to decreasing principal. Second, the maximum loan is limited by the interest. In this case, the revenue of the first year is 1,945 million THB so the maximum loan is 1,945/0.03 = 64,831 million THB. From these 2 issues, the sensitivity analysis is conducted and results can be shown in Fig. 6 and 7.

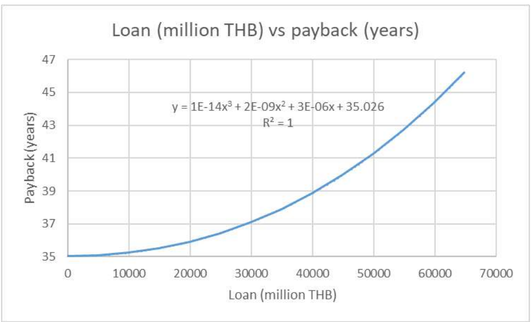


Fig. 6 Sensitivity analysis of varied loan and payback

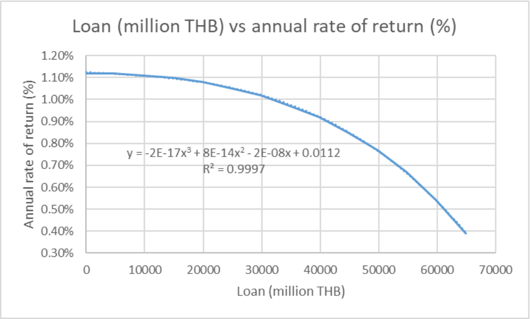


Fig. 7 Sensitivity analysis of varied loan and the annual rate of return

From the concept in Section 7 and the method of sensitivity analysis in Section 6, the sensitivity analysis of the construction cost and revenue with different amount of loan can be conducted. The best and worst scenario will be considered when the best scenario is when loan = 0 million THB and the worst scenario is when loan = 64,831 million THB. The relationships between varied construction cost, varied revenue, and the annual rate of return are shown in Fig. 8 and 9.

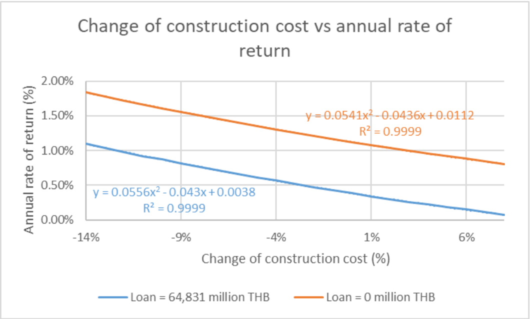


Fig. 8 Sensitivity analysis of varied construction cost and the annual rate of return

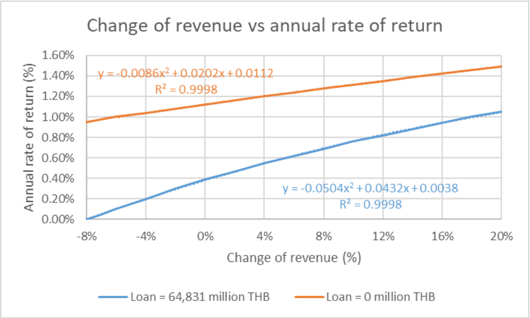


Fig. 9 Sensitivity analysis of varied revenue and the annual rate of return

From the above, it can be seen that, in case of the worst scenario, the construction cost is also more sensitive compared

with the revenue. This is conformed to the results in Section 6. From Fig. 8 and 9, the construction cost can increase up to 9% while the revenue can decrease up to 8% to make the rate of return equal to 0. However, the difference of the effect on the achievement of the project is lower. From Section 6, the construction cost can increase up to 8% while the revenue can decrease up to 14%. This is because, in Section 6, the effective rate of interest is not considered.

8. Conclusion

In this study, the authors perform the sensitivity analysis of applying PPP in the EEC Highspeed Rails project. The case study is the High-Speed Rail Linking 3 Airports, Thailand. The study considers the construction and operation phases of the project. This study is conducted by collecting data from the literature review, related agencies and published data. The analysis is performed by financial analysis and content analysis.

From the study, the main factors which used to indicate the achievement of the project are the cost and revenue. In this study, the construction cost is representative of the cost because it is the high investment and the data is currently available. For the revenue, the primary revenue of the project or the ticket fee is considered. Both the construction cost and the revenue are varied to do the sensitivity analysis. It shows that the construction cost is more sensitive than the revenue affecting the achievement of the project, this is because the investment cost of the project is very high. A little change in the construction cost can highly affect the total cost of the project. In addition, another factor affecting the achievement of the project is the amount of loan. If the private sector uses a high amount of loan to invest in the project, the overall return will decrease due to the interest. The amount of loan is also limited by the revenue in the first year of the operation. This is because the interest should not exceed the revenue of each year otherwise the private sector will not be able to pay for the interests by using the revenue from the project. However, please be noted that this study only considers the primary revenue only. The private sector can improve the financial situation of the project by generating additional revenue from TOD or commercial area development.

Acknowledgements:

The authors are sincerely grateful to the European Commission for the financial sponsorship of the H2020-RISE Project No. 691135 "RISEN: Rail Infrastructure Systems Engineering Network", which enables a global research network that tackles the grand challenge of railway infrastructure resilience and advanced sensing in extreme environments (www.risen2rail.eu) [13]. The second author wishes to thank the Australian Academy of Science and the Japan Society for the Promotion of Sciences for his Invitation Research Fellowship (Long-term), Grant No. JSPS-L15701 at the Railway Technical Research Institute and The University of Tokyo, Japan.

References

[1] National Science Technology and Innovation Policy Office, *PUBLIC-PRIVATE PARTNERSHIP*, in *HORIZON MAGAZINE*. 2015.

[2] The Eastern Economic Corridor Policy Committee, *The High Speed Train*. 2018.

[3] Ogunbode, E., Risk Management in Public Private Partnership Building Construction Projects. Vol. 2. 2016. 39-48.

[4] State Railway of Thailand, Feasibility study report of High-Speed Rail Linking 3 Airports Project. 2017.

[5] InfoQuest, Competition between CP and BSR in The High-Speed Rail Linking Three Airports. 2018.

[6] Li, B., A. Akintoye, and C. Hardcastle. Risk analysis and allocation in public private partnership projects. in 17th Annual ARCOM Conference. 2001. University of Salford: Association of Researchers in Construction Management.

[7] Chou, J.-S. and D. Pramudawardhani, Cross-country comparisons of key drivers, critical success factors and risk allocation for public-private partnership projects. International Journal of Project Management, 2015. 33(5): p. 1136-1150.

[8] Mouraviev, N. and N.K. Kakabadse, Risk allocation in a public–private partnership: a case study of construction and operation of kindergartens in Kazakhstan. Journal of Risk Research, 2013. 17(5): p. 621-640.

[9] Government of the Republic of Lithuania, PPP Advantages and Disadvantages, S.b. institution, Editor. 2015.

[10] Bunloet, B., Suffering of CP from interest of HSR 3 airports in Komchadluek. 2019.

[11] Komchadluek, 'HSR linking 3 airpor*ts' CP group is carrying enormous interest*. 2019.

[12] Kaewunruen S, Sussman JM and Einstein HH (2015) Strategic framework to achieve carbon-efficient construction and maintenance of railway infrastructure systems. Front. Environ. Sci. 3:6. doi: 10.3389/fenvs.2015.00006

[13] Kaewunruen S, Sussman JM and Matsumoto A (2016) Grand Challenges in Transportation and Transit Systems. Front. Built Environ. 2:4. doi: 10.3389/fbuil.2016.00004

The State Railway of Thailand Line Capacity Evaluation using UIC 406 Method (Section Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction)

Niti Jaikaew[1] and Ackchai Sirikijpanichkul[2,*]

[1] Department of Mechanical Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok, THAILAND
[2] Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok, THAILAND
**Corresponding author; E-mail address: fengacs@ku.ac.th*

Abstract

This paper evaluates the State Railway of Thailand (SRT) freight line capacity from Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction using the International Union of Railway's methodology (UIC 406). The approach is to compress the timetable, calculate the capacity consumption and evaluate the possible additional train paths on a macroscopic level.

Two Line Sections (LS) is defined for this Train Path Line Section (TPLS). The analysis shows the 100% capacity consumption for the whole TPLS but 49% and 55% for each LS (using 43% additional time). The new timetable is proposed by dividing the operation into 2 sections. 18 container freight trains and 2 commodity freight trains are added. The line section capacity consumption after the evaluation process is 82% and 91% respectively.

Keywords: The State Railway of Thailand, Railway Capacity, Timetable, Rail Freight, UIC 406.

1. Introduction

Since the 1st edition published in 2004 [1], the International Union of Railways (UIC) methodology for capacity evaluation has been used, discussed, and adopted worldwide. Practical application and comparison with the legacy evaluation on this methodology are made in countries e.g. Austria [2], Denmark [3 – 6], UK [7], Slovakia [8], Germany [9], Lithuania [10], China [11 – 12], to name a few. The lack of station capacity evaluation was raised by many practitioners [3, 7], and led to the enhancement [13] and 2nd edition publication [14] in 2013.

This article aims to boost the freight traffic between the Lat Krabang Inland Container Depot and Laem Chabang Port freight corridor by proposing the practical timetable, in a strategic level, that utilizes the available line capacity while taking the State Railway of Thailand (SRT) operating constraints into account.

Section 2 of the manuscript describes the overview of the studied section, i.e. track layout, signalling, timetable, and operating parameter. Section 3 briefs the related capacity terminology and formula i.e. Occupancy Time, Capacity Consumption, including the SRT capacity calculation using Scott's formula.

Section 4 shows the work results applying the UIC 406 timetable compression procedures i.e. capacity consumption, availability capacity. and the proposed timetable. Discussion, future work, and conclusion are in section 5 and 6.

Fig. 1 SRT Eastern Line Map [15]

2. Area of study: Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction section

In Thailand, the State Railway of Thailand (SRT) operation between Hua Ta Khe Station to Cha Choeng Sao Junction is considered one of the complicated sections. All freight traffic from Bangkok to the Eastern Economic Corridor (EEC) is passing on this section. This section has a triple track layout and provides service to both passenger and freight traffic. The passenger traffic is the urban and regional train from Bangkok to the Eastern region.

While the freight traffic is mostly the container freight train from Lat Krabang Inland Container Depot (LICD) to Laem Chabang Port.

2.1 Infrastructure, stations, and signalling

The studied section from Hua Ta Khe (HTK) Station to Cha Choeng Sao Junction (CHJ) comprises of 5 stations and 3 stops. Section distance is 30.12 km. This section was upgraded from double track to triple track on 2007 by adding one passenger track into the line. The up main track is assigned for the freight traffic. The mid main track, that was a single bi-directional passenger track, currently is the outbound passenger track. The down main track that newly constructed is assigned for the inbound passenger traffic. The legacy and new infrastructure illustrate in figure 1.

Table 1 Stations and stops in the studied section

Station	Abbreviation	Mid of station (km.)	Type
Lat Krabang Inland Container Depot	LICD	33.86	Special Station
Hua Ta Khe	HTK	30.87	Station
Khlong Luang Phaeng	KLP	39.61	Station
Khlong Udom Chonlachon	KUC	43.30	Stop
Khlong Preng	PRE	46.36	Station
Khlong Khwaeng Klan	KWK	50.90	Stop
Khlong Bang Phra	KBP	53.60	Station
Bang Toei	BTY	56.58	Stop
Cha Choeng Sao Junction	CHJ	60.99	Station

SRT stations and stops location, from Bangkok to CHJ, was strategically designed and determined at every 3, 6, 9 or 12 km. This section contains 4 blocks, HTK – KLP, KLP – PRE, PRE – KBP, KBP – CHJ.

The Signalling system was upgraded from the token block system to the 3-aspects colour light system in 2007. The interlocking is the Computer-Based Interlocking (CBI) type, supports the automatic block system and ETCS Level 1 functionality. All triple tracks support the bi-directional operation, at best, from the Signalling system perspective.

However, at present, the SRT operating rule is nevertheless using the absolute block system.

2.2 Track layout

The crossing and overtaking of a freight train can only happen at the HTK, KLP, PRE and CHJ station from the siding track provided. Anyhow, a freight train can travel to and from the mid-track at HTK, PRE and CHJ.

The current station and track layout design do not have the facilities, neither an additional dead-end track nor safety distance between the departure signal and the fouling point, to accommodate the parallel train movement. [6]

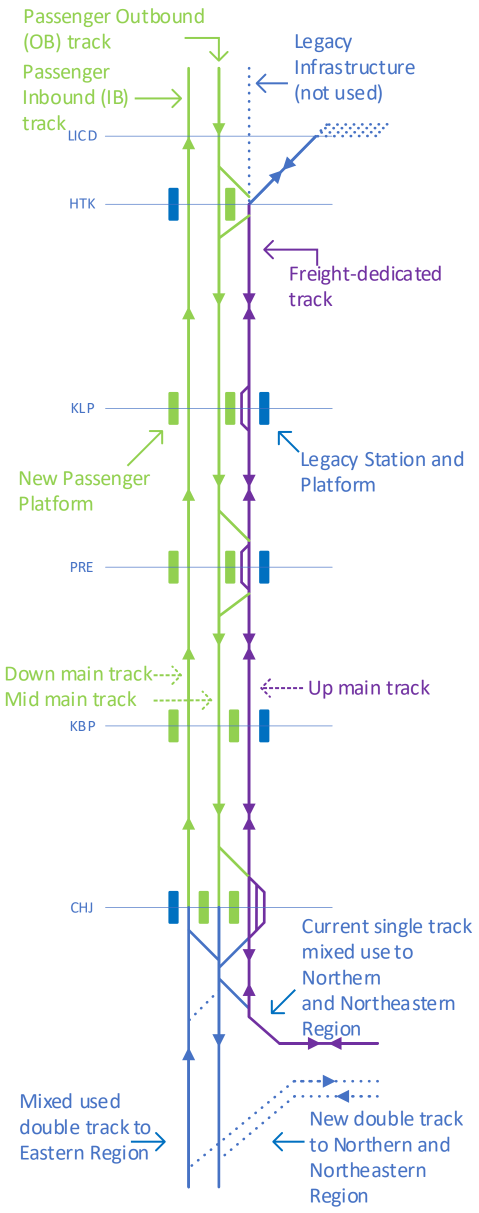


Fig. 2 Track layout

2.3 Timetable and freight operation

There are 24 passenger trains and 45 freight trains using this section [16]. Most of the traffic is a pair-train, except for the #899 train. Brief of line service shown in table 2.

Table 2 Train service in the section

Train number	Train type	Train amount
505 – 510, 831 – 860	Scheduled Freight	36
564/565, 569/570, 777/778, 897/898, 899	Per-request Freight	9
275 – 284, 367/368, 371/372, 383/384, 388/389, 390/391.	Weekday Passenger	20
285/286, 997/998	Weekend Passenger	4

Focusing to the scheduled freight train, train number #831 – #860 are the pair-train from LICD to Leam Chabang port (in the Eastern region), while train number #505 – #510 are the pair-train from Hin Lap station (in the Northeastern region) to PRE.

The pair-train number #831 – #860 are the container freight trains depart HTK every 80 – 100 minutes (with an Average Headway 88 minutes) and back to HTK every 6 hours 8 minutes (Average Turnaround/Circuit Time). The outbound (OB) and inbound (IB) travelling time are almost identical, 31 and 32 minutes. Fleet operates in 24 hours basis. The last train (#859) departs HTK on 20:50 and back to HTK (#860) on 03:30.

Train-pair number #505 – #510 are the commodity freight trains, transport cement to PRE. The IB average travelling time (19 mins) is higher than the OB average travelling time (16 mins) because of the transported goods weight. The nominal travelling time of each traffic presents in figure 2.

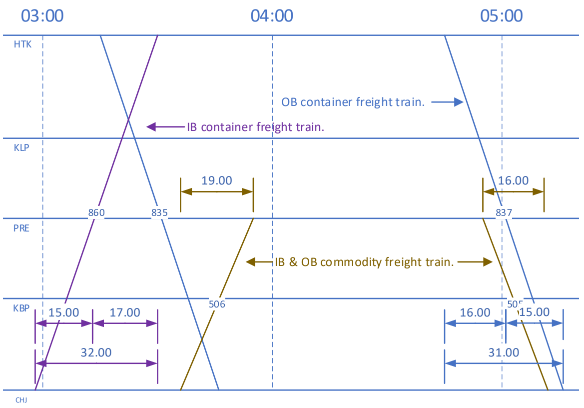


Fig. 3 A typical time-speed diagram (train graph) of freight trains before compression.

Note that all freight trains in this study are the container type. Train #505 - #510 is defined as the commodity type as to distinguish it from train #831 - #860.

3. Capacity Equation

UIC 406 uses the concept from UIC 405, Links between Railway Infrastructure Capacity and the Quality of Operations, published in 1996 [17]. Thus, the principle of calculation is on the infrastructure occupancy.

3.1 UIC 406 capacity consumption

The capacity consumption calculation in UIC 406 bases on the track utilization principle. The percentage of *Capacity Consumption* (%) formula is as equation 1.

$$\frac{Occupancy\ Time + Additional\ Time}{Defined\ Time\ Period} \times 100 \qquad (1)$$

Occupancy Time is the total time required for one train to pass through a single block. [13] This macroscopic study is using the travelling time derive from the timetable representing the *Occupancy Time* of each block. The percentage of *Occupancy Time* (%) formula is as equation 2.

$$\frac{Occupancy\ Time}{Defined\ Time\ Period} \times 100 \qquad (2)$$

Additional Time is the time to make the timetable stable and robust. It includes the Supplement and Buffer time to absorb a primary and suppress secondary delay, respectively, and withstand the delay occurring. [18] The more sensitive train service (i.e. high-speed line) or complicated service (i.e. mixed-traffic operation), the more additional time requires. [14] Equation 3 presents the *Additional Time Rate* (%) formula.

$$\left[\frac{100}{Occupancy\ Time\ Rate} - 1\right] \times 100 \qquad (3)$$

Defined Time Period is the interested time duration. This study uses the one day (1440 minutes), to be comparable to the SRT capacity calculation formula.

3.2 SRT capacity calculation formula

SRT is using Scott's formula to calculate the capacity, as illustrated in equation 4. Unit is a trip per day.

$$\frac{1440\ mins}{T+t} \times 70\% \qquad (4)$$

Where T is the travelling time of a train in the longest block (Representative Block) of the line section and t is the operating time required in handling the arrival and departure train.

Originally t value is 3 minutes for the legacy token block system. Now the one-minute t value is using for the computer-based interlocking sections.

70% is the *Occupancy Time* rate that SRT is using. Thus, the SRT's *Additional Time* is 30% of the Defined Time Period or 43% of the *Occupancy Time*.

Table 3 SRT capacity calculation using Scott's Formula

Section	Representative Block	Representative Block Distance (km.)	Formula	Capacity (trips/day)
HTK – PRE	HTK – KLP	15.49	$\frac{1440\times70\%}{17.0+1}$	56
PRE – CHJ	PRE – KBP	14.63	$\frac{1440\times70\%}{15.0+1}$	63
HTK – CHJ	HTK – CHJ	30.12	$\frac{1440\times70\%}{32.0+1}$	30

Experimental re-evaluation of the SRT calculation is made and shows in table 3. Using the nominal inbound travelling time for T. Note the HTK – CHJ section capacity is 30 trips per day, the same number with the current daily scheduled container freight train number.

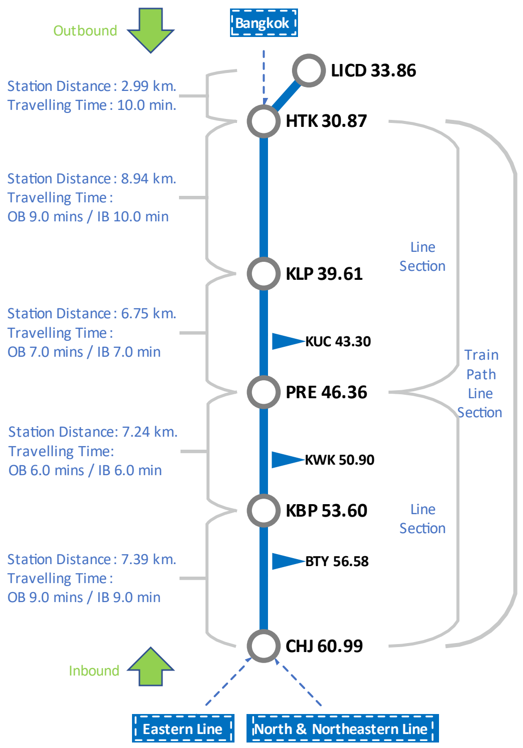


Fig. 4 Schematic diagram of station distance and travelling time of freight trains *#831 - #860*.

4. Capacity Evaluation

Five steps are proposed by the UIC 406 for calculating the capacity consumption section by section.

4.1 Defining infrastructure and timetable boundaries

Only the freight-dedicated up main track between HTK and CHJ is selected to be a Train Path Line Section (TPLS) for the study. Studied timetable interval is total one day period, to be comparable to SRT calculation.

Passenger track is not the scope of this study. It has a different timetable and stopping pattern. Anyway, there is a brief analysis of the passenger track utilization in section 5.

Figure 4 presents the stopping pattern and dwelling time of the passenger train at each station and stop.

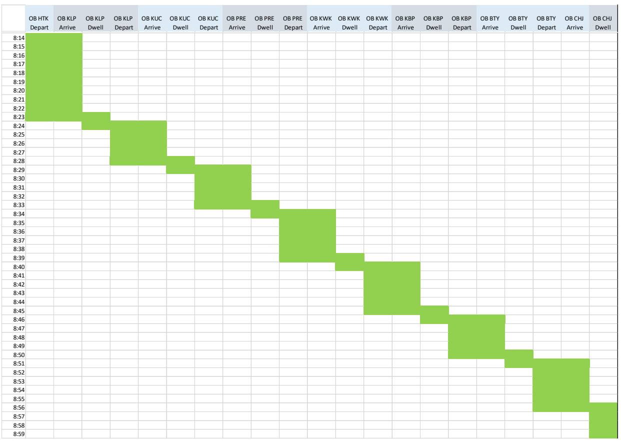


Fig. 5 Blocking time diagram of train #283, before compression.

4.2 Defining sections for investigation

From the physical infrastructure, station location, actual timetable of a scheduled freight train and to be comparable with the issued SRT calculation result, the determination of Line Section (LS) in TPLS are HTK – PRE and PRE – CHJ.

4.3 Calculating occupancy time and capacity consumption (compression)

Only the 36 scheduled freight trains are calculated. 9 per-request freight trains are excluded. The pair-train #831 - #860 is a long train path using both 2 LSs, while the pair-train #505 - #510 is a short train path using only PRE – CHJ LS.

Compression made in 2 aspects. 1st aspect compressed the whole TPLS, respecting the current timetable. The result shows in figure 5 (left-side). 2nd aspect compressed each LS as UIC 406

definition and to compare with SRT's formula result. The result shows in figure 5 (right-side). The capacity consumption of these 2 LSs, using 43% and 66% additional time, shows in table 4.

	HTK - PRE		PRE - CHJ				HTK - PRE		PRE - CHJ		
831	0:00	0:16	0:16	0:31		831	0:00	0:16	0:00	0:15	
	1:03	0:46	0:46	0:31	858		0:33	0:16	0:30	0:15	858
833	1:03	1:19	1:19	1:34		833	0:33	0:49	0:30	0:45	
	2:06	1:49	1:49	1:34	860		1:06	0:49	1:00	0:45	860
835	2:06	2:22	2:22	2:37		835	1:06	1:22	1:00	1:15	
			2:56	2:37	506				1:34	1:15	506
505			2:56	3:13		505			1:34	1:51	
837	2:57	3:13	3:13	3:28		837	1:22	1:38	1:51	2:06	
	4:00	3:43	3:43	3:28	832		1:55	1:38	2:21	2:06	832
839	4:00	4:16	4:16	4:31		839	1:55	2:11	2:21	2:36	
	5:03	4:46	4:46	4:31	834		2:28	2:11	2:51	2:36	834
841	5:03	5:19	5:19	5:34		841	2:28	2:44	2:51	3:06	
	6:06	5:49	5:49	5:34	836		3:01	2:44	3:21	3:06	836
843	6:06	6:22	6:22	6:37		843	3:01	3:17	3:21	3:36	
	7:09	6:52	6:52	6:37	838		3:34	3:17	3:51	3:36	838
845	7:09	7:25	7:25	7:40		845	3:34	3:50	3:51	4:06	
			8:02	7:40	508				4:28	4:06	508
	8:34	8:17	8:17	8:02	840		4:07	3:50	4:43	4:28	840
847	8:34	8:50	8:50	9:05		847	4:07	4:23	4:43	4:58	
507			9:05	9:21		507			4:58	5:14	
	9:54	9:37	9:37	9:21	842		4:40	4:23	5:30	5:14	842
849	9:54	10:10	10:10	10:25		849	4:40	4:56	5:30	5:45	
	10:57	10:40	10:40	10:25	844		5:13	4:56	6:00	5:45	844
851	10:57	11:13	11:13	11:28		851	5:13	5:29	6:00	6:15	
	12:00	11:43	11:43	11:28	846		5:46	5:29	6:30	6:15	846
853	12:00	12:16	12:16	12:31		853	5:46	6:02	6:30	6:45	
	13:03	12:46	12:46	12:31	848		6:19	6:02	7:00	6:45	848
855	13:03	13:19	13:19	13:34		855	6:19	6:35	7:00	7:15	
	14:06	13:49	13:49	13:34	850		6:52	6:35	7:30	7:15	850
857	14:06	14:22	14:22	14:37		857	6:52	7:08	7:30	7:45	
			14:55	14:37	510				8:03	7:45	510
	15:27	15:10	15:10	14:55	852		7:25	7:08	8:18	8:03	852
509			15:10	15:26		509			8:18	8:34	
859	15:27	15:43	15:43	15:58		859	7:25	7:41	8:34	8:49	
	16:30	16:13	16:13	15:58	854		7:58	7:41	9:04	8:49	854
	16:45	16:28	16:28	16:13	856		8:15	7:58	9:19	9:04	856

Fig. 6 The compressed timetable of whole TPLS and by LS.

Table 4 Freight track capacity consumption

Line Section	Trains in LS	Occ Time (mins)	Occ Time Rate (%)	Add Time 43% (mins)	Cap Cnsmp @43% (%)	Add Time 66% (mins)	Cap Cnsmp @66% (%)
HTK – PRE	30	495	34	212	49	330	57
PRE – CHJ	36	559	39	240	55	373	65
HTK – CHJ	36	1005	70	431	100	670	116

** Abbreviation: Occ is Occupancy. Add is Additional. Cap is Capacity. Cnsmp is Consumption.*

4.4 Evaluation of capacity consumption values

Given the current timetable that no stopping or crossing on the line, the whole TPLS has a 70% occupancy rate. With the additional time 43%, it reaches its capacity consumption limitation 100%.

When analyze by LS, the occupancy rate of HTK – PRE and PRE – CHJ LS is 34% and 39% respectively. With additional time 43%, the capacity consumption is 49% and 55% respectively. With additional time 66%, the capacity consumption is 57% and 65% respectively.

4.5 Evaluating available capacity

By UIC 406 definition, there is no available capacity in this TPLS using the current timetable. This is also true calculating with Scott's formula (refer to table 3).

But when analyzed by LS, using additional time 43%, there is an available capacity left. Refer to the occupancy time 559 mins of PRE – CHJ section, the available time that can add the additional train into the timetable is 449 mins as equation 5.

$$(1440 \text{ mins} \times 70\%) - 559 \text{ mins} = 449 \text{ mins} \qquad (5)$$

Given the solid available time, this study proposes the simple method to increase the capacity by dividing section into two, let the container freight train to cross at PRE station, instead of driving through it.

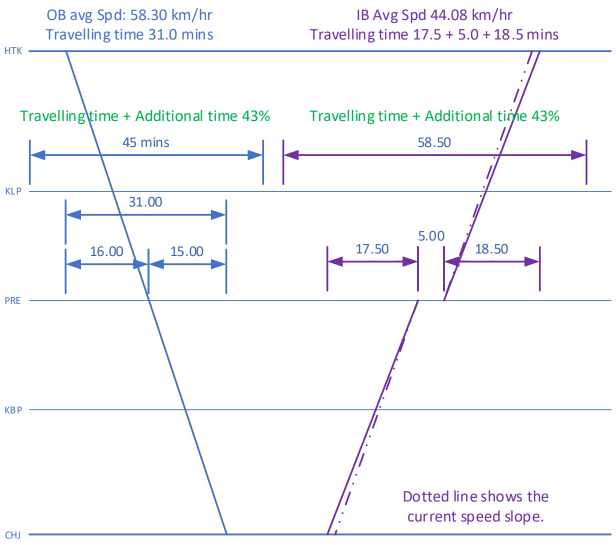


Fig. 7 The representative container freight train model.

Approach to add the additional train is to model each of the representative trains on the line. For this TPLS, there are only 2 train types, container freight train from HTK to CHJ (the long train path) and the commodity freight train from CHJ to PRE (the short train path). The representative container freight train model is as figure 6. The dotted line presents the current average speed

slope, 54.67 km./hr. for HTK – PRE LS, 58.52 km./hr. for PRE – CHJ LS.

The representative of an outbound container freight train is using the current train as a model, 31 mins travelling time and no stop at PRE. Average speed is 58.30 km./hr. The inbound representative container freight train will stop at PRE for 5 mins. The average speed of each section is determined to reduce to 50 km./hr. (approximately) compensating the breaking and acceleration at PRE. The travelling time of each LS is as table 5.

The representative of a commodity freight train is using the current train as a model. The travelling time is as table 6.

Table 5 Travelling time of the representative container freight train

Direction	Travelling time HTK – PRE LS (mins)	Dwelling time at PRE (mins)	Travelling time PRE – CHJ LS (mins)	TPLS travelling time (mins)	TPLS avg speed formula	TPLS avg speed (km./hr.)
OB	16.0	0.0	15.0	31.0	$\frac{30.12}{31.0/60}$	58.30
IB	18.5	5.0	17.5	41.0	$\frac{30.12}{41.0/60}$	44.08

Table 6 Travelling time of the representative commodity freight train

Direction	Travelling time HTK – PRE LS (mins)	Dwelling time at PRE (mins)	Travelling time PRE – CHJ LS (mins)	TPLS travelling time (mins)	TPLS avg speed formula	Avg speed (km./hr.)
OB	-	-	16.0	16.0	$\frac{14.63}{16.0/60}$	54.86
IB	-	-	19.0	19.0	$\frac{14.63}{19.0/60}$	46.20

Next process is to add train by its ratio on the line. For this TPLS case, there are 30 long trains and 6 short trains, by principle the insertion to be one short train after every five long trains. Anyway, by the crossing nature of the inbound and outbound long train path, the short train path is scheduled every 3 pair-trains.

Result of adding the representative train to its LS capacity limit and the uncompressed proposed timetable is as figure 7. It has more 18 long and 2 short train paths comparing to the current timetable. The capacity consumption of HTK – PRE and PRE – CHJ LS after an evaluation is 82% and 91% respectively. Hence, the unused capacity of HTK – PRE and PRE – CHJ LS after an evaluation is 18% and 9% as shown in table 7

	HTK - PRE		PRE - CHJ		
831	0:12:30	0:28:30	0:28:30	0:43:30	
	0:49:30	0:31:00	0:26:00	0:08:30	I04
833	1:03:00	1:19:00	1:19:00	1:34:00	
	1:40:00	1:21:30	1:16:30	0:59:00	I05
			2:03:30	1:44:30	506
835	2:19:30	2:35:30	2:35:30	2:50:30	
	2:56:30	2:38:00	2:33:00	2:15:30	I06
837	3:10:00	3:26:00	3:26:00	3:41:00	
	3:47:00	3:28:30	3:23:30	3:06:00	I07
839	4:00:30	4:16:30	4:16:30	4:31:30	
	4:37:30	4:19:00	4:14:00	3:56:30	I08
505			4:42:30	4:58:30	
841	5:15:00	5:31:00	5:31:00	5:46:00	
	5:52:00	5:33:30	5:28:30	5:11:00	I09
843	6:05:30	6:21:30	6:21:30	6:36:30	
	6:42:30	6:24:00	6:19:00	6:01:30	832
845	6:56:00	7:12:00	7:12:00	7:27:00	
	7:33:00	7:14:30	7:09:30	6:52:00	834
			7:56:30	7:37:30	508
847	8:12:30	8:28:30	8:28:30	8:43:30	
	8:49:30	8:31:00	8:26:00	8:08:30	836
849	9:03:00	9:19:00	9:19:00	9:34:00	
	9:40:00	9:21:30	9:16:30	8:59:00	838
851	9:53:30	10:09:30	10:09:30	10:24:30	
	10:30:30	10:12:00	10:07:00	9:49:30	840
507			10:35:30	10:51:30	
853	11:08:00	11:24:00	11:24:00	11:39:00	
	11:45:00	11:26:30	11:21:30	11:04:00	842
855	11:58:30	12:14:30	12:14:30	12:29:30	
	12:35:30	12:17:00	12:12:00	11:54:30	844
857	12:49:00	13:05:00	13:05:00	13:20:00	
	13:26:00	13:07:30	13:02:30	12:45:00	846
			13:49:30	13:30:30	510
859	14:05:30	14:21:30	14:21:30	14:36:30	
	14:42:30	14:24:00	14:19:00	14:01:30	848
O01	14:56:00	15:12:00	15:12:00	15:27:00	
	15:33:00	15:14:30	15:09:30	14:52:00	850
O02	15:46:30	16:02:30	16:02:30	16:17:30	
	16:23:30	16:05:00	16:00:00	15:42:30	852
509			16:28:30	16:44:30	
O03	17:01:00	17:17:00	17:17:00	17:32:00	
	17:38:00	17:19:30	17:14:30	16:57:00	854
O04	17:51:30	18:07:30	18:07:30	18:22:30	
	18:28:30	18:10:00	18:05:00	17:47:30	856
O05	18:42:00	18:58:00	18:58:00	19:13:00	
	19:19:00	19:00:30	18:55:30	18:38:00	858
			19:42:30	19:23:30	CF1
O06	19:58:30	20:14:30	20:14:30	20:29:30	
	20:35:30	20:17:00	20:12:00	19:54:30	860
O07	20:49:00	21:05:00	21:05:00	21:20:00	
	21:26:00	21:07:30	21:02:30	20:45:00	I01
O08	21:39:30	21:55:30	21:55:30	22:10:30	
	22:16:30	21:58:00	21:53:00	21:35:30	I02
CF2			22:21:30	22:37:30	
O09	22:54:00	23:10:00	23:10:00	23:25:00	
	23:31:00	23:12:30	23:07:30	22:50:00	I03

** Legend: O01 – O09 are the added OB container freight train. I01 – I09 are the added IB container freight train. CF1 and CF2 are the added commodity freight train.*

Fig. 8 The proposed timetable (uncompressed).

Table 7 Freight track capacity consumption (after evaluation).

Line Section	Trains in LS	Occ Time (mins)	Occ Time Rate (%)	Add Time 43% (mins)	Cap Cnsmp @43% (%)	Unused Cap (%)
HTK – PRE	48	828	58	355	82	18
PRE – CHJ	54	920	64	394	91	9

** Abbreviation: Occ is Occupancy. Add is Additional. Cap is Capacity. Cnsmp is Consumption.*

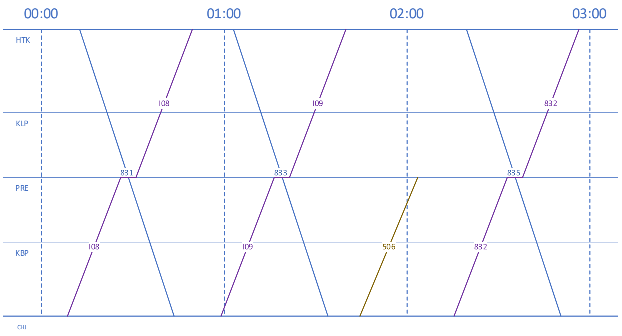


Fig. 9 Train graph of the proposed timetable (part).

Considering the travelling time, the proposed timetable makes an IB trip longer 28% (41 mins) (equation 6) comparing to the current IB travelling time (32 mins). The OB travelling time does not change, 31 mins.

$$9 \ mins \div 32 \ mins = 0.28 \qquad (6)$$

Even the inbound travelling time increase by 28% but it is less than a 50% change. Given the number of container freight pair-trains increase from 15 to 24, the overall capacity of TPLS increases, thus this increase in the travelling time is acceptable [14].

5. Discussion

The proposed timetable is on the changing of SRT operation from whole TPLS between HTK – CHJ to 2 line sections. The train will cross at PRE station. This proposal bases on the following rational concepts.

(i) The distance of 2 LSs is almost equal, 15.49 and 14.63 km. Crossing at mid of TPLS (PRE) is optimum.

(ii) SRT already has the crossing facilities e.g. enough length of siding track at PRE.

(iii) SRT has 4 blocks from HTK – CHJ (see section 2.1), that is safe for the single-track operation to cross at PRE. The train will not enter the ahead LS unless the next block is clear to proceed.

The proposed timetable still bases on the current SRT Operating Rule, absolute block.

There are many possibilities to increase the freight traffic capacity in this TPLS, ranging from the infrastructure upgrade, signalling upgrade, to Operation Rule update. More utilization of the outbound passenger track (mid main track) is one of the possibilities. Given the current passenger timetable (Figure 10 left side), the available capacity is 92% and 91% for the OB and IB track (Table 8), respectively. Both passenger tracks are under-utilization.

	HTK - KLP		HTK - KLP					HTK - KLP		HTK - KLP		
			6:25	6:16	384					0:09	0:00	384
275	7:03	7:10					275	0:00	0:07			
			6:59	6:50	372					0:18	0:09	372
			7:35	7:27	388					0:26	0:18	388
997	7:33	7:41					997	0:07	0:15			
283/285	8:14	8:23					283/285	0:15	0:24			
281	8:57	9:05					281	0:24	0:32			
			9:09	9:01	278					0:34	0:26	278
			11:06	10:56	280					0:44	0:34	280
367	11:09	11:17					367	0:32	0:40			
389	13:04	13:10					389	0:40	0:46			
			13:14	13:05	368					0:53	0:44	368
279	13:48	13:54					279	0:46	0:52			
			14:34	14:27	390					1:00	0:53	390
			16:08	16:00	282					1:08	1:00	282
277	16:18	16:23					277	0:52	0:57			
			17:05	16:55	284/286					1:18	1:08	284/286
391	17:53	18:00					391	0:57	1:04			
			18:06	17:59	998					1:25	1:18	998
			18:41	18:33	276					1:33	1:25	276
371	18:42	18:50					371	1:04	1:12			
383	19:24	19:32					383	1:12	1:20			

** Train-pair #283/284 and #285/286 is the same train path. Different in weekday and weekend operation.*

*** Train-pair #997/998 is a special tourism train, operates only weekend.*

**** Left side is the current timetable. The right side is a compressed one.*

Fig. 10 The passenger timetable.

Table 8 Passenger track capacity consumption (HTK – KLP)

Direction	Trains in LS	Occ Time (mins)	Occ Time Rate (%)	Add Time 43% (mins)	Cap Cnsmp @43% (%)	Available Cap (%)
OB	11	80	6	34	8	92
IB	11	93	6	40	9	91

** Abbreviation: Occ is Occupancy. Add is Additional. Cap is Capacity. Cnsmp is Consumption.*

*** HTK – KLP block is the representative of the whole TPLS because of its longest distance.*

5.1 Future Work

Future work is to analyze the next TPLS, between Cha Cheng Sao Junction (CHJ) and Laem Chabang (LCB). It has traffic from both the Northern and Northeastern region. The future work might use the microscopic tool e.g. Railsys to run the stochastic simulation and validate the robustness of the proposed timetable.

The proposed timetable does not include the SRT delay analysis into account but using the legacy 70% track occupancy rate as to be comparable with the issued SRT capacity result. Anyway, the future work might include the analysis of actual SRT delay in this freight corridor.

A junction is normally the major congested location [14]. The 2nd edition of UIC 406 includes the guideline of the station capacity evaluation. So, the capacity evaluation of the major junction like Cha Cheng Sao (CHJ) or Sri Racha (SRC) could be the future work.

The study of the underutilization passenger track of this TPLS for the mixed traffic and study the effect of the ETCS signalling to the capacity might be one of the future works.

6. Conclusions

The UIC 406 approach to compress the timetable, calculate the capacity consumption, and evaluate the possible additional train paths is made on the HTK to CHJ TPLS. The analysis shows the 100% capacity consumption for the whole TPLS but 49% and 55% for each LS (using 43% additional time). The new timetable is proposed by dividing the operation into 2 sections. 18 container freight trains and 2 commodity freight trains were added. The line section capacity consumption after the evaluation process is 82% and 91% respectively.

The UIC 406 methodology is straightforward in calculating track utilization from the compressed timetable. It can use the simple spreadsheet tool in quick macroscopic estimation.

The evaluation in this paper can be used for other SRT rail network, both freight and passenger service. It has equality in the concept of track utilization of Scott's Formula but has a widespread standardization and is adopted worldwide.

Acknowledgement

This academic research permission is granted by SRT. The freight train and timetable data using in this paper are by the courtesy of the following SRT divisions:

1. Container Marketing Division, particularly thanks to Chief Khun Yaowalak Soonthornnond.
2. Operations Division.

References

[1] *UIC Code 406 - Capacity*. (2004). (1st ed.). Paris: International Union of Railways.

[2] Prinz, R., & Hollmuler, J. *Implementation of the UIC 406 capacity calculation method at Austrian Railways (OBB)*.

[3] Landex, A., Kaas, A. H., Schittenhelm, B., & Schneider-Tilli, J. (2006). Practical use of the UIC 406 capacity leaflet by including timetable tools in the investigations. In *Computers in Railways* (Vol. X, pp. 643-652): WIT Press.

[4] Landex, A. (2007). *Capacity Statement for Railways*. Paper presented at the Annual Transport Conference at Aalborg University.

[5] Landex, A., Schittenhelm, B., Kaas, A. H., & Schneider-Tilli, J. (2008). Capacity measurement with the UIC 406 capacity method. In *Computers in Railways* XI (Vol. 103, pp. 55-64): WIT Press.

[6] Landex, A. (2009). Evaluation of Railway Networks with Single Track Operation Using the UIC 406 Capacity Method. *Networks and Spatial Economics*, 9(1), 7-23. DOI:10.1007/s11067-008-9090-7

[7] Khadem Sameni, M., Landex, A., & Preston, J. (2011). *Developing the UIC 406 Method for Capacity Analysis*. Paper presented at the Proceedings for 4th International Seminar on Railway Operations Research.

[8] Šulko, P., & J., G. (2018). Line Track Capacity - Analysis of the Implementation of the UIC 406 Methodology in ŽSR Conditions. *Trans Motauto World*. Retrieved from https://stumejournals.com/journals/tm/2018/4/181.full.pdf

[9] Lindner, T. (2011). Applicability of the analytical UIC Code 406 compression method for evaluating line and station capacity. *Journal of Rail Transport Planning & Management*, 1(1), 49-57. DOI:10.1016/j.jrtpm.2011.09.002

[10] Valentinovič, L., & Sivilevičius, H. (2014). *Railway line capacity methods analysis and their application in*

"Lithuanian Railways" justification. Paper presented at The 9th International Conference "ENVIRONMENTAL ENGINEERING", Vilnius, Lithuania. http://enviro.vgtu.lt

[11] Zhang, J. M., Han, B. M., & Nie, L. (2011). Research on Capacity Calculation & Assessment Framework for Chinese High Speed Railway Based on UIC406. Setubal: *Technologies Information Control & Communication*.

[12] Li, J., Wang, D., Peng, Q., & Yang, Y. (2019). *A Study of the Performance and Utilization of High Speed Rail in China based on UIC 406 Compression Method*. Paper presented at the Rail Norrköping 2019. 8th International Conference on Railway Operations Modelling and Analysis (ICROMA), Norrköping, Sweden.

[13] Huber, H.-P., & Herbacek, R. (2012). *UIC Leaflet 406 – Capacity*.

[14] *UIC Code 406 - Capacity*. (2013). (2nd ed.). Paris: International Union of Railways.

[15] Public Relations Center, *SRT Line Map.* (2017). The State Railway of Thailand.

[16] Operations Division, *SRT Eastern Line Timetable.*, 31st May 2019 version. The State Railway of Thailand.

[17] *UIC Code 405 - Links between Railway Infrastructure Capacity and the Quality of Operations*. (1996). Paris: International Union of Railways.

[18] Goverde, R. M. P., & Hansen, I. A. (2013, 30 Aug.-1 Sept. 2013). *Performance indicators for railway timetables*. Paper presented at the 2013 IEEE International Conference on Intelligent Rail Transportation Proceedings.

การพัฒนาโครงข่ายทางหลวงชนบทสนับสนุนเขตเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC)
Rural Highway Network Development in Supporting the Eastern Economic Special Area (EEC)

อนงค์นาถ คำศิริ[1] ปรีชา โสภารัตน์[2] และ สุเมธี วงศ์ศักดิ์[3,*]

[1,2] กองแผนงาน กรมทางหลวงชนบท จ.กรุงเทพฯ

[3] ภาควิชาการจัดการโลจิสติกส์ คณะบริหารธุรกิจ มหาวิทยากรุงเทพ จ.ปทุมธานี

**Corresponding author; E-mail address: anongnart_k@hotmail.com*

บทคัดย่อ

เพื่อศึกษาพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานภายในพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (Eastern Economic Corridor: EEC) ในกรณีถนนสายรองของกรมทางหลวงชนบท (Feeder Road) ให้สามารถรองรับการพัฒนาพื้นที่ใหม่และแก้ไขปัญหาปริมาณจราจรที่เพิ่มขึ้นในอนาคตของกรมทางหลวงชนบท ให้เชื่อมต่อกับระบบคมนาคมอื่นๆ และเข้าถึงพื้นที่ต่างๆ อย่างทั่วถึง จากการวิเคราะห์ระดับบริการของสายทางในพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC) โดยแบบจำลองด้านการจราจรและขนส่งในปีอนาคตที่ พ.ศ. 2565- 2585 จำนวนทั้งสิ้น 130 สายทาง ประกอบด้วยจังหวัดฉะเชิงเทรา 30 สายทาง จังหวัดชลบุรี 55 สายทาง และจังหวัดระยอง 45 สายทาง พบว่าในกรณีที่มีการพัฒนาพื้นที่ EEC แต่ไม่มีการปรับปรุงสายทางเพื่อรองรับ จะทำให้ระดับการให้บริการของสายทางอยู่ในระดับ D ซึ่งต่ำกว่าระดับการยอมรับได้ตามมาตรฐานของ American Association of State Highway and Transportation Official จำนวน 18 สายทาง เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าวเบื้องต้นจึงได้ทำการออกแบบและปรับปรุงสำหรับสายทางดังกล่าว โดยขยายเป็น 4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 เมตร ไหล่ทาง 2.5 เมตร จำนวน 13 สายทาง และวิเคราะห์ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ในการปรับปรุงสายทางทั้ง 13 ทาง พบว่าค่า NPV และค่า B/C มีค่าเป็นบวก และค่า EIRR อยู่ระหว่าง 9% - 29%

คำสำคัญ: การพัฒนาพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก, ถนนสายรอง, กรมทางหลวงชนบท

Abstract

To study of the infrastructure development within the Eastern Economic Corridor area to support the development of new areas and solve traffic problems in the future, In the case of the secondary roads of the Department of Rural Roads (Feeder Road). From the analysis of the service levels of the routes in the Eastern Economic Corridor (EEC) by the traffic and transportation models in the future years 2022-2042, a total of 130 routes consisting of 30 Chachoengsao provinces, Chon Buri province 55 route and Rayong province 45 route, found that in the case of EEC area development but there is no improvement of route to support will cause the service level of the route to be at level D which is lower than the standard acceptance level of the American Association of State Highway and Transportation Official, consisting of 13 routes. To solve these problems, we have designed and improved the road by expanding to 4 traffic lanes, 3.5 meters per lane, 2.5 meters shoulder. The results of economic analysis on all 13 road improvements showed that the NPV and B/C values were positive and the EIRR was between 9% - 29%.

Keywords: Ddevelopment within the Eastern Economic Corridor Area, Feeder Road, Department of Rural Roads

1. คำนำ

จากการประชุมคณะรัฐมนตรี เมื่อวันที่ 28 มิถุนายน 2559 ที่ประชุมได้มีมติเห็นชอบโครงการพัฒนาระเบียงเศรษฐกิจภาคตะวันออก (Eastern Economic Corridor Development) ตามที่สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาการเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ (สศช.) เสนอ ส่งผลให้พื้นที่ชายฝั่งทะเลภาคตะวันออก 3 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดระยอง จังหวัดชลบุรี และจังหวัดฉะเชิงเทรา เป็นกลุ่มจังหวัดเป้าหมายในการพัฒนาเป็นเขตเศรษฐกิจการลงทุนพิเศษที่เรียกว่า "ระเบียงเศรษฐกิจภาคตะวันออก (Eastern Economic Corridor: EEC) เนื่องจากเป็นฐานการผลิตอุตสาหกรรมหลักของประเทศ และมีศักยภาพสูงในการส่งเสริมให้เป็นฐานการผลิต 10 อุตสาหกรรมเป้าหมายกลไกขับเคลื่อนเศรษฐกิจเพื่ออนาคต (New Engine of Growth) ทั้งที่เป็นการต่อยอดอุตสาหกรรมเดิมที่มีศักยภาพ (First S-Curve) และการพัฒนา 5 อุตสาหกรรมอนาคต (New S-Curve) โดยมีเป้าหมายหลักในการเติมเต็มภาพรวมในการส่งเสริม การลงทุนซึ่งจะเป็นการยกระดับอุตสาหกรรมของประเทศเพิ่มความสามารถในการแข่งขันและทำให้เศรษฐกิจของไทยเติบโตได้ในระยะยาว

ดังนั้น เพื่อให้สอดคล้องกับนโยบายของรัฐบาลและเพื่อยกระดับแผนปฏิบัติการพัฒนา โครงสร้างพื้นฐานภายในพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจ

พิเศษภาคตะวันออกให้สามารถรองรับการพัฒนาพื้นที่ใหม่และแก้ไขปัญหาปริมาณจราจรที่เพิ่มขึ้นในอนาคต กรมทางหลวงชนบทในฐานะหน่วยงานผู้รับผิดชอบถนนสายรอง (Feeder Road) ซึ่งเป็นถนนที่จะทำให้เกิดการขนส่งหลายรูปแบบ (Multi-modal) และไร้รอยต่อ (Seamless Connection) อย่างสมบูรณ์โดยการเชื่อมต่อกับระบบคมนาคมอื่นๆและเข้าถึงพื้นที่ต่างๆ อย่างทั่วถึง จึงได้จัดทำแผนแม่บทพัฒนาโครงข่ายทางหลวงชนบทสนับสนุนเขตเศรษฐกิจภาคตะวันออก (EEC) ซึ่งมีเป้าหมายมุ่งเน้นการพัฒนาระบบโครงข่ายทางถนนสายรองเพื่อรองรับและเชื่อมต่อการพัฒนาพื้นที่ซึ่งจะมีสิ่งก่อสร้างใหม่ เช่น สถาบันการศึกษา แหล่งท่องเที่ยว ชุมชน เมือง นิคมอุตสาหกรรม และเขตส่งเสริม เศรษฐกิจพิเศษที่กำลังจะเกิดขึ้นในอนาคต รวมทั้งมุ่งเน้นแก้ไขปัญหาจราจรและปัญหาจุดเสี่ยงจุดอันตรายบนโครงข่ายทางถนนสายรอง เพื่ออำนวยความสะดวกในการเดินทางขนส่งในพื้นที่ EEC ได้สะดวกรวดเร็วและปลอดภัย สร้างความเชื่อมั่นให้นักลงทุนและนักท่องเที่ยว รวมทั้งลดปัญหาความเดือดร้อนและยกระดับคุณภาพ ชีวิตให้แก่ประชาชนในพื้นที่ EEC

2. กรอบแนวคิดและทฤษฎี

2.1 วิเคราะห์ข้อมูลด้านนโยบาย ยุทธศาสตร์ และแผนงานที่เกี่ยวข้อง

คณะรัฐมนตรีได้มีมติเมื่อวันที่ 17 พฤศจิกายน 2558 เห็นชอบตามที่กระทรวงอุตสาหกรรมเสนอ 10 อุตสาหกรรมเป้าหมาย เพื่อเป็นกลไกขับเคลื่อนเศรษฐกิจเพื่ออนาคต (New Engine of Growth) ภายใต้แนวคิดประเทศไทยสามารถผลักดันการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจ(S - Curve) ใน 2 รูปแบบ ได้แก่ 5 อุตสาหกรรมที่มีศักยภาพ (First S - Curve) และ 5 อุตสาหกรรมอนาคต (New S - Curve)

นอกจากนี้ คณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก ได้มีมติเห็นชอบแผนภาพรวมเพื่อการพัฒนาเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก ในการประชุมครั้งที่ 2/2561 เมื่อวันที่10 สิงหาคม 2561 และต่อมาได้เห็นชอบในหลักการแผนปฏิบัติการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานด้านดิจิทัล ในการประชุมครั้งที่ 4/2561 เมื่อวันที่ 4 ตุลาคม 2561 ส่งผลให้แผนภาพรวมฉบับสมบูรณ์ประกอบด้วยแนวทางการพัฒนา 6 แนวทาง ได้แก่

1) แผนปฏิบัติงานการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐาน
2) แผนปฏิบัติงานการพัฒนาอุตสาหกรรมเป้าหมาย
3) แผนปฏิบัติงานการพัฒนาบุคลากร การศึกษา การวิจัย และเทคโนโลยี
4) แผนปฏิบัติงานการพัฒนาและส่งเสริมการท่องเที่ยว
5) แผนปฏิบัติงานการพัฒนาเมืองอัจฉริยะน่าอยู่
6) แผนปฏิบัติการการพัฒนาแผนพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานดิจิทัล

โดยแผนการพัฒนาพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC) ประกอบด้วย 6 แผนปฏิบัติการ จำนวนโครงการเบื้องต้น 425 โครงการ วงเงินลงทุนเบื้องต้น 1,061,471.325 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 17 กระทรวง โดยมีรายละเอียดดังนี้ (สำนักงานคณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก, พฤศจิกายน 2561)

แผนปฏิบัติการ 1 : การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานและระบบสาธารณูปโภค โครงการเบื้องต้นจำนวน 168 โครงการ กรอบวงเงินเบื้องต้น 988,948.10 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 4 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงกลาโหม กระทรวงคมนาคม กระทรวงมหาดไทย และกระทรวงอุตสาหกรรม

แผนปฏิบัติการ 2 : การพัฒนาอุตสาหกรรมเป้าหมาย โครงการเบื้องต้นจำนวน 82 โครงการ กรอบวงเงินเบื้องต้น 16,239.71 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 12 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงอุตสาหกรรม กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ กระทรวงการคลัง กระทรวงพลังงาน กระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม กระทรวงพาณิชย์ กระทรวงคมนาคม กระทรวงสาธารณสุข กระทรวงการท่องเที่ยวและกีฬา กระทรวงแรงงาน กระทรวงศึกษาธิการ

แผนปฏิบัติการ 3 : การพัฒนาและส่งเสริมการท่องเที่ยว โครงการเบื้องต้นจำนวน 53 โครงการ กรอบวงเงินเบื้องต้น 31,028.22 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 8 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงการท่องเที่ยวและกีฬา กระทรวงมหาดไทย กระทรวงอุตสาหกรรม กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ กระทรวงการคลัง กระทรวงพลังงาน กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม กระทรวงวัฒนธรรม

แผนปฏิบัติการ 4 : การพัฒนาบุคลากร การศึกษา การวิจัย และเทคโนโลยี โครงการเบื้องต้นจำนวน 73 โครงการ กรอบวงเงินเบื้องต้น 6,767.40 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 7 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงศึกษาธิการ กระทรวงแรงงาน กระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม กระทรวงอุตสาหกรรม กระทรวงการท่องเที่ยวและกีฬา สำนักนายกรัฐมนตรี

แผนปฏิบัติการ 5 : การพัฒนาเมืองใหม่อัจฉริยะน่าอยู่ และศูนย์กลางการเงิน โครงการเบื้องต้นจำนวน 27 โครงการ กรอบวงเงินเบื้องต้น 574 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 7 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม กระทรวงคมนาคม กระทรวงพลังงาน กระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี กระทรวงอุตสาหกรรม กระทรวงมหาดไทย สำนักนายกรัฐมนตรี

แผนปฏิบัติการ 6 : การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานด้านดิจิทัล โครงการเบื้องต้น จำนวน 22 โครงการ วงเงินลงทุนเบื้องต้น 17,913.9 ล้านบาท หน่วยงานที่รับผิดชอบ 4 กระทรวง ได้แก่ กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม กระทรวงวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี กระทรวงคมนาคม กระทรวงมหาดไทย

2.2 แนวคิดเกี่ยวกับการประเมินผลประโยชน์ของการด้านการขนส่ง

2.2.1 มูลค่าของการประหยัดค่าใช้จ่ายในการการใช้รถ (Vehicle Operating Cost : VOC)

ผลประโยชน์จากการปรับปรุงโครงการจราจรต่อผู้ใช้เส้นทางเนื่องจากกระจายปริมาณจราจรจากสายทางอื่นมายังโครงการ ช่วยให้การจราจรมีความคล่องตัวมากขึ้น โดยค่าใช้จ่ายที่ประหยัดได้ ประกอบด้วย ค่าน้ำมันเชื้อเพลิง ค่าน้ำมันหล่อลื่น ค่ายางรถยนต์ ค่าดำเนินการเป็นต้น ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจะถูกนำไปคุณด้วยระยะทางรวมของผู้ใช้เส้นทาง (Vehicle

Kilometers Travelled: VKT) แล้วคำนวณด้วยมูลค่าการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถ (Vehicle Operating Cost : VOC) จากผลต่างระหว่างมูลค่าของการใช้รถกับกรณีไม่มีโครงการ

2.2.2 มูลค่าของการประยัดเวลาในการเดินทาง (Value of Time: VOT)

มูลค่าของการประหยัดเวลาเดินทาง ค่าเสียโอกาสจากการใช้เวลาเดนทางไปทำกิจกรรมอื่นๆ ที่สามารถสร้างมูลค่าทางเศรษฐกิจ โดยคำนวณจากระยะเวลารวมของระบบ (Vehicle Hours Travelled: VHT) โดยคำนวณมูลค่าของการประหยัดเวลาในการเดินทาง เปรียบเทียบระหว่างกรณีมีโครงการกับไม่มีโครงการ ดังสมการ

2.3 แนวคิดเกี่ยวกับความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์

เป็นการวิเคราะห์ความเหมาะสมเพื่อการลงทุนในโครงการเพื่อใช้เป็นหลักเกณฑ์ในการตัดสินใจในการลงทุน ซึ่งการวิเคราะห์ดังกล่าวพิจารณาทั้งต้นทุนและผลประโยชน์ ทั้งทางตรงและทางอ้อม ประกอบด้วยหลักเกณฑ์ดังนี้

2.3.1 มูลค่าปัจจุบันสุทธิ (Net Present Value : NPV)

มูลค่าปัจจุบันสุทธิ (Net Present Value : NPV) หมายถึงผลต่างระหว่างมูลค่าปัจจุบันของผลประโยชน์และต้นทุนของโครงการในแต่ละปี ดังสมการ

$$NPV = \sum_{t=1}^{n} \frac{(B_t - C_t)}{(1+r)^n} \quad (1)$$

โดย n = จำนวนปีที่ใช้ประเมินโครงการ

B_t = ผลประโยชน์ในปีที่ t

C_t = ต้นทุนในปีที่ t

r = อัตราส่วนลด

ถ้า NPV > 0 แสดงว่าโครงการมีความตุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ในการลงทุน

2.3.2 อัตราส่วนระหว่างมูลค่าปัจจุบันของผลประโยชน์ต่อต้นทุน (Benefit Cost Ratio : B/C Ratio)

แสดงถึงสัดส่วนระหว่างมูลค่าปัจจุบันของผลตอบแทนกับมูลค่าปัจจุบันของค่าใช้จ่ายตลอดอายุโครงการ ดังสมการ

$$B/C = \frac{\sum_{t=1}^{n} \frac{B_t}{(1+r)^t}}{\sum_{t=1}^{n} \frac{C_t}{(1+r)^t}} \quad (2)$$

โดย n = จำนวนปีที่ใช้ประเมินโครงการ

B_t = ผลประโยชน์ในปีที่ t

C_t = ต้นทุนในปีที่ t

r = อัตราส่วนลด

อัตราส่วนระหว่างมูลค่าปัจจุบันของผลประโยชน์ต่อต้นทุน (Benefit Cost Ratio : B/C Ratio) หมายถึง อัตราส่วนของมูลค่าปัจจุบันของต้นทุนของโครงการ โดยถ้า B/C > 1

2.3.3 อัตราผลตอบแทนทางเศรษฐกิจ (Economic Internal Rate of Return: EIRR)

อัตราผลตอบแทนทางเศรษฐกิจ (Economic Internal Rate of Return: EIRR) หมายถึง อัตราส่วนลดที่ทำให้มูลค่าเงินปัจจุบันสุทธิของโครงการมีค่าเท่ากับศูนย์ อัตรานี้จะแสดงให้เห็นถึงผลตอบแทนที่ได้รับจากการลงทุนโครงการว่ามีผลตอบแทนเป็นร้อยละเท่าใด ดังสมการ

$$\sum_{t=0}^{n} \frac{(B_t - C_t)}{(1+r)^t} = 0 \quad (3)$$

โดย n = จำนวนปีที่ใช้ประเมินโครงการ

B_t = ผลประโยชน์ในปีที่ t

C_t = ต้นทุนในปีที่ t

r = อัตราส่วนลด

3. ระเบียบวิจัย

3.1 ศึกษาข้อมูลนโยบายยุทธศาสตร์ชาติและยุทธศาสตร์การพัฒนา EEC

ทำการศึกษานโยบายต่างของรัฐที่เกี่ยวข้องกับการพัฒนาเขตเศรษฐกิจพิเศษซึ่งส่งผลต่อการพัฒนาโครงข่ายสายทางถนนภายใต้ความรับผิดชอบของกรมทางหลวงชนบท

3.2 สำรวจปริมาณจราจร

การวิเคราะห์สภาพการเดินทางในปัจจุบัน และคาดการณ์ปริมาณการเดินทางและขนส่งในอนาคต ในการสำรวจและรวบรวมข้อมูลด้านการจราจรและขนส่งจะแยกเป็น 2 ประเภท คือ

3.2.1 การสำรวจจุดต้นทาง - ปลายทางการเดินทาง (Origin-Destination Survey, O/D Survey) วัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเดินทาง เพื่อตรวจสอบการเดินทางบนถนนสายหลักที่เกี่ยวข้องกับถนนในพื้นที่ศึกษา ข้อมูลที่ได้จะใช้ปรับปรุงตารางการเดินทางของแบบจำลองให้มีความถูกต้องกับการเดินทางในปัจจุบัน

3.2.2 การนับรถแยกประเภท (Classified Survey) บนช่วงถนน วัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบปริมาณจราจรบนถนนสายสำคัญภายในพื้นที่ศึกษาทำการสำรวจปริมาณจราจรและวิเคราะห์ปริมาณจราจรในอนาคต

3.3 คำนวณต้นทุนโครงการและอายุของโครงการ

การวิเคราะห์ค่าใช้จ่ายของโครงการในการขยายช่องจราจรและปรับปรุงช่องจราจร มีการประมาณการค่าใช้จ่ายในการก่อสร้าง/ปรับปรุงตามข้อกำหนดของสำนักสำรวจและออกแบบ (สสอ.) กรมทางหลวงชนบท โดยมีค่าก่อสร้างถนนขนาด 4 ช่องจราจรในเขตเมือง เท่ากับ 80 ลบ./กม และมีค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาผิวทาง ที่ปรึกษากำหนดให้มีการฉาบผิวทางทุก ๆ 3 ปี โดยมีค่าใช้จ่ายประมาณ 120 บาท/ตารางเมตร และการ

overlay ผิวทางทุก ๆ 5 ปี โดยมีค่าใช้จ่ายประมาณ 350 บาท/ตารางเมตร ซึ่งโครงการดังกล่าวมีแผนเริ่มดำเนินการตั้งแต่ปี พ.ศ. 2563 -2585 (23 ปี)

3.4 วิเคราะห์ผลประโยชน์โครงการ

ในส่วนนี้จะกล่าวถึงผลประโยชน์ของโครงการยกระดับมาตรฐานชั้นทาง โดยโครงการจะเป็นผลประโยชน์ทั้งต่อผู้ใช้ถนนและผู้ที่ไม่ใช้ถนน เนื่องจากการมีโครงการจะช่วยกระจายปริมาณจราจรส่วนหนึ่งจากการขนส่งเดิมบนถนนในโครงข่ายให้เปลี่ยนเป็นการมาใช้ถนนของโครงการหรือสามารถเดินทางได้ด้วยความเร็วที่สูงขึ้น ทำให้โครงข่ายถนนในพื้นที่อิทธิพลของโครงการสามารถรองรับปริมาณจราจรได้มากขึ้น และมีสภาพการจราจรที่คล่องตัวขึ้น นอกจากนี้ โครงการยังจะช่วยลดระยะเวลาการเดินทาง จากการเดินทางด้วยความเร็วที่ดีขึ้น และบนสายทางที่มีมาตรฐาน ซึ่งผลตอบแทนทางตรงที่กล่าวมาข้างต้น สามารถประมาณการเป็นมูลค่าทางเศรษฐศาสตร์ ซึ่งได้กำหนดให้มีการประเมินผลประโยชน์ของโครงการเกี่ยวข้องกับการพัฒนางานทาง 3 ส่วน ได้แก่

3.4.1 ผลประโยชน์ของโครงการที่สามารถประเมินค่าเป็นตัวเงิน (monetary term) ได้แก่ ผลประโยชน์จากมูลค่าการประหยัดค่าใช้จ่ายจากการใช้ยานพาหนะ (Vehicle Operating Cost: VOC) มูลค่าการประหยัดเวลาในการเดินทาง (Travel Time Saving) และมูลค่าจากการลดค่าใช้จ่ายจากอุบัติเหตุ (Accident Cost Saving)

3.4.2 ผลประโยชน์ที่สามารถประเมินในเชิงปริมาณที่ไม่ใช่มูลค่าทางการเงิน (non-monetary but quantifiable considerations)

3.4.3 ผลประโยชน์ที่ไม่สามารถประเมินในเชิงปริมาณได้ (non-quantifiable considerations

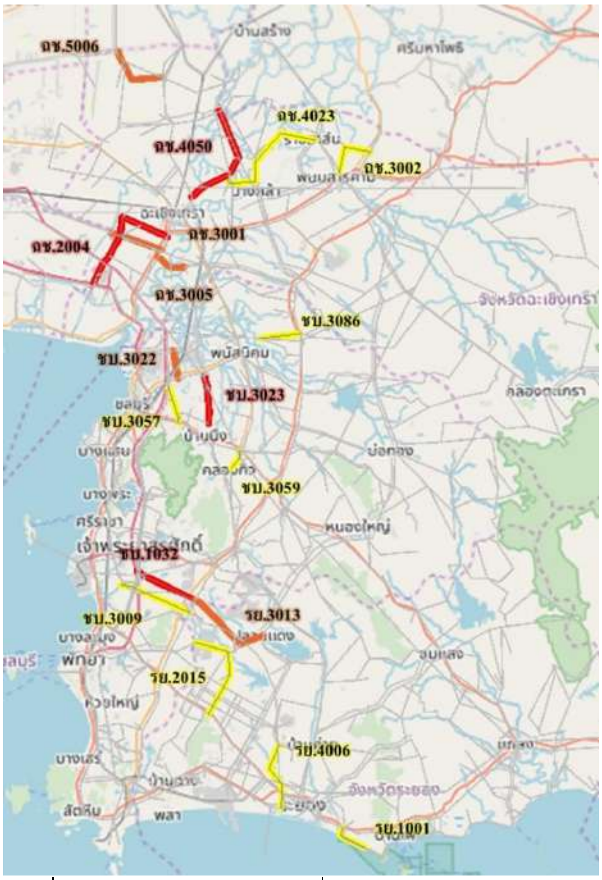
4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการสำรวจปริมาณการจราจร

จากผลการคาดการณ์สภาพการจราจร ในกรณีที่ทางหลวงชนบทไม่มีการพัฒนาเส้นทาง จะมีจำนวนเส้นทางที่จะเกิดการจราจรหนาแน่นเกินระดับการให้บริการ C ใน พ.ศ. 2585 จำนวน 18 เส้นทาง ดังตารางที่ 1 และแสดงดังรูปที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการคาดการณ์สภาพการจราจรที่ปริมาณจราจรหนาแน่นเกินระดับการให้บริการ C ใน พ.ศ. 2585

ลำดับ	สายทาง	ระดับการให้บริการ พ.ศ. 2585
1	ฉช.2004	F
2	ฉช.3001	E
3	ฉช.3002	D
4	ฉช.3005	E
5	ฉช.4023	D
6	ฉช.4050	F
7	ฉช.5006	E
8	ชบ.1032	F
9	ชบ.3009	D
10	ชบ.3022	E
11	ชบ.3023	F
12	ชบ.3057	D
13	ชบ.3059	D
14	ชบ.3086	D
15	รย.1001	D
16	รย.2015	D
17	รย.3013	E
18	รย.4006	D



รูปที่ 1 ผลการคาดการณ์สภาพการจราจรที่ปริมาณจราจรหนาแน่นเกินระดับการให้บริการ C ใน พ.ศ. 2585

4.2 แนวทางการปรับปรุงและความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์

จากข้อมูลสายทางที่มีระดับการให้บริการที่ต่ำกว่ามาตรฐานในแต่ละปี ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2561 ถึง พ.ศ. 2585 จึงได้ทำการออกแบบและปรับปรุงเบื้องต้นสำหรับสายทางดังกล่าว โดยมีรายละเอียด ดังนี้

ตารางที่ 2 แนวทางการออกแบบและปรับปรุงสายทางเบื้องต้น

ลำดับ	สายทาง	ระยะทาง	แนวทางปรับปรุง
1	ฉช.2004	25.05	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
2	ฉช.3001	9.50	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
3	ฉช.4050	24.02	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
4	ฉช.5006	13.036	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
5	ฉช.3005	6.08	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
6	ฉช.4023	27.68	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
7	ชบ.1032	12.49	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
8	ชบ.3022	5.12	ตัดใหม่ 4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
9	ชบ.3023	10.19	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
10	ชบ.3059	5.20	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
11	รย.3013	17.36	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
12	รย.4006	13.05	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.
13	รย.2015	19.30	4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 ม.

โดยสรุปมีผลการวิเคราะห์ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ของสายทางในโครงการเมื่อผลประโยชน์เพิ่มขึ้นร้อยละ 10 แสดงรายละเอียด ดังตาราง

ตารางที่ 3 ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ของสายทางในโครงการ

ลำดับ	สายทาง	NPV	B/C	EIRR (%)
1	ฉช.2004	21,751,116,736	23.64	29
2	ฉช.3001	115,690,228	0.71	10
3	ฉช.3005	48,400,776	0.64	9
4	ฉช.4050	1,886,532,955	3.04	18
5	ฉช.5006	186,769,981	1.35	14
6	ฉช.4023	98,526,470	0.94	12
7	ชบ.1032	1,110,185,349	3.17	18
8	ชบ.3022	31,835,558	1.24	13
9	ชบ.3023	62,500,479	0.70	10
10	ชบ.3059	20,270,249	0.68	10
11	รย.3013	2,577,392,511	4.86	22
12	รย.4006	7,675,567,766	15.25	27
13	รย.2015	54,868	1.00	12

5. บทสรุป

จากการวิเคราะห์ระดับบริการของสายทางในพื้นที่ระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (EEC) โดยแบบจำลองด้านการจราจรและขนส่งในปีอนาคตที่ พ.ศ. 2565- 2585 จำนวนทั้งสิ้น 130 สายทาง ประกอบด้วยจังหวัดฉะเชิงเทรา 30 สายทาง จังหวัดชลบุรี 55 สายทาง และจังหวัดระยอง 45 สายทาง พบว่าในกรณีที่มีการพัฒนาพื้นที่ EEC แต่ไม่มีการปรับปรุงสายทางเพื่อรองรับ จะทำให้ระดับการให้บริการของสายทางอยู่ในระดับ D ซึ่งต่ำกว่าระดับการยอมรับได้ตามมาตรฐานของ American Association of State Highway and Transportation Official จำนวน 18 สายทาง เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าวเบื้องต้นจึงได้ทำการออกแบบและปรับปรุงสำหรับสายทางดังกล่าว โดยขยายเป็น 4 ช่องจราจร ช่องละ 3.5 เมตร ไหล่ทาง 2.5 เมตร จำนวน 13 สายทาง และวิเคราะห์ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ในการปรับปรุงสายทางทั้ง 13 ทาง พบว่าค่า NPV และค่า B/C มีค่าเป็นบวก และค่า EIRR อยู่ระหว่าง 9% - 29%

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2551). *แผนแม่บทพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานเพื่อสนับสนุนยุทธศาสตร์โลจิสติกส์*, หน้า 4-75.

[2] เยาวเรศ ทับพันธ์ (2551). *การประเมินโครงการตามแนวทางเศรษฐศาสตร์*. พิซิกส์เซ็นเตอร์, หน้า 88-100.

[3] สำนักงานคณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (2561). เอกสารประกอบการประชุม 3.1 *การประชุมความคืบหน้าในการพัฒนาเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก.*, ทำเนียบรัฐบาล , 15 กุมภาพันธ์ 2562, หน้า 1-4.

บทความ

สาขาวิศวกรรมการบริหารงานก่อสร้าง

(CEM)

สาเหตุของงานบกพร่องในงานก่อสร้าง ต้นทุนในการแก้ไข และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำ : กรณีศึกษางานก่อสร้างโรงแรม 1 แห่ง

Cause of Defects, Cost of Correction and Guideline to Prevent the Recurrence of Defects in Construction: Case Study of a Hotel Construction

เจริญทรัพย์ งอยจันทร์ศรี[1,*] พิชญ์ สุธีรวรรธนา[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

**Corresponding author; E-mail address: charoensub.cm@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ เป็นการศึกษาวิเคราะห์รายการข้อบกพร่องของงานสถาปัตยกรรมและงานตกแต่งภายใน โดยใช้กรณีศึกษางานก่อสร้างโรงแรม 1 แห่ง ผู้วิจัยได้ทำการวิเคราะห์ข้อมูลรายการงานบกพร่องด้วยซอฟแวร์ “FINALCAD” ซึ่งเป็นซอฟแวร์คอมพิวเตอร์ที่ใช้เก็บบันทึกรวบรวมข้อมูลเชิงสถิติของรายการงานบกพร่อง โดยผู้วิจัยได้นำข้อมูลมาวิเคราะห์ในเชิงลึกเพื่อหาสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องเหล่านั้น รวมทั้งทำการวิเคราะห์ต้นทุนทั้งด้านเวลาและค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง นอกจากนี้ผู้วิจัยยังได้ทำการศึกษาหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของข้อบกพร่องของงานเหล่านั้น โดยผลการวิจัยพบว่า สาเหตุหลัก 3 ประการของการเกิดรายการข้อบกพร่องของงานได้แก่ การควบคุมงานที่ไม่ดีพอ การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม และช่างขาดทักษะฝีมือในการทำงาน ส่วนต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขข้อบกพร่องของงานเกิดความล่าช้าเฉลี่ย 7.87 วัน จากเวลาการทำงานปกติ 30 วัน และต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายในการแก้ไขข้อบกพร่องของงานเฉลี่ยร้อยละ 2.50 จากมูลค่างานตามสัญญา อีกทั้งยังพบว่า ปัจจัยหลัก 3 ปัจจัย ที่เป็นแนวทางของการป้องกันการเกิดซ้ำของข้อบกพร่องของงาน ได้แก่ การจัดลำดับงานให้เหมาะสม การควบคุมงานที่เพียงพอ และการปรับปรุงกระบวนการตรวจสอบงานให้ดียิ่งขึ้น ผู้วิจัยคาดหวังว่าผลงานวิจัยนี้จะเป็นประโยชน์ต่อผู้ที่สนใจ โดยสามารถนำผลจากงานวิจัยนี้ไปใช้เป็นต้นแบบของการดำเนินโครงการที่คล้ายคลึงกันอื่น ๆ ต่อไป

คำสำคัญ: การตรวจสอบงานก่อสร้าง, การส่งมอบงาน, ค่าใช้จ่ายซ่อมงานที่บกพร่อง, งานที่บกพร่อง, งานทำซ้ำ

Abstract

The purpose of this research was to study and analyze the defect data of architectural and interior works of a hotel located in Bangkok, Thailand as a studied project during final inspection and handing over processes. The researcher used database from computer software called “FINALCAD” which has been keeping the quantities, types, locations as well as issued dates and closed dates of all defects in the focused project. In-depth data analysis with various assumptions had been undertaken in the research in purpose of obtaining significant factors that could show main causes of defects and preventions of defect’s recurrence. Cost and Time of rectification were also considered in order to recognize approximated costs and delays of rework. The research has found that “Less of supervision”, “Improper sequence of works” and “Workers have no skill” are 3-main causes of defects, 7.87 days were delayed from 30 days normal working time due to occurrence of defective works and 2.50% of contract price is cost of defect’s rectification. Additionally, 3-key factors to prevent recurrence of defects in studied project consisting of “Control sequence of works”, “More supervision” and “Improve inspection process”. Researcher hope that the result of this research can be applied to improve project quality and prevent defect’s recurrence in other similar projects.

Keywords: Construction Inspection, Defect cost, Defective work, Handover, Rework

1. บทนำ

อุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทยมีความผันผวนและอ่อนไหวต่อปัจจัยภายนอกเป็นอย่างมาก โดยเฉพาะสภาวะทางด้านเศรษฐกิจทั้งในและนอกประเทศ รวมถึงสถานการณ์และปัญหาที่คาดเดาไม่ได้ เช่น ปัญหาด้านภัยธรรมชาติ การแพร่ระบาดของโรคเกิดใหม่ เป็นต้น ดังนั้น ผู้มีส่วนได้ส่วนเสียในธุรกิจก่อสร้างควรมีการพัฒนาตนเอง รู้ทันสถานการณ์รอบตัว และนำเทคโนโลยีสมัยใหม่มาประยุกต์ใช้ในการทำงาน รู้จักปรับปรุงข้อบกพร่องของตนเองเพื่อนำไปพัฒนา แก้ไข และป้องกันข้อผิดพลาดเหล่านั้นไม่ให้เกิดขึ้นซ้ำอีก ซึ่งจะเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพขององค์กร รวมทั้งเป็นการ

เพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขันทางธุรกิจ ซึ่งปัจจุบันในแวดวงธุรกิจก่อสร้างได้มีจำนวนคู่แข่งขันเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ

ปัจจัยอย่างหนึ่งที่จะช่วยเพิ่มความสามารถในการแข่งขันในธุรกิจก่อสร้างได้ คือการลดค่าใช้จ่ายในการดำเนินงาน หรือการลดต้นทุนการผลิต หลายองค์กรที่ขาดการบริหารจัดการที่ดี จะมีการสูญเสียค่าใช้จ่ายทั้งค่าวัสดุและค่าแรงงานไปกับการแก้ไขงานที่ไม่มีคุณภาพ งานบกพร่อง (Defects) [1] และงานทำซ้ำ (Re-work) ซึ่งกระทบต่อผลการดำเนินธุรกิจ และระยะเวลาการดำเนินโครงการ โดยอาจจะทำให้สูญเสียความเชื่อมั่นและความน่าเชื่อถือของลูกค้าในสายงานธุรกิจได้ งานบกพร่องหรืองานทำซ้ำ สามารถเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุ และเกิดขึ้นได้ทุกช่วงเวลาในกระบวนการทำงานของการก่อสร้างหากไม่มีการจัดการวางแผนการทำงานที่ดี เช่น กระบวนการออกแบบที่ไม่มีความละเอียดรอบคอบครบถ้วนเพียงพอ ทำให้เกิดข้อผิดพลาดเมื่อทำการก่อสร้างจริง การขาดวิธีการทำงานที่เหมาะสมถูกต้อง การขาดการตรวจสอบงานตามขั้นตอนและกระบวนการที่เหมาะสม จะส่งผลกระทบต่องานในลำดับถัด ๆ ไป ทำให้เกิดการแก้ไขงาน ซึ่งเป็นการสูญเสียทั้งค่าใช้จ่ายด้านวัสดุและแรงงานโดยไม่จำเป็น

งานวิจัยนี้ประกอบด้วย 3 วัตถุประสงค์ ได้แก่ วัตถุประสงค์แรก เพื่อหาปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องหรืองานทำซ้ำ วัตถุประสงค์ที่สอง เพื่อหาต้นทุนด้านเวลาและต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง และวัตถุประสงค์ที่สาม เพื่อหาปัจจัยที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำงานบกพร่องเหล่านั้น

2. ทบทวนวรรณกรรม

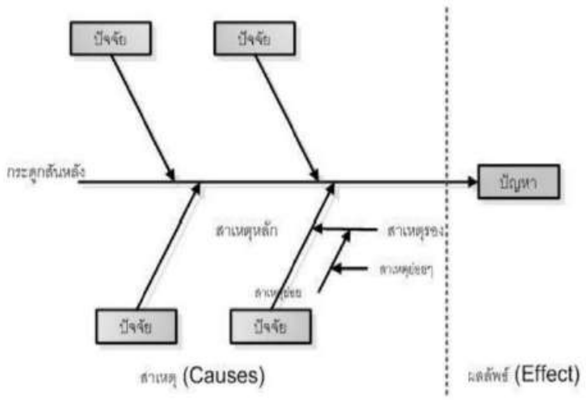
2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 แผนผังสาเหตุและผล (Cause and Effect Diagram) [2]

แผนผังสาเหตุและผลเป็นแผนผังที่แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างปัญหา (Problem) กับสาเหตุทั้งหมดที่เป็นไปได้ที่อาจก่อให้เกิดปัญหานั้น (Possible Cause) เราอาจคุ้นเคยกับแผนผังสาเหตุและผล ในชื่อของ "ผังก้างปลา (Fish Bone Diagram) " เนื่องจากหน้าตาแผนภูมิมีลักษณะคล้ายปลาที่เหลือแต่ก้าง

สำนักงานมาตรฐานอุตสาหกรรมแห่งญี่ปุ่น (JIS) ได้นิยามความหมายของแผนผังก้างปลานี้ว่า "เป็นแผนผังที่ใช้แสดงความสัมพันธ์อย่างเป็นระบบระหว่างสาเหตุหลาย ๆ สาเหตุที่เป็นไปได้ที่ส่งผลกระทบให้เกิดปัญหาหนึ่งปัญหา"

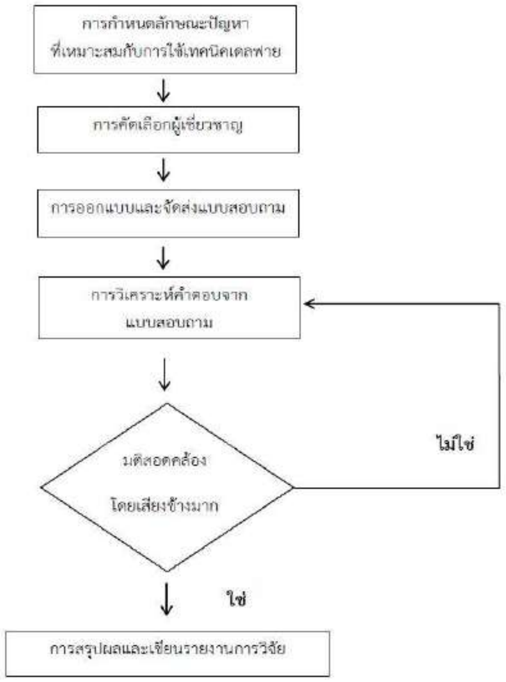
แผนผังสาเหตุและผลใช้เพื่อค้นหาสาเหตุของปัญหาหรือใช้เป็นแนวทางในการระดมสมอง ซึ่งจะช่วยให้ทุก ๆ คนให้ความสนใจในปัญหาของกลุ่มซึ่งแสดงไว้ที่หัวปลา โดยส่วนปัญหาหรือผลลัพธ์ (Problem or Effect) จะแสดงอยู่ที่ตำแหน่งหัวปลา สาเหตุของปัญหาจะเขียนไว้ในก้างปลาแต่ละก้าง โดยก้างย่อยเป็นสาเหตุของก้างรอง และก้างรองเป็นสาเหตุของก้างหลัก ตัวอย่างการเขียนแผนผังสาเหตุและผล (Cause and Effect Diagram) ดังในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ตัวอย่างการเขียนแผนผังสาเหตุและผล [2]

2.1.2 วิธีวิจัยแบบเดลฟาย (Delphi Method) [3]

การวิจัยด้วยเทคนิคเดลฟายเริ่มต้นเมื่อปี ค.ศ. 1944 เมื่อมีการก่อตั้งองค์กรวิจัยและพัฒนาเพื่อคาดการณ์ขีดความสามารถของเทคโนโลยีในอนาคตทางการทหาร โดยหน่วยงานที่มีชื่อว่าแรนด์ (RAND เป็นอักษรย่อของ Research and Development) ต่อมาในปี ค.ศ. 1959 นักวิจัยจากบริษัทแรนด์ ได้พัฒนาวิธีการที่ใช้ในการพยากรณ์ความรู้ที่เกิดจากการรวบรวมข้อคิดเห็นจากผู้เชี่ยวชาญที่เป็นผู้รอบรู้ในเรื่องนั้น ๆ ขึ้น ซึ่งคำว่า "เดลฟาย" ใช้เป็นชื่อเรียกของกระบวนการวิจัยนี้ เป็นคำพูดในทำนองติดตลกของนักวิจัยบางคนในบริษัทแรนด์ ที่เปรียบเปรยว่า วิธีการนี้คล้ายการพยากรณ์ในเทวสถานเทพอพอลโล เมืองเดลฟาย ประเทศกรีก เมื่อ 800 ปีก่อนคริสตกาล ก่อนจะใช้เรียกวิธีการดังกล่าวอย่างแพร่หลายจนเป็นภาษาที่ใช้เรียกอย่างเป็นทางการมาจนถึงปัจจุบัน ขั้นตอนการวิจัยแบบเดลฟาย ดังในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขั้นตอนการวิจัยแบบเดลฟาย [3]

การวิจัยด้วยเทคนิคเดลฟาย เป็นวิธีการที่มุ่งแสวงหาความรู้ที่ยังไม่มีคำตอบแน่ชัดจากความคิดเห็นของผู้เชี่ยวชาญในเรื่องใดเรื่องหนึ่งโดยการใช้แบบสอบถามแบบวนรอบ จนได้มติเสียงสอดคล้องโดยเสียงข้างมาก (Consensus) ทั้งนี้ ผู้เชี่ยวชาญจะไม่ทราบว่ามีผู้ใดบ้างที่อยู่ในกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถาม โดยหลีกเลี่ยงการเผชิญหน้ากันโดยตรง ซึ่งผู้เชี่ยวชาญทุกคนจะต้องตอบแบบสอบถามทุกขั้นตอน ซึ่งการตอบแบบสอบถามต้องกระทำหลายรอบเพื่อให้ได้ความคิดเห็นที่ถูกต้องและเชื่อถือได้

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

คมกริช จันทา [4] วิเคราะห์ข้อบกพร่องในงานก่อสร้างคอนโดมิเนียมส่วนงานสถาปัตยกรรม กรณีศึกษาโครงการคอนโดมิเนียม 1 แห่ง ซึ่งผู้ทำการวิจัยเก็บข้อมูลของข้อบกพร่องในช่วงส่งมอบงานให้แก่ลูกค้า ผลการวิเคราะห์พบว่าสาเหตุของข้อบกพร่อง คือ 1) ขาดการวางแผนงานที่ดี 2) ขาดการประสานงานที่ดี 3) ขาดบุคลากรที่มีความสามารถเหมาะสม และ 4) ไม่มีการเตรียมวัสดุเพื่อป้องกันความเสียหาย

พรศักดิ์ เจริญวนันท์ [5] วิเคราะห์สาเหตุ ประเภท และผลกระทบของข้อบกพร่องงานก่อสร้างภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี โดยผลการวิจัยพบว่า งานก่อสร้างมีโอกาสเกิดข้อบกพร่องร้อยละ 28.83 จากงานก่อสร้างทั้งหมด สาเหตุของข้อบกพร่องเกิดจากผู้ควบคุมงานและคนงานเป็นส่วนใหญ่ ข้อบกพร่องจะส่งผลกระทบต่อระยะเวลาการได้ค่าจ้างของผู้รับจ้างล่าช้าออกไปโดยเฉลี่ยประมาณ 26 วัน และส่งผลกระทบต่อค่าใช้จ่ายที่ต้องเพิ่มขึ้นในการแก้ไขงานโดยเฉลี่ยประมาณร้อยละ 4.91 ของมูลค่าโครงการ โดยข้อบกพร่องส่วนใหญ่ เป็นข้อบกพร่องด้านงานสถาปัตยกรรม

N.Ahzahar, et al. [6] ทำการศึกษาเรื่อง “A study of contribution factors to building failures and defects in construction industry” โดยได้ทำการศึกษาปัจจัยที่ก่อให้เกิดความล้มเหลวและงานบกพร่องในอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศมาเลเซีย ผู้วิจัยมีวัตถุประสงค์ที่จะระบุปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล้มเหลวและการเกิดงานบกพร่องในโครงการซึ่งมักเกิดขึ้นบริเวณรัฐปีนัง (Penang) ประทศมาเลเซีย เพื่อนำไปสู่การลดปัญหาด้านค่าใช้จ่าย และระยะเวลาที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง ข้อมูลได้ถูกเก็บรวบรวมโดยการใช้แบบสอบถาม ซึ่งมีกลุ่มเป้าหมาย คือผู้มีส่วนได้ส่วนเสียในอุตสาหกรรมก่อสร้าง โดยผู้วิจัยประสบผลสำเร็จในการระบุปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล้มเหลวและการเกิดรายการงานบกพร่องในโครงการก่อสร้าง ผลที่ได้จากการศึกษาวิจัยยังได้ช่วยพัฒนาปรับปรุงประสิทธิภาพในการก่อสร้าง ในอุตสาหกรรมก่อสร้างของมาเลเซียให้ดียิ่งขึ้น

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 ขอบเขตงานวิจัยและกลุ่มเป้าหมาย

3.1.1 ขอบเขตงานวิจัย

ผู้วิจัยได้ทำการประมาณจำนวนข้อบกพร่องของงานสถาปัตยกรรมและงานตกแต่งภายในจากห้องพักทั้งหมดของโครงการกรณีศึกษา จำนวน 101 ห้องพัก เป็นประชากรทั้งหมดของงานวิจัยในครั้งนี้ โดยผู้วิจัยตั้งสมมติฐานว่า จำนวนรายการงานบกพร่องเฉลี่ยต่อ 1 ห้อง คือ 100 ข้อ ดังนั้น จำนวนรายการงานบกพร่องทั้งหมดตามสมมติฐาน คือ 10,100 ข้อ และกำหนดกลุ่มตัวอย่าง (ตัวแปรที่ต้องการทราบค่า) คือจำนวนห้องพักที่เหมาะสมสำหรับการศึกษาวิจัย โดยสะท้อนจากจำนวนกลุ่มตัวอย่างที่เป็นจำนวนรายการงานบกพร่อง โดยการอ้างอิงสูตรการคำนวณของทาโร ยามาเน่ [7] ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$n = \frac{N}{1+Ne^2} \quad (1)$$

n หมายถึงจำนวนรายการงานบกพร่อง (ตัวแปรที่ต้องการทราบค่า) เพื่อนำไปหาจำนวนห้องพักที่เหมาะสมสำหรับการศึกษาวิจัย, N คือจำนวนรายการงานบกพร่องทั้งหมดของโครงการที่ได้จากการประมาณการจำนวน 10,100 ข้อ และ e คือความคลาดเคลื่อนของกลุ่มตัวอย่างที่ยอมรับได้ โดยผู้วิจัยกำหนดให้ e = 0.015 หรือ 1.50% เมื่อแทนค่าลงในสมการที่ (1) จะได้ค่า n จำนวน 3,086 ข้อ ซึ่งหากคิดย้อนกลับตามสมมติฐานรายการงานบกพร่องที่เกิดขึ้น 100 ข้อ ต่อห้องพัก 1 ห้อง จะทำให้ได้จำนวนห้องพักสำหรับงานวิจัยนี้ จำนวน 30 ห้อง โดยผู้วิจัยได้กำหนดตำแหน่งห้องพักที่ทำการเก็บข้อมูลให้กระจายทั่วพื้นที่ของโครงการกรณีศึกษา เพื่อให้เกิดการกระจายตัวของข้อมูลและสะท้อนถึงผลของการทำงานของทั้งโครงการให้มากที่สุด ดังในรูปที่ 3

รูปที่ 3 แผนภาพกลุ่มตัวอย่างห้องพักที่ทำการเก็บข้อมูล

3.1.2 กลุ่มเป้าหมาย

ข้อมูลสำหรับงานวิจัยในครั้งนี้ ได้มาจาก 3 แหล่งที่มา ได้แก่ ข้อมูลที่ถูกบันทึกในระบบซอฟแวร์คอมพิวเตอร์ “FINALCAD” ข้อมูลที่ได้จากการจดบันทึกภาคสนาม และข้อมูลที่ได้จากการตอบแบบสอบถามของผู้เชี่ยวชาญ โดยข้อมูลที่ถูกบันทึกในระบบซอฟแวร์คอมพิวเตอร์ “FINALCAD” จะเป็นข้อมูลดิบ ซึ่งบอกรายละเอียดของรายการงานบกพร่องทั้งหมด ข้อมูลที่ได้จากการจดบันทึกภาคสนาม จะเป็นข้อมูลที่ได้จากการจดบันทึก เช่น ตำแหน่งห้องพัก ประเภทของห้องพัก หมายเลขห้องพัก จำนวนคนงานรายวัน กลุ่มแรงงาน ประเภทการจ้างเหมา อัตราการใช้วัสดุ/ อุปกรณ์ จำนวนวันในการทำงานประจำเดือน และอื่น ๆ เพื่อให้ได้รับทราบข้อมูลที่สะท้อนถึงเวลาทำงานและค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่องเหล่านั้น และ

ข้อมูลที่ได้จากการตอบแบบสอบถามของผู้เชี่ยวชาญ จะเป็นข้อมูลที่ได้จากการตอบแบบสอบถามของผู้เชี่ยวชาญที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ทำการศึกษา เพื่อนำไปหามติสอดคล้องจากความคิดเห็นของกลุ่มผู้เชี่ยวชาญตามวิธีการวิจัยแบบเดลฟาย (Delphi Method) เพื่อตัดสินใจเลือกกลุ่มปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องมากที่สุด โดยผู้วิจัยได้ทำการคัดเลือกกลุ่มผู้เชี่ยวชาญจากบุคคลหลายฝ่ายที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ทำการศึกษา เพื่อให้เกิดความเท่าเทียมกันด้านมุมมองความคิดเห็น และหลีกเลี่ยงการเกิดมโนคติด้านความคิดเห็นของกลุ่มผู้เชี่ยวชาญ โดยพิจารณาจากผู้ที่มีความรู้ความสามารถ และมีประสบการณ์ในการทำงานที่เพียงพอ ดังตารางที่ 1

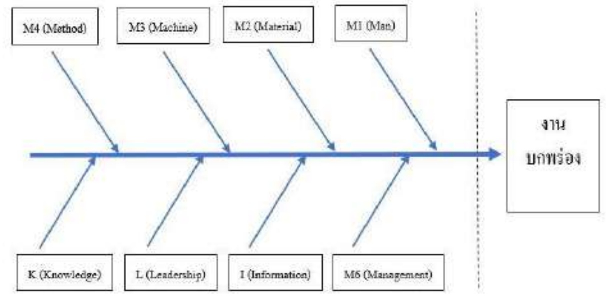
ตารางที่ 1 ผู้เชี่ยวชาญที่ถูกคัดเลือกเป็นผู้ตอบแบบสอบถามด้วยวิธีการเดลฟาย

ผู้เชี่ยวชาญที่ถูกคัดเลือก	ตำแหน่งงาน	จำนวน (คน)
ตัวแทนเจ้าของโครงการ	ผู้จัดการโครงการ	3
ตัวแทนบริษัทที่ปรึกษาโครงการ	ผู้จัดการ + วิศวกรอาวุโส	2+2
ตัวแทนบริษัทผู้รับเหมาหลัก	ผู้จัดการ + วิศวกรอาวุโส	3+1
ตัวแทนบริษัทผู้รับเหมาย่อย	ผู้จัดการ + วิศวกรอาวุโส	1+1
รวม		13

3.2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

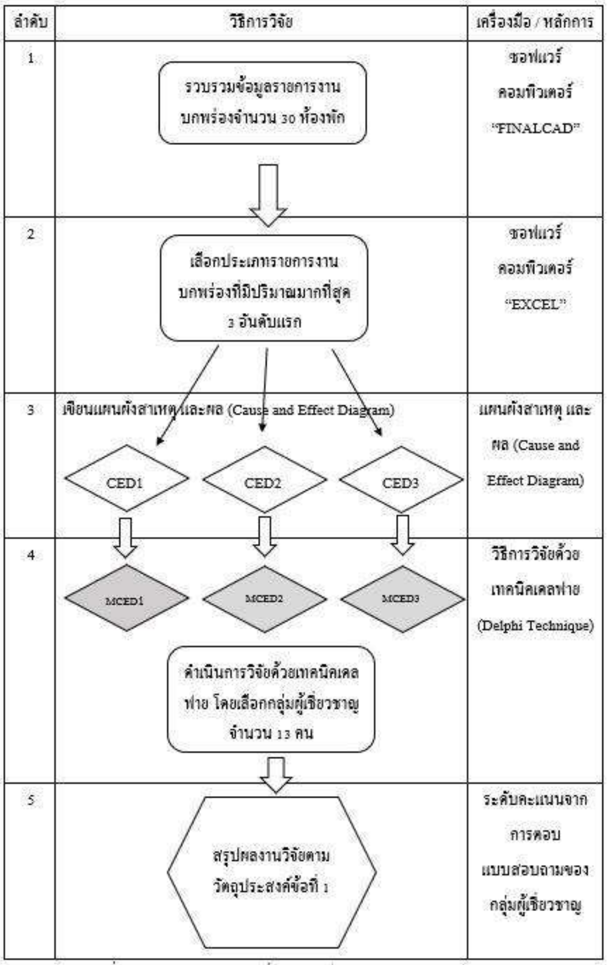
3.2.1 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง

ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเพื่อหาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง ผู้วิจัยใช้ข้อมูลรายการงานบกพร่องที่ถูกบันทึกจากซอฟแวร์ "FINALCAD" มาจัดลำดับรายการงานบกพร่องที่มีจำนวนมากที่สุด 3 อันดับแรก แล้วใช้ทฤษฎีแผนผังสาเหตุและผล (Cause and Effect Diagram) หรือเรียกอีกชื่อหนึ่งว่า แผนผังก้างปลา (Fish bone diagram) ในการวิเคราะห์ปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องทั้ง 3 อันดับนั้น โดยกำหนดที่ตำแหน่งหัวปลาเป็นรายการงานบกพร่อง และกำหนดปัจจัยหลัก จำนวน 8 ปัจจัยลงในตำแหน่งก้างปลา ซึ่งเป็นปัจจัยที่มาจากหลักความคิด 4M+MILK โดย 4M ประกอบด้วย Man, Material, Machine และ Method ส่วน MILK หมายถึง Management, Information, Leadership และ Knowledge ตามลำดับ ตัวอย่างการกำหนดแผนผังก้างปลาเพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง ดังในรูปที่ 4



รูปที่ 4 แผนผังก้างปลาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง

ผู้วิจัยทำการจัดส่งแบบสอบถามแบบวนรอบตามวิธีวิจัยแบบเดลฟาย (Delphi Method) ให้ผู้เชี่ยวชาญในสาขาที่เกี่ยวข้องจำนวน 13 ท่าน แสดงความคิดเห็น โดยผู้วิจัยจะทำการวิเคราะห์ความคิดเห็นของผู้เชี่ยวชาญทั้งหมดจนได้มติสอดคล้องโดยเสียงข้างมาก เพื่อสรุปแผนผังก้างปลาที่เป็นตัวแทนของปัจจัยที่ทำให้เกิดงานบกพร่องในโครงการที่ทำการศึกษาวิจัย 3 อันดับแรก และในขั้นตอนสุดท้าย ผู้วิจัยจัดทำแบบสอบถาม โดยจัดทำรายการปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องทั้ง 3 อันดับ แล้วให้ผู้เชี่ยวชาญกำหนดระดับคะแนนจาก 1-10 เป็นระดับความคิดเห็นว่าปัจจัยเหล่านั้นเป็นสาหตุของการเกิดงานบกพร่องทั้ง 3 อันดับจากน้อยไปหามาก ซึ่งผู้วิจัยจะนำระดับคะแนนมาสรุปผลสาเหตุการเกิดงานบกพร่องในโครงการกรณีศึกษา โดยแผนภาพแสดงขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเพื่อหาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง ดังในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง

3.2.2 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาต้นทุนที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง

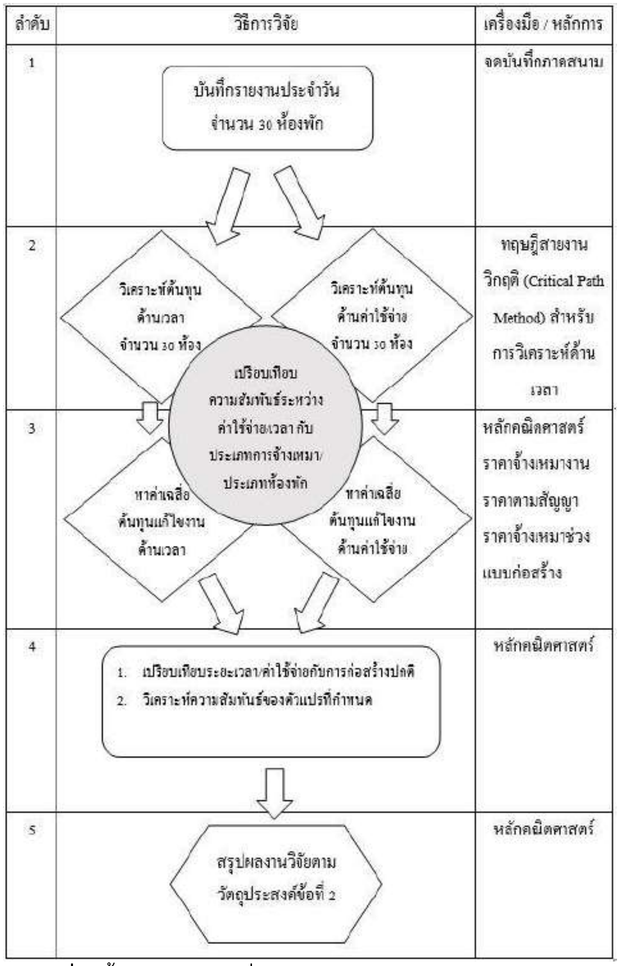
ผู้วิจัยจัดทำบันทึกรายงานประจำวันสำหรับการแก้ไขงานบกพร่อง จำนวน 30 ห้องพัก ซึ่งรายละเอียดในรายงานประจำวันจะประกอบด้วยข้อมูลหมายเลขห้องพัก ประเภทและขนาดห้องพัก วันที่ทำการแก้ไขงานบกพร่อง กลุ่มแรงงานที่ทำการแก้ไขงานบกพร่อง จำนวนแรงงานที่ใช้ใน

การแก้ไขงานบกพร่องหรือประเภทการจ้างเหมาการแก้ไขงานบกพร่อง รายการวัสดุอุปกรณ์ที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง และระยะเวลาทำงาน ระบุช่วงเวลาทำงานปกติหรือทำงานล่วงเวลา

ในการวิเคราะห์ต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขงานบกพร่อง ผู้วิจัยนำข้อมูลจากการบันทึกทั้งหมดมาวิเคราะห์โดยใช้ทฤษฎีสายงานวิกฤติ (Critical Path Method) [8] ซึ่งใช้ผลวิเคราะห์ของโปรแกรมคอมพิวเตอร์ Microsoft Project เวอร์ชั่น 2016 เพื่อหาจำนวนวันที่ทำให้งานล่าช้าเนื่องจากการแก้ไขงานบกพร่อง เปรียบเทียบกันจำนวนวันทำงานปกติหากไม่มีรายการงานบกพร่องเหล่านั้น

ในการวิเคราะห์ต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่อง ผู้วิจัยได้ทำการวิเคราะห์จากการบันทึกค่าใช้จ่ายด้านแรงงาน และค่าใช้จ่ายด้านวัสดุอุปกรณ์ (ไม่รวมค่าดำเนินการอื่น ๆ) จากข้อมูลในรายงานประจำวัน โดยคำนวณค่าใช้จ่ายรวมของแต่ละห้องพัก จำนวน 30 ห้อง แล้วนำมาเปรียบเทียบเป็นร้อยละของงบประมาณการก่อสร้างของแต่ละห้องพักนั้นจากมูลค่างานตามสัญญา

นอกจากนี้ ผู้วิจัยยังได้ทำการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างต้นทุนด้านระยะเวลาและค่าใช้จ่ายกับประเภทการจ้างเหมาและประเภทห้องพัก โดยแผนภาพแสดงขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเพื่อหาต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง ดังในรูปที่ 6

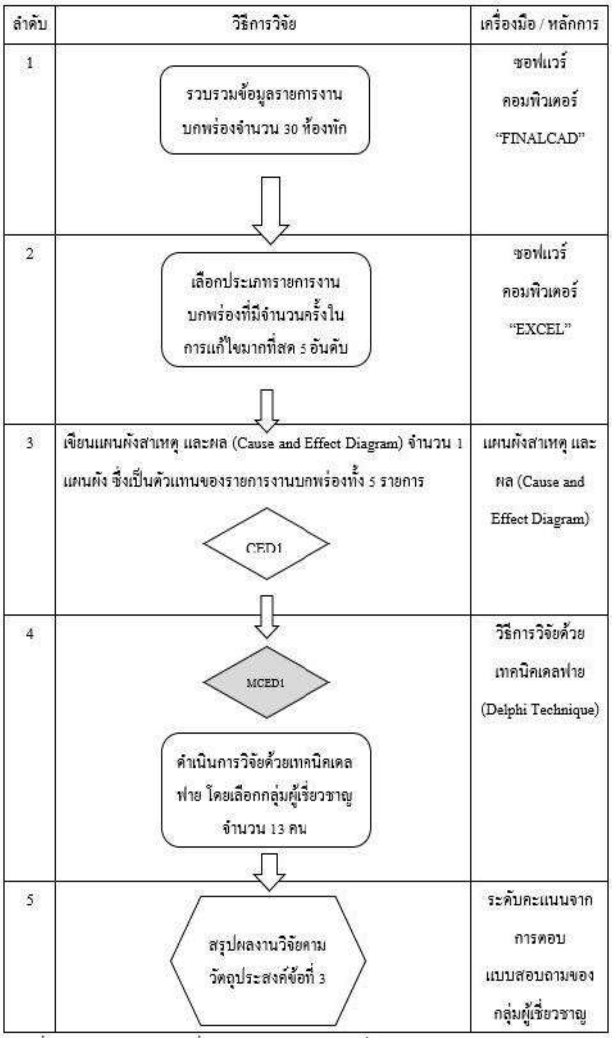


รูปที่ 6 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง

3.2.3 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำ

ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเพื่อหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง ผู้วิจัยใช้ข้อมูลที่รวบรวมจากซอฟแวร์ “FINALCAD” มาจัดลำดับรายการงานบกพร่องที่มีจำนวนครั้งในการแก้ไขมากที่สุด 5 อันดับแรก แล้วใช้ทฤษฎีแผนผังก้างปลาในการวิเคราะห์ปัจจัยที่เป็นแนวทางในการป้องกันการเกิดซ้ำของกลุ่มรายการงานบกพร่องทั้ง 5 อันดับนั้น โดยการกำหนดที่ตำแหน่งหัวปลาเป็นกลุ่มรายการงานบกพร่องทั้ง 5 อันดับ และกำหนดปัจจัยหลักตามหลักความคิด 4M+MILK จำนวน 8 ปัจจัย ลงในตำแหน่งก้างปลา

ผู้วิจัยทำการจัดส่งแบบสอบถามแบบวนรอบตามวิธีการวิจัยด้วยเทคนิคเดลฟาย (Delphi Technique) ให้ผู้เชี่ยวชาญในสาขาที่เกี่ยวข้อง จำนวน 13 ท่าน แสดงความคิดเห็น โดยผู้วิจัยจะทำการวิเคราะห์ความคิดเห็นของผู้เชี่ยวชาญทั้งหมด จนได้มติสอดคล้องโดยเสียงข้างมาก แล้วให้ผู้เชี่ยวชาญกำหนดระดับคะแนนจาก 1-10 เป็นระดับความคิดเห็นว่าปัจจัยเหล่านั้นเป็นแนวทางการป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องในโครงการศึกษาจากน้อยไปมาก โดยแผนภาพแสดงขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเพื่อหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง ดังในรูปที่ 7



รูปที่ 7 ขั้นตอนงานวิจัยเพื่อหาแนวทางป้องกันการเกิดงานบกพร่องซ้ำ

4. ผลการดำเนินงานวิจัย

4.1 ผลการวิจัยการหาสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง

4.1.1 ลำดับรายการงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุด 3 อันดับแรก

ผู้วิจัยทำการรวบรวมรายการงานบกพร่องของห้องพักจำนวน 30 ห้อง จากซอฟแวร์ “FINALCAD” และทำการจัดเรียงลำดับรายการงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุด โดยมีรายการงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุด 3 อันดับแรก ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อันดับรายการงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุด 3 อันดับแรก

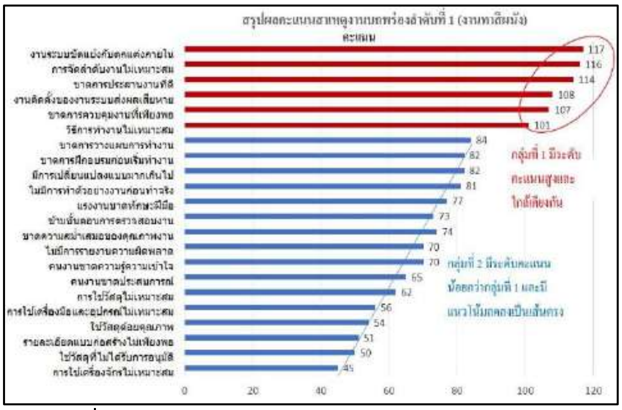
อันดับที่	รายการงานบกพร่อง	จำนวนรายการจาก 30 ห้อง
1	งานทาสีผนัง (Wall painted defects)	615
2	งานทาสีฝ้าเพดาน (Ceiling painted defects)	574
3	งานผนังไม้วีเนียร์ (Wall veneer defects)	560

4.1.2 ผลการตอบแบบสอบถามตามวิธีการเดลฟาย

ผู้วิจัยทำการส่งแบบสอบถามให้ผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน แสดงความคิดเห็นถึงปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องทั้ง 3 อันดับ โดยผู้เชี่ยวชาญได้ทำการปรับแก้ความคิดเห็นของตนเองจำนวน 1 ครั้ง หลังจากได้เห็นความคิดเห็นรวมของผู้เชี่ยวชาญท่านอื่น ก่อนที่ผู้วิจัยจะสรุปความคิดเห็นสอดคล้องของผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน ถึงสาเหตุที่ทำให้เกิดงานบกพร่องทั้ง 3 อันดับ ในลำดับถัดมา

ผู้วิจัยได้สรุปความคิดเห็นสอดคล้องของผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน ถึงปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องพร้อมระดับคะแนนของแต่ละปัจจัย ตามรายละเอียด ดังนี้

ปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 1 งานทาสีผนัง (Wall painted defects) ดังในรูปที่ 8

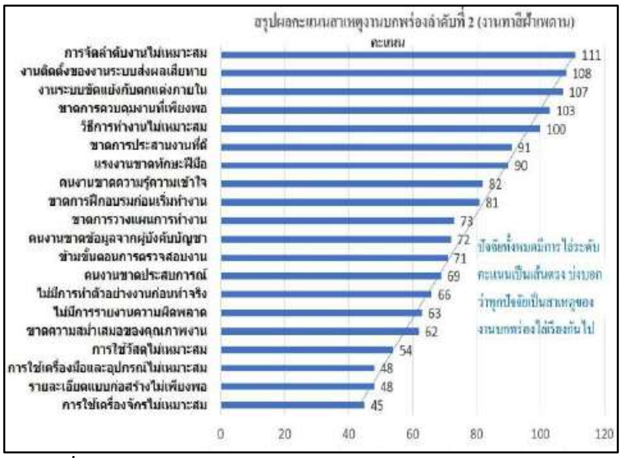


รูปที่ 8 ระดับคะแนนสาเหตุการเกิดงานบกพร่องงานทาสีผนัง

จากรูปที่ 8 การให้ระดับคะแนนปัจจัยที่ทำให้เกิดงานบกพร่องอันดับที่ 1 งานทาสีผนัง สามารถแยกปัจจัยออกเป็น 2 กลุ่ม กลุ่มที่ 1 เป็นกลุ่มที่มีระดับคะแนนสูงใกล้เคียงกันตั้งแต่ 101 – 117 คะแนน ได้แก่ วิธีการทำงานไม่เหมาะสม, ขาดการควบคุมงานที่เพียงพอ, งานติดตั้งของงานระบบส่งผลเสียหาย, ขาดการประสานงานที่ดี, การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม และงานระบบขัดแย้งกับตกแต่งภายใน ตามลำดับ และกลุ่มที่ 2 เป็นกลุ่มที่มีระดับคะแนนต่ำกว่ากลุ่มแรกอย่างเห็นได้ชัด แต่มีการไล่ระดับคะแนนลงมาเป็นเส้นตรง

ผู้วิจัยมีความเห็นว่า กลุ่มผู้เชี่ยวชาญค่อนข้างมั่นใจว่าสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 1 งานทาสีผนัง (Wall painted defects) เกิดจากปัจจัยในกลุ่มที่ 1 เป็นหลัก โดยแต่ละปัจจัยมีความน่าจะเป็นใกล้เคียงกันมากที่จะเป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 1 งานทาสีผนัง ส่วนปัจจัยกลุ่มที่ 2 ไม่ได้เป็นปัจจัยหลักที่ทำให้เกิดงานบกพร่องอันดับที่ 1 งานทาสีผนัง และแต่ละปัจจัยมีความน่าจะเป็นที่ทำให้เกิดงานบกพร่องนี้ใกล้เคียงกัน

ปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 2 งานทาสีฝ้าเพดาน (Ceiling painted defects) ดังในรูปที่ 9

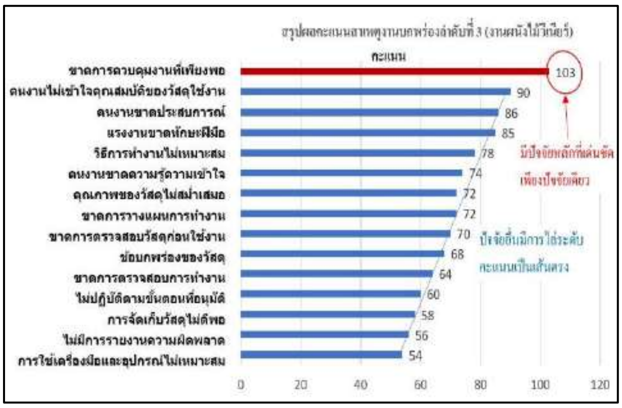


รูปที่ 9 ระดับคะแนนสาเหตุการเกิดงานบกพร่องงานทาสีฝ้าเพดาน

จากรูปที่ 9 การให้ระดับคะแนนปัจจัยที่ทำให้เกิดงานบกพร่องอันดับที่ 2 งานทาสีฝ้าเพดาน ระดับคะแนนของแต่ละปัจจัยมีความใกล้เคียงกันมาก ไล่ระดับลงไปเป็นเส้นตรง และไม่สามารถจัดแบ่งเป็นกลุ่มได้ โดยปัจจัยที่มีระดับคะแนนสูงที่สุด 3 ลำดับแรกซึ่งเป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 2 งานทาสีฝ้าเพดาน ได้แก่ การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม, งานติดตั้งของงานระบบส่งผลเสียหาย และงานระบบขัดแย้งกับตกแต่งภายในตามลำดับ

ผู้วิจัยมีความเห็นว่า กลุ่มผู้เชี่ยวชาญคิดว่าทุกปัจจัยเป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 2 งานทาสีฝ้าเพดาน (Ceiling painted defects) ไล่เรียงกันไป ไม่มีปัจจัยใดที่เป็นสาเหตุหลักที่เด่นชัด เพราะงานบกพร่องงานทาสีฝ้าเพดาน มีโอกาสเกิดขึ้นได้จากหลายสาเหตุเช่น เกิดจากปัญหางานระบบเหนือฝ้า เกิดจากฝีมือช่างในการติดตั้งอุปกรณ์โคมไฟ หรือแม้กระทั่งเกิดจากฝีมือของช่างทาสีฝ้าเพดานเอง

ปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 3 งานผนังไม้วีเนียร์ (Wall Veneer defects) ดังในรูปที่ 10



รูปที่ 10 ระดับคะแนนสาเหตุการเกิดงานบกพร่องงานผนังไม้วีเนียร์

การให้ระดับคะแนนปัจจัยที่ทำให้เกิดงานบกพร่องอันดับที่ 3 งานผนังไม้วีเนียร์ มีปัจจัยหนึ่งปัจจัยที่มีคะแนนมากกว่าปัจจัยอื่นอย่างเห็นได้ชัด นั่นก็คือ ขาดการควบคุมงานที่ดีพอ โดยมีคะแนน 103 คะแนน ส่วนปัจจัยที่มีคะแนนสูงเป็นอันดับสองมีคะแนนแค่ 90 คะแนน และมีการไล่ระดับคะแนนลงไปเป็นแนวเส้นตรง

ผู้วิจัยมีความเห็นว่า กลุ่มผู้เชี่ยวชาญมีความเห็นค่อนข้างเป็นเอกฉันท์ว่า ขาดการควบคุมงานที่ดีพอ เป็นปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 3 งานผนังไม้วีเนียร์ (Wall veneer defects) เนื่องจากงานบกพร่องเกี่ยวกับผนังไม้วีเนียร์คือการผิดเพี้ยนของสีเนื่องจากความร้อนที่ได้รับจากแสงแดด การขาดการควบคุมอุณภูมิห้องหลังจากทำการติดตั้งผนังไม้วีเนียร์ไปแล้ว และความเสียหายบนพื้นผิวของผนังไม้เนื่องจากโดนวัสดุของแข็งกระแทกหรือขูด โดยผู้เชี่ยวชาญน่าจะมองว่างานบกพร่องที่เกิดขึ้นนี้เป็นงานบกพร่องเฉพาะเรื่อง ไม่เกี่ยวข้องสัมพันธ์กับงานก่อนหน้า เช่นงานระบบประกอบอาคาร แต่เกิดจากการขาดการดูแลเอาใส่ที่เพียงพอของผู้ควบคุมงาน และการขาดความรู้ประสบการณ์ของคนทำงานเอง ส่วนปัจจัยอื่น ๆ ก็เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องนี้ได้ และมีระดับคะแนนใกล้เคียงลดหลั่นกันไป

สรุปปัจจัยที่เป็น 3 สาเหตุหลักของการเกิดงานบกพร่องทั้งหมดของโครงการกรณีศึกษา ได้จากผลรวมคะแนนปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุดทั้ง 3 อันดับ คืองานทาสีผนัง งานทาสีฝ้าเพดาน และงานผนังไม้วีเนียร์ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 สรุป 3 ปัจจัยหลักที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องของโครงการ

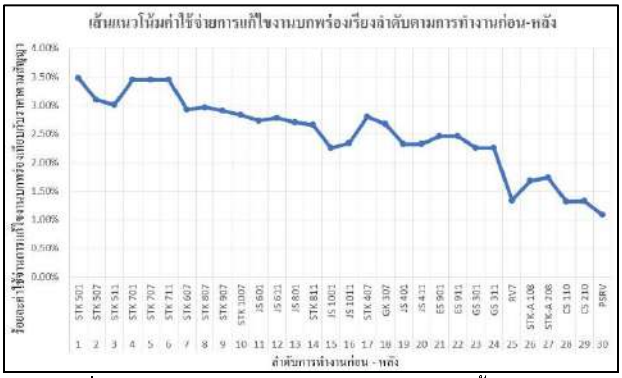
อันดับที่	ปัจจัย	คะแนนรวม
1	ขาดการควบคุมงานที่เพียงพอ	313
2	การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม	279
3	แรงงานขาดทักษะฝีมือ	252

จาก 3 ปัจจัยหลักที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องทั้งหมดของโครงการกรณีศึกษา มีผู้วิจัยมีความเห็นว่า ปัจจัยอันดับที่ 1 คือ ขาดการควบคุมงานที่เพียงพอ เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องในงานหลายประเภท เพราะหากงานเหล่านั้นขาดการควบคุมและติดตามงานที่ดีพอ ย่อมส่งผลให้งานนั้น ๆ เกิดข้อบกพร่องขึ้นได้ ส่วนปัจจัยอันดับที่ 2 คือ การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม เป็นปัจจัยเฉพาะที่เกิดขึ้นในโครงการกรณีศึกษา ซึ่งมีการแบ่งผู้รับเหมาตามหมวดหมู่งาน ทำให้ในบางครั้งการทำงานของผู้รับเหมาเจ้าหนึ่งไปกระทบก่อให้เกิดความเสียหายต่องานของผู้รับเหมาอีกเจ้าหนึ่ง หากต่างคนต่างทำและไม่มีการจัดลำดับงานที่เหมาะสม ย่อมเกิดข้อบกพร่องของงานขึ้นได้ และปัจจัยอันดับที่ 3 คือ แรงงานขาดทักษะฝีมือ จะเห็นได้ชัดว่าเป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องอันดับที่ 3 งานผนังไม้วีเนียร์ ซึ่งเป็นลักษณะงานเฉพาะ ไม่มีความสัมพันธ์กับงานอื่น แต่ข้อบกพร่องของงานเกิดจากทักษะฝีมือของผู้ปฏิบัติงานเอง

4.2 ผลการวิจัยการหาต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง

4.2.1 ต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่อง

ผู้วิจัยได้นำข้อมูลที่บันทึกภาคสนามของการแก้ไขงานบกพร่องทั้งหมดมาสร้างเป็นกราฟแสดงระดับค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่องทั้ง 30 ห้อง ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 ร้อยละค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่องทั้ง 30 ห้อง

จากรูปที่ 11 ต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่องเทียบกับมูลค่างานตามสัญญาของห้องพักจำนวน 30 ห้อง เฉลี่ย คิดเป็นร้อยละ 2.50 โดยมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.48 และมีค่าต่ำสุดร้อยละ 1.09 ค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่องมีแนวโน้มลดลงตามลำดับการทำงานก่อน-หลัง ซึ่งคาดว่าเกิดจากปัจจัย 2 ประการ ดังนี้

ประการที่หนึ่ง ผู้รับเหมาเกิดความชำนาญในการแก้ไขรายการงานบกพร่อง เพราะลักษณะงานบกพร่องมีความคล้ายคลึงกันในแต่ละห้อง โดยผู้รับเหมามีการพัฒนาทักษะในการแก้ไขปัญหา และพัฒนากระบวนการทำงานให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น เช่น งานแก้ไขผนังแตกร้าว ผู้รับเหมามีการปรับปรุงขั้นตอนการทำงาน รู้จักวิเคราะห์สาเหตุของการแตกร้าวใหม่เมื่อทราบว่าการแก้ไขผนังแตกร้าวแบบเดิมไม่ได้ผล และมีการเปลี่ยนแปลงวัสดุใช้งานให้เหมาะสมยิ่งขึ้น เป็นต้น

ประการที่สอง รายการงานบกพร่องมีจำนวนแนวโน้มน้อยลง หลังจากผู้รับเหมาทราบลักษณะการตรวจงานของผู้ตรวจแล้ว ทำให้เกิดการป้องกันและมีการแก้ไขงานให้บกพร่องน้อยลงในห้องถัดๆ ไป

4.2.2 ต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขงานบกพร่อง

ผู้วิจัยได้นำข้อมูลที่บันทึกภาคสนามของการแก้ไขงานบกพร่องทั้งหมด มาสร้างเป็นกราฟแสดงระยะเวลาในการแก้ไขงานบกพร่องทั้ง 30 ห้อง ดังรูปที่ 12

รูปที่ 12 ร้อยละเวลาที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่องทั้ง 30 ห้อง

จากรูปที่ 12 ต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขงานบกพร่องเทียบกับเวลาการทำงานปกติของห้องพักจำนวน 30 ห้อง พบว่าเกิดความล่าช้าเฉลี่ยร้อยละ 9.58 หรือ ล่าช้าประมาณ 7.87 วัน จากการทำงานปกติ 30 วัน โดยเกิดความล่าช้ามากที่สุดร้อยละ 15.79 และน้อยที่สุดร้อยละ 7.22 ระยะเวลาที่ใช้แก้ไขงานบกพร่องมีแนวโน้มล่าช้าน้อยลงตามลำดับการทำงานก่อน - หลัง รวมทั้งการแก้ไขงานบกพร่องของห้องตัวอย่าง จากรูปคือลำดับงานที่ 11 ห้องพักหมายเลข JS 601 ที่มีการเปลี่ยนแปลงแบบและวัสดุก่อสร้างบ่อยๆ มีระยะเวลาการแก้ไขงานบกพร่องมากที่สุด

จากผลการวิเคราะห์ต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขงานบกพร่องทั้ง 30 ห้อง ตามลำดับการทำงานก่อน-หลัง ผู้วิจัยมีความเห็นว่า ความล่าช้าในการแก้ไขงานบกพร่องมีแนวโน้มลดลงตามลำดับการทำงาน แต่เมื่อความล่าช้าในการแก้ไขงานบกพร่องลดลงถึงประมาณร้อยละ 8-9 ผู้ปฏิบัติงานจะไม่สามารถลดระยะเวลาการแก้ไขงานบกพร่องลงได้อีก โดยผู้วิจัยวิเคราะห์ว่าเกิดจากขั้นตอนและวิธีการทำงานบางงานที่ไม่สามารถลดระยะเวลาลงได้อีก หรือไม่สามารถข้ามขั้นตอนการทำงานได้ เช่น งานซ่อมผนังแตกร้าวและงานทาสี โดยคนงานต้องทำการฉาบแต่งและต้องรอให้พื้นผิวผนังแห้งก่อนถึงจะทาสีได้ หรือการทาสีรอบถัด ๆ ไป ต้องรอให้สีที่ทารอบก่อนหน้าแห้งเสียก่อน เป็นต้น

4.3 ผลการวิจัยการหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง

4.3.1 ลำดับรายการงานบกพร่องที่มีจำนวนครั้งในการแก้ไขมากที่สุด 5 อันดับแรก

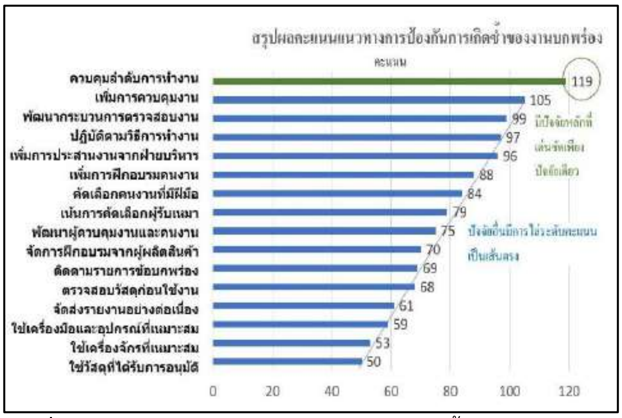
ผู้วิจัยทำการรวบรวมรายการงานบกพร่องของห้องพักจำนวน 30 ห้อง จากซอฟแวร์ "FINALCAD" และทำการจัดเรียงลำดับรายการงานบกพร่องที่มีจำนวนครั้งในการแก้ไขงานมากที่สุด พบว่ารายการงานบกพร่องที่มีจำนวนครั้งในการแก้ไขงานมากที่สุด 5 อันดับแรก ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 อันดับรายการงานบกพร่องที่มีจำนวนการแก้ไขมากที่สุด 5 อันดับแรก

อันดับที่	รายการงานบกพร่อง	จำนวนครั้งในการแก้ไขงานบกพร่อง
1	งานตู้ไม้ (Shelf - wood defects)	7
2	งานประตูไม้ (Door - wood defects)	6
3	งานทาสีผนัง (Wall painted defects)	6
4	งานทาสีฝ้าเพดาน (Ceiling painted defects)	5
5	งานรอยต่อผนังกับฝ้า (Wall & Ceiling joint)	5

4.3.2 ผลการตอบแบบสอบถามตามวิธีการเดลฟาย

ผู้วิจัยได้สรุปความคิดเห็นสอดคล้องของผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน ถึงปัจจัยที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องพร้อมระดับคะแนนของแต่ละปัจจัย ดังรูปที่ 13



รูปที่ 13 ระดับคะแนนปัจจัยแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง

จากระดับคะแนนในรูปที่ 13 พบปัจจัยที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำที่โดดเด่น 1 ปัจจัย คือ "ควบคุมลำดับการทำงาน" โดยมีคะแนน 119 คะแนน มากกว่าปัจจัยอันดับสอง คือ "เพิ่มการควบคุมงาน" ที่มีคะแนนเพียง 105 คะแนน โดยปัจจัยที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องจากอันดับที่ 2 – 15 มีระดับคะแนนใกล้เคียงกันลดหลั่นกันไปเป็นเส้นตรง ซึ่งหมายถึงทุกปัจจัยที่เหลือสามารถใช้เป็นแนวทางในการป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องและมีความสำคัญใกล้เคียงกัน

จากผลการให้คะแนนของผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน สามารถสรุป 3 ปัจจัยหลัก ที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องได้ ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ปัจจัยที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดงานบกพร่องซ้ำ 3 อันดับแรก

อันดับที่	แนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง	คะแนน
1	ควบคุมลำดับการทำงาน	119
2	เพิ่มการควบคุมงาน	105
3	พัฒนากระบวนการตรวจสอบงาน	99

โดยผู้วิจัยมีความเห็นว่า ผู้เชี่ยวชาญทั้ง 13 ท่าน เป็นผู้เกี่ยวข้องที่ได้รับรู้ข้อมูลและปัญหาที่เกิดขึ้นในโครงการเป็นอย่างดี โดยปัญหาที่ผู้วิจัยทุกท่านเห็นคล้ายคลึงกันคือ งานบกพร่องส่วนใหญ่เกิดขึ้นเนื่องจากการจัดลำดับงานและการประสานงานระหว่างผู้รับเหมาที่เกี่ยวข้อง โดยเฉพาะผู้รับเหมางานระบบกับผู้รับเหมางานตกแต่งภายในไม่ดีพอ ทำให้ปัญหาจากผู้รับเหมางานระบบส่งผลต่อความเสียหายทั้งด้านเวลาและค่าใช้จ่ายของงานตกแต่งภายในที่ตามมา ทั้งนี้ เนื่องจากการไม่ใส่ใจในขั้นตอนการทำงานของผู้ควบคุมงาน และความหละหลวมในขั้นตอนการตรวจสอบงาน ฉะนั้น แนวทางการเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงานที่จะช่วยลดปัญหาการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง จึงควรปรับปรุงขั้นตอนการทำงานให้เหมาะสม การเพิ่มความเข้มงวดในการติดตามและตรวจสอบงานทุกขั้นตอนให้มากขึ้น

5. บทสรุป

จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลรายการงานบกพร่องของโครงการงานก่อสร้างโรงแรม 1 แห่ง เพื่อหาปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง เพื่อหาต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง และเพื่อหาแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องของงานก่อสร้าง สามารถสรุปผลงานวิจัย ดังนี้

5.1 สาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง

5.1.1 สาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง อันดับที่ 1 งานทาสีผนัง

ปัจจัย 3 ลำดับแรก ที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุดเป็นอันดับที่ 1 คืองานทาสีผนัง (Wall painted defects) ได้แก่ ลำดับที่ 1 คือ “งานระบบขัดแย้งกับตกแต่งภายใน” ลำดับที่ 2 คือ “การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม” และลำดับที่ 3 คือ “ขาดการประสานงานที่ดี”

5.1.2 สาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง อันดับที่ 2 งานทาสีฝ้าเพดาน

ปัจจัย 3 ลำดับแรก ที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุดเป็นอันดับที่ 2 คืองานทาสีฝ้าเพดาน (Ceiling painted defects) ได้แก่ ลำดับที่ 1 คือ “การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม” ลำดับที่ 2 คือ “งานติดตั้งของงานระบบส่งผลเสียหาย” และลำดับที่ 3 คือ “งานระบบขัดแย้งกับตกแต่งภายใน”

5.1.3 สาเหตุของการเกิดงานบกพร่อง อันดับที่ 3 งานผนังไม้วีเนียร์

ปัจจัย 3 ลำดับแรก ที่เป็นสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องที่มีปริมาณมากที่สุดเป็นอันดับที่ 3 คืองานผนังไม้วีเนียร์ (Wall veneer defects) ได้แก่ ลำดับที่ 1 คือ “ขาดการควบคุมงานที่เพียงพอ” ลำดับที่ 2 คือ “คนงานไม่เข้าใจคุณสมบัติของวัสดุใช้งาน” และลำดับที่ 3 คือ “คนงานขาดประสบการณ์”

5.1.4 สาเหตุของการเกิดงานบกพร่องของโครงการกรณีศึกษา

ปัจจัย 3 ลำดับแรก ที่เป็นตัวแทนสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องของโครงการกรณีศึกษา ได้แก่ ลำดับที่ 1 คือ “ขาดการควบคุมงานที่เพียงพอ” ลำดับที่ 2 คือ “การจัดลำดับงานไม่เหมาะสม” และลำดับที่ 3 คือ “แรงงานขาดทักษะฝีมือ”

5.2 ต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง

5.2.1 ต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง

ต้นทุนด้านค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานบกพร่องเทียบกับมูลค่างานตามสัญญาของห้องพักจำนวน 30 ห้อง เฉลี่ย คิดเป็นร้อยละ 2.50 โดยมีค่าสูงสุดร้อยละ 3.48 และมีค่าต่ำสุดร้อยละ 1.09 โดยผู้วิจัยพบว่า ค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่องมีแนวโน้มลดลงตามลำดับการทำงานก่อน-หลัง ซึ่งเกิดจากผู้ปฏิบัติงานเกิดประสบการณ์และความชำนาญจากการแก้ไขงานก่อนหน้า และจำนวนรายการงานบกพร่องมีปริมาณน้อยลงตามลำดับ

5.2.2 ต้นทุนด้านเวลาที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง

ต้นทุนด้านเวลาในการแก้ไขงานบกพร่องเทียบกับเวลาการทำงานปกติของห้องพักจำนวน 30 ห้อง พบว่า เกิดความล่าช้าเฉลี่ยร้อยละ 9.58 หรือล่าช้าประมาณ 7.87 วัน จากการทำงานปกติ 30 วัน โดยเกิดความล่าช้ามากที่สุดร้อยละ 15.79 และน้อยที่สุดร้อยละ 7.22 โดยผู้วิจัยมีความเห็นว่าระยะเวลาที่ใช้แก้ไขงานบกพร่องมีแนวโน้มลดลงตามลำดับการทำงานก่อน-หลัง ซึ่งน่าจะเกิดจากประสบการณ์และความชำนาญในการแก้ปัญหาจากการทำงานก่อนหน้า แต่เมื่อความล่าช้าในการแก้ไขงานบกพร่องลดลงจนถึงประมาณร้อยละ 8-9 จะไม่สามารถลดระยะเวลาการทำงานให้สั้นลงไปกว่านั้นได้ เนื่องจากเหตุผลด้านวิธีการทำงานที่ไม่สามารถข้ามขั้นตอนได้ รวมทั้งยังพบว่าการแก้ไขงานบกพร่องของห้องตัวอย่างที่มีการเปลี่ยนแปลงแบบและวัสดุก่อสร้างบ่อยๆ มีระยะเวลาการแก้ไขงานบกพร่องมากที่สุด

5.3 แนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่อง

ปัจจัย 3 ลำดับแรก ที่เป็นแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องในโครงการกรณีศึกษา ได้แก่ ลำดับที่ 1 คือ “ควบคุมลำดับการทำงาน” ลำดับที่ 2 คือ “เพิ่มการควบคุมงาน” และลำดับที่ 3 คือ “พัฒนากระบวนการตรวจสอบงาน”

6. ข้อเสนอแนะ

การศึกษางานวิจัยนี้ เป็นการศึกษาวิเคราะห์ข้อมูลรายการงานบกพร่องของงานสถาปัตยกรรมและงานตกแต่งภายในในช่วงการส่งมอบงานแก่เจ้าของโครงการเท่านั้น ดังนั้น ผลของสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง ต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่อง และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องจึงสะท้อนเฉพาะรายการงานที่ศึกษาเท่านั้น ซึ่งยังไม่รวมสาเหตุของการเกิดงานบกพร่องหมวดงานอื่น ๆ ยังไม่รวมต้นทุนในการแก้ไขงานบกพร่องของหมวดงานอื่น ๆ และยังไม่รวมแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานในหมวดงานอื่น ๆ เช่น งานบกพร่องที่เกิดระหว่างงานโครงสร้างอาคาร งานบกพร่องที่เกิดระหว่างงานสถาปัตยกรรมเบื้องต้น งานบกพร่องที่เกิดจากการระบบประกอบอาคาร เป็นต้น ดังนั้น ผลที่ได้จากงานวิจัยนี้จึงไม่สะท้อนถึงผลลัพธ์ที่ครอบคลุมการดำเนินงานทั้งโครงการ

ผู้วิจัยมีข้อเสนอแนะว่า หากมีการทำงานวิจัยเพิ่มเติมที่ต่อเนื่องจากงานวิจัยฉบับนี้ เพื่อให้ได้รับทราบผลที่เกิดจากงานบกพร่องในหมวดงานอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องตามที่กล่าวไว้ข้างต้น จะทำให้ผู้ที่สนใจได้รับประโยชน์และรับรู้ถึงข้อมูลมากขึ้น สามารถมองเห็นถึงสาเหตุการเกิดงานบกพร่อง ต้นทุนที่ใช้ในการแก้ไขงานบกพร่อง และแนวทางป้องกันการเกิดซ้ำของงานบกพร่องทั้งโครงการได้ดียิ่งขึ้น

นอกจากนี้ หากมีการทำงานวิจัยกรณีเดียวกันในหลาย ๆ โครงการที่คล้ายคลึงกัน ยิ่งสามารถทำให้ผู้ที่เกี่ยวข้องในอุตสาหกรรมก่อสร้างมีข้อมูลที่ใช้เปรียบเทียบและอาจรับรู้ปัจจัยที่สำคัญอื่น ๆ มากขึ้น เพื่อประโยชน์ในการส่งเสริมและพัฒนาอุตสากรรมก่อสร้างต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณบริษัท อาร์คีไทพ์ คอนสตรัคชั่น คอนซัลแทนส์ (ประเทศไทย) จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ด้านข้อมูลของโครงการกรณีศึกษา ซึ่งเป็นข้อมูลที่จำเป็นต่องานวิจัยนี้เป็นอย่างยิ่ง และให้โอกาสผู้วิจัยได้เป็นส่วนหนึ่งของทีมงานบริหารโครงการดังกล่าว ผู้วิจัยได้รับประสบการณ์ที่มีประโยชน์ในการประกอบอาชีพและวิชาชีพวิศวกรรมอย่างหาที่สุดไม่ได้ ขอขอบคุณ Mr. Ariel Sardou, ผู้จัดการทั่วไป ที่ให้การสนับสนุนและส่งเสริมการทำงานของผู้จัยเป็นอย่างดี ขอขอบคุณ Mr. Christophe Chastagner, ผู้จัดการโครงการ ที่ให้การสนับสนุนด้านข้อมูลและเทคโนโลยีใหม่ ๆ ในแวดวงอุตสาหกรรมก่อสร้าง และขอขอบคุณเพื่อนร่วมงานทุกคน ที่สนับสนุนและให้ความร่วมมือกับผู้วิจัยในทุก ๆ ด้านเป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] M. Subhi, S. Dinesh and R. Resmi (2017). A Review on Construction Defects, *International Journal of Informative & Futuristic Research,* 4, pp.7079-7084.

[2] ชนัญชิดา ตัญฑเกษม, ธีรนพ ทองแถม ณ อยุธยา, สุกัญญา มาชา และหงษ์ฟ้า อินไชยา (2558). การปรับปรุงคุณภาพระบบการบริการขนส่งพัสดุ กรณีศึกษา บริษัทขอนแก่นชนะชัยขนส่ง จำกัด. *รายงานสัมมนาการจัดการ หลักสูตรบริหารธุรกิจบัณฑิต คณะบริหารธุรกิจและการบัญชี มหาวิทยาลัยขอนแก่น*. หน้า 10-12

[3] นิภาพรรณ เจนสันติกุล (2560). การนำเทคนิคเดลฟายไปใช้สำหรับงานวิจัย. *วารสารรัฐศาสตร์ปริทรรศน์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์*, ปีที่ 4, ฉบับที่ 2, หน้า 52-53

[4] คมกริช จันทา (2555). การวิเคราะห์ข้อบกพร่องในงานก่อสร้างคอนโดมีเนียมส่วนงานสถาปัตยกรรม กรณีศึกษาโครงการคอนโดมิเนียม 1 แห่ง. *วิทยานิพนธ์หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี,* หน้า 89-95

[5] พรศักดิ์ เจริญวนันท์ (2552). การวิเคราะห์สาเหตุ ประเภท และผลกระทบของข้อบกพร่องงานก่อสร้างภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. *วิทยานิพนธ์หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี,* หน้า 98-104

[6] N. Ahzahar, N.A. Karim, S.H. Hassan and J. Eman (2011). A Study of Contribution Factors to Building Failures and Defects in Construction Industry. *The 2nd International Building Control Conference 2011*, Penang, Malaysia, 11-12 July 2011, pp. 249-255.

[7] อัจฉราวรรณ งามญาณ (2554). อันเนื่องมาแต่สูตรของยามาเน่. *วารสารบริหารธุรกิจ*, ปีที่ 34, ฉบับที่ 131, หน้า 55

[8] อาจอง สุขประเสริฐ (2559). การประยุกต์เทคนิค PERT/ CPM ในการจัดการกิจกรรมในงานก่อสร้างบ้านจัดสรร. *งานนิพนธ์ หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมอุตสาหการ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา*. หน้า 17-29

การใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการบริหารจัดการงานเหล็กเสริมคอนกรีตของธุรกิจบ้านจัดสรร
Application of building information modeling to rebar management for developed housing project

ฤทธิ์ทยุต ก้อนทอง[1] อภิชาต บัวกล้า[2] และ ธนกร ชมภูรัตน์[3,*]

[1]นักศึกษาปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
[2]อาจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
[3] รองศาสตราจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
**Corresponding author; E-mail address: apichat_bk@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) เป็นเทคโนโลยีที่เข้ามามีบทบาทอย่างมากในวงการก่อสร้างของประเทศไทย เริ่มต้นตั้งแต่การออกแบบไปจนถึงการใช้งานสิ่งก่อสร้าง บริษัทธุรกิจอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่หลายรายได้เริ่มนำ BIM มาปรับปรุงกระบวนการทำงานของตนเองให้มีประสิทธิภาพเพิ่มสูงขึ้น ส่วนธุรกิจอสังหาริมทรัพย์วิสาหกิจขนาดกลางและขนาดย่อม (SME) ซึ่งมีข้อจำกัดความพร้อมด้านเงินทุน เทคโนโลยี และบุคลากร ยังไม่พบการนำ BIM เข้ามาประยุกต์ใช้ในองค์กรของตนมากนัก ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้เทคโนโลยี BIM กับธุรกิจอสังหาริมทรัพย์ขนาด SME โดยใช้โครงการบ้านจัดสรรแห่งหนึ่งในจังหวัดเชียงใหม่เป็นกรณีศึกษา การศึกษานี้จะนำ BIM ไปใช้กับขั้นตอนการตรวจสอบความสามารถในการก่อสร้างได้ของแบบก่อสร้าง และการประมาณราคาก่อสร้าง ของแบบบ้านจัดสรร 1 ประเภท คือ บ้านขนาดพื้นที่ใช้สอยน้อยกว่า 200 ตารางเมตร ซึ่งจะนำเทคโนโลยี BIM มาประยุกต์ใช้กับงานก่อสร้างในรูปแบบงานวิธีตัดเหล็กเสริม เพื่อที่จะนำมาศึกษาผลกระทบที่จะเกิดขึ้นในการใช้เหล็กในการก่อสร้างหลากหลายรูปแบบ เนื่องจากโปรแกรมทำให้งานวิจัยนี้มีความแม่นยำมากขึ้นในส่วนของการคำนวณซึ่งได้ใกล้เคียงกับการใช้งานจริง จากการศึกษาสรุปได้ว่า BIM สามารถลดขั้นตอนและการสูญเสียเหล็กเส้นด้านต้นทุนในการดำเนินงานในขั้นตอนเหล่านี้ได้ แสดงให้เห็นถึงศักยภาพของ BIM ในการนำมาประยุกต์ใช้เพื่อที่จะช่วยในขั้นตอนการตัดเหล็กเส้นให้เกิดอัตราสูญเสียที่น้อยที่สุด ซึ่งจะช่วยให้ประหยัดทั้งต้นทุนค่าก่อสร้างได้ในจำนวนมากและช่วยรักษาสิ่งแวดล้อมด้วยการใช้ทรัพยากรอย่างคุ้มค่า

คำสำคัญ: แบบจำลองสารสนเทศของอาคาร, บ้านจัดสรร, การตัดเหล็กเสริม

Abstract

Nowadays, Building Information Modeling (BIM) is the new technology which play more role in Thailand construction industry from design stage through operation/maintenance stage. Many large real estate businesses have been applied BIM to improve their operation for efficiency increasing. But small and medium enterprises (SME) real estate businesses which have limitation in capital, technology and manpower, cannot adopt BIM in their operation. Therefore, this research has the objective for study the possibility in BIM application in SME real estate business by using one developed housing project in Chiang Mai province as a case study. BIM application in this research use in constructability checking and estimating step of 1 type houses: less than 200 sq.m. Which will apply BIM technology for construction work in the form of reinforced steel cutting methods. Because the program makes this research more accurate in terms of calculations that are close to the actual use. From the study, it can be concluded that BIM can reduce the steps and loss of rebar in operating costs in these steps. Demonstrated the potential of BIM to be used to assist in the steel cutting process to have a minimum loss rate. This will save a lot of construction costs and help protect the environment by making good use of resources.

Keywords: Building Information Modeling (BIM), Developed Housing, Rebar cut

1. คำนำ

ในปัจจุบันเหล็กเสริมเป็นวัสดุสำคัญในธุรกิจก่อสร้างทั่วไป เนื่องจากเป็นวัสดุที่มีปริมาณและความต้องการใช้สูงอีกทั้งยังมีราคาต่อหน่วยที่สูง ซึ่งในโครงการก่อสร้างมีการเกิดการสูญเสียเหล็กเสริมได้หลายรูปแบบไม่ว่าจะเป็น การสั่งซื้อเหล็ก การขนส่ง การเปลี่ยนแบบ การสั่งเหล็กผิดจากแบบ การตัดเหล็กในช่วงการดำเนินการก่อสร้าง การบริหารจัดการของผู้ควบคุมงาน จากที่กล่าวมาข้างต้นมักจะส่งผลกระทบต่อโครงการก่อสร้างโดยตรง

เป็นการที่เพิ่มภาระค่าใช้จ่ายที่ไม่จำเป็นทำให้ต้องมีการสั่งเหล็กเพิ่มมากกว่าที่คิดได้จากการประมาณที่ให้ไว้ในรายการประมาณราคาวัสดุก่อสร้าง Bill of Quantities (BOQ) ในปัจจุบันได้มีการนำเอาแนวคิดการบริหารจัดการข้อมูลก่อสร้างมาใช้มากขึ้นและแนวคิดนั้นคือ แบบจำลองระบบสารสนเทศของอาคาร (Building Information Modeling, BIM) เป็นแนวคิดที่มีมานานและนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในต่างประเทศ โดยจะนำมาใช้กับงานจัดซื้อจัดจ้างประเภท ออกแบบและก่อสร้างงาน (Design-Built) เป็นส่วนใหญ่ ซึ่งในประเทศไทยจะคุ้นเคยกับในส่วนงานออกแบบ ทรงพล ยมนาค, (2553) [1] แบบจำลองระบบสารสนเทศของอาคาร (BIM) เป็นหลักการคิดเพื่อแก้ไขปัญหาในการเก็บข้อมูลที่ใช้ในการทำงานต่างๆ ในโครงการใดโครงการหนึ่ง เนื่องจากระบบการเก็บข้อมูลในปัจจุบันมีการส่งข้อมูลที่ซับซ้อน ทำให้มีโอกาสที่จะเกิดปัญหากับข้อมูลได้ แต่เมื่อนำแนวคิด BIM เข้ามาใช้งานทุกๆ ฝ่ายที่เกี่ยวข้องในการทำงานจะทำงานบนแบบจำลองเดียวกัน จึงสามารถทำให้ทุกฝ่ายนำข้อมูลไปใช้ได้ทันที และยังลดความคลาดเคลื่อน ผิดพลาดของข้อมูลเพราะเนื่องจากเป็นข้อมูลในชุดเดียวกัน นอกจากนี้ BIM ยังสามารถนำไปใช้ประโยชน์ด้านอื่นนอกเหนือจากการลดข้อผิดพลาดได้อีก และยังสามารถประมาณราคาการก่อสร้าง (Cost Estimate) ได้อย่างแม่นยำ

ประโยชน์ต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้น ทำให้มีบริษัทชั้นนำสนใจในการนำเอา BIM มาใช้กับองค์กรมากขึ้นแต่การนำมาใช้นั้นต้องมีการเตรียมการให้เหมาะสมในระดับนึงเพื่อให้เหมาะสมกับองค์กร

ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้เทคโนโลยี BIM ในส่วนงานเหล็กเสริม กับธุรกิจอสังหาริมทรัพย์ขนาดกลางและขนาดย่อม (SME) โดยใช้โครงการบ้านจัดสรรแห่งหนึ่งในจังหวัดเชียงใหม่ เป็นกรณีศึกษาซึ่งในอนาคตหากธุรกิจบ้านจัดสรรขนาดกลางและขนาดย่อม สามารถประยุกต์ใช้ BIM กับกระบวนการทำงานในกิจกรรมก่อสร้างมากขึ้นจะเป็นการเพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขันของธุรกิจอสังหาริมทรัพย์ขนาด SME ได้

2. แนวคิดทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

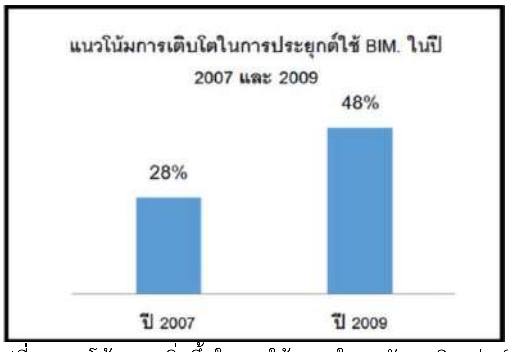
ในการศึกษาการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการบริหารจัดการงานเหล็กเสริมคอนกรีตของธุรกิจบ้านจัดสรรผู้ศึกษาได้รวบรวมแนวคิดต่างๆ จากเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังต่อไปนี้

2.1 Building Information Modeling (BIM)

Building information modeling (BIM) เป็นระบบจำลองข้อมูลการก่อสร้างที่รวบรวมข้อมูลเชิงกายภาพ คือกว้าง ยาวและสูง และข้อมูลเชิงอื่นเช่น เวลาการก่อสร้างและราคา ซึ่งเป็นมิติที่เพิ่มเติมขึ้นมาอีก โดยจะสามารถดึงเอาข้อมูลออกมาจากระบบในรูปของปริมาณวัสดุ ลำดับการก่อสร้าง และข้อมูลอื่นๆที่จำเป็นต่อการก่อสร้างได้ Smith D., 2007: 12-14 [2]

แบบจำลองข้อมูลสารสนเทศของอาคาร (BIM) แนวคิดนี้ได้ถูกนำเสนอโดย Charles M. Eastman [3] ซึ่งทำการเขียนลงที่วารสารเอไอเอ จัดทำขึ้นในปี ค.ศ.1975 โดยใช้ชื่อว่า “Building Information Modeling” สถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, (2558) [4] เป็นกระบวนการ (Process) แต่ไม่ใช่ซอฟต์แวร์ (Software) โดยการทำงานคือการสร้างองค์ประกอบต่างๆของอาคารเสมือนการก่อสร้างจริง โดยจะทำการใส่ข้อมูลและองค์ประกอบต่างๆของอาคารลงในแบบจำลองที่จัดทำขึ้น โดยมีเป้าหมายเพื่อลดขั้นตอน ลดความซ้ำซ้อนกันของแบบ และช่วยลดปัญหาที่เกิดจากความผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากการทำงานในระบบเดิม

การประยุกต์ใช้งานแบบจำลองสารสนเทศของอาคาร (BIM) ในปัจจุบันมีการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร ในหลายประเทศและในอนาคตยังมีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว โดยข้อมูล BIM เฉลี่ยจากปี 2007 พบว่าในสหรัฐอเมริการมีการเพิ่มขึ้นเฉลี่ยประมาณ 28% และต่อมาได้มีการสำรวจองค์กรด้านการก่อสร้าง 2,228 แห่ง ในปี 2009 พบว่ามีการใช้งาน BIM เฉลี่ยถึง 48% โดยแสดงที่รูปที่ 1 McGraw-Hill Construction, 2009 [5]



รูปที่ 1 แนวโน้มการเพิ่มขึ้นในการใช้ BIM ในสหรัฐอเมริกาช่วงปี 2007 และ 2009
ที่มา : MCRA (2009)

ในประเทศไทย บริษัทออกแบบและรับเหมาก่อสร้างส่วนมากรู้จักและมีความเข้าใจว่า BIM คือ ระบบการจัดการอาคารผ่านกระบวนการของซอฟต์แวร์ 3 มิติ ซึ่งตรงกับนิยามที่ได้ศึกษา โดยในบริษัทออกแบบจะมีความตื่นตัวมากกว่าบริษัทรับเหมาก่อสร้างทั้งด้านความเข้าใจและปริมาณการใช้งาน และพบว่าในบริษัทออกแบบและรับเหมาก่อสร้างส่วนใหญ่มีการใช้ BIM เพื่อช่วยในการสร้างแบบจำลอง 3 มิติ และใช้ในการนำเสนอผลงาน โดยทั้ง 2 องค์กร ต่างก็ให้ความสนใจในประโยชน์ของ BIM ที่มีผลต่ออุตสาหกรรมก่อสร้าง ธณัชชา สุขขี,(2554) [6]

โดยหลักการทำงานดังกล่าวเริ่มต้นด้วยแนวคิดในการดึงข้อมูล (Capturing) และการบริหารจัดการข้อมูลอาคาร หรือวิธีการที่มีความเหมาะสมต่อการสื่อสาร โดยแบบจำลองข้อมูลอาคารจะเริ่มเก็บรวบรวมข้อมูลตั้งแต่เริ่มสร้างตัวแบบจำลอง รวมถึงขั้นตอนการจัดเก็บและบริหารจัดการไว้ในฐานข้อมูลโครงการและอนุญาตให้ทุกคนในโครงการสามารถเข้าถึงข้อมูลได้ แบบจึงกลายเป็นการมองเห็นข้อมูลที่อธิบายถึงตัวโครงการ

เอง ข้อมูลของแบบจำลองข้อมูลอาคาร จะถูกจัดเก็บเป็นฐานข้อมูล (Data Base) แทนที่จะอยู่ในรูปแบบที่จะต้องใช้เพื่อการนำเสนอเท่านั้น ตัวสร้างแบบจำลองจะแสดงข้อมูลที่มีอยู่เพื่อให้ผู้ใช้สามารถเข้าไปหรือดูและจัดการข้อมูล เพื่อที่จะนำข้อมูลออกมานำเสนอเพื่อให้ผู้ดูเข้าใจแบบได้มากที่สุด Autodesk, 2002: 2-3 [7]

2.2 การถอดปริมาณวัสดุ

การถอดปริมาณวัสดุ เป็นขั้นตอนแรกก่อนการก่อสร้างเป็นขั้นตอนแยกการทำงานทั้งโครงการออกเป็นปริมาณย่อยๆ เพื่อให้ผู้ถอดแบบสามารถคิดปริมาณงานโดยมีมาตรฐานใกล้เคียงกัน จึงกำหนดให้ผู้ถอดปริมาณงานใช้มาตรฐานการคิดปริมาณงานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2554) [8] โดยหลักเกณฑ์ดังกล่าวเป็นแนวทางการคิดปริมาณก่อสร้างในส่วนงานโครงสร้างและงานสถาปัตยกรรม จะแบ่งตามตารางที่ 1 หัวข้อการคิดดังต่อไปนี้

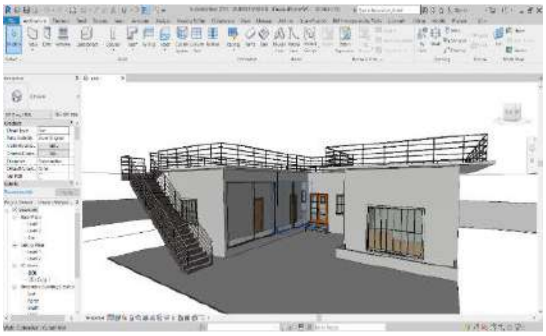
ตารางที่ 1 รายการประมาณต้นทุนก่อสร้าง

หมวด 03	งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
03 0100	งานคอนกรีต
03 0200	งานแบบหล่อ
03 0300	งานเหล็กเสริมคอนกรีต

ที่มา : วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2554)

2.3 ตัวอย่างซอฟต์แวร์ที่เกี่ยวข้องกับ BIM

Autodesk Revit เป็นซอฟต์แวร์สำหรับการออกแบบ เขียนแบบทั้ง 2 มิติ และ 3 มิติ เป็นซอฟต์แวร์ที่สร้างแบบจำลองอาคารตามแนวคิดวิเคราะห์ ปรับแก้ตั้งแต่การออกแบบ และการก่อสร้างได้อย่างแม่นยำ ซึ่ง Autodesk Revit เป็นโปรแกรมในตระกูล Autodesk ที่ทำงานเกี่ยวกับ BIM ได้ครบวงจร โดยมีตัวอย่างโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ตัวอย่างโปรแกรม Autodesk Revit

2.4 การหาปริมาณงานด้วยแบบจำลองสารสนเทศของอาคาร

BIM สามารถมีส่วนร่วมในการหาปริมาณงานทั้งหมดของอาคารได้ดีเนื่องจากว่า BIM เป็นรูปทรง 3 มิติ และข้อมูลต่างๆ เช่น พื้นที่ ปริมาตร ความยาว จำนวน ฯลฯ สามารถรายงานผลออกมาในรูปแบบของตาราง (Schedule) ในรูปแบบต่างๆซึ่ง BIM ให้ข้อมูลในด้านปริมาณได้แม่นยำ ในการหาปริมาณงานสามารถทำได้ โดยการส่งออกข้อมูลปริมาณงานจากโปรแกรมที่ สร้างแบบจำลองไปยังโปรแกรมประมาณราคา โดยที่โปรแกรม BIM จะสามารถส่งออกข้อมูล องค์ประกอบต่างๆในแบบจำลองออกมาเป็นรูปแบบตารางที่นำไปใช้ ในโปรแกรมอื่นๆ เช่น Microsoft Excel

2.5 ปัจจัยการสูญเสียวัสดุ

การสูญเสียเหล็กเส้นเป็นปัญหาหลักที่พบในโครงการก่อสร้าง โดยสาเหตุหลักอย่างหนึ่งของการสูญเสียเหล็กเส้นนั้นเกิดจากขั้นตอนการตัดเหล็กเส้นเป็นขนาดต่างๆ ที่ต้องการตามแบบ ปัจจัยการสูญเสียของวัสดุที่เกิดขึ้นในระหว่างกระบวนการก่อสร้างมักจะเกิดจาก 3 ลักษณะ วสันต์ธีระเจตกูล. 2555: 3-5 [9]

2.5.1 การสูญเสียจากมาตรฐานและข้อจำกัดในการติดตั้ง

ทักษะ/ฝีมือคนงานก็มีผลต่อการสูญเสียธรรมชาติของวัสดุก่อสร้างที่ขาย อยู่ในท้องตลาด มีขนาดและคุณสมบัติตามมาตรฐาน โดยเฉพาะขนาดของวัสดุก่อสร้าง เช่น ขนาด กระเบื้องปูพื้น ไม้อัด แผ่นฝ้าเพดาน แผ่นพื้นสำเร็จรูป กระเบื้องมุงหลังคา ไม่สามารถวางให้ลงตัวได้ซึ่ง ขนาดเหล่านี้เมื่อนำไปประกอบหรือติดตั้ง อาจจะต้องมีส่วนที่ต้องตัดทิ้ง การป้องกันการสูญเสียจากขนาด ของวัสดุที่ดีมักจะขึ้นอยู่กับการออกแบบให้มีขนาดพอกับวัสดุที่ใช้หรือเพิ่มปริมาณมากกว่าการออกแบบสมการ

2.5.2 การสูญเสียจากข้อจำกัดในการใช้เครื่องมือช่วยติดตั้งและการขนส่ง

การใช้เครื่องมือและเครื่องจักรในการติดตั้ง บางครั้งจะต้องมีการสูญเสียวัสดุค่อนข้างมาก เช่น การใช้ปั๊มเทคอนกรีต จะต้องใช้คอนกรีตมีค่าความเทได้สูง หรืออาจต้องเพิ่มปริมาณของ เนื้อปูนซีเมนต์ในส่วนผสมของคอนกรีต เพื่อลดความเสียดทานระหว่างคอนกรีตกับท่อขนส่ง ในการขนส่งทั่วๆไป และการขนส่งโดยเครื่องจักรบางครั้งไม่สามารถหลีกเลี่ยงความเสียหาย จากการแตกหักของวัสดุ ได้นั้น เมื่อมีการเคลื่อนย้ายมากก็จะทำให้วัสดุมีโอกาสแตกหักมากขึ้น หรือมีความสูญเสียจากการจัดเก็บ

2.5.3 การสูญเสียเนื่องจากการบริหารจัดการที่ไม่ดี

การบริหารจัดการที่ไม่มีประสิทธิภาพ ทำให้เกิดการสูญเสียวัสดุในการก่อสร้างได้สูง เช่น มีการประสานงานที่ผิดพลาดในการจัดซื้อคอนกรีตสำเร็จรูป เพื่อเทคานและพื้นอาคาร มีรถขนส่ง คอนกรีตมารอเพื่อเทคอนกรีตพร้อมกันหลายคัน ทำให้การเทคอนกรีตของรถขนส่งคอนกรีตในแต่ละคัน เสร็จไม่ทันตามเวลา ทำให้คอนกรีตเริ่มก่อ

ตัว เริ่มสูญเสียกำลัง ไม่เป็นไปตามข้อกำหนดที่ออกแบบไว้ ทำให้คอนกรีตเหล่านั้นไม่สามารถนำมาใช้ในงานโครงสร้างได้ จึงต้องนำไปทิ้งหรือนำไปใช้ประโยชน์อื่นๆ การจัดเก็บวัสดุก่อสร้างหรือการบริหารสินค้าคงคลังที่ไม่มีประสิทธิภาพ ก็ทำให้เกิดการสูญเสียได้ง่าย เช่น จัดเก็บไม่ดีทำให้วัสดุเสียหาย หมดอายุ ทำให้ต้องจัดซื้อใหม่

2.6 เหล็กเสริมในคอนกรีต

เหล็กเสริมในคอนกรีตทั่วไปเป็นเหล็กเส้นกลม (Round Bar, RB) ความยาวมาตรฐาน 10 เมตร และเหล็กเส้นข้ออ้อย (Deformed Bar, DB) ความยาวมาตรฐาน 10 เมตร และ 12 เมตร การก่อสร้างจำเป็นต้องตัดเหล็กจากความยาวมาตรฐานให้ได้ความยาวที่ต้องการในงาน ทำให้มีเศษเหล็กเกิดจากการตัดเหล็ก ซึ่งจัดเป็นปัญหา Cutting-Stock Problem (CSP) ที่ต้องลดความเสียหาย ให้น้อยที่สุด Jahromi, M.H. et al., 2012 [10] บุคคลแรกที่สร้างสมการของ CSP คือ Leonid V. Kantorovich., (1960) [11] ผู้ที่สามารถแก้สมการของ CSP อย่างมีประสิทธิภาพคือ Gilmore and Gomory (1961) [12]

3. รายละเอียดของอาคารที่พักอาศัยที่ใช้ในการศึกษา

ปัจจุบันบริษัทอยู่ระหว่างการดำเนินการก่อสร้างและขายบ้านสร้างเสร็จพร้อมเข้าอยู่ของโครงการและอยู่ระหว่างกำลังดำเนินการปรับปรุงและพัฒนาพื้นที่เพื่อดำเนินการก่อสร้างและขายบ้านสร้างเสร็จพร้อมเข้าอยู่เป็นบริษัทที่ดำเนินธุรกิจทางด้านอสังหาริมทรัพย์ในจังหวัดเชียงใหม่มามากกว่า 20 ปี ลักษณะโครงการเป็นโครงการบ้านพร้อมอยู่ โดยมีราคาเริ่มต้นที่ 2.8 ล้านบาท โดยใช้แบบก่อสร้างจำนวน 1 แบบ คือแบบ P-04 เป็นบ้านพักอาศัย 2 ชั้น ขนาดพื้นที่ใช้สอย 308 ตารางเมตร มี 4 ห้องนอน 5 ห้องน้ำ 1 ห้องรับแขก 2 ที่จอดรถ ราคาเริ่มต้นที่ 6.50 ล้านบาท ขนาดที่ดิน 80 ตารางวา ดังรูปตัวอย่างที่ 3

รูปที่ 3 ตัวอย่างบ้านพักอาศัย

4. วิธีดำเนินการวิจัย

งานวิจัยในครั้งนี้ผู้จัดทำได้แบ่งการวิจัยออกเป็นสองวิธี คือวิธีที่หนึ่งการคิดปริมาณเหล็กเสริมจากระบบเดิม และวิธีที่สองการคิดปริมาณเหล็กเสริมจากระบบ BIM โดยมีกระบวนการวิจัยในรูปที่ 4 ก่อนที่จะนำผลลัพธ์ที่ได้ทั้งสองวิธีมาทำการเปรียบเทียบในส่วนของข้อมูล ปริมาณ ความแม่นยำ

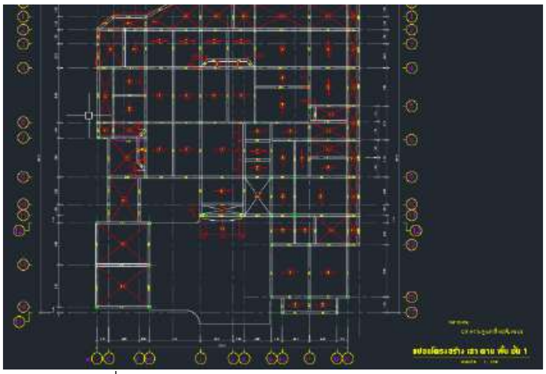
เวลาที่ใช้ทำการถอดปริมาณ ความสะดวกสบาย ขีดจำกัด ความสามารถของโปรแกรม เพื่อใช้เป็นการตัดสินใจนำผลการศึกษาไปทดลองในงานต่อไป

รูปที่ 4 ผังแสดงวิธิการวิจัย

5. ผลการวิจัย

จากการศึกษาการคิดปริมาณเหล็กเสริมทั้งระบบเดิมและระบบ BIM มีผลการศึกษาดังต่อไปนี้

5.1 ส่วนของการถอดปริมาณเหล็กเสริมในคอนกรีตในระบบเดิม เป็นการถอดปริมาณโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูป Auto CAD ดังรูปที่ 5



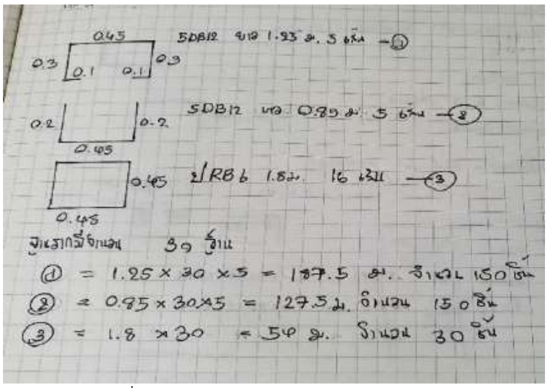
รูปที่ 5 หน้าจอแสดงผลในโปรแกรม Auto CAD

โดยการนำข้อมูลที่ถอดปริมาณไปรวบรวมค่าโดยใช้โปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel มาช่วยเสริมในการทำงาน ได้ผลว่า เหล็ก RB6 จำนวน 240 เส้น คิดราคาได้อยู่ที่ 11,520 บาท และ เหล็ก DB12 จำนวน 310 เส้น คิดราคาได้อยู่ที่ 56,420 บาท ราคาที่นำมาคิดปริมาณอ้างอิงจากกรมบัญชีกลาง ปี 2562 [13] แสดงผลในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 หน้าจอแสดงผลโปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel

รายการ	จำนวน	หน่วย	ราคา	จำนวนเงิน
เหล็ก RB6	240	เส้น	48.00	11,520.00
เหล็ก DB12	310	เส้น	182.00	56,420.00

หลังจากนั้นนำข้อมูลการถอดปริมาณเหล็กเสริมมาถอดปริมาณด้วยระบบเดิมตามรูปแบบการดัดเหล็กที่ได้จากแบบวิศวกรรมโครงสร้าง อ้างอิงการถอดปริมาณจาก: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (2554) ตามรูปที่ 6



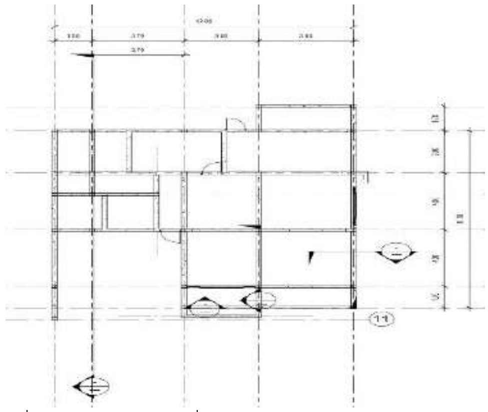
รูปที่ 6 ตัวอย่างการคำนวณปริมาณด้วยวิธีเดิม

และทำการสรุปแบบประกอบการตัดเหล็กในโปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel เพื่อนำไปใช้ในงาน ดัด ตัด และประกอบ (Bar cut list) ตามรูปที่ 7

ลำดับ	ตำแหน่ง	เหล็ก	ยาว	จำนวน	รูปร่าง	TYPE	A	B	C	D	E
1	F1	DB12	2.5	9		3	20	100	100	60	60
2	F1	DB12	2.5	7		3	20	100	100	200	
3	F1	DB12	2.5	5		9	20	100	100	300	400

รูปที่ 7 ตัวอย่างการแบบประกอบการตัดเหล็กในโปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel

5.2 ส่วนของการถอดปริมาณเหล็กเสริมในคอนกรีตในระบบ BIM เป็นวิธีการสร้างแบบในส่วนของโครงสร้างด้วยโปรแกรม Autodesk Revit โดยทำการสร้างแบบแปลนของตัวอาคารและนำส่งข้อมูลต่างๆเข้าไปในโปรแกรมสำเร็จรูปทั้งในรูปแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ เช่น ระยะ ขนาด ลักษณะ เป็นต้นแสดงผลในรูปแบบ 2 มิติในรูปที่ 8 และแสดงในรูปแบบ 3 มิติแสดงผลในรูปที่ 9



รูปที่ 8 แบบแปลนอาคารที่ใช้โปรแกรมสำเร็จรูป Autodesk Revit แสดงเป็นรูปแบบ 2 มิติ

รูปที่ 9 แบบแปลนอาคารที่ใช้โปรแกรมสำเร็จรูป Autodesk Revit แสดงเป็นรูปแบบ 3 มิติ

และจากนั้นทำการประมวลผลข้อมูลปริมาณเหล็กเสริมและรูปแบบการ ตัดตัดเหล็ก ในรูปแบบต่างแสดงในรูปที่ 10 และรูปที่ 11

<Rebar Schedule>

A	B
Family and Type	Total Bar Length
Rebar Bar: DB12 mm.	2426.315 m
Rebar Bar: RB6	1955.442 m

รูปที่ 10 โปรแกรมประมวลผลปริมาณเหล็กเสริมที่ใช้

ปริมาณเหล็ก

Bar Diameter	Shape	Shape Image	Bar Length	Quantity	Total Bar Length
6 mm	M_T1		669 mm	660	441785 mm
6 mm	M_T1		769 mm	391	300824 mm
6 mm	M_T1		1024 mm	15	15358 mm
6 mm	M_T1		1069 mm	210	224568 mm
6 mm	M_T1		1097 mm	42	46062 mm

รูปที่ 11 โปรแกรมประมวลผลรูปแบบการตัดเหล็กและจำนวนที่ใช้

พบว่าการถอดปริมาณโดยใช้ระบบ BIM ได้เหล็ก DB12 2,426.315 เมตร คิดเป็น 2135 กิโลกรัม และได้ RB6 ทั้งหมด 1,955.442 เมตร คิดเป็น 430 กิโลกรัม และส่วนของการแสดงผลรูปแบบการดัดเหล็กและจำนวนที่ใช้นั้น สามารถทำได้รวดเร็วไม่ต้องนำออกไปสร้างในโปรแกรมเสริมอีกรอบ

6. วิเคราะห์ผลงานวิจัย

จากผลงานวิจัยการถอดปริมาณเหล็กเสริมเพื่อนำมาใช้ในอุตสาหกรรมบ้านจัดสรรได้ทำการพิจารณาเปรียบเทียบข้อมูลการทดสอบในส่วนของการประมาณ ความแม่นยำ เวลา ความสะดวกสบาย และขีดจำกัดของโปรแกรม พบว่าในส่วนของกระบวนการประมาณเหล็กเสริมในคอนกรีตการถอดปริมาณที่ใช้ระบบสารสนเทศของอาคารสามารถทำงานได้รวดเร็วกว่า และไม่ต้องใช้โปรแกรมเสริมอื่นๆมาช่วยในกระบวนการคำนวณเพราะว่าโปรแกรมสำเร็จรูป Autodesk Revit สามารถวิเคราะห์และแสดงผลให้โดยอัตโนมัติ ในขั้นตอนต่อมาคือในส่วนของการเตรียมเพื่อจัดการผลิตการผูกเหล็กเสริม เพื่อทำการติดตั้ง พบว่าการถอดปริมาณโดยใช้ระบบสารสนเทศของอาคารนั้นเป็นแบบที่แสดง ขนาด รูปร่าง ปริมาณเหล็กเสริมคอนกรีต และตารางของ Bar Cut List ไปแล้วในขั้นตอนการถอดปริมาณและคำนวณผลโดยอัตโนมัติตามที่ผู้ถอดปริมาณได้กำหนดค่าไว้ตั้งแต่ต้น จึงทำให้สามารถลดขั้นตอนในการจัดเตรียมอุปกรณ์การผลิต ซึ่งจากการวิเคราะห์ดังกล่าวนั้นผู้วิจัยได้ทำการแสดงรายละเอียดตามตารางที่ 3 ไว้ดังนี้

ตารางที่ 3 การเปรียบเทียบการทำงานทั้ง 2 ระบบ

<table>
<tr><th>รายการ</th><th>เปรียบเทียบ</th><th>ระบบเดิม</th><th>ระบบ BIM</th></tr>
<tr><td rowspan="2">การหาปริมาณเหล็กเสริมในคอนกรีต</td><td>รูปแบบการถอดปริมาณเหล็กเสริม</td><td>
<table>
<tr><th>รายการ</th><th>จำนวน</th><th>หน่วย</th><th>ราคา (บาท)</th><th>จำนวนเงิน (บาท)</th></tr>
<tr><td>เหล็ก RB6</td><td>2400</td><td>เมตร</td><td>48.00</td><td>11,520.00</td></tr>
<tr><td>เหล็ก DB12</td><td>3100</td><td>เมตร</td><td>182.00</td><td>56,420.00</td></tr>
</table>
DB12 = 3,100 m. RB6 = 2,400 m. ประมาณ 3,256.00 Kg.
</td><td>
<Rebar Schedule>
<table>
<tr><th>A</th><th>B</th></tr>
<tr><td>Family and Type</td><td>Total Bar Length</td></tr>
<tr><td>Rebar Bar: DB12 mm.</td><td>2426.315 m</td></tr>
<tr><td>Rebar Bar: RB6</td><td>1955.442 m</td></tr>
</table>
DB12 = 2,426.315 m. RB6 = 1,955.442 m.
ประมาณ 2,565.40 Kg.
ความแตกต่าง 26.82 เปอร์เซ็นต์
</td></tr>
<tr><td>รูปแบบรายการตัดเหล็กเสริม</td><td>
<table>
<tr><th></th><th>ลำดับ</th><th colspan="5">รายละเอียด</th><th>TYPE</th></tr>
<tr><th>6
7</th><th></th><th>ตำแหน่ง</th><th>เหล็ก</th><th>ยาว</th><th>จำนวน</th><th>รูปร่าง</th><th></th></tr>
<tr><td>8</td><td>1</td><td>F1</td><td>DB12</td><td>2.5</td><td>9</td><td></td><td>3</td></tr>
<tr><td>9</td><td>2</td><td>F1</td><td>DB12</td><td>2.5</td><td>7</td><td></td><td>3</td></tr>
<tr><td>10</td><td>3</td><td>F1</td><td>DB12</td><td>2.5</td><td>5</td><td></td><td>9</td></tr>
</table>
การเตรียมรูปแบบการตัดเหล็กโดยระบบเดิม จะต้องใช้โปรแกรมสำนักงานในการสร้างรูปแบบ
</td><td>
ปริมาณเหล็ก
<table>
<tr><th>Bar Diameter</th><th>Shape</th><th>Shape Image</th><th>Bar Length</th><th>Quantity</th><th>Total Bar Length</th></tr>
<tr><td>6 mm</td><td>M_T1</td><td></td><td>669 mm</td><td>660</td><td>441785 mm</td></tr>
<tr><td>6 mm</td><td>M_T1</td><td></td><td>769 mm</td><td>391</td><td>300824 mm</td></tr>
<tr><td>6 mm</td><td>M_T1</td><td></td><td>1024 mm</td><td>15</td><td>15358 mm</td></tr>
<tr><td>6 mm</td><td>M_T1</td><td></td><td>1069 mm</td><td>210</td><td>224568 mm</td></tr>
<tr><td>6 mm</td><td>M_T1</td><td></td><td>1097 mm</td><td>42</td><td>46062 mm</td></tr>
</table>
การเตรียมรูปแบบการตัดเหล็กโดยระบบ BIM ไม่จำเป็น ต้องใช้โปรแกรมสำนักงานในการสร้างรูปแบบเพราะตัวโปรแกรมสามารถวิเคราะรูปแบบการตัดเหล็กได้ในตัวโปรแกรมเอง
</td></tr>
</table>

ตารางที่ **3** (ต่อ)

รายการ	เปรียบเทียบ	ระบบทั่วไป	ระบบ BIM
การหาปริมาณเหล็กเสริมในคอนกรีต	ระยะเวลา	ใช้เวลาในการทำงาน 2 วัน โดยการคำนวณปริมาณของเหล็กเสริมโดยใช้โปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel มาช่วยในการทำและตรวจสอบซึ่งใช้เวลานานในการบันทึก	ใช้เวลาในการทำงาน 1 ชั่วโมง ซึ่งได้จากการทำแบบจำลองของอาคารทั้งหมดในฐานข้อมูลกลาง ทำให้สามารถประมวลผลได้ในทันที
	ความสะดวกสบาย	มีการใช้รูปแบบและสูตรคำนวณของโปรแกรมสำนักงาน Microsoft Excel มาช่วยในการคิดปริมาณเหล็กเสริมแต่การคิดปริมาณนั้นจะต้องรอแบบสำเร็จจากกระบวนการการออกแบบก่อนจึงสามารถเริ่มการทำงานได้	มีรูปแบบการแสดงผลโดยการดึงข้อมูลของอาคารที่ทำการสร้างออกมา ทำให้ได้ปริมาณรวดเร็ว
	ความถูกต้อง	ส่วนของแบบต้องเขียนขึ้นมาจากประสบการณ์ของผู้ออกแบบ ในการนำมาถอดปริมาณ จึงอาจเกิดข้อผิดพลาดได้จากแบบที่ไม่ชัดเจน	มีการสร้างแบบจำลองก่อนการก่อสร้างซึ่งทำให้ทราบปริมาณก่อนตั้งแต่งานออกแบบ
	การแก้ไข	การแก้ไขต้องแก้ไขทั้งในแบบก่อสร้างและการถอดปริมาณราคาในโปรแกรมสำนักงานจึงจำเป็นต้องใช้เวลาพอสมควร	ถ้ามีการแก้ไขข้อมูลในส่วนแบบ ข้อมูลกลางจะถูกทำการแก้ไขตามไปด้วยโดยอัตโนมัติ

7. สรุปผลการวิจัย

จากการวิจัยการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการบริหารจัดการงานเหล็กเสริมคอนกรีตของธุรกิจบ้านจัดสรร สรุปผลได้ดังนี้

7.1 ในขั้นตอนการหาปริมาณเหล็กเสริมคอนกรีต พบว่า ระบบสารสนเทศของอาคารสามารถทำได้ดีกว่าระบบเดิมทั้งเรื่องของเวลา ความสะดวกสบาย การแก้ไข และสามารถนำไปใช้ต่อยอดในส่วนอื่นไม่ว่าจะเป็นขั้นตอนการวางแผนงาน และสามารถแสดงผลขั้นตอนเป็นรูป 3 มิติ ของอาคาร ซึ่งจะทำให้เข้าใจง่าย และเป็นไปตามที่ก่อสร้างจริง

7.2 ความแตกต่างระหว่างการใช้ระบบเดิม กับระบบสารสนเทศของอาคารคือระบบเดิมนั้นเป็นการสร้างแบบโดยเป็นรูปแบบ 2 มิติ อย่างเดียวทำให้ผู้ถอดปริมาณหรืองานอื่นต้องใช้ความรู้ความสามารถและประสบการณ์ในการทำงาน แต่ระบบสารสนเทศของอาคาร เป็นการสร้างแบบด้วยรูปแบบ 2 มิติ และ 3 มิติ ทำให้เห็นภาพในการก่อสร้างจริงและเข้าใจแบบได้ง่าย จึงทำให้เกิดประโยชน์การใช้งานมากกว่าระบบเดิม

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ บริษัทบ้านจัดสรรในจังหวัดเชียงใหม่สำหรับกรณีศึกษาในการทำงานวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ทรงพล ยมนาค. (2553). “Building Information Modeling สำหรับงานออกแบบ ก่อสร้าง”. บทความวิชาการในโครงการประชุมวิชาการระดับบัณฑิตศึกษาคณะสถาปัตยกรรม-ศาสตร์, (มีนาคม): หน้า 14-26

[2] D. Smith. " An Introduction to Building Information Modelling (BIM)." *Journal of Building Information Modelling*, pp. 12-14, 2007

[3] C. Eastman, et al. (2012). " A Progress Report on an Industry-Wide National BIM StandardTM" *Journal of Building Information Modelling* 6(2), pp. 27-28

[4] สถาบันสถาปนิก สยาม. (2558). แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับประเทศไทย (Thailand BIM Guideline). กรุงเทพฯ:สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์

[5] Mc-Graw Hill Construction Research and Analytic (MCRA). (2009). The business value of BIM Getting building information modelling to the bottom line. USA.

[6] ธณัชชา สุขขี. (2554). การศึกษาการเลือกใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารสำหรับอุตสาหกรรม ก่อสร้างในประเทศไทย. การค้นคว้าอิสระวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาการจัดการโครงการก่อสร้าง, บัณฑิตวิทยาลัยมหาวิทยาลัยศิลปากร.

[7] Autodesk Inc. (2002). Building Information Modelling. Autodesk building industry solution. USA.

[8] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. (2554). มาตรฐานการคิดปริมาณงานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์.

[9] วสันต์ ธีระเจตกูล. (2555). สัญญา ข้อกำหนดและประมาณการก่อสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ: แดเน็กซ์ อินเตอร์คอร์ปอเรชั่น. หน้า 3-5

[10] Jahromi, M.H., et al. (2012). “Solving an one dimensional cutting stock problem by simulated annealing and tabu search”. Journal of Industrial Engineering International. 8(24), 1-8.

[11] Kantorovich, L.V. (1960). Mathematical methods of organizing and planning production. Retrieved January 12, 2018,From

https://pubsonline.informs.org/doi/abs/10.1287/mnsc.6.4.366

[12] Gilmore, P.C., and Gomory, R.E., 1961. "A Linear Programming Approach to The Cutting Stock Problem", Operations Research, 9: 849-859.

[13] คณะกรรมการราคากลางและขึ้นทะเบียนผู้ประกอบการ (2562). หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางการก่อสร้าง.

[14] วีรศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์. (2555). การประยุกต์ใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารในการบริหารงานก่อสร้างอาคารเหล็ก.จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย คณะวิศวกรรมศาสตร์

[15] สถาบันสถาปนิก สยาม. (2558). แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับประเทศไทย (Thailand BIM Guideline). กรุงเทพฯ: สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์.

กรณีศึกษาต้นทุนคุณภาพในงานสถาปัตยกรรมในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม

A case study of cost of quality in architectural works in a condominium construction project

พิจาริน เอ่งฉ้วน[1*] และ กมลวัลย์ ลือประเสริฐ [2]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร

[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร

**Corresponding author; E-mail address: s6101081811020@email.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยแบบคอนโดมิเนียม มักเป็นโครงการที่มีมูลค่าสูง มีรายละเอียดการตกแต่งภายในห้องพักรวมทั้งข้อกำหนดทางคุณภาพของผู้ซื้อห้องชุดที่ต้องการความปราณีต เรียบร้อยและสวยงาม ส่งผลต่อการตรวจรับและการส่งมอบห้องชุดของลูกค้า ทำให้ต้นทุนคุณภาพของบริษัทผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์สูงขึ้น การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาต้นทุนความล้มเหลวที่เกิดจากการแก้ไขงานซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของต้นทุนคุณภาพของงานสถาปัตยกรรมในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม โดยนำคำสั่งการแก้ไขงานสถาปัตยกรรมของโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม 46 ชั้น 554 ห้องชุด ที่มีราคาขายเริ่มต้นห้องละ 3.99 ล้านบาท มาวิเคราะห์แยกออกเป็น 5 หมวดหลัก ได้แก่ข้อบกพร่องในหมวดพื้น หมวดผนัง หมวดฝ้า หมวดประตู-หน้าต่าง และหมวดสุขภัณฑ์ พบว่าประเภทและลักษณะของข้อบกพร่องสำคัญที่เกิดขึ้น ด้วยหลักการพาเรโต้ 80/20 หรือรายการคำสั่งแก้ไขที่มีจำนวนรวม 80% ของคำสั่งทั้งหมด พบว่ามีข้อบกพร่องสำคัญ 12 รายการจากทั้งหมด 33 รายการ โดยหมวดที่พบข้อบกพร่องสำคัญมากที่สุดคือหมวดผนังโดยเป็นข้อบกพร่องเกี่ยวกับผนังปูนฉาบเรียบ 22.34% และมุมผนัง 15.23% และเมื่อนำข้อบกพร่องผนังปูนฉาบเรียบไปแยกแยะลักษณะ พบว่าเป็นปัญหาเกี่ยวกับความเรียบร้อยของงานปูน 34.08% ส่วนของปัญหามุมผนัง จะเกิดจากมุมผนังไม่ได้ดิ่ง 20.87% โดยรวมพบว่ามีห้องชุดจำนวน 420 ห้อง (75.81%) ที่มีคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่องในงานสถาปัตยกรรม การดำเนินการแก้ไขข้อบกพร่องที่เกิดขึ้นจะถูกดำเนินการรวมกันเป็นหมวดงานที่ต้องแก้ไขในครั้งเดียว โดยไม่แยกแก้ไขข้อบกพร่องเป็นรายห้องหรือรายคำสั่ง ทำให้เกิดความล่าช้าในการแก้ไขข้อบกพร่องเนื่องจากรอแก้ไขพร้อมกันจำนวนมากในครั้งเดียว ทำให้ระยะเวลาการส่งมอบห้องชุดล่าช้า ส่งผลถึงต้นทุนคุณภาพโดยรวม

คำสำคัญ: ต้นทุนคุณภาพ, คอนโดมิเนียม, ข้อบกพร่อง, งานสถาปัตยกรรม

Abstract

A high-rise condominium construction project is usually costly with complicate details of the interior decorations and requirements in aesthetic and functional from buyers of each unit. The requirements affect the inspections and commissioning of each unit and can result in higher cost of quality to the developer. This study aims to determine the failure costs due to reworks of architectural works in a condominium construction project. Architecture rework orders of a 46-story condominium construction project with 554 units, and starting price of 3.99 million baht per unit, were categorized into five main categories, i.e., Floor, Wall, Ceiling, Door & Window, and Sanitary-Ware. The 80/20 Pareto analysis was used to identify 12 major defects. That collectively resulted in 80% of rework orders. The Wall category was found to have the highest number of rework orders, composed of 22.34% of plaster wall defects and 15.23% of wall corner defects. Among the plaster wall defects, 34.08% of the defects are cements finishing defects, while 20.87% of wall corner defects were due to vertical alignment of the wall corner (20.87%). Overall, rework orders of architectural works were issued in 420 units (75.81%). The reworks were carried out in batch of works in the same category and were not carried out by individual order or by unit. With this batching rework approach, the time it takes to close out the rework orders, were prolonged, and commissioning were delayed, resulting in higher cost of quality.

Keywords: Cost of quality, Condominium, Defects, Architectural works

1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันมีการก่อสร้างอาคารสูงและคอนโดมีเนียมเกิดขึ้นจำนวนมาก การจัดสถิติคอนโดมิเนียมประเทศไทย 20 ปี [1] พบว่ามีจำนวนคอนโดมิเนียม สร้างเสร็จจดทะเบียนทั่วประเทศ นับตั้งแต่ปี พ.ศ. 2540-2559 สะสมทั่วประเทศจำนวน 9,054 โครงการ ยูนิตสะสม 989,992 ยูนิต โดยกรุงเทพมหานครมีจำนวนสะสม 458,453 ยูนิต ต่างจังหวัด 440,469 ยูนิต

กล่าวได้ว่ามีการก่อสร้างคอนโดมิเนียมสะสมเพิ่มขึ้นทุกปี การก่อสร้างที่มีมูลค่าสูงเมื่อเกิดความผิดพลาดมูลค่าของความผิดพลาดหรือข้อบกพร่องมักจะสูงตามไปด้วย อีกทั้งการแก้ไขทำให้ระยะเวลาในการส่งมอบให้กับลูกค้าล่าช้าออกไปส่งผลให้ต้นทุนในการก่อสร้างสูงขึ้นและรายรับที่คาดการณ์ไว้ไม่เป็นไปตามแผน ดังนั้นต้นทุนความล้มเหลว (Failure cost) ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของต้นทุนคุณภาพ จึงสำคัญต่อเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างอย่างมาก

ในการพัฒนาโครงการคอนโดมิเนียมทั่วไป บริษัทผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์มักว่าจ้างผู้รับเหมาก่อสร้างเข้าทำการก่อสร้างตามแบบที่ได้กำหนดไว้ ดังนั้นจึงมีการส่งมอบงานระหว่างผู้รับเหมากับบริษัทอสังหาริมทรัพย์ และเมื่อผ่านการตรวจสอบส่งมอบแล้ว บริษัทอสังหาริมทรัพย์จะเริ่มกระบวนการส่งมอบให้กับผู้ซื้อห้องชุดหรือลูกค้าเข้ามาตรวจสอบเพื่อส่งมอบห้องชุดอีกครั้ง หากพบข้อผิดพลาดหรือข้อบกพร่อง ไม่ว่าจะเป็นการตรวจสอบส่งมอบในขั้นตอนใด บริษัทอสังหาริมทรัพย์จะส่งเรื่องให้ผู้รับเหมาทำการแก้ไขข้อบกพร่องจนกว่าจะเป็นไปตามเงื่อนไข

โดยมากแล้วลูกค้าทั่วไปมักให้ความสำคัญกับความปราณีตสวยงามของตกแต่งภายในเป็นอย่างมาก เพราะเหตุนี้จึงเกิดการแก้ไขงานสถาปัตยกรรมบ่อยครั้ง ทำให้เกิดต้นทุนความล้มเหลวที่ส่งผลต่อบริษัทอสังหาริมทรัพย์ โดยเกิดความสูญเสียจากระยะเวลารอคอยการแก้ไขงาน ค่าใช้จ่ายทางอ้อมอื่นๆ ในการแก้ไขงาน เช่น ดอกเบี้ยหรือชื่อเสียงที่เสียหายทำให้เสียโอกาสในอนาคต และอาจเกิดผลกระทบกับกำไรหรือรายได้ที่ไม่เป็นไปตามแผน ซึ่งอาจมีผลมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับงานที่ต้องแก้ไขทำซ้ำนั้นเกิดขึ้นมากน้อยหรือมีความรุนแรงในระดับใด

1.1 นิยามศัพท์เฉพาะ (Definitions)

“ข้อบกพร่อง” หรือความผิดพลาดคือลักษณะที่ไม่เป็นไปตามมาตราฐานหรือข้อกำหนดตามสัญญา ทั้งที่มีผลต่อการใช้งานและไม่มีผลต่อการใช้งาน เช่น การทาสีผิดจากแบบ

“ข้อบกพร่องสำคัญ” หมายถึงข้อบกพร่องที่เป็นปัญหาสำคัญ ผ่านการคัดเลือกด้วยวิธี Pareto โดยเป็น 80% ของปัญหา

“ลักษณะสำคัญ” หมายถึงลักษณะข้อบกพร่องที่เป็นปัญหาสำคัญผ่านการคัดเลือกด้วยวิธี Pareto (รอบที่ 2) โดยเป็น 80% ของปัญหา

“ต้นทุนคุณภาพ” หมายรวมถึงค่าใช้จ่ายที่เกี่ยวเนื่องจากกิจกรรมต่างๆ ที่ก่อให้เกิดคุณภาพ

“ต้นทุนภายใน”หมายถึง ต้นทุนที่เกิดจากการสืบหาความบกพร่องของสินค้าก่อนส่งไปถึงมือลูกค้า

“ต้นทุนเสียโอกาสเนื่องจากความล่าช้า”หมายถึงมูลค่าความสูญเสียที่เกิดขึ้นในช่วงการส่งมอบห้องชุด

“ต้นทุนแก้ไข”หมายถึงต้นทุนที่เกิดจากการทำงานซ้ำ

1.2 วัตถุประสงค์

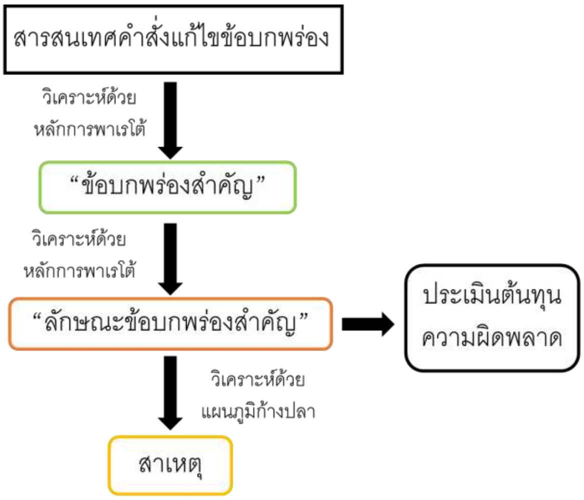
เนื่องจากต้นทุนความล้มเหลวที่เกิดจากข้อบกพร่องของงานก่อสร้างมีความสำคัญต่อการรับรู้รายได้ของบริษัทอสังหาริมทรัพย์ ดังนั้นการศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะระบุประเภทและลักษณะของข้อบกพร่องสำคัญในงานสถาปัตยกรรมในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียม รวมถึงการระบุสาเหตุที่ทำให้เกิดข้อบกพร่องสำคัญดังกล่าวและประเมินมูลค่าต้นทุนคุณภาพที่เกิดจากการแก้ไขข้อบกพร่องสำคัญสำหรับใช้เป็นแนวทางในการหาแนวทางกำกับดูแลป้องกันไม่ให้เกิดข้อบกพร่องสำคัญที่ทำให้เกิดคำสั่งแก้ไขงานเป็นจำนวนมาก

1.3 ขอบเขตการศึกษา

การศึกษานี้จะครอบคลุมข้อบกพร่องในหมวดงานสถาปัตยกรรมที่เกิดขึ้นในการส่งมอบระหว่างผู้รับเหมาและบริษัทอสังหาริมทรัพย์ ในโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียมกรณีศึกษาที่มีราคา 100,000 - 170,000 บาทต่อตารางเมตรในกรุงเทพมหานครและปริมณฑล โดยแยกหมวดหมู่ข้อบกพร่องในงานสถาปัตยกรรมที่ปรับปรุงจาก ดนัยและกมลวัลย์ [2] โดยแบ่งงานสถาปัตยกรรมออกเป็น 5 หมวดหลักดังแสดงในตารางที่ 1

2. วิธีการศึกษา

การศึกษานี้ใช้หลักการพาเรโต้ประกอบกับแผนภูมิก้างปลา โดยวิเคราะห์ข้อบกพร่องสำคัญจากความถี่ตามหลักของกฎ 80:20 [3] คือสาเหตุหลัก 20% ส่งผลทำให้เกิดผลลัพธ์ 80% เพราะแก้ไขปัญหาน้อยแต่ส่งผลมาก การศึกษานี้จึงเลือกใช้หลักการพาเรโต้ ขั้นตอนต่อไปหาลักษณะสำคัญในหมวดงานที่เกิดข้อบกพร่องมากที่สุด ด้วยหลักการพาเรโต้อีกครั้ง จนได้ลักษณะข้อบกพร่องสำคัญเพื่อนำมาเป็นหัวข้อหลักในการวิเคราะห์หาสาเหตุและนำเสนอด้วยแผนภูมิก้างปลา เมื่อวิเคราะห์หาสาเหตุหลักได้แล้ว จึงนำไปสัมภาษณ์หาวิธีการแก้ไขและแนวทางการป้องกันโดยการสอบถามจากผู้ควบคุมงานในโครงการ และสุดท้ายจึงนำลักษณะข้อบกพร่องสำคัญที่เกิดขึ้นมากที่สุดมาประเมินต้นทุนความล้มเหลวที่เกิดขึ้น



รูปที่ 1 สรุปขั้นตอนการศึกษาข้อมูล

2.1 โครงการกรณีศึกษา

โครงการกรณีศึกษาเป็นโครงการก่อสร้างคอนโดมิเนียมในกรุงเทพฯ ของบริษัทพัฒนาอสังหาริมทรัพย์แห่งหนึ่ง จำนวน 40 ชั้น จำนวนห้องชุดที่เก็บข้อมูล 554 ห้องชุด ครอบคลุมชั้นที่ 6 ถึง 46 ราคาต่อตร.ม. เฉลี่ย 148,000 บาท/ตร.ม. ช่วงเวลาที่มีการออกคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่องลงระบบสารสนเทศ ประมาณ 7 เดือน ตั้งแต่มิถุนายน 2562 จนถึง มกราคม 2563 โดยโครงการฯ มีห้องชุด 4 ประเภทได้แก่ ประเภท A - 1 Bedroom, ประเภท B - 2 Bedrooms, ประเภท C - Duplex และประเภท D - 3 Bedrooms และมีผู้รับเหมางานสถาปัตยกรรมทั้งหมด 6 ราย ได้แก่บริษัท V รับผิดชอบหมวดพื้น ผนัง และฝ้า บริษัท T รับผิดชอบหมวดพื้น บริษัท DE รับผิดชอบหมวดประตู-หน้าต่าง บริษัท D รับผิดชอบหมวดประตู-หน้าต่าง บริษัท F รับผิดชอบหมวดประตู-หน้าต่าง และบริษัท TE รับผิดชอบหมวดสุขภัณฑ์

2.2 สารสนเทศคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่อง

คำสั่งแก้ไขดังกล่าวจะออกโดยผู้ควบคุมงานของบริษัทอสังหาริมทรัพย์ที่ทำการตรวจสอบผลงานของผู้รับเหมา โดยแต่ละครั้งที่เข้าตรวจสอบหากพบข้อบกพร่องใดๆ จะออกรหัสของการตรวจสอบในครั้งนั้น ประกอบด้วย รหัสพื้นที่อาคาร (Block) ชั้นที่เกิดข้อบกพร่อง (Level) ห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่อง (Unit) หมายเลขเคส (Case number), รหัสไอดี (ID), ตำแหน่งสถานที่ในห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่อง (Location), หมวดหมู่ข้อบกพร่อง (Type), หมวดหมู่ย่อยข้อบกพร่อง (Subtype), ลักษณะข้อบกพร่อง (Description) ผู้รับเหมาที่เป็นผู้ดำเนินการ (Contractor) และจำนวนวันแก้ไข (Number days open) ซึ่งในแต่ละครั้งที่ทำการตรวจสอบและออกรหัสของการตรวจสอบ (Case number) อาจพบหลายข้อบกพร่องในห้องชุดนั้นหรือมีหลายรหัสไอดี (ID) ในรหัสการตรวจสอบ (Case number) เดียวกันได้

2.3 หมวดหมู่ข้อบกพร่อง

คำสั่งแก้ไขงานจะถูกนับและจำแนกออกเป็น 5 หมวด ได้แก่ หมวดพื้น (F) หมวดผนัง (W) หมวดฝ้าเพดาน (C) หมวดประตูและหน้าต่าง (D) และหมวดสุขภัณฑ์ (S) โดยมีหมวดหมู่ย่อย ดังแสดงในตารางที่ 1 เพื่อระบุหมวดข้อบกพร่องสำคัญและระบุลักษณะข้อบกพร่องสำคัญโดยใช้หลักการพาเรโต้ 80/20

ตารางที่ 1 หมวดหมู่หลักและย่อยของข้อบกพร่องในงานสถาปัตยกรรม

หมวดพื้น (F)	หมวดผนัง (W)	หมวดฝ้า (C)	หมวดประตู-หน้าต่าง (D)	หมวดสุขภัณฑ์ (S)
F1 ท้องพื้น	W1 ผนังกระเบื้อง	C1 กล่องม่าน	D1 ประตูกระจกห้องอาบน้ำ	S1 ชักโครก
F2 พื้นภายใน	W2 งานทาสี	C2 ฝ้าตกแต่งลดระดับ	D2 ประตูไม้บานเปิดทางเข้าใหญ่	S2 ตัวก๊อกน้ำ
F3 พื้นระเบียง	W3 บัวผนัง	C3 ฝ้าเรียบ (ยิปซั่ม)	D3 ประตูไม้บานเปิดห้องนอน	S3 ราว
F4 พื้นห้องครัว	W4 ผนังปูนฉาบเรียบ	C4 สีฝ้าเพดาน	D4 ประตูระเบียงกระจกอลูมิเนียม	S4 สุขภัณฑ์
F5 พื้นห้องโถง	W5 มุมผนัง	C5 ฝ้าไม้	D5 ประตูห้องพักห้องน้ำ	S5 อ่างล้างหน้า
F6 พื้นห้องน้ำ	W6 รอยต่อฝ้า - ผนัง	C6 ฝ้าอื่น ๆ	D6 ประตูอลูมิเนียม	S6 อ่างอาบน้ำ
	W7 ผนังอื่น ๆ		D7 หน้าต่างอลูมิเนียมกระจก	
			D8 ประตู หน้าต่างอื่น ๆ	

2.4 การหาสาเหตุ

ลักษณะข้อบกพร่องสำคัญที่พบจากหลักการพาเรโต้ จะถูกนำมาประเมินหาสาเหตุ โดยแบ่งสาเหตุออกเป็น 4 สาเหตุหลัก [4] ได้แก่ การจัดการ ขั้นตอน วัสดุ แรงงาน โดยใช้แผนภูมิก้างปลา (Fishbone diagram) [6,7] ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 5 แล้วจึงนำไปสอบถามสัมภาษณ์วิศวกรโครงการหรือผู้มีส่วนเกี่ยวข้องว่าสาเหตุใดเป็นสาเหตุหลักหรือเป็นไปได้มากที่สุด

2.5 การคิดต้นทุนความล้มเหลว

จากแนวคิดของ Joseph M Juran [8] กล่าวถึงต้นทุนความล้มเหลวภายใน การศึกษานี้จะเน้นต้นทุนความล้มเหลวภายใน (Internal failure costs, IFC) หมายถึง ต้นทุนที่เกิดจากข้อบกพร่องก่อนส่งถึงมือลูกค้า ซึ่งจะรวมถึงการแก้ไขงาน การทำงานซ้ำและการตรวจสอบซ้ำ

การศึกษานี้แบ่งต้นทุนความล้มเหลวภายใน (IFC) ออกเป็น 2 ส่วน ประกอบไปด้วย ต้นทุนจากความล่าช้า (Delay cost, DeC) และต้นทุนจากการแก้ไขงาน (Rework cost, ReC) โดยนำหลักการคิดจาก ดนัย และกมลวัลย์ [2] มาปรับปรุงโดยจะทำการประเมินต้นทุน DeC จากระยะเวลาการแก้ไขงานของแต่ละห้องชุดและระยะเวลาขอขยายสัญญาจ้างระหว่างผู้รับเหมาและบริษัทอสังหาริมทรัพย์ ดังนี้

DeC (บาท) = ∑ [Pi (บาท) x Di (วัน)] x MARR (%/วัน)

โดย

MARR (%/วัน) คือ อัตราผลตอบแทนการลงทุนขั้นต่ำของบริษัทฯ ทั้งนี้ บริษัทฯ ได้กำหนดให้ MARR เท่ากับร้อยละ 20 ต่อปี หรือร้อยละ 20/365 ต่อวัน

Pi (บาท) คือ มูลค่าห้องชุด (บาท)

Di (วัน) คือระยะเวลาล่าช้าโดยนับจากวันออกคำสั่งแก้ไขครั้งแรกถึงวันปิดคำสั่งแก้ไขสุดท้ายของห้องชุดนั้น

โดยทั่วไปแล้วค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงาน (ReC) จะอยู่ในความรับผิดชอบผู้รับเหมา นอกจากมีกรณีที่บริษัทอสังหาริมทรัพย์จัดจ้างเพิ่มเติม บริษัทผู้รับเหมาจึงทำการเสนอราคาเพิ่มเติมและนับเป็นต้นทุนแก้ไข (Rec) ที่เกิดขึ้นกับบริษัทอสังหาริมทรัพย์ ดังนี้

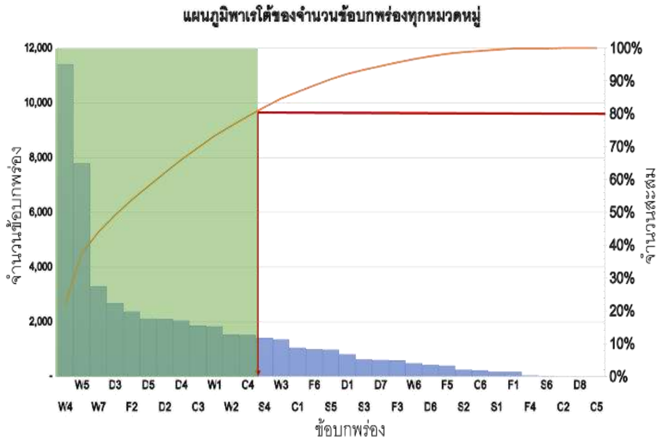
ReC (บาท) = รวมมูลค่าการจัดจ้างแก้ไขเพิ่มเติม

3. ผลการศึกษา

3.1 ข้อบกพร่องสำคัญ

จากสารสนเทศคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่องจำนวน 51,089 รายการ จากห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่องทางสถาปัตยกรรมจำนวน 420 ห้อง เมื่อทำการวิเคราะห์ข้อบกพร่องสำคัญด้วยหลักการพาเรโต้ดังแสดงในตารางที่ 2 และรูปที่ 2 พบว่ามีคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่องสูงสุดรวมจำนวนข้อบกพร่องรวมร้อยละ 79.31 อยู่ 12 รายการจากข้อบกพร่องทั้งหมด 33 รายการในตารางที่ 1 หรือกล่าวได้ว่า หากลดข้อบกพร่อง 12 รายการนี้ได้จะสามารถลดผลกระทบได้ 79.3% โดยสามลำดับแรกที่มีข้อบกพร่องสูงสุดอยู่ในหมวดผนัง ได้แก่ W4 ผนังปูนฉาบเรียบ (22.34%), W5 มุมผนัง(15.23%) และ W7 ผนังอื่น ๆ (6.44%)

จากการวิเคราะห์ข้อบกพร่องสำคัญ 12 รายการพบว่าหมวดหมู่ข้อบกพร่องที่พบมากที่สุดคือหมวดของผนัง จำนวน 5 รายการ คิดเป็น 41.6% ของข้อบกพร่องทั้งหมด



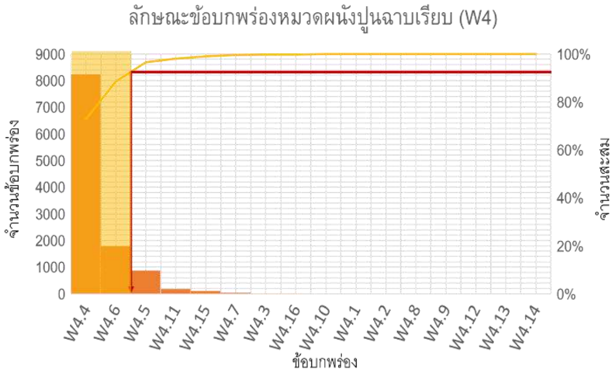
รูปที่ 2 แผนภูมิพาเรโต้ข้อบกพร่องสำคัญทุกหมวดในงานสถาปัตยกรรม

ตารางที่ 2 รายละเอียดข้อบกพร่องสำคัญในงานสถาปัตยกรรม

ลำดับ	ข้อบกพร่อง		จำนวน (ครั้ง)	ร้อยละ	ร้อยละสะสม	ระยะเวลาเฉลี่ย (วัน)
1	W4	ผนังปูนฉาบเรียบ	11,411	22.34	22.34%	83.98
2	W5	มุมผนัง	7,783	15.23	37.57%	110.43
3	W7	ผนังอื่น ๆ	3,290	6.44	44.01%	92.41
4	D3	ประตูไม้บานเปิดห้องนอน	2,678	5.24	49.25%	99.26
5	F2	พื้นภายใน	2,371	4.64	53.89%	60.29
6	D5	ประตูห้องพัก ห้องน้ำ	2,108	4.13	58.02%	100.42
7	D2	ประตูไม้บานเปิดทางเข้าใหญ่	2,103	4.12	62.13%	91.57
8	D4	ประตูระเบียง กระจกอลูมิเนียม	2,042	4.00	66.13%	75.26
9	C3	งานฝ้าเรียบ (ยิปซั่ม)	1,862	3.64	69.78%	69.30
10	W1	ผนังกระเบื้อง	1,829	3.58	73.36%	60.07
11	W2	งานทาสี	1,525	2.98	76.34%	58.56
12	C4	งานสีฝ้าเพดาน	1,519	2.97	79.31%	80.06

3.2 ลักษณะข้อบกพร่องสำคัญ

เมื่อนำข้อบกพร่องสำคัญที่เกิดขึ้นมากที่สุดได้แก่ W4 ผนังปูนฉาบเรียบมาวิเคราะห์พาเรโต้อีกครั้งเพื่อระบุลักษณะข้อบกพร่องสำคัญ พบว่ามีลักษณะข้อบกพร่องทั้งสิ้น 16 รายการ ดังแสดงในตารางที่ 3 และรูปที่ 3 โดยลักษณะข้อบกพร่อง W4.4 เก็บงานปูน เป็นลักษณะข้อบกพร่องที่เกิดขึ้นมากที่สุดถึง 72.75%

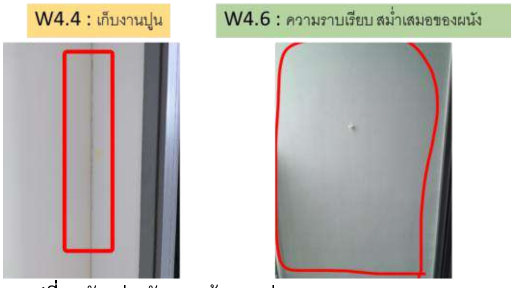


รูปที่ 3 ลักษณะข้อบกพร่องสำคัญของผนังปูนฉาบเรียบ

ตารางที่ 3 รายละเอียดลักษณะข้อบกพร่องสำคัญในงานผนังปูนฉาบเรียบ

ลำดับ	ลักษณะข้อบกพร่อง	จำนวน (ครั้ง)	ร้อยละ	ร้อยละสะสม	ระยะเวลาเฉลี่ย (วัน)
1	W4.4 เก็บงานปูน	8,233	72.75%	72.75%	87.12
2	W4.6 ความราบเรียบสม่ำเสมอของผนัง	1,790	15.82%	88.57%	55.39
3	W4.5 เก็บงานสกิมไม่เรียบร้อย	892	7.88%	96.45%	57.69
4	W4.11 งานสี งานสกิม	184	1.63%	98.07%	116.82
5	W4.15 เป็นคลื่น/แตก/เป็นรอย ไม่เรียบ	110	0.97%	99.05%	40.90

6	W4.7 การตรวจแนวดิ่งของมุมผนังด้านใน	48	0.42%	99.47%	69.15
7	W4.3 กรีดร่องให้เห็นโฟม	20	0.18%	99.65%	48.77
8	W4.16 ร่องกรูฟ ไม่เรียบร้อย	19	0.17%	99.81%	65.21
9	W4.10 งานสี	13	0.11%	99.93%	58.91
10	W4.1 กล่องไฟอยู่ในผนัง	2	0.02%	99.95%	124.50
11	W4.2 กรอบมุมบน ไม่ได้ฉาก	1	0.01%	99.96%	10.00
12	W4.8 ความสะอาด	1	0.01%	99.96%	30.00
13	W4.9 งานปูนและงานสี	1	0.01%	99.97%	63.00
14	W4.12 ตัดเหล็กออก	1	0.01%	99.98%	6.00
15	W4.13 ตู้ล้นผนัง	1	0.01%	99.99%	1.00
16	W4.14 ท่องานระบบล้นผนังและโครงฝ้า	1	0.01%	100.00%	7.00

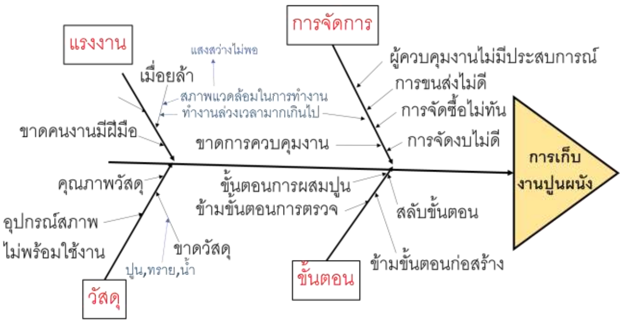


รูปที่ 4 ตัวอย่างลักษณะข้อบกพร่อง W4.4 และ W4.6

รูปที่ 4 เป็นตัวอย่างของลักษณะข้อบกพร่อง W4.4 การเก็บงานปูนซึ่งเกิดขึ้นบริเวณรอยต่อผนังและ W4.6 ความราบเรียบสม่ำเสมอของผนัง หากป้องกันไม่ให้เกิดลักษณะของข้อบกพร่องดังกล่าวได้ จะสามารถลดผลกระทบข้อบกพร่อง W4 ผนังปูนฉาบเรียบได้ 88.57%

3.3 สาเหตุของข้อบกพร่องสำคัญ

จากการลักษณะของข้อบกพร่องสำคัญ W4.4 การเก็บงานปูน สามารถนำมาวิเคราะห์ด้วยแผนภูมิก้างปลาดังรูปที่ 5 แบ่งสาเหตุออกเป็น 4 สาเหตุ ได้แก่ แรงงาน วัสดุ ขั้นตอนและการจัดการ



รูปที่ 5 แผนภูมิก้างปลาของ W4.6 การเก็บงานปูนของหมวดผนัง W4

จากการสัมภาษณ์พบว่าเหตุผลที่ทำให้เกิดลักษณะข้อบกพร่อง การเก็บงานปูน มากที่สุด โดยเกิดจากงานก่อนหน้าที่ทำไว้ไม่เรียบร้อยเป็นการข้ามขั้นตอนการตรวจสอบ ทำให้เกิดลักษณะข้อบกพร่องเรื่องนี้เป็นจำนวนมาก สอดคล้องกับแผนภูมิก้างปลาในสาเหตุขั้นตอน เรื่องข้ามขั้นตอนการตรวจในรูปที่ 5 และอีกส่วนหนึ่งเกิดจากฝีมือของช่าง

3.4 ระยะเวลาล่าช้า

ในการประเมินต้นทุนจากความล่าช้า (DeC) จำเป็นต้องมีการประเมินระยะเวลาล่าช้าเพื่อนำไปหาค่าเสียโอกาสที่เกิดจากการรับรู้รายได้ล่าช้า โดยการประเมินระยะเวลาล่าช้า จะประเมินจากวันที่มีการออกคำสั่งแก้ไขจนถึงวันปิดคำสั่งแก้ไขทุกคำสั่งของห้องชุดนั้น ทั้งนี้จำนวนห้องชุดประเภทต่าง ๆ และสุดท้ายจึงนำมาเฉลี่ยตามประเภทห้องชุด สรุปได้ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ระยะเวลาล่าช้าในการแก้ไขห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่อง

Room Type	จำนวนห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่อง	ระยะเวลาแก้ไข Min – Max	ระยะเวลาเฉลี่ย(วัน)
A – 1 Bedroom	132	14 - 159	46.70
B – 2 Bedrooms	81	14 - 160	38.72
C – Duplex	199	14 - 160	42.44
D – 3 Bedrooms	8	14 - 182	78.13

3.5 ต้นทุนความล้มเหลวภายใน (Internal Failure Costs, IFC)

ต้นทุนจากความล่าช้า (Delay cost, DeC) เป็นการประเมินมูลค่าความสูญเสียที่เกิดขึ้นในช่วงการส่งมอบห้องชุด โดยประเมินจากเวลารับรู้รายได้ที่ช้าลง ทั้งนี้จากการสอบถามบริษัทฯ ได้กำหนดอัตราผลตอบแทนการลงทุนขั้นต่ำ (MARR) ไว้เท่ากับ 20% ต่อปี หรือ 0.0548% ต่อวัน โดยการประเมินนี้อยู่บนสมมติฐานที่ว่าบริษัทฯ เสียโอกาสที่จะได้รับเงินค่าตอบแทนในการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ ที่จะสามารถนำไปใช้ในกิจการอื่น ๆ เช่น นำไปใช้ในการลงทุนเพิ่มเติมหรือปล่อยกู้ได้ โดยมูลค่ารวมของห้องชุด 420 ห้องชุดจะใช้ค่าเฉลี่ยราคาห้องชุดจากตารางที่ 5 และระยะเวลาเฉลี่ยในการแก้ไขข้อบกพร่องในตารางที่ 4 ในการประเมินต้นทุนความล่าช้าเป็นหลัก

ตารางที่ 5 ราคาเฉลี่ยห้องชุดแต่ละประเภท

Room Type	จำนวนห้องชุดทั้งหมด	ราคาต่ำสุด (ล้านบาท)	ราคาสูงสุด (ล้านบาท)	ราคาเฉลี่ย (ล้านบาท)
A – 1 Bedroom	180	4.68	6.97	5.825
B – 2 Bedrooms	109	7.10	8.67	7.885
C – Duplex	257	18.36	19.11	18.735
D – 3 Bedrooms	8	23.1	35.15	29.125

จากหลักการคำนวณค่าเสียโอกาสในส่วนต้นทุนที่เกิดจากความล่าช้า สามารถคำนวณ Dec ของห้องชุดแบบต่างๆ จาก MARR 0.0548% ต่อวัน เช่น แบบ A ที่มีมูลค่าเฉลี่ยเท่ากับ 5.825 ล้านบาท จำนวน 132 ห้องชุด ระยะเวลาเฉลี่ยในการส่งมอบล่าช้า 46.70 วัน ดังนี้

DeC ของห้องชุดแบบ A = 5.825 x 132 x 0.000548 x 46.70

= 19.677 ล้านบาท

DeC ของห้องชุดแบบ B = 7.885 x 81 x 0.000548 x 38.72
= 13.549 ล้านบาท

DeC ของห้องชุดแบบ C = 18.735 x 199 x 0.000548 x 42.44
= 86.694 ล้านบาท

DeC ของห้องชุดแบบ D = 29.125 x 8 x 0.000548 x 78.13
= 9.974 ล้านบาท

รวมต้นทุนเสียโอกาสเนื่องจากความล่า DeC ของห้องชุดทั้ง 4 แบบ จำนวน 420 ห้องชุด คือ 129.895 ล้านบาท สำหรับต้นทุนจากการแก้ไขงาน (Rework cost, ReC) ซึ่งในโครงการนี้มีรายการจัดจ้างเพิ่มเติมในเรื่องของสุขภัณฑ์ห้องมีรายการดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ระยะเวลาล่าช้าในการแก้ไขห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่อง

รายการ	ราคาสินค้า (บาท)
ราวแขวนผ้า 4 ชุด	5,840.80
ก๊อกอ่าง 4 ชุด	5,409.60
ปากกรองก๊อกล้างหน้า 4 ชุด	383.16
วาล์วเปิดปิด 4 ชุด	5,409.60
ฝักบัวราวเลื่อน 4 ชุด	7,408.80
Total Amount	24,451.96
Vat 7%	1,711.64
Net Amount	**26,163.60**

ReC = 26,163.60 บาท

ดังนั้นในกรณีนี้ต้นทุนความล้มเหลวภายใน (IFC) เฉพาะในส่วนของงานสถาปัตยกรรมมีมูลค่าเท่ากับ 129.921 ล้านบาท ทั้งนี้โครงการนี้มีห้องชุดทั้งหมด 554 ห้องชุด สามารถประเมินมูลค่างานได้ทั้งสิ้น 6,955.86 ล้านบาท เมื่อนำมาประเมินหาสัดส่วนต้นทุนความล้มเหลวภายในอันเนื่องมาจากการแก้ไขข้อบกพร่องในงานสถาปัตยกรรม จะประเมินได้เป็นร้อยละ 1.867 ของมูลค่าเฉลี่ยรวมของห้องชุดทั้งหมด

4. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

จากการศึกษาพบว่าข้อบกพร่องที่เกิดก่อนการส่งมอบห้องชุดจำนวน 554 ห้องชุดมีห้องชุดที่พบข้อบกพร่องทั้งหมด 420 ห้องชุด คิดเป็นร้อยละ 75.82 ของห้องชุดทั้งหมด จากการประมวลผลข้อมูลข้อบกพร่อง พบว่ามีข้อบกพร่องสำคัญ 12 รายการจากทั้งหมด 33 รายการ โดยหมวดที่พบข้อบกพร่องสำคัญมากที่สุดคือหมวดผนังเป็นข้อบกพร่องเกี่ยวกับผนังปูนฉาบเรียบ และมุมผนัง เป็นสองลำดับแรก และเมื่อนำข้อบกพร่องผนังปูนฉาบเรียบที่เกิดขึ้นมากที่สุดไปแยกแยะลักษณะข้อบกพร่อง พบว่าเกิดลักษณะข้อบกพร่อง การเก็บงานปูน และความราบเรียบสม่ำเสมอของผนังเป็นสองลักษณะแรกที่เกิดข้อบกพร่องมากที่สุด

ทั้งนี้การแก้ไขข้อบกพร่องแต่ละรายการผู้รับเหมาจะรอแก้ไขงานประเภทเดียวกันจากหลายๆ ห้องชุดและแก้ไขพร้อมกันในครั้งเดียวเพื่อให้เกิดความคุ้มค่าในการแก้ไข ทำให้ระยะเวลาการแก้ไขแต่ละรายการนานแม้จะเป็นข้อบกพร่องเล็กน้อย โดยผลการศึกษาพบว่าระยะเวลาที่ใช้ในการตรวจสอบและแก้ไขในการส่งมอบเฉลี่ยอยู่ที่ 84.8 วันจากสารสนเทศคำสั่งแก้ไขข้อบกพร่องจำนวน 51,089 รายการ

สำหรับสาเหตุที่ทำให้ข้อบกพร่องหมวดผนังที่เกิดขึ้นบ่อยนั้นเป็นเพราะว่าโครงการใช้ผนังสำเร็จรูป แต่มีการข้ามขั้นตอนตรวจหลังการติดตั้งทำให้ผนังไม่ได้ดิ่ง ส่งผลกระทบมายังการฉาบ การเก็บมุมผนัง และการเก็บงานปูน โดยสรุปแล้ว หากเข้มงวดกับการตรวจหลังการติดตั้งผนังสำเร็จรูปดังกล่าว อาจจะสามารถลดระยะเวลาตรวจสอบและแก้ไขในการส่งมอบลงไปได้ รวมถึงลดค่าใช้จ่ายที่เกิดจากค่าแรงและค่าวัสดุที่ใช้ในการแก้ไข และจะเป็นการสร้างความพึงพอใจให้กับลูกค้ายิ่งขึ้นไปด้วย

โดยต้นทุนจากความล่าช้า (DeC) จากห้องชุดที่เกิดข้อบกพร่องทางสถาปัตยกรรมทั้งหมด 420 ห้องชุดจากห้องชุดทั้งหมด 554 ห้องชุด มีมูลค่าต้นทุนความล่าช้า 129.895 ล้านบาทและต้นทุนจากการแก้ไขงาน (ReC) มีเพียงหนึ่งรายการมูลค่า 26,163.60 บาท คิดเป็นต้นทุนความล้มเหลวภายในจากงานสถาปัตยกรรม 129.921 ล้านบาท จากมูลค่าห้องชุด 554 ห้อง จำนวน 6,955.86 ล้านบาท และอัตราผลตอบแทนการลงทุนขั้นต่ำของบริษัท 20% ต่อปี คิดเป็นต้นทุนความล้มเหลวเฉพาะงานสถาปัตยกรรม 1.867% ของมูลค่างาน โดยอาจมีมูลค่าความสูญเสียอื่น ๆ อีกที่ยังไม่ได้ประเมินในการศึกษานี้ เช่น มูลค่าความสูญเสียที่เกิดจากขั้นตอนก่อสร้างอื่นๆ เช่น ระบบโครงสร้าง หรือเศษวัสดุ (Scraps) ประเภทต่างๆ ที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการก่อสร้าง

4.1 ข้อเสนอแนะ

ควรมีการศึกษาต่อเนื่องเพิ่มเติมถึงลักษณะข้อบกพร่องที่เกิดขึ้นในระยะต่าง ๆ ของการก่อสร้าง รวมถึงประเมินต้นทุนความล้มเหลวด้านอื่นเพื่อหาแนวทางป้องกันไม่ให้เกิดปัญหาข้อบกพร่องที่ต้องทำให้มีการแก้ไขงาน โดยอาจศึกษาตั้งแต่ขั้นตอนการออกแบบ การเลือกวัสดุที่ใช้ กระบวนการก่อสร้าง หรือการคัดเลือกผู้รับเหมาก่อสร้าง

เอกสารอ้างอิง

[1] *สถิติคอนโดมิเนียมประเทศไทย 20 ปีเกือบ 1 ล้านยูนิต (2560). www.home.co.th/hometips/news.*

[2] *ดนัย แก้วเจริญ และ กมลวัลย์ ลือประเสริฐ (2560). การศึกษาความสูญเสียในขั้นตอนการตรวจรับงานในงานก่อสร้างบ้านพักอาศัย. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22, นครราชสีมา 18-20 กรกฎาคม 2560 , หน้า 831-838.*

[3] *ธัญลักษณ์ โคตะมี, พรรณทิภา อติชาติ และ วรรณพร จันโทภาส (2558). การใช้แผนภูมิพาเรโตสำหรับการควบคุมคุณภาพในโรงงานอุตสาหกรรม.วารสารวิชาการ คณะวิทยาศาสตร์ หาวิทยาลัยขอนแก่น.*

[4] *สรกฤตย์ พันธุมนตรี (2561). มีเพียง 4 สาเหตุที่ทำให้อาคารเกิดข้อบกพร่อง. http://www.mckeller.co.th/knowledge-and-experience-/5-causes-of-defects*

[5] *H. Benjamin Harvey, MD, JD, Susan T. Sotardi, MD. (2018). QUALITY IN PRACTICE, American College of Radiology. Volume 15, Issue 6, Page 931*

[6] *Ravi Shankar Raman, Yadavalli Basavaraj (2019). Quality Improvement of Capacitors through Fishbone and Pareto Techniques, International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE) ISSN : 2277-3878, Volume-8,Issue-2*

[7] *Mario Coccia (2017). The Fishbone diagram to identify, systematize and analyze the sources of general-purpose technologies, Journal of Social and Administrative Sciences. Volume 4, No 4*

[8] *Amar Murumkar, Dr. S.N. Teli, Dr. U. M. Bhushi, Dr. A. S. Deshpande (2019). Hidden Cost of Quality: A Review, 11th ISDSI International Conference, At IIM, Trichy-Tamilnadu, India*

[9] *Peter E. D. Love, Ph.D., Sc.D.; Pauline Teo, Ph.D.; and John Morrison, S.M. ASCE. (2018). Revisiting Quality Failure Costs in Construction, Journal of Construction Engineering and Management.Volume 2 No 144*

[10] *Anthony Mills; Peter E. Love; and Peter Williams. (2009). Defect Costs in Residential Construction, Journal of Construction Engineering and Management.Volume 1 No 135*

[11] *Gholamreza Heravi, M. ASCE; and Amirhosein Jafari, S.M. ASCE. (2014). Cost of Quality Evaluation in Mass-Housing Projects in Developing Countries, Journal of Construction Engineering and Management. Volume 5 No 140*

การเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้างแบบ PERT โดยกลุ่มตัวอย่างบริษัทสมาชิกสามัญของสมาคมธุรกิจรับสร้างบ้าน

Estimated duration comparison of construction activities by PERT Sample : Ordinary members of Home Builder Association

นครินทร์ ซิ่วนัส[1,*] รองศาสตราจารย์ ดร.วชรภูมิ เบญจโอฬาร[2]

[1,2] สาขาการบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค สำนักวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
**Corresponding author; E-mail address: m6111731@g.sut.ac.th*

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้าง โดยใช้วิธี PERT เพื่อสะท้อนถึงความน่าเชื่อถือ (reliability) ของทฤษฎี และการจัดระดับความสำคัญของปัจจัย ที่มีผลกระทบต่อการประมาณระยะเวลา กลุ่มตัวอย่างคือผู้วางแผนจากบริษัทรับสร้างบ้าน ที่เป็นสมาชิกสามัญของสมาคมธุรกิจรับสร้างบ้าน เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย คือ การสัมภาษณ์เชิงลึกและแบบสอบถาม โดยจำลองโครงการก่อสร้างบ้านพักอาศัย 1 ชั้น ขนาดพื้นที่ใช้สอย 80 ตร.ม. ประกอบด้วย 20 กิจกรรม ให้ผู้วางแผนประมาณระยะเวลาแต่ละกิจกรรมด้วยวิธี PERT และให้ระบุระดับความสำคัญของปัจจัย เครื่องมือที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูล ได้แก่ 1) สถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics) 2) การจัดเรียงระดับความสำคัญ (Likert Ranking Scale) ผลการวิจัยพบว่า (1) ระยะเวลาแผนงานที่น้อยที่สุดและมากที่สุด ต่างกันเท่ากับ 43.25 วัน หรือประมาณ 1 เดือน 13 วัน (2) ค่าความน่าจะเป็นของแผนงานที่โครงการจะแล้วเสร็จ ภายในระยะเวลาที่กำหนด ที่ต่ำที่สุดและสูงที่สุด ต่างกันเท่ากับ 99.99 % (3) กิจกรรมที่ผู้วางแผนประมาณระยะเวลาต่างกันมากที่สุด คือ กิจกรรมงานฉาบผนัง (4) ค่าเฉลี่ยระดับความสำคัญของปัจจัยสูงสุด จากทุกกิจกรรม โดยเรียงลำดับจากมากไปหาน้อย ได้ดังนี้ 1.ทักษะฝีมือช่าง 2.สภาพอากาศ 3.สภาพหน้างาน 4.วัสดุ 5.การขนส่ง 6.เครื่องจักร 7.อุบัติเหตุในการทำงาน

คำสำคัญ: การประมาณระยะเวลา, กิจกรรมงานก่อสร้าง, PERT, ปัจจัยที่ส่งผลกระทบ

Abstract

The purpose of this research is to compare the estimation of construction activities duration by PERT method to reflect on reliability, and to prioritize the factors that affect the estimation of construction period. The sample consisted of planners from house construction companies which are ordinary members of the Home Builder Association. The research instruments are in-depth interviews and questionnaires. By simulating a residential construction project, have the planners estimate the duration of each activity using the PERT method and prioritize the factors. Data analysis includes 1) Descriptive Statistics 2) Likert Ranking Scale. The result demonstrates that (1) The minimum and maximum of schedule are 43.25 days apart, or approximately 1 month and 13 days. (2) A probability value of the schedule that the project will be completed Within the time limit the difference between the lowest and the highest was 99.99% (3) The activity that the planners estimated the most different duration were the plastering activities (4) The average of the highest priority factors of all activity Which can be arranged in descending order as follows : 1.Working skill 2.Weather 3.Site conditions 4.Materials 5.Transportation 6. Machinery 7. Accident.

Keywords: time estimation, construction activity, PERT, affecting factors

1. คำนำ

การวางแผนงานก่อสร้าง คือการจัดสรรทรัพยากรอย่างเหมาะสม และมีประสิทธิภาพ โดยคำนึงถึงเหตุการณ์ล่วงหน้าว่าจะทำอะไร อย่างไร เมื่อไร และโดยใคร เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของโครงการก่อสร้าง จากงานวิจัยเชิงสำรวจในประเทศไทย [17] พบว่าสาเหตุสำคัญของความล่าช้าคือความไม่มีประสิทธิภาพในการวางแผน และจัดตารางเวลางานก่อสร้าง (planning and scheduling deficiencies) และความไม่สมเหตุสมผลของแผนงาน (unrealistic project schedule) หนึ่งในการวางแผนที่ส่งผลต่อระยะเวลาแล้วเสร็จของโครงการคือ การวางแผนระยะเวลาในระดับปฏิบัติการหรือแผนการทำงานย่อย (Work Schedule) เพื่อใช้ปฏิบัติงานที่หน้างานก่อสร้าง โดยผู้วางแผนประมาณระยะเวลาโดยอาศัยประสบการณ์

การสังเกตการณ์ และความชำนาญส่วนบุคคล เช่น การคำนึงถึงอัตราผลผลิต สภาพอากาศ สภาพหน้างาน ความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุ ฯลฯ ซึ่งการประมาณนั้น เปรียบเสมือนเอกลักษณ์ของแต่ละบุคคล เพราะฉะนั้นการประมาณระยะเวลาจึงอาจมีความแตกต่างกัน การประมาณที่ไตร่ตรองข้อเท็จจริงด้วยเหตุและผล อย่างรอบคอบและรอบด้าน ย่อมส่งผลให้เกิดแผนงานที่ดีและมีประสิทธิภาพตามไปด้วย การเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลาโดยผ่านมุมมองของผู้วางแผนที่มีประสบการณ์ต่างกันนั้น จึงเป็นการแสดงให้เห็นถึงวิจารณญาณของผู้วางแผน ที่มีการประมาณระยะเวลาโดยคำนึงถึงปัจจัยแตกต่างกันอย่างไร การวิจัยครั้งนี้มีจุดประสงค์เพื่อเปรียบเทียบการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้าง โดยใช้วิธี PERT เพื่อสะท้อนถึงความน่าเชื่อถือ (reliability) ของทฤษฎี และการจัดระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการประมาณระยะเวลา

2. วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 *การประมาณระยะเวลากิจกรรมด้วยวิธีเพิร์ต (PERT)*

การวางแผนโครงการ เป็นการตั้งเป้าหมายต่อเหตุการณ์ในอนาคต จึงอาจมีความคลาดเคลื่อนอยู่เป็นเรื่องธรรมดา ข้อมูลที่ใช้สำหรับการวางแผนหลายประการมาจากการประมาณ (estimation) โดยเฉพาะระยะเวลาของกิจกรรม [8] PERT อาศัยหลักการทางสถิติ (Statistic) มาช่วยประมาณค่าระยะเวลาของแต่ละกิจกรรม คือการสมมติให้เป็นเหตุการณ์ ที่มีการกระจายแบบปกติ ด้วยค่าประมาณ 3 ค่า ซึ่งผู้วางแผนจะต้องเป็นผู้กำหนดตามวิจารณญาณ (Judgment) อย่างไรก็ตาม ผู้วางแผนอาจมีวิธีการกำหนดร่วมกับข้อมูลที่มีอยู่แล้ว เช่น ข้อมูลก่อสร้างที่ผ่านมา (historical data) ข้อมูลอัตราผลผลิต (Productivity) การพิจารณา 3 ค่าระยะเวลาได้แก่

1.ระยะเวลาอย่างเร็ว (Optimistic duration : Do)

2.ระยะเวลาที่น่าจะเป็นมากที่สุด (Most likely duration : Dm)

3.ระยะเวลาอย่างช้า (Pessimistic duration : Dp)

เมื่อพิจารณาความเป็นไปได้ของเหตุการณ์ทั้งสามลักษณะ จึงสามารถคำนวณหา “ระยะเวลาที่คาดหมาย” (Expected duration : De)

$$D_e = \frac{\left(D_o + 4D_m + D_p\right)}{6} \tag{1}$$

D_e หมายถึง ระยะเวลาที่คาดหมาย

D_o หมายถึง ระยะเวลาอย่างเร็ว

D_m หมายถึง ระยะเวลาที่น่าจะเป็นมากที่สุด

D_p หมายถึง ระยะเวลาระยะเวลาอย่างช้า

ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation : σ) หาได้จากสมการ

$$\sigma = \frac{\left(D_p - D_o\right)}{6} \tag{2}$$

σ หมายถึง ค่าเบี่ยงเบนมาตราฐาน

D_o หมายถึง ระยะเวลาอย่างเร็ว

D_p หมายถึง ระยะเวลาระยะเวลาอย่างช้า

การวิเคราะห์หาความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ “x” สามารถทำได้โดยการใช้ค่า Standard Normal (Z) ซึ่งหาได้ จากสมการ

$$Z_x = \frac{x_i - \mu}{\sigma} \tag{3}$$

z_x หมายถึง standard normal values

x_i หมายถึง the i th observation

μ หมายถึง mean value

σ หมายถึง standard deviation

เมื่อได้ค่า z_x แล้ว จึงนำไปเทียบหาค่าความน่าจะเป็นจาก standard normal table โดยค่าที่แสดงเป็นค่าบวก สำหรับค่าติดลบนั้นต้องหาเทียบกลับจากค่าที่เป็นบวก โดยอาศัยความสมมาตรของกราฟรูปทรงระฆังคว่ำ

2.2 *การประยุกต์ใช้เทคนิคการวางแผนงานกับโครงการก่อสร้าง*

Ersahin, McCabe, and Doyle [16] ได้กล่าวว่า โครงการก่อสร้างจะประสบผลสำเร็จ ย่อมต้องอาศัยการวางแผนที่ดีของผู้วางแผน และระยะเวลาที่ใช้ในการวางแผน ต้องได้มาจากผู้เชี่ยวชาญ และวิสูตร จิระดำเกิง [10] ได้กล่าวว่า แผนงานที่จัดทำไว้อย่างดี จะสามารถใช้กำหนดตัวแปรด้านคุณภาพ เวลา และต้นทุนของทุกกิจกรรม ซึ่งสามารถนำไปใช้ติดตามและตรวจสอบโครงการ

การประยุกต์ใช้เทคนิค CPM และ PERT ในงานก่อสร้าง กรณีศึกษาโครงการธุรกิจบ้านจัดสรร ของอาจอง สุขประเสริฐ [13] จากผลการศึกษาพบว่า โครงการมีงานวิกฤตจำนวน 10 งาน จากการวิเคราะห์ PERT พบว่าความน่าจะเป็นที่โครงการจะแล้วเสร็จใน 130 วัน มีค่าเท่ากับ 71.81% ซึ่งมีโอกาสที่จะเกิดความล่าช้าได้ จึงวิเคราะห์ด้วยการเร่งงาน พบว่าความน่าจะเป็นที่งานจะแล้วเสร็จ เพิ่มขึ้นเป็น 96.02% ซึ่งช่วยควบคุมความผิดพลาดที่อาจจะเกิดขึ้น และสร้างมาตรฐานในการปฏิบัติงานก่อสร้าง

การประยุกต์ใช้เทคนิค CPM และ PERT คำนวณหาเวลามาตรฐานที่เหมาะสม สำหรับโครงการบำรุงรักษาเครื่องกังหันก๊าซ โรงไฟฟ้าจะนะ จังหวัดสงขลา โดยวิเคราะห์ด้วยเทคนิค PERT จากนั้นใช้เทคนิค CPM เพื่อวิเคราะห์สายงานวิกฤติ ของพงศธร ฐานิตสรณ และจีราภรณ์ สุธัมมสภา [6] จากผลการศึกษาพบว่า ระยะเวลาโครงการที่เหมาะสม คือ 35.44 วัน ภายหลังการปรับปรุงแล้วเสร็จ ทำให้ระยะเวลาสูงสุดของโครงลดลงจากเดิม 45 วัน เหลือ 36 วัน ซึ่งสามารถลดค่าเสียโอกาสสูงสุด จากการหยุดเดินเครื่องเพื่อผลิต และขายกระแสไฟฟ้าได้ถึง 27 ล้านบาท

การใช้เทคนิคการวางแผนแบบผสมกันหลายเทคนิค หรือหลายรูปแบบ เช่น การใช้ CPM ร่วมกับ PERT หรือการใช้ร่วมกับการสร้างแบบจำลอง (Simulation) เช่น การแลกเปลี่ยนระหว่างเวลากับต้นทุน (Time-cost trade-off : TCT) หรือการพัฒนาร่วมกับโปรแกรมสำเร็จรูป (Package Software) ซึ่งให้ผลที่ดีกว่าเพียงรูปแบบเดียว อย่างไรก็ตาม การวางแผนที่ดีนั้น ต้องขึ้นอยู่กับประสบการณ์ของผู้วางแผนและความชำนาญ อีกทั้งการบรรลุวัตถุประสงค์ของโครงการ ไม่ได้ขึ้นอยู่กับแผนงานเพียงอย่างเดียว การบริหารจัดการในส่วนอื่นๆ ก็มีส่วนในความสำเร็จด้วยเช่นกัน

2.3 *ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลางานก่อสร้าง*

Wambeke, Hsiang, and Liu [18] กล่าวว่า การแปรผันของระยะเวลาที่วางแผนไว้กับที่ทำได้จริง มีความสำคัญ เนื่องจากสามารถส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพของอัตราผลผลิต (productivity) โดยได้ศึกษาและจัดเป็น 8 หมวดหมู่ และแบ่งเป็น 50 ปัจจัย เพื่อทราบถึงสาเหตุและช่วยลดการแปรผันของระยะเวลา

โชคชัย บุญธนเศรษฐ์ [3] ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อระยะเวลา ค่าใช้จ่าย และคุณภาพในงานก่อสร้าง เพื่อทราบถึงผลกระทบและนำไปใช้บริหารโครงการ โดยแบ่งเป็น 8 ด้าน ได้แก่ การจัดการและการวางแผน บุคลากร วัสดุ เครื่องมือ งานโครงสร้าง สภาพแวดล้อม การผลิต การเงิน จากการศึกษาพบว่า ปัจจัยที่ส่งผลกับระยะเวลามากที่สุดคืองานโครงสร้าง

วิชานันท์ ชม้าย [7] ได้ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อเวลา ค่าใช้จ่าย และคุณภาพในงานก่อสร้างบ้านจัดสรรในเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ผลการวิจัยพบว่า ปัจจัยสำคัญสำหรับเวลาในการก่อสร้าง คือ คนงานขาดทักษะ คนงานไม่เพียงพอ วัสดุไม่เพียงพอ และการจัดส่งวัสดุล่าช้าเป็นปัจจัยสำคัญ ปัจจัยทั้งหลายเหล่านี้ ควรได้รับการพิจารณาดูแลอย่างรอบคอบ และระมัดระวัง เพื่อการบริหารงานก่อสร้างที่ดีขึ้น

จากการทบทวนงานวิจัยพบว่า ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อโครงการมีจำนวนมาก อาจแบ่งเป็นประเภทหรือหมวดหมู่ ตามวัตถุประสงค์ที่ดำเนินการศึกษา โดยปัจจัยพื้นฐานที่ส่งผลกระทบ ต่อทั้งระยะเวลาและค่าใช้จ่าย ได้แก่ คน เครื่องจักร วัสดุ และปัจจัยด้านอื่นๆ สามารถแบ่งตามลักษณะของโครงการ หรือรูปแบบของการดำเนินงาน เช่น ขนาดพื้นที่ก่อสร้าง ระบบการก่อสร้าง เป็นต้น

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 *กลุ่มตัวอย่าง*

กลุ่มตัวอย่าง (Sample) คือผู้วางแผนที่มีประสบการณ์ ในการประมาณระยะเวลาก่อสร้างบ้านพักอาศัย ตั้งแต่ 5 ปีขึ้นไป จากบริษัทรับสร้างบ้านที่เป็นสมาชิกสามัญ ของสมาคมธุรกิจรับสร้างบ้าน รวมทั้งสิ้น 25 คน

รูปที่ 1 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามตำแหน่งงาน

รูปที่ 2 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามประสบการณ์การประมาณระยะเวลา

3.2 *เครื่องมือที่ใช้ในงานวิจัย (Research Instrument)*

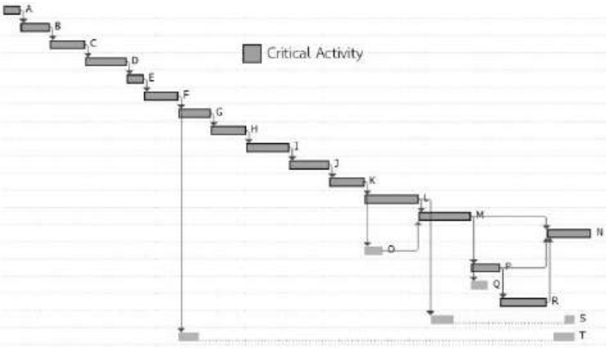
แบบสอบถาม (Questionnaire)

ส่วนที่ 1) ข้อมูลทั่วไป ประกอบด้วย เพศ อายุ ตำแหน่งงาน และประสบการณ์ในการประมาณระยะเวลากิจกรรมงานก่อสร้าง

ส่วนที่ 2) การจำลองโครงการก่อสร้างบ้านพักอาศัย 1 ชั้น พื้นที่ใช้สอย 80 ตารางเมตร ประกอบไปด้วย 20 กิจกรรม และกำหนดความสัมพันธ์ระหว่างกิจกรรมในรูปแบบเดียวกัน ดังรูปที่ 3 โดยให้ผู้วางแผนประมาณระยะเวลากิจกรรมด้วยวิธี PERT ภายใต้เงื่อนไขจำนวนแรงงานเดียวกัน

ตารางที่ 1 รายละเอียดกิจกรรมโครงการ

	กิจกรรม	ปริมาณงาน	จำนวนแรงงาน
A	งานปรับดิน	81 ลบ.ม	รถขนาดกลาง 7-12 ตัน
B	งานตอกเข็ม	เสาเข็มคอนกรีตหกเหลี่ยมกลวง ขนาด 0.15x6.00 ม. จำนวน 48 ต้น	ปั้นจั่น Drop hammer และคนงาน 4 คน
C	งานขุดหลุม	ขุดดินลึก 1.20 ม. รวม 42 ลบ.ม.	5 คน
D	งานฐานราก	12 ฐาน ขนาด 1.00x1.00x0.25 ม.	5 คน
E	งานเสาตอม่อ	12 ต้น ขนาด 0.20x0.20x1.35 ม.	5 คน
F	งานคานคอดิน	ขนาด 0.20x0.40 ม. ยาวรวม 63 ม.	5 คน
G	งานพื้น	วางแผ่นพื้นสำเร็จ พื้นที่ 40 ตร.ม. พื้นหล่อในที่ พื้นที่ 40 ตร.ม.	5 คน
H	งานเสา	ขนาด 0.15x0.15 ม.สูง 4 ม. 12 ต้น ขนาด 0.15x0.15 ม.สูง 2.85 ม. 2 ต้น	5 คน
I	งานคานหลังคา	ขนาด 0.15x0.20 ม. ยาวรวม 54 ม.	5 คน
J	งานโครงสร้างหลังคา	โครงหลังคาเหล็ก ทรงปั้นหยา ขนาด 9.00x11.50 ม. สูง 1.70 ม.	5 คน
K	งานมุงกระเบื้องหลังคา	กระเบื้องไฟเบอร์ซีเมนต์ ขนาด 0.50x1.20 ม. พื้นที่ 120 ตร.ม.	5 คน
L	งานก่ออิฐ	ผนังก่ออิฐมอญครึ่งแผ่น พื้นที่ 138 ตร.ม.	5 คน
M	งานฉาบ	พื้นที่ 264 ตร.ม.	5 คน
N	งานทาสี	พื้นที่ 255 ตร.ม.	5 คน
O	งานติดตั้งวงกบ	วงกบประตูไม้ 5 ชุด	4 คน
P	งานฝ้า	ฝ้าฉาบเรียบ พื้นที่ 65 ตร.ม.	5 คน
Q	งานติดตั้งบานประตู/หน้าต่าง	ประตูไม้ 4 บาน/หน้าต่างอลูมิเนียม ขนาด 1.30x1.20 ม.จำนวน 9 ชุด	4 คน
R	งานปูกระเบื้องพื้น/กรุผนัง	ปูกระเบื้องเซรามิกขนาด 0.30x0.30 ม. พื้นที่ 65 ตร.ม./กรุกระเบื้องเซรามิก ขนาด 0.30x0.30 ม. พื้นที่ 10 ตร.ม.	5 คน
S	งานระบบไฟฟ้า	เดินท่อร้อยสายไฟ/ติดตั้งแผงเมนสวิตซ์ ติดตั้งดาวไลท์ 16 จุด/โคม LED-TUBE 3 จุด/เต้ารับไฟฟ้า 10 จุด	4 คน
T	งานสุขาภิบาล	เดินท่อประปา น้ำดี/น้ำทิ้ง ติดตั้งถังบำบัดน้ำเสียสำเร็จรูป/บ่อพัก 0.40x0.40ม. 10 บ่อ และวางท่อ คสล. Ø 0.20 ม./ติดตั้งถังดักไขมันสำเร็จรูป และสุขภัณฑ์	5 คน



รูปที่ 3 การกำหนดความสัมพันธ์ของกิจกรรม

ส่วนที่ 3) การระบุระดับความสำคัญของปัจจัย ที่ส่งผลกระทบต่อการประมาณระยะเวลากิจกรรม โดยรายการปัจจัยที่ได้จากการสัมภาษณ์กลุ่มตัวอย่างเบื้องต้น โดยแบ่งเป็น 7 ด้าน ได้แก่

1.สภาพพื้นที่หน้างานหรือพื้นที่โครงการก่อสร้าง รวมถึงบริเวณใกล้เคียง ซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการทำงานโดยตรง เช่น ลักษณะ หรือตำแหน่งที่ตั้งโครงการ ขนาดทางเข้า-ออก ความสะดวกในการทำงานของพื้นที่ ช่วงวันและเวลาที่สามารถดำเนินการก่อสร้างได้ ข้อมูลพื้นที่โดยรอบ เช่น แหล่งชุมชน บ้านพักอาศัย สิ่งเหล่านี้ล้วนเป็นตัวแปรที่จะกำหนดลักษณะการดำเนินงานของโครงการ

2.สภาพอากาศ ส่วนใหญ่มีผลกระทบกับกิจกรรมงานกลางแจ้ง หรืองานโครงสร้าง เช่น งานปรับดิน งานตอกเข็ม ผู้วางแผนอาจหลีกเลี่ยงช่วงฤดูกาลที่เป็นผลกระทบ อย่างไรก็ตาม การเริ่มดำเนินการก่อสร้างนั้น อาจขึ้นอยู่กับความต้องการของลูกค้าด้วย เช่น ต้องการเข้าอยู่อาศัยภายในปลายปี หรือ ฤกษ์ปลูกบ้านตามเดือนต่างๆ

3.เครื่องจักร จำเป็นต้องสอดคล้องกับปัจจัยด้านสภาพพื้นที่หน้างานและลักษณะงาน เช่น ขนาดพื้นที่ ทางเข้า-ออก หรือรูปแบบของงาน เช่น งานปรับดิน งานตอกเข็ม งานติดตั้งแผ่นพื้นสำเร็จ ซึ่งจะบ่งบอกว่าควรใช้เครื่องจักรประเภทใด เครื่องจักรเป็นเครื่องทุ่นแรง ที่ช่วยให้การทำงานรวดเร็วขึ้น รวมถึงกิจกรรมที่คนไม่สามารถทำได้ หรืออาจเสี่ยงต่ออุบัติเหตุ

4.ทักษะฝีมือช่าง ความต้องการทักษะฝีมือในแต่ละกิจกรรมแตกต่างกัน บางกิจกรรมต้องการความปราณีตหรือความเชี่ยวชาญ เช่น งานฉาบ งานปูกระเบื้อง งานไฟฟ้า ซึ่งทักษะเหล่านี้ จะเป็นตัวกำหนดอัตราผลผลิตในแต่ละกิจกรรม รวมถึงคุณภาพของงานด้วย อย่างไรก็ตาม ผู้ควบคุมงานควรมีทักษะในการควบคุมด้วยเช่นกัน เช่น ขั้นตอนการทำงาน มาตราฐานงานและการส่งมอบงาน จึงจะช่วยลดการแก้ไขงานในภายหลัง

5.อุบัติเหตุในการทำงาน โอกาสในการเกิดหรือความรุนแรงของอุบัติเหตุ ค่อนข้างน้อยสำหรับงานบ้านพักอาศัย มีเล็กๆน้อยๆไม่ถึงขั้นบาดเจ็บหนัก อย่างไรก็ตาม ควรจะมีการป้องกันหรือระมัดระวังในการทำงานอยู่เสมอ รวมทั้งกำชับให้สวมใส่อุปกรณ์ป้องกันในการทำงาน

6.การขนส่ง การลำเลียงวัสดุอุปกรณ์ หรือเครื่องจักรเข้าพื้นที่ก่อสร้าง ต้องมีความสอดคล้องกับสภาพพื้นที่หน้างาน เช่น ขนาดทางเข้า-ออก การจราจรโดยรอบของพื้นที่ และช่วงวัน-เวลาที่สามารถขนส่งได้

7.วัสดุ ปัจจุบันวัสดุที่ใช้ในงานก่อสร้างมีนวัตกรรม (innovation) ที่ส่งผลต่อระยะเวลาและคุณภาพของงานที่ดีขึ้น การพิจารณาเลือกใช้วัสดุอาจส่งผลต่อระยะเวลาการทำงาน เช่น อิฐมวลเบา ไม้แบบสำเร็จรูป ซึ่งต้องพิจารณาร่วมกัน ระหว่างการเลือกใช้และต้นทุนของวัสดุ อีกทั้งการจัดวัสดุเข้าหน้างานหรือการกองเก็บวัสดุ ซึ่งมีส่วนสำคัญต่อระยะเวลาการทำงานจึงจำเป็นต้องมีการวางแผนจัดเตรียมล่วงหน้า

การระบุระดับความสำคัญของปัจจัย แบ่งเป็น 5 ระดับ ได้แก่ 1) น้อยที่สุด 2) น้อย 3) ปานกลาง 4) มาก 5) มากที่สุด แต่ละปัจจัยอาจมีระดับความสำคัญเท่ากันได้ โดยเป็นไปตามวิจารณญาณของผู้ประมาณ

รูปที่ 4 ตัวอย่างการประมาณระยะเวลาและให้ระดับความสำคัญ

3.3 *การตรวจสอบเครื่องมือ*

การนำแบบทดสอบให้ผู้ทรงคุณวุฒิพิจารณา และตรวจสอบความตรงเชิงเนื้อหา โดยใช้ 1) การหาดัชนีความสอดคล้องระหว่างข้อคำถามกับวัตถุประสงค์ (Index of Item Objective Congruence: IOC) กำหนดค่าที่ยอมรับ ≥ 0.50 และ 2) การวิเคราะห์หาค่าความเที่ยง (Reliability) ด้วยวิธี Cronbach's Alpha Coefficient โดยกำหนดค่าที่ยอมรับ ≥ 0.70

3.4 การวิเคราะห์ข้อมูล (Data Analysis)

1) สถิติเชิงพรรณา (Description Analysis) ได้แก่ ค่าร้อยละ (Percentage) ค่าเฉลี่ย (Average) พิสัย (Range) และส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐาน (Standard Deviation)

2) มาตรวัดลิเคิร์ท (Likert Ranking Scale) โดยการจัดลำดับปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาของแต่ละกิจกรรม โดยแบ่งช่วงการแปลผลตามหลักการแบ่งอันตรภาคชั้น (Class Interval) จำนวน 5 ลำดับ กัลยา วานิชย์บัญชา [2]

เกณฑ์การแปลผลของข้อมูล

4.21-5.00 หมายถึง ระดับความสำคัญมากที่สุด

3.41-4.20 หมายถึง ระดับความสำคัญค่อนข้างมาก

2.61-3.40 หมายถึง ระดับความสำคัญปานกลาง

1.81-2.60 หมายถึง ระดับความสำคัญค่อนข้างน้อย

1.00-1.80 หมายถึง ระดับความสำคัญน้อยที่สุด

3.5 *การเก็บรวบรวมข้อมูล (Data Collection)*

กลุ่มที่ 1) ใช้วิธีการเก็บรวบรวมข้อมูลจากการสัมภาษณ์เชิงลึก ร่วมกับการทำแบบทดสอบจำนวน 11 คน กลุ่มที่ 2) ใช้วิธีการเก็บรวบรวมข้อมูลจากการตอบแบบสอบถามของกลุ่มตัวอย่างจำนวน 14 คน

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการวิเคราะห์ค่าระยะเวลา De ของกิจกรรม

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ค่าระยะเวลาที่คาดหมาย (De) ของกิจกรรมทั้งหมด

De	AVG.	R.	SD.	P_0	P_{25}	P_{50}	P_{75}	P_{100}
A	3.21	3.67	0.92	1.50	3.00	3.17	4.00	5.17
B	5.39	7.17	2.12	4.00	5.17	6.00	7.17	10.00
C	6.40	6.00	1.38	2.00	4.00	5.00	7.00	9.17
D	7.15	5.50	1.63	4.83	6.00	7.00	8.00	10.33
E	2.96	3.00	0.89	2.00	2.17	3.00	3.17	5.00
F	10.04	7.83	2.14	6.00	8.50	10.17	12.00	13.83
G	6.99	6.00	1.51	4.17	6.00	7.00	8.00	10.17
H	5.51	5.00	1.34	4.00	5.00	5.17	6.00	9.00
I	10.54	7.33	2.44	7.00	8.17	10.17	12.00	14.33
J	9.27	7.00	1.89	5.00	8.17	9.17	10.33	12.00
K	5.55	4.00	1.20	3.17	5.00	5.00	6.83	7.17
L	10.52	11.17	2.71	5.00	8.17	10.17	12.17	16.17
M	11.84*	14.5*	4.01*	5.83	9.17	11.17	15.00	20.33
N	8.53	11.5	3.16	2.50	6.17	7.17	12.00	14.00
O	3.13	3.67	1.12	1.50	2.00	3.00	4.00	5.17
P	5.21	5.00	1.24	3.00	4.00	5.00	6.00	8.00
Q	2.53	3.00	0.91	1.00	2.00	2.00	3.00	4.00
R	7.56	7.92	2.06	4.08	6.33	7.33	8.83	12.00
S	7.56	6.00	1.55	4.00	7.00	7.17	8.17	10.00
T	10.21	9.00	2.37	7.00	8.50	10.00	10.33	16.00

De=ระยะเวลาที่คาดหมายของกิจกรรม, AVG.=Average, R.=Range
*SD.= Standard Deviation, P=Percentile ที่ 0, 25, 50, 100, * = ค่าที่สูงที่สุด*

จากข้อมูลในตารางที่ 1 พบว่า

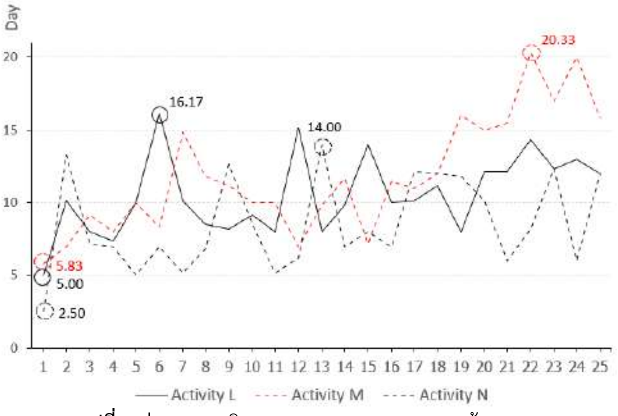
1.ค่าเฉลี่ย (AVG.) สูงสุด 3 อันดับได้แก่ กิจกรรมงานฉาบ (De_M) เท่ากับ 11.84 วัน กิจกรรมคานหลังคา (De_I) เท่ากับ 10.54 วัน กิจกรรมงานก่ออิฐ (De_L) เท่ากับ 10.52 วัน ตามลำดับ

2.ค่าพิสัย (R.) สูงสุด 3 อันดับได้แก่ กิจกรรมงานฉาบ (De_M) เท่ากับ 14.50 วัน กิจกรรมงานทาสี (De_N) เท่ากับ 11.50 วัน กิจกรรมงานก่ออิฐ (De_L) เท่ากับ 11.17 วัน ตามลำดับ

3.ส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐาน (SD.) สูงสุด 3 อันดับได้แก่ กิจกรรมงานฉาบ (De_M) เท่ากับ 4.01 วัน กิจกรรมงานทาสี (De_N) เท่ากับ 3.16 วัน กิจกรรมงานก่ออิฐ (De_L) เท่ากับ 2.71 วัน ตามลำดับ

ค่าเฉลี่ย ค่าพิสัย และส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐาน มีความสัมพันธ์กัน กิจกรรมที่ใช้ระยะเวลาดำเนินการมาก ส่งผลให้การประมาณระยะเวลามีความแตกต่างกันมากขึ้น โดยสังเกตได้จากค่าพิสัยที่สูง และค่า SD. ที่แสดงถึงการกระจายตัวสูงเช่นเดียวกัน ดังรูปที่ 5 ข้อสังเกตที่ชัดเจน คือ ค่า De_L De_M และ De_N จากผู้วางแผนทั้ง 25 คน มีการกระจายตัวของข้อมูลที่สูงมาก (ค่า SD. เท่ากับ 2.71, 4.01 และ 3.16 ตามลำดับ) หากเทียบกับ De ของกิจกรรมอื่นๆ

ค่า De_L ต่ำที่สุดเท่ากับ 5.00 และสูงที่สุดเท่ากับ 16.17 โดยจำนวนวันทำงานที่ได้จากอัตราผลผลิตโดยทั่วไป ดังตารางที่ 3 เท่ากับ 3.94 วัน หากเทียบกับค่าเฉลี่ยของ De_L (10.52) ที่มาจากผู้วางแผนทั้งหมด ผลคือค่าเฉลี่ยมีค่ามากกว่า 2.67 เท่า



รูปที่ 5 ค่า De ของกิจกรรม L, M และ N จาก 25 ผู้วางแผน

ตารางที่ 3 ระยะเวลาจากอัตราผลผลิตโดยทั่วไปของงานก่ออิฐ ฉาบ และทาสี

กิจกรรม	อัตราผลผลิต (1 คน/8ชม.)	ปริมาณงาน (ตร.ม.)	จำนวนแรงงาน (คน)	จำนวนวันทำงาน
งานก่ออิฐ (L)	7*	138	5	3.94
งานฉาบ (M)	9*	264	5	5.87
งานทาสี (N)	9.17*	255	5	5.56

** อ้างอิงอัตราผลผลิต จากกลุ่มออกแบบและก่อสร้าง สำนักอำนวยการ สำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน กระทรวงศึกษาธิการ [1]*

ค่า De_M ต่ำที่สุดเท่ากับ 5.83 และสูงที่สุดเท่ากับ 20.33 โดยจำนวนวันทำงานที่ได้จากอัตราผลผลิตโดยทั่วไป ดังตารางที่ 3 เท่ากับ 5.87 วัน ซึ่งใกล้เคียงอย่างมากกับระยะเวลาต่ำที่สุด และหากเทียบกับค่าเฉลี่ยของ De_M (11.84) ที่มาจากผู้วางแผนทั้งหมด ผลคือค่าเฉลี่ยมีค่ามากกว่า 2 เท่า

ค่า De_N ต่ำที่สุดเท่ากับ 2.50 และสูงที่สุดเท่ากับ 14.00 โดยจำนวนวันทำงานที่ได้จากอัตราผลผลิตโดยทั่วไป ในตารางที่ 3 เท่ากับ 5.56 วัน หากเทียบกับค่าเฉลี่ยของ De_N (8.53) ที่มาจากผู้วางแผนทั้งหมด ผลคือค่าเฉลี่ยมีค่ามากกว่า 1.53 เท่า อีกทั้งค่า De_N ที่ต่ำที่สุด แสดงถึงการประมาณระยะเวลาที่ต่ำกว่าปกติ

ข้อสังเกตเหล่านี้สะท้อนให้เห็นว่า ค่าระยะเวลาที่ได้จากอัตราผลผลิตของผู้วางแผน ทั้ง 3 กิจกรรม โดยส่วนมากมีค่าสูงกว่าปกติ หากเทียบกับอัตราผลผลิตโดยทั่วไปจากตาราง ที่ 3 และสังเกตได้ชัดเจนยิ่งขึ้นจากตำแหน่งเปอร์เซ็นไทล์ อาจเพราะการประมาณระยะเวลาทั้ง 3 กิจกรรมนี้คาดเดาได้ยากกว่ากิจกรรมอื่นๆ ด้วยระยะเวลาดำเนินงานที่สูง (ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 10.52, 11.84, และ 8.53 ตามลำดับ) ส่งผลให้ความแตกต่างสูงขึ้นเช่นกันดังที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ประกอบกับลักษณะการดำเนินงาน ที่ต้องอาศัยทักษะฝีมือเป็นหลัก ซึ่งปัจจัยด้านทักษะฝีมือนั้น มีผลกระทบต่อระยะเวลาเป็นอย่างมาก

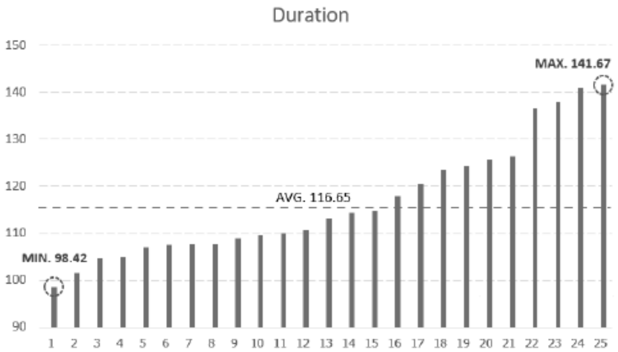
4.2 *ผลการวิเคราะห์ค่าระยะเวลาของแผนงาน*

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ระยะเวลาโครงการด้วยวิธี PERT

No.	μ	σ^2	Prob.(%)	No.	μ	σ^2	Prob.(%)
1.	98.42	7.30	99.99	15.	114.67	4.89	99.21
2.	101.50	8.75	99.99	16.	117.83	5.42	82.41
3.	104.67	4.44	99.99	17.	120.50	3.44	39.38
4.	105.00	3.83	99.99	18.	123.50	6.64	8.72
5.	107.00	3.11	99.99	19.	124.33	5.33	3.03
6.	107.50	5.53	99.99	20.	125.67	6.56	1.34
7.	107.67	5.89	99.99	21.	126.50	6.92	0.67
8.	107.83	4.58	99.99	22.	136.50	8.47	0
9.	108.83	5.03	99.99	23.	137.83	7.97	0
10.	109.67	4.17	99.99	24.	141.00	7.44	0
11.	110.00	3.61	99.99	25.	141.67	5.61	0
12.	110.67	5.39	99.99	R.	43.25	-	99.99
13.	113.17	4.19	99.96	AVG.	116.65	-	65.32
14.	114.33	7.11	98.32	SD.	12.50	-	46.21

No.=แผนงาน, μ=ระยะเวลาของโครงการ, σ^2=ค่าความแปรปรวนของโครงการ
Prob.=Probability (ที่ระยะเวลา 120 วัน), R.=Range, AVG.=Average

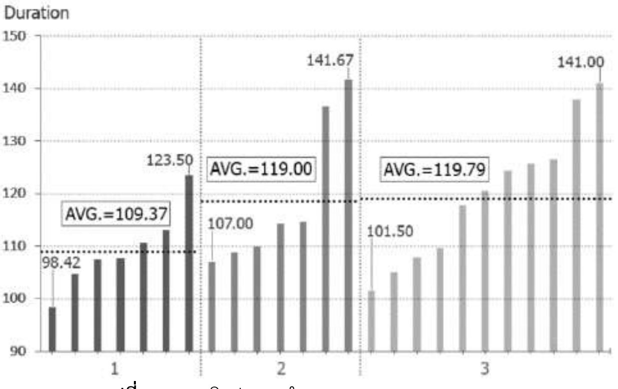
จากข้อมูลตารางที่ 4 ภายใต้เงื่อนไขความสัมพันธ์ของกิจกรรม และวิเคราะห์สายทางวิกฤต (critical path method) พบว่า ค่าเฉลี่ยของระยะเวลาโครงการจาก 25 แผนงาน เท่ากับ 116.65 วัน ระยะเวลาโครงการมากที่สุดเท่ากับ 141.67 วัน น้อยที่สุดเท่ากับ 98.42 วัน



รูปที่ 6 แผนภูมิรูปภาพระยะเวลาโครงการ 25 แผนงาน

ระยะเวลาโครงการจากแผนงานทั้งหมด (ดังรูปที่ 6) มีความแตกต่างกันอย่างชัดเจน โดยสรุปค่าพิสัย (R.) เท่ากับ 43.25 วัน หรือประมาณ 1 เดือน 13 วัน และส่วนเบี่ยงเบนมาตราฐาน (SD.) เท่ากับ 12.5 วัน จากการกำหนดระยะเวลาโครงการ 120 วัน เพื่อเปรียบเทียบแผนงาน พบว่าแผนงานที่มีระยะเวลาโครงการภายในที่กำหนด เท่ากับ 16 แผนงาน และเกินจากที่กำหนดเท่ากับ 9 แผนงาน คิดเป็นร้อยละ 64 และ 36 ตามลำดับ โดยแผนงานที่มีระยะเวลาโครงการมากที่สุด (141.67 วัน) อาจจะต้องใช้เวลามากกว่าที่กำหนดประมาณ 22 วัน และแผนงานที่มีระยะเวลาน้อยที่สุด (98.42 วัน) อาจจะสามารถดำเนินการแล้วเสร็จได้ก่อนกำหนดถึง 22 วัน

หากจำแนกระยะเวลาของแต่ละแผนงาน จากประสบการณ์การประมาณระยะเวลาของผู้วางแผนทั้ง 3 กลุ่ม ได้แก่ 1) 15 ปีขึ้นไป จำนวน 7 คน 2) 10-14 ปี จำนวน 7 คน 3) 5-9 ปี จำนวน 11 คน ดังรูปที่ 7

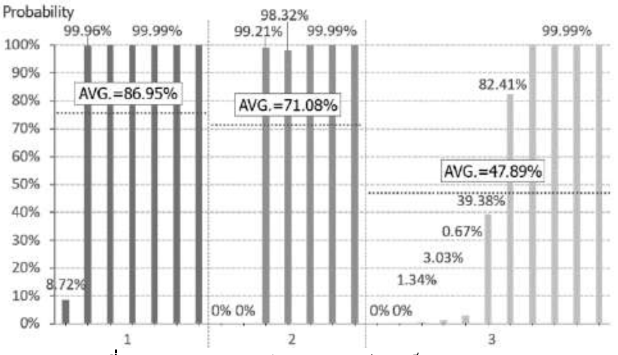


รูปที่ 7 แผนภูมิรูปภาพ จำแนกระยะเวลาของแผนงาน
จากประสบการณ์การประมาณระยะเวลาของผู้วางแผนทั้ง 3 กลุ่ม

พบว่า กลุ่มที่ 1 มีค่าเฉลี่ยแตกต่างจากกลุ่มที่ 2 และ 3 อย่างชัดเจน การประมาณระยะเวลาด้วยทฤษฎี PERT ต้องคำนึงถึงระยะเวลาที่ถูกปัจจัยรบกวน อาจเป็นไปได้ว่า หากเกิดการล่าช้าของกิจกรรม ผู้วางแผนที่มีประสบการณ์สูง (กลุ่มที่ 1 ประสบการณ์ 15ปีขึ้นไป) อาจมีทักษะการแก้ปัญหา หรือการรับมือกับสถาณการณ์ได้ดีกว่า จึงเป็นผลให้การประมาณระยะเวลาโดยทั่วไป เป็นไปตามอัตราผลผลิตที่เหมาะสม โดยถูกรบกวนจากปัจจัยไม่มากนัก และระยะเวลาอย่างช้า ไม่ห่างจากระยะเวลาโดยทั่วไปมากนัก หรืออีกนัยนึงคือการควบคุมระยะเวลาได้ดีกว่า

4.3 *การวิเคราะห์ความน่าจะเป็นของแผนงาน (Probability Analysis)*

จากตารางที่ 4 พบว่าค่าเฉลี่ยของความน่าจะเป็น ที่โครงการจะแล้วเสร็จภายในระยะเวลาที่กำหนด (120 วัน) จาก 25 แผนงาน เท่ากับ 65.32% ความน่าจะเป็น (Prob.) สูงที่สุดเท่ากับ 99.99% ได้แก่ แผนงานที่ 1-12 รวมทั้งหมด 12 แผนงาน ต่ำที่สุดเท่ากับ 0% ได้แก่ แผนงานที่ 22-25 รวมทั้งหมด 4 แผนงาน นอกจากนั้นอีก 9 แผนงาน ได้แก่ แผนงานที่ 13-21 ความน่าจะเป็นอยู่ระหว่าง 0.67-99.96%



รูปที่ 8 แผนภูมิรูปภาพ จำแนกความน่าจะเป็นของแผนงาน
จากประสบการณ์การประมาณระยะเวลาของผู้วางแผนทั้ง 3 กลุ่ม

จากการวิเคราะห์ก่อนหน้า (ดังรูปที่ 7) เมื่อจำแนกตามกลุ่มประสบการณ์พบว่า กลุ่มที่ 2 (10-14ปี) และกลุ่มที่ 3 (5-9 ปี) มีค่าเฉลี่ยระยะเวลาแผนงานใกล้เคียงกัน (119.00 และ 119.79) อย่างไรก็ตาม หากวิเคราะห์ความน่าจะเป็น จะสังเกตได้ว่า ค่าเฉลี่ยความน่าจะเป็นของทั้ง 2 กลุ่ม กลับแตกต่างกันอย่างชัดเจน ดังรูปที่ 8 (71.08% และ 47.89%) โดยค่าความน่าจะเป็นโดยเฉลี่ยของกลุ่มที่ 2 กลับให้ผลความน่าจะเป็นที่สูงกว่า ข้อสังเกตนี้ แสดงให้เห็นว่าการวิเคราะห์ความน่าจะเป็น ช่วยบ่งชี้ถึงข้อแตกต่างของแผนงาน นอกเหนือจากการพิจารณาเฉพาะค่าระยะเวลา

4.4 *การวิเคราะห์ปัจจัยที่ส่งผลกระทบ*

ตารางที่ 3 ระดับความสำคัญของปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาของกิจกรรมสูงที่สุด

Activity	Factor	$\bar{x}$	Likert Scale
A	สภาพหน้างาน	4.72	สำคัญมากที่สุด
B	สภาพหน้างาน	4.48	สำคัญมากที่สุด
C	สภาพหน้างาน	4.56	สำคัญมากที่สุด
D	สภาพอากาศ	4.12	สำคัญค่อนข้างมาก
E	สภาพอากาศ	3.84	สำคัญค่อนข้างมาก
F	สภาพอากาศ	4.12	สำคัญค่อนข้างมาก
G	สภาพอากาศ	4.12	สำคัญค่อนข้างมาก
H	ทักษะฝีมือช่าง	4.16	สำคัญค่อนข้างมาก
I	ทักษะฝีมือช่าง	4.24	สำคัญมากที่สุด
J	ทักษะฝีมือช่าง	4.48	สำคัญมากที่สุด
K	ทักษะฝีมือช่าง	4.56	สำคัญมากที่สุด
L	ทักษะฝีมือช่าง	4.80	สำคัญมากที่สุด
M	ทักษะฝีมือช่าง	4.72	สำคัญมากที่สุด
N	ทักษะฝีมือช่าง	4.36	สำคัญมากที่สุด
O	ทักษะฝีมือช่าง	4.56	สำคัญมากที่สุด
P	ทักษะฝีมือช่าง	4.76	สำคัญมากที่สุด
Q	ทักษะฝีมือช่าง	4.76	สำคัญมากที่สุด
R	ทักษะฝีมือช่าง	4.68	สำคัญมากที่สุด
S	ทักษะฝีมือช่าง	4.88	สำคัญมากที่สุด
T	สภาพหน้างาน	4.20	สำคัญค่อนข้างมาก

จากข้อมูลในตารางที่ 5 พบว่า

1.กิจกรรม A, B, C (งานปรับดิน งานเข็ม งานขุดหลุม) ระดับความสำคัญปัจจัยด้านสภาพพื้นที่หน้างานสูงที่สุด ซึ่งเป็นไปตามลักษณะการดำเนินงาน

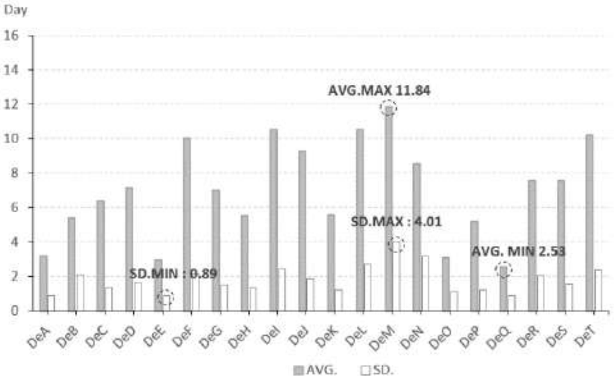
2.หมวดงานโครงสร้าง กลุ่มที่ 1) ได้แก่ กิจกรรม D, E, F, G (งานฐานราก เสาตอม่อ คานคอดิน พื้น) รวมทั้งสิ้น 4 กิจกรรม ระดับความสำคัญปัจจัยด้านสภาพอากาศสูงที่สุด กลุ่มที่ 2) ได้แก่ กิจกรรม H, I, J (งานเสา คานหลังคา โครงสร้างหลังคา) รวมทั้งสิ้น 3 กิจกรรม ระดับความสำคัญปัจจัยด้านทักษะฝีมือช่างสูงที่สุด หากพิจารณาความแตกต่างระหว่าง 2 กลุ่มพบว่า

กลุ่มที่ 1 ลักษณะการดำเนินงานอยู่ที่ระดับดิน หรือบริเวณชั้นล่าง

กลุ่มที่ 2 ลักษณะการดำเนินงานเหนือขึ้นจากระดับพื้นขึ้นไป

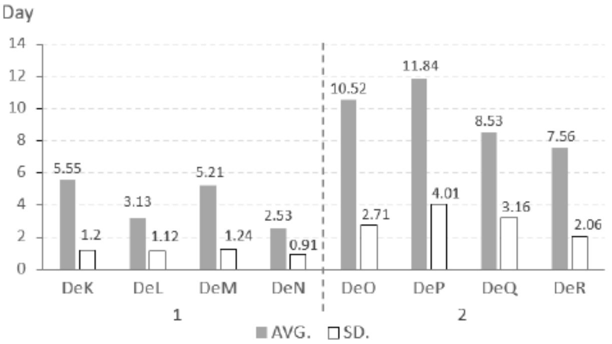
3.หมวดงานสถาปัตย์ (กิจกรรม K, L, M, N, O, P, Q, R) มีระดับความสำคัญของปัจจัยสูงสุด เป็นไปในทิศทางเดียวกัน คือปัจจัยด้านทักษะฝีมือช่างสูงที่สุด

4.งานระบบ กิจกรรม S, T ได้แก่ งานไฟฟ้า (S) ระดับความสำคัญปัจจัยด้านทักษะฝีมือช่างสูงที่สุด และงานสุขาภิบาล (T) ระดับความสำคัญปัจจัยด้านสภาพพื้นที่หน้างานสูงสุด หากพิจารณาข้อแตกต่างพบว่าโดยทั่วไปงานไฟฟ้าจะใช้ผู้รับเหมาช่วง ซึ่งเป็นงานเฉพาะด้านที่ต้องใช้ทักษะเฉพาะ งานสุขาภิบาลมีลักษณะงานที่เกี่ยวข้องกับพื้นที่โดยรอบ ซึ่งสภาพหน้างานอาจส่งผลกระทบโดยตรงต่อการดำเนินกิจกรรม



รูปที่ 9 ค่าเฉลี่ยระยะเวลา De และ ค่า SD. ของกิจกรรมทั้งหมด

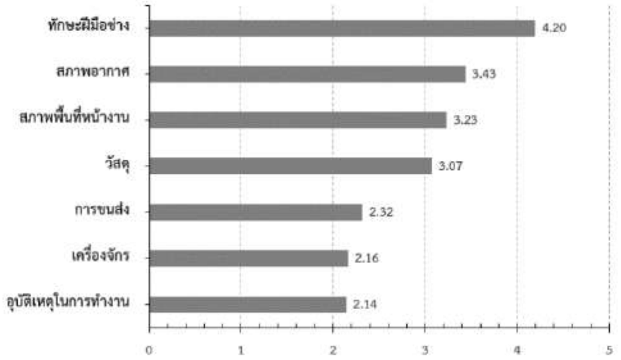
การพิจารณาค่าระยะเวลาร่วมกับการลำดับปัจจัย พบว่า ค่า SD. ของระยะเวลากิจกรรมงานตอกเข็ม (De_B) เมื่อเปรียบเทียบกับกิจกรรมที่ใช้ระยะเวลาใกล้เคียงกัน กลับมีค่าที่สูงกว่า อาจเป็นไปได้ว่า ลักษณะงานที่ต้องคำนึงถึงเครื่องจักรเข้ามาเกี่ยวข้อง อีกทั้งการทำงานร่วมกับเครื่องจักรต้องคำนึงถึงปัจจัยสภาพพื้นที่หน้างาน และสภาพอากาศร่วมด้วย



รูปที่ 10 ค่าเฉลี่ยระยะเวลา De และ ค่า SD. ของกิจกรรมในหมวดงานสถาปัตย์ โดยจำแนกเป็น 2 กลุ่ม

หมวดงานสถาปัตย์ หากพิจารณาแบ่งเป็น 2 กลุ่ม 1) กลุ่มงานที่ใช้ช่างเฉพาะงาน ที่อาจใช้ผู้รับเหมาช่วง (K, O, P, Q) ได้แก่ กิจกรรมงานมุงกระเบื้องหลังคา งานติดตั้งวงกบ งานฝ้า งานติดตั้งบานประตูหน้าต่าง พบว่ามีระยะเวลาดำเนินกิจกรรมที่น้อยกว่า และค่า SD. ของระยะเวลาที่ต่ำกว่าอีกกลุ่ม 2) กลุ่มงานที่ไม่ได้ใช้ผู้รับเหมาช่วง (L, M, N ,R) ได้แก่ กิจกรรมงานก่ออิฐ งานฉาบ งานสี งานปูกระเบื้องพื้นผนัง พบว่ามีระยะเวลาดำเนินกิจกรรมมากกว่า และค่า SD. ของระยะเวลาที่สูงกว่าอีกกลุ่ม หากพิจารณา

2 กลุ่มนี้ อาจสรุปได้ว่า กลุ่มงานที่ใช้ผู้รับเหมาช่วง อาจมีการควบคุมอัตราผลผลิตได้ดีกว่าอีกกลุ่ม ประกอบกับลักษณะการดำเนินงาน ที่มีปัจจัยรบกวนน้อยกว่า จึงเป็นผลให้การพิจารณาค่าระยะเวลาของผู้วางแผนจากกลุ่มที่ 1 มีความแตกต่างกันน้อยกว่า อีกหนึ่งข้อสังเกตในกลุ่มที่ 2 คือ ระยะเวลาโดยเฉลี่ยของกิจกรรมงานทาสี ที่มีค่าน้อยกว่ากิจกรรมงานก่ออิฐ กลับมีค่า SD. ที่มากกว่า อาจเกิดจากการคำนึงถึงปัจจัย เช่นเดียวกับที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ปัจจัยที่รบกวนระยะเวลา อาจมีมากกว่าหรือส่งผลรุนแรงกว่า ข้อแตกต่างของหมวดงานระบบคือ งานไฟฟ้าที่ดำเนินการโดยผู้รับเหมาช่วง ส่งผลให้ค่า SD. ของระยะเวลามีค่าต่ำ อีกทั้งสามารถควบคุมปัจจัยรบกวนได้ดีกว่างานสุขาภิบาล ซึ่งงานสุขาภิบาลมีระยะเวลาดำเนินการมากกว่า และปัจจัยสำคัญที่เกี่ยวข้องคือสภาพหน้างาน และสภาพอากาศ โดย 2 ปัจจัยนี้ ส่งผลให้การควบคุมระยะเวลา คาดเดาได้ยากกว่างานไฟฟ้า



รูปที่ 11 ค่าเฉลี่ยระดับความสำคัญของปัจจัยจากกิจกรรมทั้งหมด

ค่าเฉลี่ยระดับความสำคัญของปัจจัยจากกิจกรรมทั้งหมด โดยแปลผลและเรียงลำดับจากมากไปหาน้อย ได้ดังนี้

1) ทักษะฝีมือช่าง อยู่ในระดับความสำคัญค่อนข้างมาก
2) สภาพอากาศ อยู่ในระดับความสำคัญค่อนข้างมาก
3) สภาพพื้นที่หน้างาน อยู่ในระดับความสำคัญปานกลาง
4) วัสดุ อยู่ในระดับความสำคัญปานกลาง
5) การขนส่ง อยู่ในระดับความสำคัญค่อนข้างน้อย
6) เครื่องจักร อยู่ในระดับความสำคัญค่อนข้างน้อย
7) อุบัติเหตุในการทำงาน อยู่ในระดับความสำคัญค่อนข้างน้อย

5. ผลสรุปการวิจัย

การประมาณระยะเวลากิจกรรมของผู้วางแผน สะท้อนให้เห็นถึงปัจจัยหลักที่สำคัญ คืออัตราผลผลิต (productivity) จากวิจารณญาณของผู้วางแผนแต่ละคน ซึ่งเมื่อใช้ประมาณระยะเวลากิจกรรมแล้วนั้น ส่งผลให้ระยะเวลาของแต่ละผู้วางแผนแตกต่างกันอย่างมาก และเมื่อนำระยะเวลากิจกรรมไปใช้ในการวางแผน ภายใต้ทฤษฎีและเงื่อนไขเดียวกัน ยิ่งสะท้อนถึงระยะเวลาโครงการ ที่มีความแตกต่างกันอย่างชัดเจน

ข้อสังเกตที่สำคัญคือ กิจกรรมที่มีระยะเวลาดำเนินงานมาก ส่งผลให้ปัจจัยรบกวนมากขึ้น การประมาณระยะเวลาต้องไตร่ตรองมากขึ้นเช่นกัน โดยกิจกรรมที่ประมาณแตกต่างกันชัดเจนที่สุดคือ กิจกรรมงานก่ออิฐ งานฉาบและงานทาสี ซึ่งการพิจารณาค่าระยะเวลาทั้ง 3 กิจกรรมนี้ ควรพิจารณาร่วมกับผู้เชี่ยวชาญ เพื่อผลลัพท์ที่เหมาะสม อีกทั้งกิจกรรมที่ใช้เครื่องจักรในการดำเนินงานเป็นหลัก ต้องใช้ผู้ที่มีประสบการณ์ในการประมาณด้วยเช่นกัน และกิจกรรมที่ใช้ผู้รับเหมาช่วง ค่าระยะเวลาของผู้วางแผนมีความแตกต่างกันไม่มากนัก อาจเพราะมีการดำเนินงานด้วยช่างเฉพาะงาน

การคำนึงถึงปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการประมาณระยะเวลา หากพิจารณาภาพรวมจากทุกกิจกรรม พบว่า โดยส่วนใหญ่ให้ความสำคัญกับทักษะฝีมือช่าง โดยมีค่าระดับความสำคัญสูงที่สุด (12 ใน 20 กิจกรรม) ข้อสังเกตที่เด่นชัดคือ ทั้ง 8 กิจกรรมในหมวดงานสถาปัตย์ ให้ระดับความสำคัญของปัจจัยทักษะฝีมือช่างสูงที่สุด ซึ่งสะท้อนให้เห็นถึงความสำคัญของปัจจัยนี้ ที่มีความสำคัญเป็นอย่างมาก อีกทั้งระยะเวลาในหมวดงานสถาปัตย์ถือเป็นระยะเวลาส่วนใหญ่ของโครงการ

ค่าเฉลี่ยระดับความสำคัญของปัจจัยทั้งหมด ที่มีผลต่อการประมาณระยะเวลา โดยปัจจัยที่มีระดับความสำคัญค่อนข้างมาก ได้แก่ ทักษะฝีมือช่าง ซึ่งสอดคล้องกับที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ดังนั้น การประมาณระยะเวลากิจกรรมต้องคำนึงถึงเป็นอันดับแรก และปัจจัยด้านสภาพอากาศ ถึงแม้จะส่งผลกระทบไม่มากนัก อย่างไรก็ตาม สภาพอากาศมีความสำคัญค่อนข้างมาก เนื่องจากการคาดเดาปัจจัยนี้ อาจทำได้ยากกว่าปัจจัยอื่นๆ โดยเฉพาะกิจกรรมที่เป็นงานกลางแจ้ง และใช้ระยะเวลาการดำเนินงานยาวนาน ปัจจัยที่มีระดับความสำคัญปานกลาง ได้แก่ สภาพพื้นที่หน้างาน และวัสดุ ด้วยโครงการมีขนาดเล็ก การบริหารจัดการหรือวางแผนทั้ง 2 ปัจจัยนี้ สามารถควบคุมได้ไม่ยากนัก การคำนึงถึงผลกระทบจึงมีไม่มากเช่นกัน ปัจจัยที่มีระดับความสำคัญค่อนข้างน้อย ได้แก่ การขนส่ง เครื่องจักร และอุบัติเหตุ ดังที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น ด้วยโครงการมีขนาดเล็ก ความซับซ้อนจึงมีไม่มากเช่นกัน การขนส่งวัสดุสามารถใช้รถขนาดเล็ก ถึงขนาดกลางได้ มีการใช้เครื่องจักรดำเนินการค่อนข้างน้อย ขนาดเล็ก และไม่ซับซ้อน อุบัติเหตุในการทำงาน มีโอกาสเกิดขึ้นหรือความรุนแรงค่อนข้างต่ำ อย่างไรก็ตาม ทุกปัจจัยสมควรได้รับการพิจารณาอย่างรอบคอบ

การใช้ PERT ช่วยวางแผนระยะเวลาโครงการ ผู้วางแผนควรมีประสบการณ์ในการประมาณระยะเวลาที่สูง การใช้ทฤษฎีนี้ ต้องมีการวิเคราะห์ถึงปัจจัยที่ส่งผลกระทบ โดยผู้วางแผนต้องประเมินอัตราผลผลิตแม่นยำพอสมควร หากใช้การประเมินแผนงานโดยอาศัยทฤษฎีความน่าจะเป็น ผู้วางแผนต้องมีความเข้าใจในทฤษฎี สามารถตีความได้จากผลลัพท์การประเมิน และต้องมีการกำหนดค่ามาตรฐานของความน่าจะเป็น เพื่อใช้ในการตัดสินใจ ด้วยวิธีการเก็บสถิติของโครงการ ประกอบกับการปรึกษาผู้เชี่ยวชาญ ที่ชำนาญในทางปฏิบัติและทฤษฎี โดยค่าที่กำหนดนั้น อาจแตกต่างกันไปตามลักษณะหรือสถานะการณ์ของโครงการ

เอกสารอ้างอิง

[1] กลุ่มออกแบบและก่อสร้าง สำนักอำนวยการ สำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน กระทรวงศึกษาธิการ. “สถิติการทำงานของช่าง”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก

http://design.obec.go.th/statwork.html. (15 มิถุนายน 2563).

[2] กัลยา วานิชย์บัญชา (2560). *การวิเคราะห์สถิติ : สถิติสำหรับการบริหารและวิจัย*. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, หน้า 27.

[3] โชคชัย บุญธเศรษฐ์ (2560). *ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อระยะเวลา ค่าใช้จ่ายและคุณภาพในงานก่อสร้าง กรณีศึกษาโรงงานกระดาษ SCG อำเภอบ้านโป่ง จังหวัดราชบุรี*. การค้นคว้าอิสระปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย.

[4] ประวิทย์ แก้วเจริญ (2552). *การลดการทำงานเสร็จล่าช้าโดยการประยุกต์ใช้เทคนิค CPM : กรณีศึกษาบริษัทรับเหมาก่อสร้างตัวอย่าง*. สารนิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมการจัดการอุตสาหกรรม ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[5] ประเสริฐ ดำรงชัย (2552). *การวางแผนงานก่อสร้าง*. ศูนย์บริหารจัดการวิชาศึกษาทั่วไป มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, หน้า 11-13.

[6] พงศธร ฐานิตสรณ และ จีราภรณ์ สุธัมมสภา (2560). การประเมินเวลาที่เหมาะสมด้วยเทคนิค PERT/CPM ในการบริหารโครงการบำรุงรักษาเครื่องผลิตกระแสไฟฟ้าแบบกังหันก๊าซ รุ่น SGT5-4000F กรณีศึกษาโรงไฟฟ้าจะนะจังหวัดสงขลา. *การประชุมเสนอผลงานวิจัยระดับชาติ มหาวิทยาลัยสุโขทัยธรรมาธิราช ครั้งที่ 7*, นนทบุรี, 24 พฤศจิกายน 2560, หน้า 945-956.

[7] วิชานันท์ ชม้าย (2551). *การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อเวลา ค่าใช้จ่าย และคุณภาพ ในงานก่อสร้างบ้านจัดสรร ในเขตกรุงเทพและปริมณฑล*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[8] วชรภูมิ เบญจโอฬาร (2553). *การบริหารงานก่อสร้าง*. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, หน้า 31-86.

[9] วรศักดิ์ สุนทรโชติ (2560). การศึกษาสภาพปัญหาและแนวทางการแก้ปัญหาการก่อสร้างบ้านพักอาศัยที่ส่งผลต่อการควบคุมคุณภาพงานของบริษัทรับสร้างบ้าน กรณีศึกษาบริษัท แคนดิต คราฟท์ ดีไซน์ แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด. การค้นคว้าอิสระปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย.

[10] วิสูตร จิระดำเกิง (2558). *การบริหารงานก่อสร้าง*. สำนักพิมพ์วรรณกวี, หน้า 125-126.

[11] ศิริพันธ์ มัชฌิมา (2560). *การศึกษาการวิเคราะห์ความเสี่ยงของการก่อสร้างอาคารสูง ตั้งแต่ 8 ชั้น ขึ้นไป*. การค้นคว้าอิสระปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย.

[12] สรชัย นิโรธเริงสิริ (2549). *การศึกษาปัญหาที่มีผลกระทบกับการก่อสร้างโครงการหมู่บ้านจัดสรรในกรุงเทพและปริมณฑล*. การศึกษาโครงการเฉพาะเรื่องปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[13] อาจอง สุขประเสริฐ (2559). *การประยุกต์เทคนิค PERT/CPM ในการจัดการกิจกรรมในงานก่อสร้างบ้านจัดสรร*. งานนิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมอุตสาหการ คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยบูรพา.

[14] อภิชญา รุจิชัยกุล (2560). ปัญหาการจัดการก่อสร้างที่มีผลต่อระยะเวลาการก่อสร้างบ้านเดี่ยว กรณีศึกษาโครงการเดอะซิตี้บรมราชชนนี 60 และโครงการเดอะซิตี้ สาทร-สุขสวัสดิ์ ของบริษัท เอพี (ไทยแลนด์) จำกัด (มหาชน). วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาการพัฒนาที่อยู่อาศัยและอสังหาริมทรัพย์ ภาควิชาเคหการ คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[15] Agyei, W. (2015). Project Planning And Scheduling Using PERT And CPM Techniques With Linear Programming: Case Study. *International Journal of Scientific & technology research*, 4, pp. 222-227.

[16] Ersahin, T., McCabe, B., and Doyle, M. (2003). Monte Carlo Simulation Analysis at Lester B Pearson International Airport Development Project. *Construction Research Congress: Wind of Change: Integration and Innovation of Construction*, Honolulu, Hawaii, 19-21 March 2003, pp.1-8.

[17] Toor, S. R. and Ogunlana, S. O. (2008). Problems causing delays in major construction projects in Thailand. *Construction Management and Economics*, 26, pp. 395-408.

[18] Wambeke, W. B., Hsiang, M. S., and Liu, M. (2011). Causes of Variation in Construction Project Task Starting Times and Duration. *Journal of Construction Engineering and Management,* 137, pp. 663-677.

การศึกษาพฤติกรรมและกำหนดกลยุทธ์การเสนอราคางานก่อสร้างทาง

Using Contractors' Behavior Patterns to Develop Bidding Strategy in Road Construction Projects

ธนิดา บดีพงศ์[1,*] และ วชรภูมิ เบญจโอฬาร[2]

[1] *สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา*
[2] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา*
**Corresponding author; E-mail address: thanida.bordiphong@gmail.com*

บทคัดย่อ

ผู้บริหารมักเผชิญกับปัญหาหรือสถานการณ์ในการตัดสินใจเมื่อต้องการเข้าร่วมการประกวดราคางานก่อสร้าง โดยเฉพาะการจัดซื้อจัดจ้างกับภาครัฐที่มีโอกาสเสนอราคาได้เพียงครั้งเดียว ฉะนั้นนอกจากการคำนวณต้นทุนให้แม่นยำแล้ว หากทราบถึงแบบแผนพฤติกรรมของคู่แข่งก็จะช่วยเพิ่มโอกาสชนะการประกวดราคาได้ไม่มากก็น้อย โดยการศึกษานี้ได้นำข้อมูลประวัติการเสนอราคาโครงการก่อสร้างงานทาง ในอำเภอเมืองนครราชสีมา จำนวน 119 โครงการ มาวิเคราะห์เพื่อให้เข้าใจแนวโน้มและรูปแบบพฤติกรรมการเสนอราคาของผู้รับเหมาก่อสร้าง จากนั้นจึงหาแนวทางและกำหนดกลยุทธ์ที่เหมาะสมกับแต่ละพื้นที่และคู่แข่ง ซึ่งมีผลต่อความสำเร็จของโครงการและเป็นประโยชน์แก่ผู้รับเหมาที่สนใจเข้าร่วมการประกวดราคากับภาครัฐ จากการศึกษาพบว่า ผู้รับเหมามีแบบแผนในการเสนอราคา บางรายเสนอราคาต่ำเป็นประจำ บางรายเสนอราคาสูงเป็นประจำ หรือบางรายก็เสนอราคาแบบสุ่ม โดยสามารถสรุปได้ดังนี้ (ก) จำนวนผู้เสนอราคามีผลต่อการประกวดราคา ยิ่งจำนวนคู่แข่งมาก ราคาก็จะยิ่งแตกต่างกันมาก (ข) ผู้รับเหมาคัดเลือกงานตามประเภทงานและพื้นที่ก่อสร้าง (ค) สามารถทำนายอัตราความสำเร็จของผู้รับเหมาด้วยค่า Average Mean Standardized Bid ท้ายที่สุดได้นำผลการศึกษาไปใช้ในการประกวดราคาโครงการก่อสร้างถนนคอนกรีตเสริมเหล็กของหน่วยงานราชการท้องถิ่นหนึ่งในเจ้าของโครงการที่ทำการเก็บข้อมูล ซึ่งมีราคากลางเป็นจำนวนเงิน 745,200 บาท ด้วย Mark-Up -3.47% พบว่าสามารถทำให้ชนะการเสนอราคา โดยเป็นผู้เสนอราคาต่ำที่สุดได้จริง

คำสำคัญ: การประกวดราคา, งานก่อสร้างถนน, พฤติกรรมของผู้รับเหมา, กลยุทธ์การเสนอราคา, แบบแผนการเสนอราคา

Abstract

One of the most common problems associated with decision-making every contractor must face is determining bid prices, especially when there is only one chance to submit the best and final offer in government construction projects. Apart from accurate estimating, learning competitors' behaviors from historical records helps develop strategy that increase chances of winning the bid. So, this study aims to identify competitors' behavior patterns and analyze the factors affecting them in 119 road construction projects in Nakhon Ratchasima Province. The results showed that each contractor has a particular way of bidding. Some have disproportionate low bids or high bids and some bid randomly. In conclusion, the higher number of bidders entered, the wider range of bid price it will be. Also, contractors chose to enter the competition based on the type of road they have expertise in, the location of the site, with a specific range of mark-up determined. Lastly, Average Mean Standardized Bid helps predict contractors' success ratio as inverse correlations exists between them. Moreover, the results were tested on a 745,200 THB reinforced concrete road construction project of a local government organization whose data were collected in this study. As the outcome, it helped winning the competition with a Mark-Up of -3.47%.

Keywords: Competitive Bidding, Road Construction, Contractors' behavior, Bidding Strategies, Bidding Performance

1. บทนำ

งานวิจัยที่ประเทศจีน [1] พบว่าปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อขีดความสามารถในการแข่งขัน (Competitiveness) ของผู้รับเหมาก่อสร้างมีด้วยกันทั้งหมด 35 ปัจจัย และกลยุทธ์การเสนอราคาเป็นปัจจัยที่มีผลต่อความสำเร็จของโครงการก่อสร้างที่สำคัญที่สุด ซึ่งกลยุทธ์ที่ดี [2] ไม่เพียงต้องชนะการแข่งขันหรือเป็นผู้เสนอราคาต่ำสุด แต่ต้องทำให้โครงการแล้วเสร็จได้ในกำไรที่คาดหวังไว้ด้วย ผู้จัดการโครงการมืออาชีพ [3] จึงควรใช้เวลาทุ่มเทให้กับงานหรือกิจกรรมตั้งแต่ระยะเริ่มต้นวงจรชีวิตโครงการ (Project Life Cycle) มิเช่นนั้นจะประสบปัญหาและอุปสรรคในการดำเนินการ ดังที่

Jeffrey [4] กล่าวว่า ความไม่แม่นยำ (Inaccuracies) ที่เกี่ยวข้องกับการประกวดราคา คือหนึ่งในสาเหตุความล้มเหลวของผู้รับเหมาก่อสร้าง

การศึกษานี้สนใจศึกษาพฤติกรรมการประกวดราคาของผู้รับเหมาก่อสร้าง โดยมีสมมติฐานว่าผู้รับเหมาแต่ละรายมีแบบแผนที่ต่างกันออกไป ซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้จากข้อมูลในอดีตด้วยการประยุกต์ใช้หลักการทางสถิติ เพื่อให้เข้าใจแนวโน้มและรูปแบบการเสนอราคาของคู่แข่งยิ่งขึ้น จากนั้นจึงพัฒนากลยุทธ์ที่เหมาะสมอันเป็นประโยชน์แก่ผู้ที่สนใจเข้าร่วมการแข่งขันและหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง วัตถุประสงค์ในการศึกษาครั้งนี้คือ 1) เพื่อหาแนวโน้ม พฤติกรรม หรือรูปแบบการเสนอราคาของผู้รับเหมางานก่อสร้างทางในอำเภอเมืองนครราชสีมา 2) กำหนดกลยุทธ์การประกวดราคาโครงการก่อสร้างทางในอำเภอเมืองนครราชสีมา

ผลการศึกษาจะช่วยเป็นแนวทางในการกำหนดราคาและเพิ่มโอกาสการชนะการประกวดราคางานก่อสร้างทางได้ไม่ก็น้อย ซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อทั้งผู้รับเหมาคู่ค้าภาครัฐและภาครัฐ

2. วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การจัดซื้อจัดจ้างกับภาครัฐ

กรมบัญชีกลาง [5] ได้กำหนดนิยามการจัดซื้อจัดจ้างว่า หมายถึง การดำเนินการเพื่อให้ได้มาซึ่งพัสดุโดยการซื้อ จ้าง เช่า แลกเปลี่ยน หรือโดยนิติกรรมอื่นตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ในปัจจุบันการกำหนดราคาสัญญางานก่อสร้างของรัฐมักจะใช้วิธีแบบแข่งขันราคาหรือประกวดราคา (Competitive Bidding) เนื่องจากเป็นวิธีที่ยุติธรรมทำให้ผู้รับเหมาแต่ละรายมีโอกาสอย่างเท่าเทียม อีกทั้งยังได้ราคาที่ต่ำคุ้มค่ากับงบประมาณของประเทศ โดยส่วนใหญ่หน่วยงานภาครัฐนิยมทำสัญญาจ้างแบบราคาเหมา (Lump Sum Contract) ที่รวมต้นทุนค่าวัสดุ ค่าแรงงาน เครื่องจักรอุปกรณ์ ค่าดำเนินการ กำไร และภาษีทั้งหมดไว้ในราคากลางแล้ว เพื่อให้ทราบมูลค่างานที่ต้องจ่ายเป็นจำนวนที่แน่นอน

2.2 กระบวนการประกวดราคา

ในปัจจุบันผู้รับเหมาที่ต้องการเข้าร่วมการประกวดราคางานก่อสร้างของรัฐต้องลงทะเบียนเป็นผู้ค้ากับภาครัฐในระบบจัดซื้อจัดจ้างภาครัฐด้วยอิเล็กทรอนิกส์ (Electronic Government Procurement: e-GP) ตามที่พระราชบัญญัติการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุภาครัฐ พ.ศ. 2560 [6] ได้กำหนดไว้ จึงจะสามารถเข้าไปค้นหาประกาศจัดซื้อจัดจ้างและขอรับเอกสารประกวดราคาได้ โดยประกาศเชิญชวนจะมีความประสงค์ของหน่วยงานราชการ และราคากลาง ซึ่งในการซื้อหรือจ้างด้วยวิธีประกวดราคาอิเล็กทรอนิกส์ ผู้ผ่านการพิจารณาคุณสมบัติและเป็นผู้ที่เสนอราคาต่ำที่สุดจะเป็นผู้ชนะการเสนอราคา

2.3 งานก่อสร้างทาง

งานก่อสร้างทาง [7] หมายถึง การก่อสร้าง การขยาย การบูรณะ และหรือการบำรุงรักษาทางหรือถนนซึ่งจัดไว้เพื่อประโยชน์ในการจราจรและการสาธารณะทางบกแต่ไม่รวมทางรถไฟ ไม่ว่าในระดับพื้นดิน ใต้หรือเหนือพื้นดิน และให้หมายความรวมถึงที่ดิน พืช พันธุ์ไม้ทุกชนิด ท่อกลม รางระบายน้ำ ร่องน้ำ กำแพงกันดิน เขื่อน รั้ว หลักสำรวจ หลักเขต หลักระยะป้ายจราจร เครื่องหมาย เครื่องสัญญาณไฟฟ้า เครื่องแสดงสัญญาณ ที่จอดรถ ที่พักคนโดยสาร ที่พักริมทาง อาคาร และสิ่งอื่นใดอันเป็นอุปกรณ์งานก่อสร้างทางในบรรดาที่มีอยู่ หรือที่ได้จัดไว้ในเขตงานก่อสร้าง หรือเพื่อประโยชน์แก่งานก่อสร้างทาง หรือผู้ใช้สิ่งก่อสร้างที่เป็นงานก่อสร้างทางนั้น

2.4 ราคากลางงานก่อสร้าง

ราคากลาง หมายถึง ราคาเพื่อใช้เป็นฐานสำหรับเปรียบเทียบราคาที่ผู้ยื่นข้อเสนอได้ยื่นไว้ บุญทิพย์ [8] ได้กล่าวว่า ราคากลางมีความสำคัญในการใช้เป็นราคาอ้างอิงประกอบการพิจารณาราคาของผู้เสนอราคาและใช้เป็นราคาเริ่มต้นในการประมูลงานก่อสร้าง ซึ่งแหล่งที่มาของราคากลางได้แก่ ก) คำนวณตามหลักเกณฑ์ที่คณะกรรมการราคากลางกำหนด ข) ได้จากฐานข้อมูลราคาอ้างอิงของพัสดุที่กรมบัญชีกลางจัดทำ ค) ราคามาตรฐานที่สำนักงบประมาณหรือหน่วยงานกลางอื่นกำหนด ง) สืบราคาจากท้องตลาด จ) ราคาที่เคยซื้อหรือจ้างครั้งหลังสุดภายในระยะเวลาสองปีงบประมาณ ฉ) ราคาอื่นใดตามหลักเกณฑ์ วิธีการ หรือแนวทางปฏิบัติของหน่วยงานของรัฐนั้น ๆ

2.5 กลยุทธ์การเสนอราคา

เกรียงศักดิ์ [9] กล่าวว่า กลยุทธ์ หมายถึง วิธีการหรือแผนการที่คิดขึ้นอย่างรอบคอบมีลักษณะเป็นขั้นตอน มีความยืดหยุ่นพลิกแพลงได้ตามสถานการณ์ มุ่งหมายเพื่อเอาชนะคู่แข่งขัน หรือเพื่อหลบหลีกอุปสรรคต่าง ๆ จนสามารถบรรลุเป้าหมายที่ต้องการ ในการประกวดราคาโครงการก่อสร้างก็เช่นเดียวกัน ผู้รับเหมาย่อมต้องการได้งานในราคาสูง ส่วนเจ้าของโครงการก็ต้องการงานในราคาต่ำที่สุด ดังนั้นเพื่อให้เป็นไปตามจุดมุ่งหมายจึงต้องมีหลักในการเสนอราคา อีกทั้งส่วนใหญ่โครงการก่อสร้างของรัฐมักไม่มีการเปิดเผยข้อมูลการเสนอราคา ผู้รับเหมาจะทราบเพียงราคากลางและราคาที่ตนเสนอเท่านั้น ฉะนั้นการพยากรณ์ราคาและการคิดค้นกลยุทธ์การเสนอราคาให้ชนะจึงได้รับความสนใจจากนักวิจัยในทวีปอเมริกาและยุโรปมานานแล้วตั้งแต่กลางคริสต์ทศวรรษ 1950 [10]

2.6 แบบจำลองความน่าจะเป็น (Probabilistic Model)

แนวคิดแรกในการทำนายโอกาสการชนะการประกวดราคามุ่งเน้นไปที่การสร้างแบบจำลองความน่าจะเป็นที่จะช่วยเป็นแนวทางการตัดสินใจราคา โดยในปี ค.ศ. 1956 Friedman [11] เป็นคนแรกที่เสนอแนวคิดแบบจำลองความน่าจะเป็นและยังได้รับการอ้างถึงจากนักวิจัยเป็นจำนวนมาก โดยมีที่มาจากแนวคิดการเสนอราคาแบบสุดโต่งสองแบบ คือถ้าอยากชนะมากก็สามารถเสนอราคาที่ต่ำกว่าต้นทุนได้ และถ้าราคานั้นต่ำมากก็จะมีโอกาสชนะ 100% ในทางตรงกันข้ามราคาที่ไม่มีวันชนะก็คือราคาที่มี mark-up สูงมาก เช่น mark-up ที่สูงถึง 50% ซึ่งในระหว่างราคาสุดโต่งสองราคานี้แล้วยังมีราคาตรงกลางที่สามารถหาความน่าจะเป็นในการชนะได้ เช่น หากกำหนด mark-up ที่ต้องการเท่ากับ 12% เมื่อนำมาคำนวณตามสมการแล้วโอกาสชนะการประมูลจะเท่ากับ 30% เป็นต้น ต่อมานักวิจัยหลายคนได้วิจารณ์งานของ Friedman และได้คิดค้นแบบจำลอง

ต่าง ๆ [10] โดยหวังจะแก้ไขจุดบกพร่องของ Friedman ไม่ว่าจะเป็น Gates, Whittaker, Fine, Rickwood, หรือ Curtis & Maine

2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

McCaffer [12] สร้างแบบการแจกแจงแบบปกติ (Normal Distribution) ของการเสนอราคางานก่อสร้างประเภทถนนและอาคารด้วยค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) เท่ากับ 8.4 % และ 6.3% ตามลำดับ ซึ่งการแจกแจงนี้มีประโยชน์ในการช่วยทำนายราคาที่ต่ำที่สุด (Lowest Bid) จากการประมาณค่าเฉลี่ยการเสนอราคาทั้งแบบการแจกแจงที่จัดกลุ่มด้วยจำนวนผู้เสนอราคาและแบบการแจกแจงด้วยการใช้ราคาที่เสนอทั้งหมด

บุญมี [13] ได้ทำการศึกษาถึงพฤติกรรมการประมูลงานก่อสร้างในประเทศไทย ได้ผลสรุปว่า (ก) เมื่อจำนวนผู้เข้าร่วมประมูลงานก่อสร้างมีมากขึ้น กำไรที่คาดหวังสูงสุดจะมีค่าลดลง (ข) เมื่อขนาดราคาของงานก่อสร้างใหญ่ขึ้น กำไรที่คาดหวังสูงสุดจะมีค่าลดลง แต่จะไม่มีความสัมพันธ์กับจำนวนผู้เข้าร่วมประมูลงานก่อสร้าง (ค) ราคาประมูลต่ำสุดและราคาประมูลรองลงมาจากอันดับต่ำสุดมีค่าต่ำกว่าราคากลางเป็นส่วนใหญ่ (ง) ค่าเฉลี่ยของผลต่างของราคาประมูลต่ำสุดกับราคาประมูลรองลงมาจากอันดับต่ำสุดจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อราคาประมูลต่ำสุดมีค่าเพิ่มขึ้น

Candra, Retna, และ Syahril [14] จากประเทศอินโดนีเซีย ได้นำโมเดลของ Friedman มาใช้ในการกำหนดกลยุทธ์การประมูลงานก่อสร้างอาคารในเมือง Banjarbaru จากผลการวิเคราะห์พบว่า ได้ค่าเท่ากับ -9% จากการคำนวณแบบ Multi Normal Distribution และได้ค่าเท่ากับ -5% จากการคำนวณแบบ Single Normal Distribution และพบว่า การใช้ราคาจากการคำนวณแบบ Single Normal Distribution ไม่สามารถชนะราคาที่ต่ำที่สุดได้ ในทางตรงข้ามราคาจากการคำนวณแบบ Multi Normal Distribution สามารถชนะการประมูลงานก่อสร้างได้

จากการทบทวนวรรณกรรมและงานวิจัยดังกล่าวข้างต้นพบว่าเป็นที่น่าเสียดายที่ยังไม่มีงานวิจัยใดที่สรุปความไม่แน่นอนของการประมูลงานได้อย่างเป็นระเบียบแบบแผนทฤษฎี งานวิจัยที่ผ่านมาล้วนแต่ได้พยายามใช้สถิติวิเคราะห์หาความน่าจะเป็น แต่ยังไม่เพียงพอเนื่องจากขาดข้อมูลและการวิจัยถึงปัจจัยอื่น ๆ ที่จะช่วยให้เข้าใจที่มาของความไม่แน่นอนมากขึ้น เช่น ระยะทาง พฤติกรรมของผู้รับเหมาขนาดกลางและขนาดย่อม (Small and Medium Enterprises: SMEs) เจ้าของโครงการที่เป็นหน่วยราชการระดับท้องถิ่น ทำให้ต้องมีการศึกษาเรื่องนี้เพื่อที่จะได้นำมาสร้างกลยุทธ์และแนวทางการพิจารณาเลือกงาน เพื่อให้ชนะการประกวดราคาด้วยราคาและกำไรที่คาดหวังไว้

3. วิธีดำเนินการศึกษา

3.1 สมมติฐาน

การศึกษานี้ดำเนินการตามความเชื่อที่ว่า ผู้รับเหมาแต่ละรายมีแบบแผนในการเสนอราคา และระยะทางระหว่างที่ตั้งสำนักงานใหญ่ของผู้รับเหมากับพื้นที่ก่อสร้างมีผลต่อการตัดสินใจเข้าร่วมการประกวดราคา ฉะนั้นหากศึกษาและวิเคราะห์ข้อมูลการเสนอราคาที่ผ่านมาในแต่ละพื้นที่อาจพบความสัมพันธ์บางอย่างที่แสดงให้เห็นถึงแนวโน้มและรูปแบบการเสนอราคาที่มีลักษณะซ้ำเดิมเป็นแบบแผนและความโอนเอียงที่จะเสนอราคาในลักษณะเดียวกันนี้ในอนาคต

3.2 กลุ่มตัวอย่าง

กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้ได้มาจากวิธีการเลือกกลุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง (Purposive Sampling) เพื่อให้สอดคล้องกับสมมติฐานและเป็นไปตามวัตถุประสงค์ โดยเลือกเก็บข้อมูลประวัติการเสนอราคาโครงการก่อสร้างงานทางจากที่มีหน่วยงานรัฐเป็นเจ้าของโครงการ ซึ่งพิจารณาจากตำแหน่งที่ตั้งขององค์การบริหารส่วนท้องถิ่นในอำเภอเมืองนครราชสีมาที่มีอาณาเขตพื้นที่การปกครองติดกันจำนวน 7 แห่ง

3.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล

เนื่องจากไม่มีการเปิดเผยราคาที่ผู้รับเหมาเสนอแก่สาธารณะชน จึงจำเป็นต้องรวบรวมข้อมูลประวัติการเสนอราคาโครงการก่อสร้างจากการขอความร่วมมือจากเจ้าหน้าที่ของหน่วยงานรัฐ โดยมีแบบฟอร์มบันทึกข้อมูลโครงการก่อสร้างอย่างคร่าว เมื่อได้ข้อมูลดิบในรูปแบบกระดาษ (paper-based) แล้วจึงนำมาใส่โปรแกรม Microsoft Excel แล้วจึงนำเลขที่โครงการไปสืบค้นรายละเอียดด้วยตนเองเพิ่มเติมจากระบบ e-GP และแหล่งข้อมูลนิติบุคคลและประเภทธุรกิจในประเทศไทยของกรมพัฒนาธุรกิจการค้า กระทรวงพาณิชย์ (DBD Data Warehouse) ดังนี้ • เลขที่โครงการในระบบ e-GP • ชื่อโครงการ • รายชื่อผู้เสนอราคา • จำนวนผู้รับเหมาที่เสนอราคา • ราคาที่ผู้รับเหมาแต่ละรายเสนอ • ผู้ชนะการประมูลงาน • ราคาประมูลต่ำสุด • สถานที่ตั้งโครงการก่อสร้าง • วันที่เสนอราคา • ราคากลาง • บัญชีแสดงปริมาณวัสดุและแรงงานที่ใช้ในการก่อสร้าง (Bill of Quantities: BOQ) จากนั้นจึงวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้ตัวอักษรภาษาอังกฤษแทนชื่อผู้รับเหมาและใช้พยัญชนะไทยแทนชื่อหน่วยงานราชการที่เป็นเจ้าของโครงการ

3.4 วิธีวิเคราะห์ข้อมูล

วิเคราะห์ข้อมูลด้วยค่าสถิติ ได้แก่ ค่าร้อยละ (Percentage) ค่าเฉลี่ย (Mean) และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) และคำนวณค่าต่าง ๆ ดังนี้

3.4.1 กำไรที่คาดหวัง (Mark-up)

Mark-up คือกำไรที่บวกเพิ่มจากต้นทุน โดยกำหนดเป็นร้อยละ

$$Mark - Up\ \% = \frac{Bid\ Price - Cost}{Cost} \cdot 100 \tag{1}$$

$Bid\ Price$ หมายถึง ราคาที่เสนอ

$Cost$ หมายถึง ต้นทุนงานก่อสร้าง (การศึกษานี้ใช้ต้นทุนของเจ้าของโครงการ กล่าวคือ ต้นทุนจากราคากลางในประกาศเอกสารประกวดราคาจ้างก่อสร้างในระบบ e-GP ที่หน่วยงานของรัฐได้จัดทำข้อมูล หรือราคากลางก่อนคูณ Factor F)

3.4.2 อัตราส่วนราคาเฉลี่ยมาตรฐาน "Mean Standardized Bid"

ในชีวิตจริงการเก็บข้อมูลการเสนอราคาของคู่แข่งมักทำได้เฉพาะโครงการที่เจ้าตัวเข้าร่วมการแข่งขัน ส่งผลให้เกิดปัญหาหรือเกิดความล้มเหลวในการวิเคราะห์พฤติกรรมของผู้รับเหมา เนื่องจากไม่มีข้อมูลที่เพียงพอ หากต้องการนำไปใช้จริงจำเป็นต้องมีวิธีเปรียบเทียบอย่างมีหลักเกณฑ์เป็นมาตรฐาน ฉะนั้นวิธีที่ได้รับความยอมรับ คือ การปรับฐาน (Standardizing)

$$Mean\ Standardized\ Bid = \frac{Bid\ Price}{Mean\ Bid} \quad (2)$$

$Bid\ Price$ หมายถึง ราคาที่เสนอ

$Mean\ Bid$ หมายถึง ค่าเฉลี่ยของราคาที่ผู้รับเหมาทุกรายเสนอ

3.4.3 ราคาสูงหรือราคาต่ำ (High Bid or Low Bid)

High Bid หรือ Low Bid คือ เกณฑ์ราคาที่ผู้รับเหมารายนั้น ๆ เสนอเทียบกับค่าเฉลี่ยของราคาที่ผู้รับเหมาทั้งหมดเสนอในแต่ละงาน บ่งบอกถึงพฤติกรรมของผู้รับเหมาแต่ละราย

High Bid หมายถึง ราคาที่เสนอมากกว่าค่าเฉลี่ย (Bid Price > Mean)

Low Bid หมายถึง ราคาที่เสนอน้อยกว่าค่าเฉลี่ย (Bid Price < Mean)

0 หมายถึง ราคาที่เสนอเท่ากับค่าเฉลี่ย (Bid = Mean) ไม่ต้องนำมาคิด

3.4.4 อัตราส่วนการชนะ (Success Ratio)

$$Success\ Ratio = \frac{Number\ of\ jobs\ won}{Number\ of\ jobs\ bid} \quad (3)$$

$Number\ of\ jobs\ won$ หมายถึง จำนวนโครงการที่ชนะ

$Number\ of\ jobs\ bid$ หมายถึง จำนวนโครงการที่ประกวดราคา

3.4.5 การทดสอบทวินาม Binomial test

เป็นการทดสอบแบบ Nonparametric กรณีกลุ่มตัวอย่างเดียว และข้อมูลมีเพียงแค่ 2 ค่า (Dichotomous Data) ในการศึกษานี้คือ high bid หรือ low bid เพื่อหาสัดส่วนของข้อมูลแต่ละค่า Conover [15]

$$x_q = n \cdot p \pm z_q \sqrt{n \cdot p \cdot (1-p)} \quad (4)$$

x_q หมายถึง ช่วงที่ยอมรับ H_0

q หมายถึง $1 - \alpha$ (กำหนดระดับนัยสำคัญ (α) = 0.05)

n หมายถึง จำนวน bid

p หมายถึง ค่าความน่าจะเป็น (high หรือ low จึงมีค่าเท่ากับ 0.5)

z_q หมายถึง ค่าคงที่ Quantile ที่ q จากตาราง A1 [15]

การอ่านค่า

Low หมายความว่า จำนวน low bids เยอะจนไม่สมส่วนมาก

High หมายความว่า จำนวน high bids เยอะจนไม่สมส่วน

R หมายความว่า มีการผสมผสานแบบสุ่มทั้ง low และ high bids

4. ผลการศึกษา

จากการรวบรวมข้อมูลประวัติการเสนอราคาโครงการก่อสร้างงานทางด้วยวิธีการจัดซื้อจัดจ้างผ่านระบบ e-GP จากหน่วยงานราชการส่วนท้องถิ่นในเขตพื้นที่อำเภอเมืองนครราชสีมา จังหวัดนครราชสีมา จำนวน 7 แห่ง สามารถเก็บรวบรวมได้จริง 5 แห่ง คิดเป็นร้อยละ 74 อีก 2 แห่ง ไม่ให้ข้อมูลโดยอ้างว่าไม่ผ่านมติการประชุม ทั้งนี้จะใช้พยัญชนะไทย ก-จ แทนชื่อหน่วยงานราชการที่เป็นเจ้าของโครงการ

การศึกษานี้รวบรวมข้อมูลการประกวดราคาโครงการก่อสร้างได้ทั้งหมด 119 โครงการ รวมเป็นการเสนอราคา (bids) ทั้งสิ้น 665 ครั้ง มูลค่างานก่อสร้างตั้งแต่ 161,000 – 3,613,281 บาท แบ่งเป็นประเภทงานดังนี้

ถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก	56 โครงการ
ถนนลาดยางแบบแอสฟัลท์คอนกรีต	18 โครงการ
ถนนลาดยางแบบเคพซีล	5 โครงการ
ถนนหินคลุก	12 โครงการ
ถนนลูกรัง	3 โครงการ
ถนนดิน	1 โครงการ
ท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก	14 โครงการ
รางระบายน้ำคอนกรีตเสริมเหล็ก	2 โครงการ
และงานก่อสร้างอื่น ๆ	8 โครงการ

4.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลภาพรวม

เมื่อจัดระเบียบข้อมูล 119 โครงการเพื่อหาจำนวนผู้เข้าร่วมการประกวดราคาในแต่ละโครงการ พบว่า 7 โครงการไม่มีคู่แข่ง กล่าวคือ มีผู้เสนอราคาเพียงรายเดียว และหน่วยงาน (จ) มีข้อมูลเพียง 2 โครงการ จึงตัดออก เหลือ 110 โครงการ จากตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่า หน่วยงาน (ค) มีจำนวนผู้รับเหมามาร่วมการแข่งขันมากที่สุด เฉลี่ยโครงการละ 7.56 ราย โดยโครงการหนึ่งมีจำนวนผู้เข้าร่วมการประกวดราคาสูงที่สุดถึง 14 ราย ในขณะเดียวกันหน่วยงาน (ง) มีจำนวนผู้รับเหมาน้อยที่สุด เฉลี่ยโครงการละ 2.67 ราย

ตารางที่ 1 จำนวนผู้เสนอราคาในแต่ละพื้นที่

No. of Bidders	No. of Projects (based on owners)			
	ก	ข	ค	ง
2	4	1	2	9
3	1	3	3	6
4	3	6	5	3
5	5	5	7	-
6	4	1	5	-
7	-	2	2	-
8	-	1	3	-
9	-	3	7	-
10	-	2	4	-
11	-	2	2	-
12	-	1	4	-
13	-	-	2	-
14	-	-	2	-
Mean	4.24	6.26	7.56	2.67
SD	1.52	2.59	3.36	0.77

สอดคล้องกับตาราง 2 ที่ Min และ Max ของ Mark-up ของ (ค) ที่มีช่วงกว้างที่สุด คือ -20 ถึง 36 ในขณะที่ (ง) มีช่วงแคบที่สุด คือ -25 ถึง 8 จะเห็นได้ว่า งานแต่ประเภทในแต่ละพื้นที่มีการแข่งขันไม่เท่ากัน มีค่า Min และ Max ของ Mark-up ต่างกัน ส่วนงานประเภทอื่น ๆ ได้ข้อมูลมาไม่เพียงพอ สมมติฐานว่าอาจเป็นเพราะงานก่อสร้างทางในท้องถิ่นอำเภอเมืองนครราชสีมามีงานประเภทถนน ค.ส.ล. มากที่สุด

ตารางที่ 2 Mark-up ของ lowest bid แบ่งตามหน่วยงานและประเภทงาน

ประเภทงาน	หน่วยงานเจ้าของโครงการ							
	ก		ข		ค		ง	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
รวม	-7	35	-16	37	-20	36	-25	8
ถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก	-7	13	-10	36	-20	36	-25	8
ถนนลาดยางแอสฟัลท์	-6	35	-16	37	-9	32	-	-
ถนนลาดยางเคฟซีล	6	6	-	-	-15	36	-	-
รางระบายน้ำค.ส.ล.	-	-	-	-	12	16	-	-
ท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก	-	-	-	-	11	15	1	11
ถนนหินคลุก	-	-	8	11	-10	36	-1	-1

จากข้อมูลการประกวดราคาโครงการก่อสร้างทั้งหมดของหน่วยงาน (ก) (ข) (ค) (ง) พบว่ามีผู้รับเหมามาร่วมการประกวดราคา 71 ราย และหลังจากทำการหาข้อมูลเพิ่มเติมพบว่าผู้รับเหมามีเจ้าของเดียวกันจำนวน 4 คู่ จึงเหลือ 67 ราย และจะใช้ตัวอักษรภาษาอังกฤษตั้งแต่ A-Z แทนชื่อผู้รับเหมา

เมื่อจัดอันดับตามความถี่ในการ bid ดังตารางที่ 3 แล้วพบว่า ผู้รับเหมาชอบ (favor) งานคนละประเภทกัน สังเกตได้จากการที่ผู้รับเหมาอันดับ 1-3 ไม่ซ้ำกันเลย ซึ่งแสดงให้เห็นว่า ผู้รับเหมาแต่ละรายไม่ได้เข้าร่วมงานทางทุกประเภท ในขณะเดียวกันเมื่อจัดอันดับตามพื้นที่ก่อสร้าง (หน่วยงานเจ้าของโครงการ) แล้วพบว่า ผู้รับเหมา favor หลายพื้นที่ โดยเฉพาะพื้นที่ที่มีอาณาเขตติดต่อกัน เช่น ผู้รับเหมา H ชอบไปทั้ง (ก) (ข) และ (ง) เป็นต้น

ตารางที่ 3 สามอันดับผู้รับเหมาที่เข้าร่วมการประกวดราคาบ่อยที่สุด

ประเภทงาน	1st	2nd	3rd
ถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก	C	D	J, A
ถนนลาดยางแอสฟัลท์	H	O	M
ท่อคอนกรีตเสริมเหล็ก	E	Z	D
หน่วยงานเจ้าของโครงการ	**1st**	**2nd**	**3rd**
ก	H	C	U
ข	H	D	J
ค	C	J, G	B
ง	E	H, C	A

4.2 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมของผู้รับเหมา

ในการวิเคราะห์พฤติกรรมด้วยการคำนวณหาค่า Average Mean Standardized bid, ค่า Success Ratio และค่า Randomness จำเป็นต้องใช้เกณฑ์คัดเลือกผู้ที่เสนอราคาตั้งแต่ 20 ครั้งขึ้นไป (เหลือจำนวน 10 ราย) มิฉะนั้นอาจจะทำผลการศึกษาไม่ตรงกับสิ่งที่เกิดขึ้นจริง [12]

ยกตัวอย่าง การคำนวณหาค่าต่าง ๆ ของผู้รับเหมา A

Average Mean Standardized bid:

โครงการหนึ่ง	ผู้รับเหมา A เสนอราคา	1,034,000
	ผู้รับเหมา J เสนอราคา	1,045,000
	ผู้รับเหมา D เสนอราคา	968,000
	ผู้รับเหมา H เสนอราคา	1,110,000
	ผู้รับเหมา Q เสนอราคา	1,086,000

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} = \frac{5{,}243{,}000}{5} = 1{,}048{,}600$$

$$\textit{Mean Standardized bid} = \frac{1{,}034{,}000}{1{,}048{,}600} = 0.986$$

คำนวณเช่นนี้จนครบทุกโครงการที่ A เข้าร่วมการประกวดราคา แล้วนำค่า Mean Standardized Bid มาเฉลี่ยได้เท่ากับ 0.869 ดังตารางที่ 4

Success Ratio:

A เข้าร่วมทั้งหมด 38 โครงการ เป็นผู้ชนะ 10 โครงการ

$$\textit{Success Ratio ของ A} = \frac{10}{38} \cdot 100 = 26.3\%$$

Statistical Test for Randomness:

จาก 38 โครงการ

A เสนอราคาเป็น High Bid = 6 ครั้ง

Low bid = 31 ครั้ง

0 = 1 ครั้ง

ฉะนั้น ที่ระดับความเชื่อมั่น 95% ค่าสัมประสิทธิ์แอลฟา (α) = 0.05

$n = 37$

$p = 0.5$ (*ความน่าจะเป็นที่จะเป็น High Bid หรือ Low Bid*)

z_q *ที่* $q = 0.95$ *คือ* 1.6449 (จากตาราง A1 [15])

$$x_{0.95} = 37 \cdot 0.5 \pm 1.6449\sqrt{37 \cdot 0.5 \cdot (1-0.5)}$$

$$= 18.5 \pm 5$$

$$= 13.5 \text{ ถึง } 23.5$$

จำนวน High Bid ของ A = 6 ซึ่งไม่อยู่ในช่วง $x_{0.95}$ แปลว่า A เสนอราคาแบบไม่สุ่ม (Not Random) โดยโน้มเอียงไปทาง Low Bid

ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่าง Average Mean Standardized Bid และ Success Ratio

Company Identifier	No. of Bids	Winning Bids	Average of mean standardized bid	Success Rate	Randomness
A	38	10	0.869	26.3	Low
B	26	13	0.873	50.0	Low
C	66	31	0.899	47.0	Low
D	47	6	0.913	12.8	Low
E	36	4	0.988	11.1	Random
F	25	0	0.990	0.0	High
G	31	3	1.003	9.7	High
H	64	4	1.035	6.3	High
I	24	0	1.122	0.0	High
J	49	0	1.138	0.0	High

จากตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่าเมื่อจัดเรียงข้อมูลด้วยค่า Average Mean Standardized bid จากน้อยไปมาก ค่าของ Success Ratio จะเรียงจากมากไปน้อยเป็นส่วนใหญ่ ยกเว้น A และ F ฉะนั้นหากไม่นับ A จะพบว่า B มี Average Mean Standardized Bid ต่ำที่สุด และมีค่า Success Ratio สูงที่สุด อีกทั้งยังมีพฤติกรรมการเสนอราคาแบบ Low Bid ในทางตรงกันข้าม ผู้รับเหมา J มีพฤติกรรมการเสนอราคาแบบ High Bid แปลว่ามักจะเสนอราคาที่สูงเกินกว่าค่าเฉลี่ย ฉะนั้นจึงมีค่า Average Mean Standardized Bid ที่สูงตามไปด้วย ส่งผลให้ Success Ratio ต่ำจนเป็น 0 กล่าวคือไม่ชนะเลยแม้แต่เพียงครั้งเดียว

พฤติกรรมของผู้รับเหมางานทางในอำเภอเมืองโดยรวมแล้วมีลักษณะแบบสุ่ม (Radom) น้อย มีเพียงรายเดียว ส่วนใหญ่มีลักษณะแบบสูง (High Bid) ไม่ก็ต่ำ (Low Bid) เสียมากกว่า

4.3 ผลวิเคราะห์ข้อมูลแบบกรณีศึกษา

เนื่องจากผู้รับเหมา B C D เข้าร่วมการประกวดราคาบ่อยที่สุดและชนะบ่อยที่สุดเป็น 3 อันดับแรก ส่วนผู้รับเหมา J เข้าร่วมบ่อยเช่นกันแต่ไม่ชนะแม้แต่ครั้งเดียว จึงสนใจพฤติกรรมเป็นกรณีศึกษา โดยแบ่งการวิเคราะห์ข้อมูลออกเป็น 2 ประเด็น ได้แก่ ช่วงราคา ประเภทงานและความถี่ในการเป็นผู้ชนะการเสนอราคา

4.3.1 ช่วงราคาที่เสนอ (Range)

B เสนอราคาอยู่ในช่วง Mark-up -20.37 ถึง 31.92

C เสนอราคาอยู่ในช่วง Mark-up -25.09 ถึง 35.96

D เสนอราคาอยู่ในช่วง Mark-up -20.37 ถึง 35.80

J เสนอราคาอยู่ในช่วง Mark-up -20.37 ถึง 35.96

ทุกรายมีช่วงราคาที่เสนอใกล้เคียงกัน มีแค่ C ที่กดราคาได้ต่ำที่สุด คือ -25.09%

4.3.2 ประเภทงานและความถี่ในการเป็นผู้ชนะการเสนอราคา

จากตารางที่ 5 จะเห็นได้ว่า ผู้รับเหมา B C D และ J ล้วนเป็นผู้ที่เข้าร่วมการประกวดราคาโครงการก่อสร้างถนน ค.ส.ล. บ่อยที่สุด คิดเป็นร้อยละ 61.54, 71.21, 85.11, และ 69.39 ตามลำดับ

เมื่อสังเกตจะพบว่าผู้รับเหมา B C และ D มีพฤติกรรมการเสนอราคาแบบ Low ส่งผลให้ผู้รับเหมาดังกล่าวชนะการประกวดราคาโครงการก่อสร้างถนน ค.ส.ล. บ่อยที่สุดเช่นกัน คิดเป็นร้อยละ 84.62, 67.74, และ 100 ตามลำดับ โดยค่า Average Mean Standardized Bid ของราคาถนน ค.ส.ล. เท่ากับ 0.871 ในทางตรงกันข้ามผู้รับเหมา J ไม่เคยเป็นผู้ชนะการเสนอราคาเลยแม้แต่ครั้งเดียว ซึ่งสอดคล้องกับพฤติกรรมการเสนอราคาแบบ High และค่า Average Mean Standardized Bid เท่ากับ 1.091

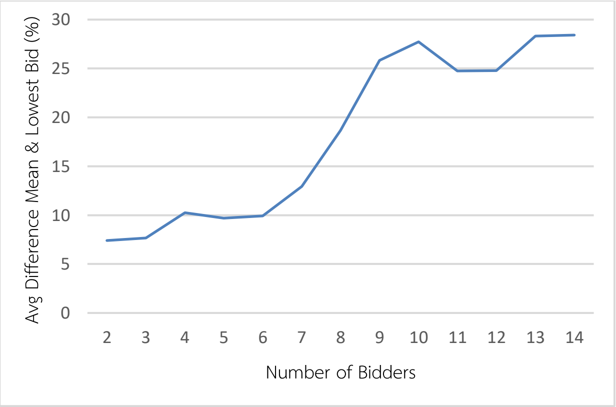
ตารางที่ 5 เปรียบเทียบความถี่ในการเข้าร่วมการประกวดราคาและการเป็นผู้ชนะ

	ผู้รับเหมา			
	B	C	D	J
จำนวนโครงการ**ทั้งหมด**ที่เข้าร่วมการประกวดราคา	26	66	47	49
จำนวนโครงการ**ถนน ค.ส.ล.** ที่เข้าร่วมการประกวดราคา	16	47	40	34
จำนวนโครงการ**ถนน ค.ส.ล.** ที่ชนะการประกวดราคา	11	21	6	0
จำนวนโครงการ**ทั้งหมด**ที่ชนะการประกวดราคา	13	31	6	0
พฤติกรรมการเสนอราคา	Low	Low	Low	High

5. สรุปผล

การศึกษานี้มีเป้าหมายหลักในการกำหนดกลยุทธ์การเสนอราคางานก่อสร้างทางของภาครัฐ ผลที่ได้สามารถสรุปได้ดังนี้

5.1 กลยุทธ์ที่ 1: จำนวนคู่แข่ง



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนผู้เสนอราคาและค่าเฉลี่ยความต่างของ lowest bid กับ mean bid เฉพาะงานถนน ค.ส.ล.

เลือกเข้าร่วมการประกวดราคาโครงการในพื้นที่ที่คู่แข่งน้อย จะเห็นได้จากรูปที่ 5 จำนวน Bidders ยิ่งสูง ความต่างของราคายิ่งสูงตามไปด้วย มีความเป็นไปได้จาก 2 สาเหตุ 1) มีการตัดราคากันเมื่อแข่งขันสูง 2) มีความหลากหลายที่มากขึ้นในการประมาณราคาของแต่ละราย ดังนั้นเมื่อสนใจประกวดราคางานในพื้นที่ใดก็ควรตรวจดูประวัติจำนวนผู้เข้าร่วมการแข่งขันด้วย จากนั้นจึงพิจารณาค่าต่าง ๆผู้รับเหมาที่มักเข้าร่วมการประกวดราคาที่พื้นที่นั้น หรือผู้รับเหมาที่มักเข้าร่วมประเภทงานนั้น ได้แก่ ค่า Average Mean Standardized Bid ค่า Success Ratio และพฤติกรรมตามข้อ 5.2

5.2 กลยุทธ์ที่ 2: แบบแผนพฤติกรรมของคู่แข่ง

ผู้รับเหมาแต่ละรายมีแบบแผนที่ต่างกัน บางรายมีลักษณะการเสนอราคาแบบ high บางรายมีลักษณะการเสนอราคา low บางรายก็เสนอราคาแบบสุ่ม โดยลักษณะดังกล่าวมีความสัมพันธ์กับค่า Average Mean Standardized Bid ของผู้รับเหมานั้น ๆ ซึ่งถือเป็นค่า Performance โดยรวมของผู้รับเหมาดังกล่าว ใช้เป็นแนวทางในการกำหนด Mark-Up เพื่อให้ชนะการประกวดราคา

5.3 กลยุทธ์ที่ 3: การทำนายความสำเร็จของผู้รับเหมาคู่แข่ง

จากตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่า Average Mean Standardized Bid มีความสัมพันธ์แบบผกผัน (Inverse Correlation) หรือมีความสัมพันธ์เชิงลบ (Negative Correlation) กับ Success Ratio มีประโยชน์ในการทำนายว่าผู้รับเหมารายนั้น ๆจะชนะการแข่งขันหรือไม่ โดยคิดเป็นร้อยละ

5.4 กลยุทธ์ที่ 4: การเปลี่ยน Mark-Up

การเสนอราคาด้วย Mark-Up ที่มากขึ้นช่วยเพิ่มมูลค่างานและกำไร แล้วจึงชดเชยสัดส่วนการชนะที่น้อยลงด้วยการเข้าร่วมการประกวดราคาให้บ่อยขึ้น หรือเพิ่มจำนวนโครงการที่เข้าร่วมการประกวดราคา

เอกสารอ้างอิง

[1] Lu, W., Shen, L., & Yam, M. C. (2008). Critical success factors for competitiveness of contractors: China study. *Journal of construction engineering and management*, *134*(12), 972-982.

[2] Astana, Y., HA, R., & Wibowo, A. (2015). Factors affecting bidding strategy in construction. *Aust. J. Basic Appl. Sci*, *9*(5), 211-215.

[3] ธีรวุธ ตันนุกิจ (2561). เทคนิคการบริหารโครงการภาครัฐให้เกิดผลสัมฤทธิ์และความคุ้มค่าที่ตรงกับความต้องการที่แท้จริงของกลุ่มเป้าหมาย. *มุมมอง มุมคิด 11 ทุนฝึกอบรมสำหรับผู้มีศักยภาพสูงด้านการบริหารจัดการภาครัฐและภาวะผู้นำ.* สำนักงาน ก.พ., หน้า 49-59.

[4] Russell, J. S. (1991). Contractor failure analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, *5*(3), 163-180.

[5] กรมบัญชีกลาง, กองระบบการจัดซื้อจัดจ้างภาครัฐและราคากลาง (2562). คู่มือแนวทางการประกาศรายละเอียดข้อมูลราคากลางและการคำนวณราคากลางเกี่ยวกับการจัดซื้อจัดจ้างของหน่วยงานภาครัฐ. กรุงเทพฯ: มปท.

[6] ระเบียบกระทรวงการคลังว่าด้วยการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุภาครัฐ พ.ศ. 2560 (2560). *ราชกิจจานุเบกษา*, 134(ตอนพิเศษ 210 ง).

[7] กรมบัญชีกลาง, คณะกรรมการราคากลางและขึ้นทะเบียนผู้ประกอบการ (2560). *หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางงานก่อสร้างทาง สะพาน และท่อเหลี่ยม*. กรุงเทพฯ: มปท.

[8] บุญทิพย์ ชูโชนาค (2553). หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางงานก่อสร้างอาคาร. เอกสารประกอบการอบรมสัมมนาเชิงวิชาการเรื่องเทคโนโลยีการก่อสร้างอาคารและการสร้างมาตรฐานการควบคุมและการตรวจการจ้างอาคาร. กรุงเทพฯ.

[9] เกรียงศักดิ์ เจริญวงศ์ศักดิ์ (2549). *การคิดเชิงกลยุทธ์.* พิมพ์ครั้งที่ 5. กรุงเทพฯ: ซัคเซส มีเดีย.

[10] Harris, F. and McCaffer, R. (2013). *Modern construction management.* John Wiley & Sons., 143-165.

[11] Friedman, L. (1957). *Competitive Bidding Strategies.* Ph. D. Dissertation, University of Michigan.

[12] McCaffer, R. (1976). *Contractors' bidding behaviour and tender price prediction.* Ph.D. Dissertation, Loughborough University of Technology, England.

[13] บุญมี แซ่อึ้ง (2530). *การศึกษารูปแบบการประมูลงานก่อสร้างในประเทศไทย.* วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[14] Yuliana, C., Kartadipura, R., and Taufik, S. (2016). Bidding Strategy Using Friedman Model for Building Construction Project in Banjarbaru Indonesia. *Journal of Civil, Construction and Environmental Engineering*. *1*(1), 12-17.

[15] Conover, W. J. (1999). 3rd edn. *Practical Nonparametric Statistics*. Texas Tech University. John Wiley & Sons, Inc.

ความคุ้มค่าคุ้มทุนในการนำพรินเตอร์ 3 มิติ ร่วมกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) มาใช้ในกระบวนการออกแบบก่อสร้าง

Increasing Value Using BIM and 3D Printing in the Design and Construction Process

อาทิตยา ตาปัน [1,*] เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง [2] พรพจน์ นุเสน [3] และ มานพ แก้วโมราเจริญ [4]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[2] หลักสูตรวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์ จ.อุตรดิตถ์
[3] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: artitaya.t12@gmail.com*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันการออกแบบอาคารในประเทศไทยมักพบปัญหาความล่าช้าที่เกิดจากขั้นตอนการออกแบบ การทำงานที่ซ้ำซ้อน ซึ่งส่งผลให้เกิดระยะเวลาในการทำงานที่นาน เกิดการสิ้นเปลืองต้นทุนและทรัพยากรบุคคล อีกทั้งแบบก่อสร้างไม่มีมาตรฐาน ก่อให้เกิดความผิดพลาดในการนำไปก่อสร้างอาคารของผู้รับเหมา เพื่อศึกษาความคุ้มค่า คุ้มทุนในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ใช้ในกระบวนการออกแบบก่อสร้าง การถอดราคาวัสดุ และการนำข้อมูลมาใช้โดยการแปลงไฟล์ซอฟต์แวร์เพื่อนำไป ใช้ขึ้นรูปอาคาร 3 มิติ โดยเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ จากนั้นนำข้อมูลที่ได้มาเปรียบเทียบความคุ้มค่า ความคุ้มทุน เวลาและมาตรฐานแบบก่อสร้าง การขึ้นชิ้นงาน 3 มิติ ซึ่งผลงานวิจัยเบื้องต้นพบว่าการออกแบบก่อสร้างอาคาร ทำให้ลดเวลาในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร มีความแม่นยำกว่าการใช้ ทรัพยากรบุคคลในการถอดราคาแบบปัจจุบัน และสามารถนำข้อมูลการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร มาใช้ขึ้นรูปอาคารชิ้นงาน 3 มิติ ได้รวดเร็วกว่าปัจจุบันและชิ้นงานสามารถถอด ส่วนประกอบอาคารให้เห็นรายละเอียดของอาคารได้ตามมาตรฐานถูกต้องตามแบบ และยังลดระยะเวลากับ ต้นทุนการใช้ทรัพยากรบุคคลในการตัดชิ้นงานอาคารได้ตามที่คาดการณ์ไว้

คำสำคัญ: พรินเตอร์ 3 มิติ , แบบจำลองสารสนเทศอาคาร , กระบวนการก่อสร้าง

Abstract

At the present moment, building designs in Thailand tend to encounter many delays due to the design process. Redundant work results in a much longer working period which then results in a waste of human resources and time. This can also cause mistakes in the construction of a contractor's building. Studying building information modeling, or BIM, is a cost-effective solution for the design process. Powerful tools, (coupled with a 3D Printer) during the design process will assist in removing redundant tasks and also provide more accuracy in modeling. We can also remove the error of overlooking and miscalculating material costs by using some obtained data to compare values, worth, construction times and also check for correct implementation of construction standards. We can also translate our files to be used with 3D printers to further our data analysis of a particular construction. Research also shows that designing a building the time for BIM and is much more accurate than strictly using physical human resources. Additionally, we can implement BIM data into Revit to create /design 3D buildings at a much faster rate. Construction of a 3D model also will allow us to break our building / design into parts that can be assembled or disassembled to further see details of a building which can be used in correlation of construction standards and also to see floor plan layouts in a more structured order. A 3D model allows for us to check for consistency and accuracy by producing a small-scale version of a project without the need to start a construct only to find out flaws and miscalculations which would result in possible losses of value, time and human resources.

Keywords: Building Information Modelling, 3 D Printer, Construction Process

1. คำนำ

ปัจจุบันอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทยได้มีการพัฒนาและขยายตัวอย่างต่อเนื่อง ทำให้เกิดเทคโนโลยีใหม่ๆเข้ามาช่วยในการออกแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ซึ่งเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling- BIM) คือกระบวนการสร้างแบบจำลองสารสนเทศเสมือนของอาคาร ที่สามารถนำมาทำงานร่วมกับงานแต่ละระบบในอาคาร เช่นงานออกแบบสถาปัตยกรรม งานวิศวกรรม งานระบบต่างๆ และเนื่องด้วยหลายๆองค์กรได้นำแบบจำลองสาร เข้ามามีบทบาท รวมถึงบริษัทออกแบบและสถาปนิกที่นำขั้นตอนกระบวนการออกแบบมาใช้งานในการสร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคาร 3 มิติ และยังเล็งเห็นประโยชน์ที่สามารถนำมาใช้ในกระบวนการออกแบบด้านอื่น ๆ ดังนี้

หุ่นจำลองสถาปัตยกรรม (Architectural Model) สามารถทำให้เจ้าของโครงการเห็นมิติของอาคารได้มากยิ่งขึ้น ซึ่งเป็นวิธีการ Perception ในรูปแบบที่ทำให้เจ้าของโครงการเข้าใจรายละเอียดและการเชื่อมต่อของพื้นที่ต่างๆภายในบ้านได้ดีที่สุด จึงทำให้ขั้นตอนนี้เกิดความล่าช้า เนื่องจากการทำงานที่ซ้ำซ้อน จากเขียนแบบ 2 มิติ และต้องนำมาขึ้นโมเดล 3 มิติ โดยซอฟต์แวร์อื่น ซึ่งส่งผลให้เกิดระยะเวลาในการทำงานที่นาน เกิดการสิ้นเปลืองต้นทุนและทรัพยากรบุคคล รวมถึงกระบวนตัดโมเดลอาคารเสมือนจริงต้องใช้ทรัพยากรคนแล้วเวลานานจำนวนมาก จึงเป็นข้อจำกัดในการออกแบบอาคารที่ล่าช้า เพื่อศึกษาความคุ้มค่า คุ้มทุนในการทำแบบจำลองสารสนเทศ จึงได้นำมาใช้งานตั้งแต่กระบวนการออกแบบ การทำแบบจำลอง 3 มิติ และยังสามารถนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาขึ้นรูปอาคารแบบ 3 มิติ ได้อีกด้วย

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 หลักการทำงานและการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในกระบวนการออกแบบ

แบบจำลองสารสนเทศอาคาร พัฒนาขึ้นเพื่อใช้ในกระบวนการออกแบบและการก่อสร้าง โดยการสร้างแบบจำลองอาคาร (Building Model) พร้อมข้อมูลหรือสารสนเทศ (Information) ในองค์ประกอบของแบบจำลองอาคารแบบ 3 มิติเสมือนจริงของอาคาร ซึ่งแนวความคิดระบบสารสนเทศอาคารได้ถูก นำเสนอครั้งแรกโดย Charles M. Eastman และได้ ตีพิมพ์ในวารสารเอไอเอ (AIA Journal) เมื่อปีค.ศ. 1975 ในครั้งนั้นใช้ชื่อว่า “Building Description System” จนเมื่อปีค.ศ. 1986 จึงเปลี่ยนมาใช้คำ ว่า “Building Information Modeling” ที่นำเสนอโดย Robert Aisha ปัจจุบันระบบสารสนเทศอาคารนั้นถูกนำมาใช้กับงานออกแบบมากขึ้น เนื่องจากความสามารถในการทำงานออกแบบสถาปัตยกรรม งานโครงสร้างวิศวกรรม และงานระบบที่ต้องใช้ความสัมพันธ์กันในงาน ทำให้งานเกิดความผิดพลาดน้อย และด้วยการทำงานของซอฟต์แวร์สามารถสร้างงานแบบจำลองได้ทั้ง2 มิติและ 3 มิติอีกทั้งยังสามารถนำแบบจำลองอาคารและข้อมูลต่าง ๆ ในแบบจำลองอาคารที่สร้างขึ้นไปใช้ในการทำงานขั้นตอนอื่น ๆ ต่อไป ในสาขางานที่เกี่ยวข้อง เช่น งานบำรุงรักษา งานบริหารจัดการอาคาร งานประมาณราคา งานตรวจสอบหลังการก่อสร้าง [1]

ปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการนำแบบจำลองสารสนเทศมาประยุกต์ใช้ ส่วนหนึ่งคือระบบจัดการข้อมูลของอาคารที่มีประสิทธิภาพ ช่วยลดค่าใช้จ่าย และลดความผิดพลาด ซึ่งข้อมูลแบบจำลองสารสนเทศสามารถนำมาถอดวัสดุและจัดซื้อจัดจ้าง ช่วยในการบริหารอาคาร อีกทั้งแบบจำลองสารสนเทสยังมีประโยชน์ด้านการสื่อสารระหว่างผู้เกี่ยวข้องในขั้นตอนการออกแบบและก่อสร้าง การเขียนแบบ 2 มิติ และ 3 มิติใช้เวลาน้อยลงซึ่งส่งผลให้ขั้นตอนการออกแบบเร็วขึ้น ซึ่งระบบสารสนเทศอาคารยังมีจัดการเก็บแบบจำลองอาคารพร้อมข้อมูลสารสนเทศทั้งหมด รวมไว้ที่ฐานข้อมูลกลางของระบบ ซึ่งระบบสารสนเทศอาคารสามารถแสดงผลแบบจำลองอาคารให้อยู่ในรูปของมุมมอง (View) ลักษณะต่าง ๆ ที่เหมาะสมตามการใช้งานได้เช่น มุมมองรูป 2 มิติได้แก่ ผังพื้น รูป ด้าน รูปตัด หรือมุมมองรูป 3 มิติ ได้แก่ รูปทัศนียภาพ รูป Isometric เป็นต้น นอกจากนี้ยังสามารถแสดงผลในรูปของตารางรายการข้อมูลต่าง ๆ เช่น ปริมาณวัสดุ หรือพื้นที่ใช้สอย จากแบบจำลองอาคารได้อีกด้วย และเนื่องจากระบบสารสนเทศอาคารจัดเก็บข้อมูลแบบจำลองอาคารทั้งหมดรวมอยู่ ในฐานข้อมูลกลาง ดังนั้นเมื่อผู้ใช้งานทำการเปลี่ยนแปลงแก้ไขส่วนใดในแบบจำลองอาคาร การแก้ไขก็จะส่งผลไปยังฐานข้อมูลกลาง ทำให้การแสดงผลแบบจำลองสารสนเทศอาคารในทุกมุมมองที่เกี่ยวข้อง มีความเปลี่ยนแปลงตามไปด้วย ซึ่งในปัจจุบันยังมีระบบสารสนเทศอาคารกับมาตรฐานข้อมูลกลาง Industry Foundation Classes (IFC)

ในปัจจุบันมีโปรแกรมระบบสารสนเทศ Foundation Classes (IFC) อยู่หลายผลิตภัณฑ์เช่น

- ArchiCAD โดยบริษัท Graphisoft
- Vector works และAll plan Architecture โดยบริษัท Nemetschek
- Vector works และAll plan Architecture โดยบริษัท Nemetschek
- Aecium Building Designer โดยบริษัท Bentley System, Inc.
- Tekla Structure โดยบริษัท Tekla
- Colibri Model Checker และ Colibri Model Viewer โดยบริษัท Colibri ซอฟต์แวร์แต่ละตัวต่างก็มีลักษณะการจัดเก็บไฟล์ข้อมูลที่แตกต่างกัน ซึ่งสามารถทำการแลกเปลี่ยนข้อมูลกันได้อย่างสมบูรณ์จึงเกิดแนวคิดที่จะกำหนดการมาตรฐานข้อมูลกลางเพื่อใช้ ในการแลกเปลี่ยนข้อมูลระหว่างซอฟต์แวร์ระบบสารสนเทศอาคารโดยหน่วยงานชื่อ Building SMART (เดิมคือ IAI หรือ International Alliance for Interoperability) ได้พัฒนามาตรฐานข้อมูลกลางขึ้น มีชื่อเรียกว่า “Industry Foundation Classes” (IFC) ขึ้นแต่ อย่างไรก็ตาม มาตรฐานข้อมูลกลาง ดังกล่าวยังอยู่ในช่วงระหว่างการพัฒนาปรับปรุง จึงทำให้มีเพียงซอฟต์แวร์ระบบสารสนเทศอาคารบางตัวเท่านั้น ทีสามารถนำเข้าและส่งออกไฟล์ IFC นี้ได้ [2]

ซึ่งแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling-BIM) ได้ถูกนำมาใช้งานในอุตสาหกรรมก่อสร้างด้านสถาปัตยกรรมและ

การก่อสร้างที่เริ่มตั้งแต่การออกแบบอาคารจนถึงการก่อสร้างอาคาร ซึ่งแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เป็นการใช้ระบบคอมพิวเตอร์มาควบคุมกระบวนการต่าง ๆ ระบบจะสร้างแบบจำลองดิจิทัล อย่างเช่นการออกแบบ การเขียนแบบ การคำนวณโครงสร้าง การประมาณ การจัดซื้อรวมไปถึงการวางแผนโครงการและแผนงานต่าง ๆ แบบจำลองสารสนเทศอาคาร จะสร้างแบบจำลองเสมือนจริงของอาคารที่แม่นยำ โดยที่มีการรองรับการออกแบบในแต่ละขั้นตอน ซึ่งช่วยทำให้วิเคราะห์และควบคุมได้อย่างมีประสิทธิภาพมากกว่ากระบวนการที่ทำด้วยตัวเอง เพื่อให้สามารถทำงานเป็นขั้นตอนต่าง ๆ ได้โดยการเริ่มจากการออกแบบการก่อสร้างในส่วนงานสถาปัตยกรรม BIM ช่วยลดความผิดพลาดและการทำงานที่ซับซ้อนกัน อันเกิดจากการทำงานที่ไม่ต่อเนื่องและขาดการตรวจสอบ ทำให้งานไม่ได้มาตรฐานจากการทำด้วยตัวเอง แบบจำลองสารสนเทศอาคาร จึงได้เข้ามามีบทบาทตั้งแต่กระบวนออกแบบงานสถาปัตยกรรม การออกแบบแนวความคิดในการออกแบบรูปทรงอาคาร ไปจนการพัฒนาแบบ เขียนแบบ และการขออนุญาตปลูกสร้างอาคาร[3]

รูปที่ 1 ขั้นตอนการออกแบบและระยะเวลาดำเนินการ
ที่มา บริษัท Seventy สถาปนิก 70

2.2 กระบวนการออกแบบก่อสร้าง

การออกแบบอาคารหรือบ้านพักอาศัยเราจะเห็นได้ว่ากระบวนการออกแบบสถปัตยกรรมไปจนถึงกระบวนการเขียนแบบเพื่อนำไปก่อสร้างมีขั้นตอนและระยะเวลา ซึ่งจะแบ่งขั้นตอนกระบวนการดังนี้

2.2.1 แนวความในการออกแบบ

1. เตรียมกราฟิกเพื่ออธิบายแนวคิดการออกแบบในแต่ละแนวคิดให้เจ้าโครงการ เพื่อให้ทั้งสองฝ่ายเข้าใจตรงกันในการออกแบบหรือรูปแบบโครงการที่กำลังจะออกแบบ

2.ระบุประเด็นความปลอดภัยและปัญหาด้านกฎหมายอาคาร

3.ประเมินและเลือกแนวคิดการออกแบบที่จะได้รับการพัฒนาต่อไป

2.2.2 การพัฒนาออกแบบ

1.พัฒนาแนวคิดการออกแบบที่ได้รับการอนุมัติ

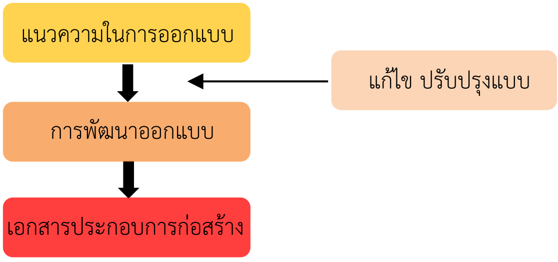
2.เตรียมแบบ ประกอบด้วย แผนผังพื้น แผนผังฝ้า ภาพตั้งแต่การออกแบบภายใน และ ภายนอก

3.เตรียมรายการวัสดุและอุปกรณ์เพื่อการก่อสร้าง

4.ประสานงานผู้รับเหมาหรือประเมินราคาโครงการ

2.2.3 เอกสารประกอบการก่อสร้าง

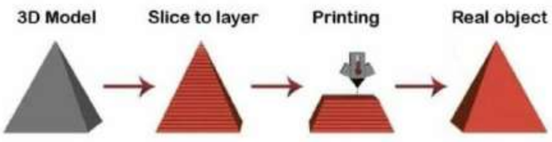
1.จัดเตรียมเอกสารสำหรับการก่อสร้าง



รูปที่ 2 ขั้นตอนกระบวนการออกแบบสถาปัตยกรรม

2.3 กระบวนการทำงานเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ (3D Printing)

ขั้นตอนการขึ้นหุ่นจำลองสถาปัตยกรรม (Architectural Model) ปัจจุบันยังใช้ทรัพยากรบุคคลคนในการตัดโมเดล ซึ่งทำให้เกิดความล่าช้าและไม่ได้มาตรฐาน ละเอียดอาคารไม่ครบถ้วนเนื่องจากละเอียดบางจุดอาจมีขนาดเล็กที่คนไม่สามารถตัดชิ้นงานได้ การขึ้นโมเดลจากเครื่องพรินเตอร์ (3D Printing) ได้ถูกคิดขึ้นตั้งแต่ปีค.ศ. 1984 โดยบริษัท 3D Systems Corporation และได้พัฒนาต่อเรื่อยมาจนถึงปัจจุบัน สำหรับประโยชน์ของ 3D Printing หลัก ๆ คือการลดความความสิ้นเปลือง สร้างโมเดล และพัฒนาต่อได้จริง ซึ่งเมื่อเทียบกับรูปแบบการสร้างวัตถุหรือสินค้ารูปทรงแบบอื่น ซึ่งนับเป็นวิธีที่ประหยัดและคุ้มค่าต่อวัตถุดิบที่ใช้ในขั้นตอนการผลิต การผลิตชิ้นงาน 3 มิตินี้ เริ่มต้นด้วยการออกแบบเสมือนจริงของชิ้นวัสดุที่ต้องการสร้าง โดยการออกแบบเสมือนจริงจะทำโดยใช้โปรแกรม การออกแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สร้างรูป 3 มิติ จากนั้นการเตรียมไฟล์ดิจิทัลที่สร้างขึ้นโดยโปรแกรมสร้างแบบจำลองสามมิตินั้น โปรแกรมจะแบ่งชิ้นงานเป็นชั้น ๆ จำนวนหลายร้อยถึงหลายพันชั้น เมื่อไฟล์ที่เตรียมพร้อมนี้ได้ถูกนำขึ้นสู่เครื่องพิมพ์สามมิติ เครื่องพิมพ์จะสร้างวัตถุชั้นต่อชั้น โดยเครื่องพิมพ์ 3 มิติจะอ่านชั้นทุกชั้นและดำเนินการสร้างชั้นวัตถุแต่ละชั้นโดยไม่ทำให้เห็นช่องว่างของแต่ละชั้นจนสำเร็จออกมาเป็นแบบจำลอง 3 มิติ

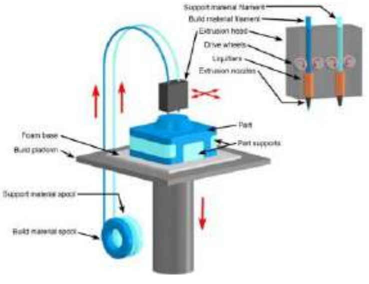


รูปที่ 3 หลักการและกระบวนการสร้างชิ้นงาน 3 มิติ
ที่มา www.sync-innovation.com

2.3.1 เทคโนโลยี Fused Deposition Modelling (FDM, FFF)

FDM เป็นเทคโนโลยีของเครื่อง 3D Printer โดยประดิษฐ์และคิดค้นขึ้นโดย Scott Crump ในปี 1989 ร่วมกับ Lisa Crump ซึ่งเป็นภรรยาของเขา และได้ก่อตั้ง Stratasys ที่เป็นบริษัทด้าน 3D Printing ที่ใหญ่ระดับโลก ซึ่งเทคโนโลยี FDM นั้นมีส่วนประกอบหลักคือ วัสดุที่เป็นเส้นลวดพลาสติก (Filament) ระบบดันเส้น (Extruder) ระบบการเคลื่อนที่สุดท้ายคือระบบให้ ความร้อนและหัวฉีด (Nozzle) ซึ่งทำงานสัมพันธ์กันทั้งหมด

หลักการทำงานของ FDM เริ่มจากการขึ้นโมเดล 3 มิติ จากนั้นนำไฟล์ชิ้นงาน 3 มิติ มาแล้วโดยเข้าโปรแกรม Ultimaker Cura ที่เรียกว่าโปรแกรม Slicer ซึ่งจะทำการหั่นหรือ Slice โมเดล 3 มิติ เป็น Layer และสร้างชุดคำสั่ง เรียกว่า G- code เพื่อบอกเครื่อง 3D Printing ว่าชั้นงานที่ได้มาต้องพิมพ์ยังไง โดยที่เราสามารถกำหนดค่าการพิมพ์ในส่วนต่าง ๆ ในซอฟท์แวร์ได้ เช่น การเลือกใช้วัสดุ ความร้อนฐานพิมพ์ ความเร็วในการพิมพ์ ความละเอียดและความแข็งแรงของชิ้น เป็นต้น และการเลือกใช้วัสดุในการพิมพ์จะเป็นเส้นพลาสติก เช่น ABS ,PLA,HIPS,PETG,TPU,NYLON เป็นต้น ซึ่งวัสดุเหล่านี้ต้องเลือกใช้ตามความเหมาะสมตามประเภทงานที่ต้องการจะพิมพ์ เนื่องด้วยคุณสมบัติแต่ละชนิดของวัสดุถูกผลิตมาตามความเหมาะสมของการใช้งาน [4]



รูปที่ 4 การดันวัสดุหลอม (Material Extrusion)
ที่มา : ดร.สมบุญ สหสิทธิวัฒน์

จากรูป 4 แสดงการดันวัสดุหลอม (Material Extrusion) โดยการดันเส้นพลาสติกชนิดเทอร์โมพลาสติกจะถูกหลอมด้วยความร้อนและถูกดันออกมาจากหัวฉีด (extrusion nozzle) และส่งไป ยังตำแหน่งเป้าหมายที่ต้องการเติมเนื้อวัสดุ

รูปที่ 5 หลักการทำงานของเครื่อง Creality Ender 3 Pro
ที่มา : www.in2real3d.com

2.3.2 หลักการทำงานของเครื่อง Creality Ender 3 Pro

หลักการทำงานของเครื่อง Creality Ender 3 Pro ที่นำมาศึกษาระบบนั้นจะทำงานสัมผัส กันทั้ง 3 แกน คือระนาบ XY ที่หัวฉีดเคลื่อนที่ และในแนวแกน Z ทำงาน เคลื่อน ที่ heated bed ให้เคลื่อนที่ลงชิ้นงานจะวางอยู่บน heated bed จะถูกพิมพ์จากล่างสุดจนถึงส่วนยอดสุด โดยที่เส้นพลาสติกจะเข้ามาสู่ตัวเครื่องโดยการดึงของ Geared Extruder เข้าสู่หัวฉีด

2.3.3 หลักการ slice โมเดล3มิติ

เป็นการนำ Stereolithography (STL) ไฟล์เป็นรูปแบบไฟล์ มาตรฐานที่นิยมนำมาใช้ในกระบวนการสร้างชิ้นงานโมเดล 3 มิติ เพื่อนำไฟล์ STL มาแบ่งชั้นชิ้นงานโดยแต่ละชั้นมีขนาดเท่ากัน (Uniform Slicing) ซึ่งทุกชั้นจะมีค่าตามที่เรากำหนด เพื่อแปลงเป็น ภาษาที่เครื่อง 3d printer เข้าใจได้หรือที่เรียกว่า G-Code

2.3.4 ซอฟต์แวร์ Ultimaker Cura 4.0 สำหรับเครื่องพิมพ์ 3 มิติ

โปรแกรม Ultimaker Cura 4.0 เป็นโปรแกรมสำหรับเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ โดยบริษัท Ultimaker ซึ่งเป็นผู้ผลิต เครื่องพรินเตอร์ 3 มิติและได้ผลิตโปรแกรมนี้ขึ้นมาเพื่อรองรับการใช้งาน เครื่องพรินเตอร์ 3 มิติหลากหลายรูปแบบ กระบวนการทำงานของตัวซอฟต์แวร์ Ultimaker Cura4.0 คือการแบ่งโมเดล 3 มิติ เป็นเลเยอร์แบนซึ่งจะถูกสั่งพิมพ์ทีละครั้ง ผลลัพธ์ของตัวแบ่งส่วนข้อมูล คือ ไฟล์ G-code ที่ควบคุมเส้น ความเร็วและอุณหภูมิของเครื่องพิมพ์ ซึ่งความละเอียดของเนื้องานจะขึ้นอยู่กับการตั้งค่าผู้สั่งพิมพ์

G-code	**ความหมาย**
G01	เคลื่อนที่แบบประสานกนของแกน X Y Z E
G21	เป็นการกำหนดหน่วยให้เป็นมิลลิเมตร
G28	การกลับสู่จุดอ้างอิงของเครื่อง(0,0,0)หรือกลับHOME
G92	Set ตำแหน่งปัจจุบันเพื่อส่งค่าไปประสานงานต่อ

รูปที่ 6 การทำงานของ G-code

จากรูป 6 แสดงให้เห็นการกำหนดหน้าที่การทำงานของระบบ G-code นั้นเป็นการระบุคำสั่งการเคลื่อนที่ให้กับ แกน X Y Z และหัวฉีด โดยการกำหนดตัวเลขตำแหน่งกับคำสั่งในการเดินทาง เช่น ต้องการให้เคลื่อนที่ในระนาบ X Y โดยไปทางแกน X 10 mm และไปทาง Y 10 mm เราก็จะกำหนดเป็น G1 X10 Y10 แกนก็จะวิ่งจากจุดที่อยูเดิมไปจุด X10 Y10 ตามตำแหน่งของแกนเป็นต้น

2.3.5 เส้นพลาสติกแบบ PLA (Polylactic Acid หรือ Polylactide)

การเลือกเส้นพลาสติกแบบ PLA (Polylactic Acid หรือ Polylactide) มาใช้ในการศึกษา ซึ่งเส้นพลาสติกที่มีส่วนผสมจากวัตถุดิบชีวภาพ เช่น

ข้าวโพดหรือมันฝรั่ง ใช้อุณหภูมิที่หัวฉีดพลาสติกอยู่ที่ 160 ถึง 220 องศาเซลเซียส เมื่อเส้นพลาสติก PLA หลอมจะมีกลิ่นคล้ายๆ กับข้าวโพดคั่ว ซึ่งไม่เป็นอันตราย และไม่เป็นพิษต่อสิ่งแวดล้อม นอกจากนั้นเมื่อใช้ PLA ในการพิมพ์ชิ้นงานก็ไม่จำเป็นที่จะต้องใช้ ฐานวางชิ้นงานแบบร้อน แต่ถ้าใช้ก็จะทำให้ฐานของชิ้นงานเรียบ และราคาของเส้นพลาสติก PLA มีต้นทุนค่อนข้างต่ำ และหาซื้อได้ง่ายในท้องตลาด

3. ระเบียบวิธีวิจัย

งานวิจัยนี้เพื่อศึกษาความคุ้มค่า คุ้มทุนและนำมาประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) กับการจัดทำแบบสำหรับงานสถาปัตยกรรม และกระบวนการออกแบบ 2 มิติ, 3 มิติ สำหรับการสร้างโมเดลโดยเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ จึงทำการศึกษาข้อมูลและทวบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง รวบรวมข้อมูลและขั้นตอนในการขึ้นโมเดล 3 มิติ จากเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติและศึกษาการใช้โปรแกรมสำหรับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เพื่อนำมาใช้ศึกษาโครงการที่ได้ทำการคัดเลือกแล้วเบื้องต้น และเพื่อให้งานวิจัยนี้บรรลุเป้าหมายและเป็นตามวัตถุประสงค์ของการศึกษา จึงได้แบ่งขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเป็น 6 ขั้นตอนดังแสดงในรูปที่ 7

รูปที่ 7 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 ศึกษาข้อมูล ทวบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และคัดเลือกโครงการที่จะนำมาศึกษา

ซึ่งได้ทำการศึกษาการทำงานของเครื่องพรินเตอร์ และทำการทดลองพิมพ์ชิ้นงาน และศึกษางานวิจัยเกี่ยวกับการทำแบบจำลองสารสนเทศทั้งในประเทศและต่างประเทศเกี่ยวกับการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาประยุกต์ใช้กับเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ จากนั้นจึงคัดดเลือกโครงการที่จะนำมาศึกษา โดยโครงการที่เลือกต้องเป็นโครงการที่มีการทำโมเดลเสมือนจริงและมีข้อมูล ขั้นตอนการออกแบบก่อสร้างครบถ้วน เพื่อนำผลมาเปรียบเทียบจากการศึกษาในครั้งนี้

3.2 การทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

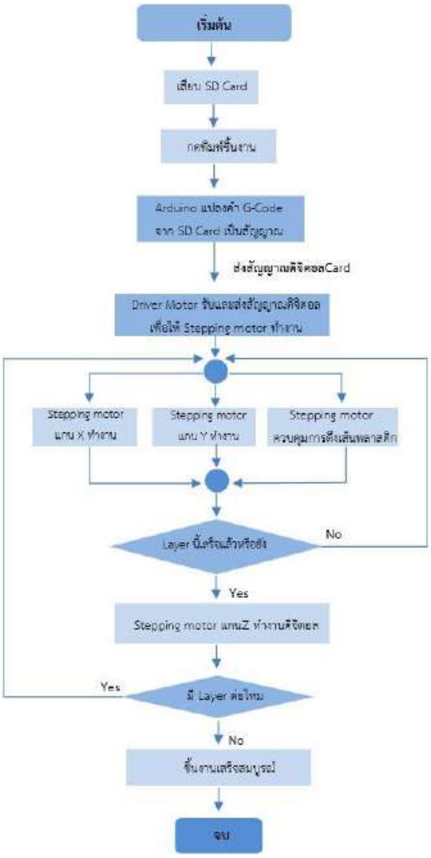
การสร้างแบบจำลองจะจัดทำขึ้นโดยการเริ่มเขียนแบบ 3 มิติ โดยใช้ซอฟต์แวร์ Autodesk Revit ขึ้นรูปงานในส่วนสถาปัตยกรรมทั้งอาคาร และแบ่งพื้นที่ใช้สอยตามแบบเดิม เพื่อให้เห็นการเชื่อมต่อแล้วการใช้พื้นที่ใช้สอยภายในอาคารอย่างชัดเจน แล้วจึงนำดำเนินการในขั้นต่อไป

3.3 นำแบบจำลองสารสนเทศอาคารแปลงไฟล์เพื่อนำข้อมูลเข้าเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ

เมื่อเสร็จกระบวนการสร้างแบบจำลองสารสนเทศ จะได้แบบอาคาร 3 มิติ จากนั้นจึงนำมาเข้าโปแกรม Ultimaker Cura ที่เรียกว่าโปรแกรม Slicer ซึ่งจะทำการหั่นหรือ Slice โมเดล 3 มิติ เป็นเลเยอร์และสร้างชุดคำสั่ง เรียกว่า G- code เพื่อบอกเครื่อง 3D Printing พิมพ์ชิ้นงาน โดยผู้พิมพ์จะสามารถตั้งค่าคำสั่ง ความละเอียดและความเร็วของชิ้นงานนั้นๆได้

3.4 การทำงานของเครื่องระบบ FDM

ระบบ FDM คือการ ฉีดและวาดเส้นพลาสติกออกมาเป็นวัตถุ ส่วนของหัวฉีดทำหน้าที่ฉีดเส้นพลาสติกออกมา โดยที่หัวฉีดจะมีฮีทเตอร์ทำความร้อนให้ถึงจุดที่เส้นพลาสติกละลาย เป็นน้ำแล้วจึงฉีดผ่านหัวฉีดออกมา โดยปกติหัวฉีดจะมีรูขนาด 0.4 MM และมีมอเตอร์ควบคุมหัวฉีดหรือฐานพิมพ์ให้เคลื่อนที่และพิมพ์ไปทีละชั้นจนออกเป็นชิ้นงานขึ้นรูป 3 มิติ โดยที่เครื่องพิมพ์จะรับคำสั่ง G-code ซึ่งเป็นภาษาเดียวกับการสั่งงานเครื่อง CNC ในการที่ใช้ในงานอุตสาหกรรม โปรแกรมสำหรับการสร้าง G-code นั้นมีให้เลือกใช้งานหลากหลาย เช่น Ultimaker Cura, Simplify3D, MakerWare, Sli3r, Repetier เป็นต้น เริ่มต้นจากการเปิดโมเดล 3 มิติขึ้นมาและกำหนดค่าการพิมพ์ โปรแกรมจะทำการสไลด์วัตถุออกเป็นชั้น จากนั้นเครื่องจะพิมพ์ทีละชั้น ชั้นที่เครื่องพิมพ์ๆ นั้นเป็น Cross Section ของวัตถุโดยที่ผู้สั่งพิมพ์สามารถกำหนดการตั้งค่าความตันของวัตถุซึ่งเรียกค่านี้ว่า Infill คือการตั้งวัสดุด้านในของชิ้นงานตันหรือกลวงได้ ตามความต้องการของชิ้นงานว่าต้องการความแข็งแรงมากน้อยเพียงได้ และค่า Infill ยังช่วยลดระยะเวลาในการพิมพ์ชิ้นงานได้อีกด้วย ขั้นตอนการทำงานการพิมพ์ขึ้น 3 มิติดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 Flowchart การพิมพ์วัตถุ

3.5 จัดทำตารางเปรียบเทียบ ความคุ้มค่า คุ้มทุน ระยะเวลาดำเนินการแต่ละขั้นตอนและ การใช้เครื่องพรินเตอร์ 3 มิติกับการตัดโมเดลแบบปัจจุบัน

รวบรวมข้อมูลอาคารที่ทำการศึกษาทั้งหมดมาจัดทำตารางเปรียบเทียบจากข้อมูลการออกแบบอาคารแบบเดิมโดยใช้เกณฑ์ประเมินแต่ละขั้นตอนตามตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ข้อเปรียบเทียบในการใช้ประเมิน

ข้อเปรียบเทียบในการใช้ประเมิน		
ลำดับ	แบบที่ใช้ปัจจุบัน	แบบที่ศึกษา
1.	ค่าวัสดุสิ้นเปลือง	ค่าเส้นพลาสติก
2.	ค่าแรงงานคนต่อจำนวนวัน สำหรับใช้ตัดโมเดล	ค่าแรงงานคนต่อจำนวนวัน สำหรับใช้เครื่องพรินเตอร์
3.	ค่าอุปกรณ์	ค่าเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ
4.	ระยะเวลาในการทำงาน แบบเดิม	ระยะเวลาในการทำงานแบบที่ศึกษา

ซึ่งจะนำข้อมูลที่ได้มาทำการวิเคราะห์ในหลักวิศวกรรมคุณค่าด้วยต้นทุนรวมต่ำสุด (เงินทุน ,พนักงาน,พลังงาน,ระยะเวลา) โดยใช้การวิเคราะห์ในส่วนคุณค่าของผลิตภัณฑ์ ความสัมพันธ์ระหว่างคุณค่า (Value) หน้าที่การทำงาน (Function) และต้นทุน (Cost) โดยการจัดทำตารางเปรียบเพื่อใช้ในการประเมิน และการวิเคราะห์ต่อไป

3.6 วิเคราะห์และสรุปผล

นำข้อมูลจากการวิเคราะห์และเปรียบเทียบมาสรุปผลที่ได้จากการศึกษากระบวนการออกแบบจำลองสารสนเทศอาคาร โดยการขึ้นหุ่นจำลองสถาปัตยกรรม (Architectural Model) ด้วยเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ

4. ผลการวิจัย

4.1 คัดเลือกโครงการที่นำมาศึกษา

จากการรวบรวมข้อมูลการออกแบบ จึงได้เลือก อาศัย ค.ส.ล. 2 ชั้น ตำบลสันผักหวาน อำเภอหางดง จังหวัดเชียงใหม่ ขนาดพื้นที่ใช้สอยประมาณ 529 ตรม.ประกอบไปด้วย 5 ห้องนอน 6 ห้องน้ำ 1 ห้องรับแขก 1 ห้องครัว 1 ห้องเตรียมอาหาร 1 ห้องนั่งเล่น และ 1 ห้องครอบครัว พร้อมสระว่ายน้ำ 4x10 เมตร โดยโครงสร้างทั้ง 2 ชั้น เป็น คสล. ฐานรากแผ่ เสาคอนกรีตเสริม ขนาด 20x 20 m. มุงหลังคาด้วยเมทัลชีท

รูปที่ 9 บ้าน 2 ชั้น ต.สันผักหวาน จ.เชียงใหม่ ที่แล้วเสร็จ

4.2 จัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

ในขั้นตอนการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ผู้ศึกษาได้เลือกนำซอฟต์แวร์ Autodesk Revit มาใช้ในกระบวนการออกแบบขึ้นรูป 3 มิติของอาคาร โดยใช้แปลนของโครงการที่นำมาศึกษาเดิม ซึ่งระยะเวลาในการขึ้นแบบจำลองทั้งหมดของอาคาร ใช้เวลาเพียง 1-2 วัน ขึ้นอยู่กับความถนัดของผู้ใช้โปรแกรมด้วย เมื่อทำการขึ้นแบบจำลอง 3 มิติ เสร็จจะพบว่ายังนำแบบจำลองอาคารสารสนเทศนั้นจัดทำเป็นแบบขออนุญาตในการก่อสร้างได้อีกด้วย ทำให้ไม่เกิดการทำงานซับซ้อน และผู้ศึกษายังได้พบว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคารไม่เพียงแต่นำไปขึ้นรูป 3 มิติ ในเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติได้แล้วโปรแกรมยังสามารถรองรับการนำแบบจำลอง 3 มิติ ไปทำภาพเคลื่อนไหวได้อีกด้วย

รูปที่ 10 การสร้างแบบจำลองใน ซอฟต์แวร์ Autodesk Revit

หลังจากที่ได้ทำการขึ้นแบบอาคารสารสนเทศในซอฟต์แวร์ Autodesk Revit ยังพบปัญหาเกี่ยวกับคำสั่งที่ซับซ้อนกว่าการขึ้นรูป 3 มิติ จากซอฟต์แวร์ Sketchup แบบเดิม ซึ่งผู้ใช้งานยังต้องศึกษาและฝึกฝนให้ชำนาญ จึงส่งผลให้บุคลากรในสายงานออกแบบและก่อสร้างยังไม่มีความรู้มากพอ เนื่องด้วยต้องใช้เวลาในการเรียนรู้และศึกษา ค่าใช้จ่ายในการซื้อซอฟต์แวร์ยังมีราคาที่สูงกว่าแบบเดิมอีกด้วย

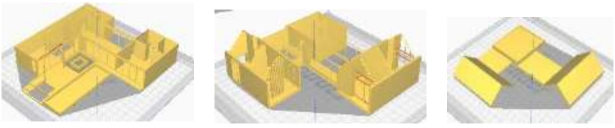
4.3 นำแบบจำลองสารสนเทศอาคารแปลงไฟล์ทำการขึ้นรูป 3 มิติ

จากขั้นตอนเบื้องต้น เมื่อได้แบบจำลองอาคารสารสนเทศแล้ว ได้นำมาแปลงไฟล์ G-code ด้วยการเข้าโปรแกรม Ultimaker Cura และแยกส่วนประกอบของอาคารดั้งนี้

1.แปลนพื้นชั้นที่ 1

2.แปลนพื้นชั้นที่ 2

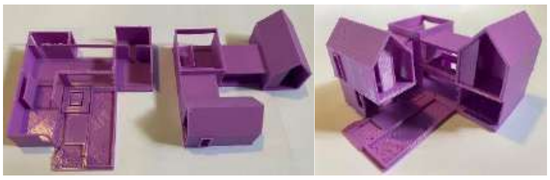
3.หลังคา ตามรูปที่ 11



แปลนชั้น 1 แปลนชั้น 2 ชั้นหลังคา

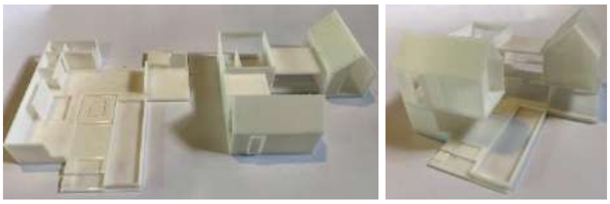
รูปที่ 11 ขั้นตอนการแปลงไฟล์เป็น G- code แต่ละชั้น

เพื่อให้ถอดชิ้นส่วนแต่ละชั้นของอาคารได้และสามารถเห็นพื้นที่ใช้สอยการเชื่อมโยงกิจกรรมภายในอาคารทั้งหมดได้ ซึ่งจะทำให้เจ้าของโครงการได้เข้าใจง่ายมากขึ้น



รูปที่ 12 ชิ้นงานจริงที่ใช้พรินเตอร์ 3 มิติ ขนาด 1:75

จากรูปที่ 12 เห็นได้ว่าแบบจำลองสารสรเทศอาคารที่พิมพ์ออกมามีลายละเอียดผนัง บัวบริเวณหน้าต่าง เห็นได้ชัดซึ่งวัสดุที่ได้แรงแข็งไม่แตกหักง่าย เนื่องจากเป็นพลาสติกที่ถูกหลอมเหลวจากความร้อน แล้วขึ้นรูปมาเป็นโมเดล อีกทั้งชิ้นออกมาได้ตามมาตรฐานที่ได้ตั้งค่าไว้



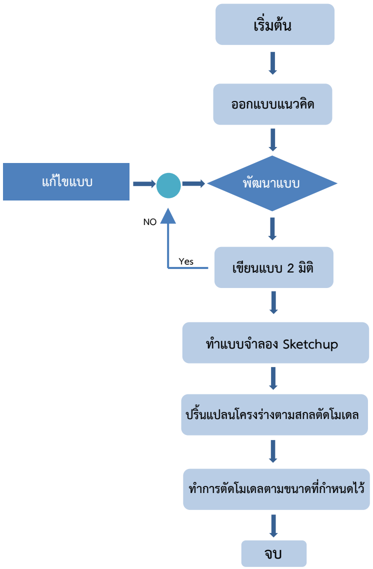
รูปที่ 13 ชิ้นงานจริงที่ใช้พรินเตอร์ 3 มิติ ขนาด 1:25

จากรูปที่ 13 เห็นได้ว่าแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่พิมพ์ออกมาในสเกล **1:25** ผนังและส่วนประกอบอาคารบางส่วนที่เล็กเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติไม่สามารถอ่านค่าและพิมพ์ออกมาได้ ซึ่งขนาดสเกล **1:25** ไม่เหมาะที่จะพิมพ์งานสถาปัตยกรรมอาคารด้วยรายละเอียดอาคารที่ประกอบไปด้วย เสา ผนัง กรอบประตู หน้าต่าง อีกทั้งเปลือกนอกอาคารที่ถูกตกแต่งด้วยบัวหรือการเซาะร่องผนังอาคารมีความละเอียดและขนาดเล็กจึงไม่สามารถพิมพ์ชิ้นงานออกมาได้

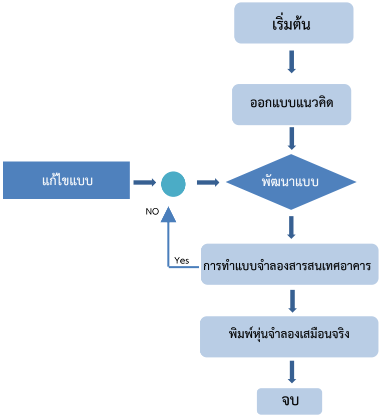
ตารางที่ 2 ตารางสรุประยะเวลา ปริมาณวัสดุที่ใช้จากการทำการศึกษา

ลำดับการพิมพ์	ระยะเวลาการพิมพ์ชิ้นงาน					
	ระยะเวลา/ชม.		ปริมาณเส้นพลาสติก PLA			
			กรัม		เมตร	
	1:75	1:25	1:75		1:25	
แปลนพื้นชั้น 1	11.17	3.18	22	89	29.69	7.45
แปลนพื้นชั้น 2	13.41	3.29	21	90	30.16	7.12
หลังคา	5.39	1.42	12	41	13.79	4.16
สรุปผลทั้งหมด	**29.97**	**7.89**	**55**	**220**	**73.64**	**18.73**

จากการพิมพ์ชิ้นงานทั้งหมด สรุปออกมาได้ว่าการพิมพ์ชิ้นงานด้วยสเกล 1: 75 ใช้เวลาทั้งหมด 29.97 ชั่วโมง หรือประมาณ 1 วัน กับอีก 5.97 ชั่วโมง และใช้เส้นพลาสติด PLA 220 กรัม หรือยาวประมาณ 73.64 เมตร และ สเกล 1: 25 ใช้เวลาทั้งหมด 7.89 ชั่วโมง และใช้เส้นพลาสติด PLA 55 กรัม หรือยาวประมาณ 18.73 เมตร ซึ่งวัสดุจะมีราคาม้วนละ 390-450 ตามสีและยี่ห้อ โดยมีจำนวนเส้นวัสดุ 1 กิโลกรัมต่อ 1 ม้วน จากการศึกษาพบได้ว่าการสิ้นเปลืองวัสดุสำหรับการใช้พิมพ์ขึ้นรูปไม่มากนัก และใช้ทรัพยกร 1 คน ในการควบคุม ตั้งค่า ซึ่งในศึกษาครั้งนี้ได้พิมพ์ชิ้นงานออกแบบ 2 สเกล เพื่อศึกษารายละเอียดอาคารว่าเมื่อลดขนาดโมเดลอาคารลงแล้วมีผลในการพิมพ์ขึ้นแบบ 3 มิติ หรือไม ผลปรากฏว่าชิ้นงานที่พิมพ์มีเนื้องานที่สม่ำเสมอกัน และรูปร่างอาคารไม่ผิดเพี้ยน แต่มีบางจุดที่เครื่องไม่สามารถพิมพ์ได้ เช่น กรอบประตูหน้าต่าง และเสาที่ถูกย่อสเกลที่ 1:25 หรือบางจุดสามารถพิมพ์ได้แต่ชิ้นงานไม่แข็งแรง อย่างไรก็ตามเมื่อเทียบกับคนทำเองในสเกล 1: 25 อาจทำได้แต่คงต้องใช้เวลาที่นานกว่าการตัดโมเดลขนาดใหญ่เพราะต้องใช้ความประณีตและความระมัดระวังค่อนข้างสูง ซึ่งไม่คุ้มทุน



รูปที่ 14 ขั้นตอนการดำเนินแบบเดิม



รูปที่ 15 ขั้นตอนการดำเนินแบบที่ศึกษา

จากรูปที่ 14,15 จะเห็นได้ว่าแบบเดิมมีการทำงานที่ซับซ้อน เนื่องจากการทำแบบ 2 มิติหรือการแปลนต้องทำคนละโปรแกรมกับขึ้นแบบจำลองอาคาร ทำให้เมื่อแก้แบบ 3มิติ ต้องกลับไปแก้ไขแบบ 2 มิติด้วย ทำให้งานต้องทำกลับไปกลับมาไม่ต่อเนื่องกันอีกทั้งขั้นตอนการทำโมเดลต้องทำการปริ้นแบบที่เขียนแบบ 2 มิติมาทำเป็นแบบเทียบสเกล อุปกรณ์ที่ใช้ในการตัดโมเดลราคาแพง และสิ้นเปลือง ซึ่งการใช้คนตัดต้องใช้เวลาและความประณีต เพื่อให้ชิ้นงานออกมาสวยงาม ตามแบบมาตรฐาน จึงแตกต่างจากการใช้คำสั่งเพียงอย่างเดียว ผู้พิมพ์ตั้งค่าชิ้นงานจากการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร จากนั้นทำการสั่งพิมพ์ ก็จะได้ชิ้นงานออกมาตามแบบซึ่งทำให้ผู้ออกแบบไม่ต้องทำงานซ้ำๆ และช่วยลดค่าใช้จ่ายของทรัพยากรและค่าแรงงานของบุคลกรอีกด้วย

4.4 จัดทำตารางเปรียบเทียบ ความคุ้มค่า คุ้มทุน ระยะเวลาดำเนินการแต่ละขั้นตอนและ การใช้พรินเตอร์ 3 มิติ กับการตัดโมเดลแบบปัจจุบัน โดยหลักเกณฑ์ตามตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ตารางสรุป*เปรียบเทียบ ความคุ้มค่า คุ้มทุน ทั้ง2 แบบ*

ลำดับ	รายการ	แบบเดิม	แบบที่ทำศึกษา
1	ค่าวัสดุสิ้นเปลือง	กระดาษอาร์ กระชานอ้อย ไม้บัลซา แผ่นอะคริลิค กาว	ม้วนพลาสติก Filament 1.7 mm.
		1,280 บาท	427 บาท
2	ค่าแรง	จำนวนคน 2 คน ทั้งหมด 5 วัน รายได้ต่อวัน 625 บาท	จำนวน 1 คน ทั้งหมด 2 วัน รายได้ต่อวัน 625 บาท
		(2x3x 625) = 6,250	(2x 625) =1,250
3	ค่าอุปกรณ์	คัตเตอร์ OLFA แผ่นรองตัด A1 EIFEN ไม้บรรทัดเหล็ก	ค่าเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ Ender 3 Pro
		1,145 / 10 ครั้ง = 114.5 ต่อครั้ง	7,990 / 10 ครั้ง = 799 ต่อครั้ง
4	ระยะเวลา	ตัดด้วยคนในสเกล 1:75 ใช้เวลา 5 วัน	พิมพ์เครื่องพรินเตอร์ในสเกล 1:75 ใช้เวลา 2 วัน
สรุป		**7,644.50 /ครั้ง**	**2,476 /ครั้ง**

จากตารางเปรียบเทียบจะพบว่าแบบที่ทำการศึกษาช่วยลดระยะเวลาการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารและการทำหุ่นจำลองขึ้นรูป 3 มิติ ทำให้งานออกแบบดำเนินการต่อเนื่อง แต่ด้วยการขึ้นรูป 3 มิติ ต้องแลกกับคุณทรัพย์ในการซื้อเครื่องพิมพ์ 3 มิติ ซึ่งเครื่องที่ได้นำมาศึกษาคือ Creality Ender 3 Pro ราคาประมาณ 7,990 บาท โดยคิดค่าเฉลี่ยในการใช้งาน 10 ครั้ง และใช้คนควบคุมเครื่องเพียงคนเดียว ซึ่งค่าที่นำมาวัดคืออัตรารายได้เฉลี่ยต่อ 1 วัน โดยใช้ฐานเงินเดือน 15,000/ 24 วันในการทำงานต่อ 1 เดือนเท่ากับ 625 บาท/วัน เมื่อทำการวิจัยพบว่าการทำโมเดลต่อหนึ่งครั้งค่าใช้จ่ายลดลง 67.61% และใช้เวลาเพียง 2 วัน ซึ่งลดลงจากแบบเดิม 3 วัน โดยที่คุณภาพงานแข็งแรงและมีมาตรฐานตามสเกลที่กำหนดไว้อีกด้วย

5. บทสรุป

ผลการศึกษาพบว่าการเริ่มต้นกระบวนการออกแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling- BIM) ทำให้การทำแบบทั้ง 2 มิติ และ 3 มิติ รวดเร็วขึ้นและมีความถูกต้องแม่นยำมากกว่าแบบเดิม ทั้งนี้การแก้ไขแบบในการการก่อสร้างยังทำได้ง่าย โดยไม่จำเป็นต้องแก้ที่ละจุดส่งผลให้เกิดความล่าช้า และกระบวนการนำแบบจำลอง 3 มิติที่ได้จากการขึ้นแบบจำลองสารสนเทศอาคาร มาแปลงไฟล์เพื่อนำไปพิมพ์ขึ้นรูปด้วยโปแกรม Ultimaker Cura 4.0 ไม่ได้มีความยุ่งยาก ซับซ้อน สามารถที่จะเรียนรู้และศึกษาได้ในระยะเวลาอันสั้น และผลที่ได้จากการในเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ ทำให้ชิ้นงานที่ถูกสั่งเป็นไปตามต้องการ โดยโมเดลสามารถพิมพ์ออกมาได้ตามสเกล 1:75 ตามที่ตั้งค่าไว้และแสดงให้เห็นพื้นที่ใช้สอยการเชื่อมโยงกิจกรรมภายในบ้านได้ ซึ่งเนื้องานที่ได้มีละเอียดครบถ้วนตามที่ขึ้นรูป 3 มิติไว้เบื้องต้น แต่ด้วยการใช้งานเครื่องพรินเตอร์ 3 มิติ ต้อง

มีการศึกษาและการตั้งค่าและการใช้งานเบื้องต้นก่อน เนื่องจากการตั้งค่าจะมีผลต่อชิ้นงาน ความเร็วในการพิมพ์ ซึ่งปัญหาที่พบส่วนมากจากเกิดจากการตั้งระดับของฐานพิมพ์ ถ้าเกิดหัวพิมพ์แกน x y ไม่เท่ากันจะทำให้เส้นพลาสติกที่ฉีดออกมาไม่ติดฐานพิมพ์ เป็นต้น จากที่กล่าวข้างต้นการเริ่มทำการทดลองตั้งแต่การขึ้นแบบจำลองสารสนเทศ จนถึงพิมพ์ชิ้นงานพบว่าช่วยลดเวลาการขึ้นแบบจำลอง 3 มิติ และ การตัดโมเดลได้มากขึ้นซึ่งจะช่วยลดระยะเวลาในกระบวนการออกแบบให้เร็วและมีประสิทธิภาพมากขึ้น อีกทั้งยังช่วยลดค่าใช้จ่ายจากการใช้ทรัพยากรที่สิ้นเปลือง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยครั้งนี้ ขอขอบพระคุณผู้ที่มีประสบการณ์ในการใช้ระบบสารสนเทศอาคารทุกท่าน และกลุ่มผู้ใช้งานหรือทำงานกับเครื่อง 3d printer ที่ให้คำแนะนำ สละเวลาให้ความรู้ ข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัย ซึ่งทำให้งานวิจัยครั้งนี้ลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ภณศา จันทร์อุดม (2560). แนวทางการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) จัดการข้อมูลอาคารและ แบบก่อสร้างจริง เพื่อการดำเนินงานและการบำรุงรักษาอาคารสำนักงาน ประเทศไทย. กรุงเทพมหานคร: สาขาวิชาสถาปัตยกรรม คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์และการผังเมือง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

[2] ธณัชชา สุขขี (2554). การศึกษาการเลือกใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารสำหรับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย.กรุงเทพมหานคร: สาขาวิชาการจัดการโครงการก่อสร้าง บัณฑิตวิทยาลัยมหาวิทยาลัยศิลปากร.

[3] สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ (2558). คู่มือปฏิบัติวิชาชีพแนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร. กรุงเทพมหานคร: บริษัท พลัสเพรส จำกัด Bowles, J.E. (1996). Foundation and Analysis Design. The McGraw- Hill Companies, Inc., pp.123-132. (In case of Book)

[4] ชญานิษฐ์ ศรีประดิษฐ์ , นางสาวพมพาภรณ์ ใจเพ็ชร์ (2561). กรุงเทพมหานคร: สาขาวิชาวัสดุศาสตร์ แขนงวิชาเซรามิกและวัสดุศาสตร คณะวิทยาศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

สาเหตุความล่าช้าของงานราชการและแนวทางการแก้ปัญหา
Causes of Delays In Government Construction Projects and Solutions

พีรสิชณ์ อัฑฒ์สุวีร์[1,*] และ วรรณวิทย์ แต้มทอง[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท XMCM ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: perasith_19@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันงานก่อสร้างของงานราชการภายในหน่วยราชการแห่งหนึ่งมีความล่าช้าอยู่หลายโครงการ อีกทั้งยังทำให้เกิดความเสียหายในการเบิกค่าใช้จ่ายงบประมาณในแต่ละปีที่เบิกไม่ตรงตามกำหนด และไม่สามารถนำอาคารสิ่งปลูกสร้างไปใช้ประโยชน์ได้ ทำให้การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ที่จะหาสาเหตุความล่าช้า ในการศึกษาครั้งนี้ได้เก็บข้อมูลโดยการสัมภาษณ์ กับกลุ่มตัวอย่างจำนวน 2 กลุ่มคือ ฝ่ายราชการ และฝ่ายเอกชน โดยมีขอบเขตของการศึกษาในงานก่อสร้างของหน่วยราชการแห่งหนึ่ง ที่ล่าช้าจำนวน 10 โครงการ โดยผลการศึกษาพบว่าสาเหตุของล่าช้าที่เกิดจากฝ่ายราชการ คือการส่งมอบพื้นที่ให้กับฝ่ายเอกชนล่าช้า และ ผู้ว่าจ้างขอเปลี่ยนแบบการก่อสร้างใหม่ ส่วนความล่าช้าที่พบจากฝ่ายเอกชนคือ ฝ่ายเอกชนขาดสภาพคล่องทางการเงิน นอกจากนี้ยังพบความล่าช้าที่ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย ได้แก่สภาพอากาศที่ฝนตกหนักทำให้ฝ่ายเอกชนไม่สามารถทำงานได้ และการพบโบราณสถานในพื้นที่ก่อสร้างทำให้ต้องมีการตรวจสอบ การศึกษาครั้งนี้พบว่าปัญหาความล่าช้า มีจำนวน 35 ปัญหา โดยแบ่งเป็นความล่าช้าประเภท Excusable Delay จำนวน 27 ปัญหา คิดเป็น ร้อยละ 77และความล่าช้าประเภท Non-Excusable Delay จำนวน 8 ปัญหา คิดเป็นร้อยละ 23

คำสำคัญ: ความล่าช้า, งานก่อสร้าง, งานราชการ

Abstract

Currently, construction of one Government office has been delayed in many projects causing damages to the budget disbursement and unable to utilize the buildings as planned. For these reasons, an objective of this study is to find out the cause of the delays. Data was collected by holding an interview with two groups who are owners and contractors. 10 construction projects of this Government office are studied. Study results found that delay caused by owner or government side are handovers of working areas to the contractor and change orders initiated by employer. Caused of delay by contractor found is mainly on financial illiquidity. Furthermore, concurrent delay, which is a delay that not initiated by both parties, found in this study are inoperable due to the heavy rain and a discovered of ancient artifacts in construction area which is required for inspection by third party. In conclusion, 35 delays are found in this study which can be divided into 27 Excusable Delay delays accounted for 77 percent and 8 Non-Excusable delays representing 23 percent.

Keywords: Construction, Delay, Government Project

1. บทนำ

งานก่อสร้างของหน่วยงานราชการแห่งหนึ่ง มีหลายสัญญาที่ล่าช้า และเกินเวลาสัญญาจ้างในการก่อสร้างทำให้ผลประโยชน์ของทางราชการที่ควรจะได้รับเสียหาย ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้ต้องการศึกษาความล่าช้าข้อบกพร่องของงานราชการที่ทำให้เกิดความล่าช้าและหาแนวทางการแก้ปัญหา เพื่อทราบสาเหตุของปัญหาและหาแนวทางแก้ไขในงานราชการอื่นๆ โดยวัตถุประสงค์ของการศึกษา เพื่อศึกษาหาสาเหตุความล่าช้าของงานราชการ และเพื่อหาแนวทางป้องกันไม่ให้เกิดปัญหาของความล่าช้าของการก่อสร้างในงานราชการ ขอบเขตการศึกษาจำกัดขอบเขตเฉพาะในงานก่อสร้างทางราชการใน หน่วยงานราชการแห่งหนึ่ง ที่ทำให้งานก่อสร้างล่าช้าจำนวน 10 โครงการ

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Robert et al. [1] ได้จำแนกประเภทความล่าช้าในงานก่อสร้าง สามารถแบ่งออกได้ 3 ประเภท ตามสถานการณ์ที่เกิดขึ้นต่อโครงการ ดังนี้ 1. ความล่าช้าที่ยอมรับได้ (Excusable Delay) 2.ความล่าช้าที่ยอมรับไม่ได้ (Non Excusable Delay) 3.ความล่าช้าที่เกิดขึ้นพร้อมกัน (Concurrent Delay)

เกชา ธีระโกเมน และคณะ [2] ได้ระบุปัจจัยที่ทำให้เกิดความล่าช้าในงานก่อสร้าง 3 แบบ คือ 1.ปัจจัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ คือ เหตุการณ์ภายนอก 2.ปัจจัยที่พอจะมีแนวทางแก้ไขได้บ้างบางส่วน คือ เหตุการณ์ภายใน ซึ่งเมื่อเกิดเหตุนี้ขึ้นจะทำให้เกิดความล่าช้าต่อกำหนด เป็นลักษณะการสะสมของโครงการล่าช้า และ 3.ปัจจัยที่สามารถควบคุมได้และมีแนวทางการแก้ไข คือการขาดการประสานงาน ความร่วมมือและการเตรียมตัวล่วงหน้าเพื่อทำงาน ทั้งฝ่ายผู้บริหารโครงการ ผู้ควบคุมงาน และผู้รับเหมารวมทั้งผู้เกี่ยวข้องในโครงการทุกฝ่าย

ในงานวิจัยของ Diekmann and Nelson [3] ซึ่งทำการศึกษาความถี่และความล่าช้าของการเรียกชดเชยในการก่อสร้าง โดยศึกษาข้อมูลของโครงการที่มีเรียกชดเชยทั้งสิ้น 22 โครงการ ซึ่งมีการเรียกชดเชยทั้งสิ้น 427 ครั้ง สรุปได้ว่าปัญหาปัญหาที่เป็นสาเหตุของความล่าช้าที่ทำให้เกิดขยายเวลาโครงการสูงสุด 4 ลำดับแรกคือ 1.ปัญหาจากความผิดปกติของสภาพภูมิอากาศ (ความล่าช้าประเภทยอมรับได้ Excusable Delay) 2.ปัญหาความล่าช้าจากภาวการณ์หยุดงาน (ความล่าช้าประเภทยอมรับได้ Excusable Delay) 3.ปัญหาจากการเปลี่ยนแปลงสภาพพื้นที่ก่อสร้าง (ความล่าช้าประเภทยอมรับได้ Excusable Delay) และ 4.ปัญหาจากการออกแบบผิดพลาด (ความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้ Non-Excusable Delay)

Stanley D. Bynum. [4] ได้กล่าวไว้ว่าในกรณีที่ทางเจ้าของโครงการเป็นผู้แก้ไข หรือ เปลี่ยนแปลงแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง ทางผู้รับเหมาควรมีสิทธิ์ที่จะขอขยายเวลาในการก่อสร้างและการรับประกันราคาที่สูงขึ้น ตราบใดที่การเปลี่ยนแปลงนั้นไม่ได้มาจากความผิดพลาดของผู้รับเหมาเอง

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

การศึกษาครั้งนี้ ใช้วิธีการเก็บรวบรวมข้อมูลแบบ Survey ซึ่งได้มาจากการสอบถามกลุ่มตัวอย่าง 2 กลุ่ม คือ ฝ่ายราชการ และฝ่ายเอกชน พบว่าฝ่ายราชการได้สอบถามจำนวน 36 คน แบ่งออกเป็นเพศชาย 35 คน คิดเป็น 97.22 และเพศหญิง 1 คน คิดเป็น 2.78 ส่วนฝ่ายเอกชนที่ได้สอบถามจำนวน 21 คน แบ่งออกเป็นเพศชาย 19 คน คิดเป็น 90.48 และเพศหญิง 2 คน คิดเป็น 9.52 จากการสัมภาษณ์โดยรวมทั้งหมดเพศชายคิดเป็น 94.74 เพศหญิงคิดเป็น 5.26 ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ข้อมูลร้อยละเพศของผู้ตอบแบบสอบถามทั้ง 2 ฝ่าย

เพศ	ฝ่ายราชการ		ฝ่ายเอกชน		รวม	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
ชาย	35	97.22	19	90.48	54	94.74
หญิง	1	2.78	2	9.52	3	5.26
รวม	36		21		57	

ข้อมูลแบบ Survey ซึ่งได้มาจากการสอบถามกลุ่มตัวอย่าง 2 กลุ่ม คือ ฝ่ายราชการ ประกอบด้วย วิศวกรโครงการ, ผู้ออกแบบ, คณะกรรมการตรวจรับพัสดุ และผู้ควบคุมงาน จำนวน 36 คน และกลุ่มของ ฝ่ายเอกชน ประกอบด้วย โฟร์แมน วิศวกร แรงงาน เจ้าของบริษัท กรรมการบริษัท ผู้บริหารโครงการ เลขาผู้ช่วย ที่ปรึกษาโครงการ จำนวน 21 คน ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ข้อมูลร้อยละตำแหน่งของฝ่ายราชการและฝ่ายเอกชน

ตำแหน่ง	ฝ่ายราชการ	
	จำนวน (คน)	ร้อยละ
วิศวกรโครงการ	6	17
ผู้ออกแบบ	8	22
คณะกรรมการตรวจรับพัสดุ	13	36
ผู้ควบคุมงาน	9	25
รวม	36	100
ตำแหน่ง	**ฝ่ายเอกชน**	
	จำนวน (คน)	**ร้อยละ**
โฟร์แมน	6	29
วิศวกร	4	19
แรงงาน	3	13
เจ้าของบริษัท	4	19
กรรมการบริษัท	1	5
ผู้บริหารโครงการ	1	5
เลขาผู้ช่วย	1	5
ที่ปรึกษาโครงการ	1	5
รวม	21	100

ผู้วิจัยได้สัมภาษณ์ทั้ง 2 ฝ่าย พบว่าวุฒิการศึกษาของฝ่ายราชการได้แก่ วุฒิต่ำกว่าปริญญาตรี จำนวน 5 นาย คิดเป็นร้อยละ 13.89, วุฒิปริญญาตรี จำนวน 21 คน คิดเป็น 58.33 และวุฒิสูงกว่าปริญญาตรี จำนวน 10 คน คิดเป็น 27.78 ส่วนฝ่ายเอกชน วุฒิต่ำกว่าปริญญาตรี จำนวน 10 นาย คิดเป็นร้อยละ 47.62, วุฒิปริญญาตรี จำนวน 8 คน คิดเป็น 38.10 และวุฒิสูงกว่าปริญญาตรี จำนวน 3 คน คิดเป็น 8.33 จากการสัมภาษณ์โดยรวมทั้งหมดวุฒิต่ำกว่าปริญญาตรี จำนวน 15 นาย คิดเป็นร้อยละ 26.32, วุฒิปริญญาตรี จำนวน 29 คน คิดเป็น 50.88 และวุฒิสูงกว่าปริญญาตรี จำนวน 13 คน คิดเป็น 22.81 ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลวุฒิการศึกษาของผู้ตอบแบบสอบถาม

วุฒิการศึกษา	ฝ่ายราชการ		ฝ่ายเอกชน		รวม	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
ต่ำกว่าปริญญาตรี	5	13.89	10	47.62	15	26.32
ปริญญาตรี	21	58.33	8	38.10	29	50.88
สูงกว่าปริญญาตรี	10	27.78	3	8.33	13	22.81
รวม	36		21		57	

ผู้วิจัยได้สัมภาษณ์ทั้ง 2 ฝ่าย พบว่าอายุของฝ่ายราชการ ได้แก่ อายุ 25-40 จำนวน 14 คน คิดเป็น 38.89, อายุ 41-50 จำนวน 15 คน คิดเป็น 41.67, อายุ 51-60 จำนวน 7 คน คิดเป็น 19.44 ส่วนฝ่ายเอกชน พบว่า อายุ 25-40 จำนวน 7 คน คิดเป็น 33.33, อายุ 41-50 จำนวน 9 คน คิดเป็น 42.86, อายุ 51-60 จำนวน 3 คน คิดเป็น 8.33 และ อายุ 61 ปีขึ้นไป มีจำนวน 2 คน คิดเป็น 5.56 จากการสัมภาษณ์โดยรวมทั้งหมดทั้ง 2 ฝ่าย พบว่าอายุ 25-40 จำนวน 21 คน คิดเป็น 36.84, อายุ 41-50 จำนวน 24 คน คิดเป็น 42.11, อายุ 51-60 จำนวน 10 คน คิดเป็น 17.54 และอายุ 61 ปีขึ้นไป มีจำนวน 2 คน คิดเป็น 3.51 ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ข้อมูลอายุของผู้ตอบแบบสอบถาม

อายุ (ปี)	ฝ่ายราชการ		ฝ่ายเอกชน		รวม	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
25-40	14	38.89	7	33.33	21	36.84
41-50	15	41.67	9	42.86	24	42.11
51-60	7	19.44	3	8.33	10	17.54
61 ขึ้นไป	0	0.00	2	5.56	2	3.51
รวม	36		21		57	

ผู้วิจัยได้สัมภาษณ์ทั้ง 2 ฝ่าย พบว่าประสบการณ์การทำงานของฝ่ายราชการ ได้แก่ 1-5 ปี มีจำนวน 3 คน คิดเป็น 8.33, 6-10 ปี มีจำนวน 7 คน คิดเป็น 19.44, 11-15 ปี มีจำนวน 17 คน คิดเป็น 47.22, 16-20 ปี มีจำนวน 4 คน คิดเป็น 11.11 และ 20 ปีขึ้นไป มีจำนวน 5 คน คิดเป็น 13.89 ส่วนฝ่ายเอกชนพบว่า 1-5 ปี มีจำนวน 3 คน คิดเป็น 14.29, 6-10 ปี มีจำนวน 6 คน คิดเป็น 28.57, 11-15 ปี มีจำนวน 8 คน คิดเป็น 38.10, 16-20 ปี มีจำนวน 2 คน คิดเป็น 9.52 และ 20 ปีขึ้นไป มีจำนวน 2 คน คิดเป็น 9.52 จากการสัมภาษณ์โดยรวมทั้ง 2 ฝ่าย พบว่า 1-5 ปี มีจำนวน 6 คน คิดเป็น 10.53, 6-10 ปี มีจำนวน 13 คน คิดเป็น 22.81, 11-15 ปี มีจำนวน25 คน คิดเป็น 43.86, 16-20 ปี มีจำนวน 6 คน คิดเป็น 10.53 และ 20 ปีขึ้นไป มีจำนวน 7 คนคิดเป็น 12.28 ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ข้อมูลประสบการณ์การทำงานของผู้ตอบแบบสอบถาม

ประสบการณ์การทำงาน	ฝ่ายราชการ		ฝ่ายเอกชน		รวม	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
1-5 ปี	3	8.33	3	14.29	6	10.53
6-10 ปี	7	19.44	6	28.57	13	22.81
11-15 ปี	17	47.22	8	38.10	25	43.86
16-20 ปี	4	11.11	2	9.52	6	10.53
20 ปีขึ้นไป	5	13.89	2	9.52	7	12.28
รวม	36		21		57	

4. ผลการเก็บข้อมูล

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 1 ดังแสดงในตารางที่ 6 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 1 ปัญหา คือ ผู้รับจ้างขาดสภาพคล่องทางการเงิน ทำให้ผู้รับจ้าง ไม่สามารถนำไปบริหารจัดการวัสดุเข้าหน้างานได้ แนวทางการแก้ไข 1. ผู้รับจ้างดำเนินการกู้เงินจากธนาคารเพื่อนำเงินมาใช้จ่ายในโครงการ 2. ผู้รับจ้างเร่งงานในส่วนที่สามารถทำได้ เพื่อดำเนินการส่งงวดและเบิกเงินตามงวดงานตามสัญญาจ้าง และ 3. โครงการนี้ผู้รับจ้างไม่สามารถดำเนินการต่อได้ เนื่องจากขาดสภาพคล่องทางการเงิน ทำให้สัญญานี้ฝ่ายราชการจะดำเนินการฟ้องยกเลิกสัญญาเพื่อเรียกค่าเสียหายจากฝ่ายเอกชน ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้โครงการนี้ล่าช้า คือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay

ตารางที่ 6 ข้อมูลโครงการที่ 1

โครงการที่ 1 งานก่อสร้างอาคาร 6 ชั้น จำนวน 1 อาคาร และอาคาร 7 ชั้น จำนวน 3 อาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	31 มี.ค. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	21 ก.ย. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	540
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	153
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	21 ก.พ. 2563
คิดเป็น % การขยายเวลา	28%
มูลค่าโครงการ (บาท)	184,000,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 7 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 4 ปัญหา คือ 1.ฝ่ายเอกชนมีการจัดซื้อผลิตภัณฑ์ผิดแบบ และแคตตาล็อกตัวที่ขออนุมัติไม่ตรงกับหน้างาน แนวทางการแก้ไข ให้ผู้รับจ้างรีบดำเนินการจัดซื้อใหม่ และเร่งดำเนินการในส่วนที่สามารถทำได้ในแต่ละอาคารก่อน เพื่อที่จะสามารถส่งงวดงานได้ทำให้เบิกเงินในส่วนอื่นได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 2. ผู้ว่าจ้างไม่สามารถส่งมอบพื้นที่การวางของให้กับฝ่ายเอกชนได้ แนวทางการแก้ไข ผู้ว่าจ้างให้หน่วยเจ้าของพื้นที่เร่งดำเนินการขนย้ายโดยมีหนังสือแจ้งวันเวลาจากคณะกรรมการตรวจรับพัสดุถึงหน่วยเจ้าของพื้นที่ และทำหนังสือส่งให้ผู้รับจ้างสามารถเข้าทำงานได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3. ฝ่ายราชการ ขอให้ฝ่ายเอกชนหยุดการทำงาน แนวทางการแก้ไข ผู้รับจ้างขอสงวนสิทธิ์เรื่องวันหยุดงานโดยนับตามวันเวลาที่ขอ ทำต่อคณะกรรมการตรวจรับพัสดุและใช้สิทธิ์ขอขยายระยะเวลาในการก่อสร้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 4. ฝ่ายราชการ ขอให้มีการแก้ไขแบบใหม่ แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ออกแบบทำการแก้ไขแบบใหม่ และส่งเรื่องรายละเอียดแก้ไขงานเพิ่ม-งานลด ว่ามีค่าใช้จ่ายที่เพิ่มมากขึ้น และทำการแก้ไขสัญญา ส่วนฝ่ายเอกชนนั้นเมื่อมีเรื่องขอเปลี่ยนแบบใหม่จึงได้ขอสงวนสิทธิ์การก่อสร้าง และใช้สิทธิ์ขยายระยะเวลาก่อสร้าง เพื่อให้สามารถดำเนินงานต่อได้โดยไม่ถูกปรับ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 7 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 2

โครงการที่ 2 งานติดตั้งเปลี่ยนระบบอาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	26 เม.ย. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	20 เม.ย. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	360
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	212
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	5 พ.ย. 2562
คิดเป็น %	59%
มูลค่าโครงการ (บาท)	85,000,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 3 ดังแสดงในตารางที่ 8 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 4 ปัญหา คือ 1.ฝ่ายเอกชนขาดสภาพคล่องทางการเงิน แนวทางการแก้ไข ผู้รับจ้างดำเนินการกู้เงินจากธนาคารเพื่อเร่งการสั่งซื้อวัสดุให้เร็วขึ้น และผู้รับจ้างดำเนินการในส่วนที่สามารถทำได้เพื่อส่งงานที่จะเบิกงวดงานได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay และ 2. ผู้ว่าจ้าง ฝ่ายเอกชนไม่สามารถหาแรงงานเข้ามาทำงานในพื้นที่ก่อสร้าง แนวทางการแก้ไข หน่วยผู้ใช้งานได้หาแรงงานมาช่วยผู้รับจ้างทำการก่อสร้างได้ แต่ให้ผู้รับจ้างเป็นผู้ดำเนินการจ่ายค่าแรงตามที่กำหนด ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 3.ฝ่ายเอกชนไม่สามารถขนส่งวัสดุก่อสร้าง เครื่องจักร และอื่นๆได้ แนวทางการแก้ไข หน่วยผู้ใช้ได้เข้าช่วยเหลือฝ่ายเอกชน โดยการนำเรือขนาดใหญ่เข้ามาช่วยผู้รับจ้างขนส่งวัสดุก่อสร้าง เครื่องจักร และอื่นๆได้ ทำให้เข้าเทียบท่าขนส่งได้ และฝ่ายเอกชนได้บันทึกสภาพอากาศทุกวัน ทำให้ผู้รับจ้างสามารถนำเหตุนี้ไปใช้สิทธิ์ขยายระยะก่อสร้างได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 4.หน่วยผู้ใช้งานขอแก้แบบประตูอาคารใหม่ แนวทางการแก้ไข ฝ่ายราชการได้ให้ผู้ออกแบบทำการแก้ไขแบบใหม่ และทำงานลด-งานเพิ่ม ของค่าใช้จ่าย เพราะฉะนั้นให้ฝ่ายเอกชนขอสงวนสิทธิ์ระยะเวลาก่อสร้าง และใช้สิทธิ์แก้ไขสัญญาซึ่งจะช่วยขยายระยะเวลาก่อสร้างให้สร้างเสร็จทันตามกำหนดได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 8 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 3

โครงการที่ 3 งานก่อสร้างอาคาร และสะพานท่าเทียบเรือ	
เริ่มสัญญาวันที่	21 มิ.ย. 2560
สิ้นสุดสัญญาวันที่	15 มิ.ย. 2561
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	360
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	67
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	21 ส.ค. 2561
คิดเป็น %	19%
มูลค่าโครงการ (บาท)	20,000,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 4 ดังแสดงในตารางที่ 9 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 6 ปัญหา คือ 1.ปัญหาแบบรูปและรายการ มีความขัดแย้งกัน แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนได้ทำหนังสือสอบถามเข้ามาที่ฝ่ายราชการเพื่อถามผู้ออกแบบ และให้ฝ่ายราชการตอบหนังสือกลับไปที่ฝ่ายเอกชน เพื่อทำการแก้ไขเป็น Shop Drawing หรือทำการแก้ไขสัญญา, ให้ฝ่ายราชการก่อนการส่งเอกสารเพื่อทำจัดซื้อจัดจ้างด้วยวิธี e-biddings ต้องให้เจ้าหน้าที่ตรวจสอบก่อนอีกครั้ง และในขั้นตอนการเลือกผู้เข้าประกวดแล้วหากแบบมีการผิดพลาดที่ถูกท้วงติงจากฝ่ายเอกชนนั้น ให้ทำการแก้ไขแบบตั้งแต่เริ่มต้น เพื่อแจ้งให้เจ้าหน้าที่ทราบและแก้ไขต่อไป ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 2.ฝ่ายเอกชนพบเสาเข็มต้นเก่าที่อยู่ใต้ดินก่อนการก่อสร้าง ได้ให้ฝ่ายเอกชนทำการขนย้ายออก และทำหนังสือขอสงวนสิทธิ์เรื่องเสาเข็มต้นเก่า และใช้สิทธิ์ขยายระยะเวลาก่อสร้างออกไป ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.ฝ่ายเอกชนขาดสภาพคล่องทางการเงิน แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนได้ผู้รับจ้างดำเนินการกู้เงินจากธนาคารเพื่อเร่งการสั่งซื้อวัสดุให้เร็วขึ้น และทำในส่วนที่ยังสามารถทำได้เพื่อเบิกงวดงานที่ส่งได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 4.ฝ่ายราชการ การอนุมัติใช้วัสดุ และ Shop Drawing ออกให้ฝ่ายเอกชนล่าช้า แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ควบคุมงานจากฝั่งราชการทำหนังสือเข้า-ออก เพื่อเซ็นกำกับการรับ-ส่งเอกสาร เป็นการป้องกันความผิดพลาดว่าเกิดจากฝ่ายไหนที่ทำให้ล่าช้า และประสานเจ้าหน้าที่อนุมัติวัสดุ ให้ตรวจสอบเร็วขึ้น เพื่อที่จะได้อนุมัตินำไปสั่งซื้อวัสดุได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 5.ต้องทำการย้ายสายไฟเมนอาคารอื่นลงใต้ดิน แนวทางการแก้ไข ผู้รับจ้างทำการปรับย้ายใหม่ให้พาดแนวไปทางอื่น จึงขอสงวนสิทธิ์ขยายระยะเวลาและใช้สิทธิ์แก้ไขสัญญาเพื่อขยายระยะเวลาก่อสร้างเพิ่ม ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 6.ฝ่ายราชการ

ขอให้ฝ่ายเอกชนหยุดหยุดการทำงาน แนวทางการแก้ไข ผู้รับจ้างขอสงวนสิทธิ์เรื่องวันหยุดงานโดยนับตามวันเวลาที่ขอ ทำต่อคณะกรรมการตรวจรับพัสดุและใช้สิทธิ์ขอขยายระยะเวลาในการก่อสร้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 9 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 4

โครงการที่ 4 งานก่อสร้างอาคาร 9 ชั้น และที่จอดรถ 4 ชั้น จำนวน 1 อาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	16 มี.ค. 2560
สิ้นสุดสัญญาวันที่	5 พ.ย. 2561
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	600
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	241
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	4 ก.ค. 2562
คิดเป็น %	40%
มูลค่าโครงการ (บาท)	333,000,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 5 ดังแสดงในตารางที่ 10 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 3 ปัญหา คือ 1.การเชื่อมต่อไฟฟ้ามีปัญหาของพื้นที่ก่อสร้างกับการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคในสัญญาจ้าง แนวทางการแก้ไข ให้ฝ่ายราชการทำหนังสือถึงการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคขอ แนวทางการปฏิบัติต่อการออกแบบป้องกันไฟย้อนกลับที่ผิดพลาด และการติดตั้งเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้น ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 2.การติดตั้งระบบตรวจสอบ Monitoring ไม่สามารถติดตั้งในพื้นที่ที่กำหนดไว้ตอนแรกให้ได้ แนวทางการแก้ไข ให้ฝ่ายราชการสำรวจหาพื้นที่ใหม่ทดแทนพื้นที่เก่า และดำเนินการติดตั้ง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.แบตเตอร์รี่ที่ใช้เป็นผลิตภัณฑ์หลักของโครงการนี้ ไม่สามารถขนส่งได้ทันเวลา แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนทำหนังสือชี้แจงถึงคณะกรรมการตรวจรับพัสดุในเรื่องปัญหาที่เกิดขึ้น และเร่งให้ผู้ผลิตแบตเตอร์รี่ดำเนินการส่งให้อีกครั้ง โดยขณะที่ขนส่งใหม่อีกครั้ง ผู้รับจ้างได้ขอสงวนสิทธิ์เรื่องที่เกิดขึ้นจนกว่าจะได้รับแบตเตอร์รี่ใหม่อีกครั้ง ดังนั้น ฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 10 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 5

โครงการที่ 5 งานจัดซื้อติดตั้งระบบ Solar PV System จำนวน 12 อาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	31 มี.ค. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	25 พ.ย. 2561
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	240
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	451
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	19 ก.พ. 2563
คิดเป็น %	188%
มูลค่าโครงการ (บาท)	137,072,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 6 ดังแสดงในตารางที่ 11 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 3 ปัญหา คือ 1.ฝ่ายเอกชนไม่สามารถขนส่งวัสดุได้ และฝ่ายราชการไม่สามารถบดอัดได้ แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนทิ้งช่วงให้สภาพอากาศเป็นปกติเพื่อไม่ให้ทรายเหลว และให้ทางฝ่ายราชการนำกำลังพลเข้ามาช่วยไล่น้ำออกจากพื้นที่ขัง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 2.ฝ่ายราชการ ไม่สามารถส่งมอบพื้นที่ให้ฝ่ายเอกชนเข้าไปปรับพื้นที่งานก่อสร้างได้ แนวทางการแก้ไขให้ฝ่ายเอกชนสามารถเข้าดำเนินการปรับพื้นที่หน้างานก่อน โดยมีเจ้าหน้าที่เข้าประสานเบื้องต้นจากสัญญาจ้าง เพื่อที่จะทำให้งานไม่ล่าช้า และฝ่ายราชการเร่งดำเนินการออกหนังสือเพื่อยืนยันให้ผู้รับจ้างเข้าทำงานได้ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.ฝ่ายราชการอนุมัติการส่งงวดงานให้ล่าช้า ทำให้ฝ่ายเอกชนได้รับเงินช้า ส่งผลทำให้ฝ่ายเอกชนไม่สามารถนำเงินไปลงทุนต่อได้ แนวทางการแก้ไข ทางคณะกรรมการตรวจรับพัสดุได้สอบถามไปยังเจ้าของสัญญาจ้างว่าต้องใช้หลักฐานประเภทใด และสอบถามหน่วยเบิกจ่ายโดยตรงเพื่อป้องกันเอกสารผิดพลาดอีกครั้ง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 11 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 6

โครงการที่ 6 งานจัดซื้อวัสดุก่อสร้าง และบดอัดพื้นที่ก่อสร้าง	
เริ่มสัญญาวันที่	20 ก.ย. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	19 ต.ค. 2561
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	30
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	0
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	0
คิดเป็น %	0
มูลค่าโครงการ (บาท)	16,700,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 7 ดังแสดงในตารางที่ 12 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 5 ปัญหา คือ 1.อุปกรณ์ช่วยในการก่อสร้างมีไม่เพียงพอกับงานก่อสร้าง แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนได้จัดซื้อเพิ่มเติมเพื่อให้การทำงานได้สะดวกรวดเร็วมากขึ้น ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 2.ฝ่ายราชการที่เป็นบุคคลที่ 3 ขอให้ทางฝ่ายเอกชนหยุดงานก่อสร้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.ฝ่ายราชการขอเปลี่ยนแบบที่อยู่ในระหว่างก่อสร้าง แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ออกแบบแก้ไขแบบใหม่ตามความต้องการของเจ้าของพื้นที่ ทำงานลด -งานเพิ่ม เพื่อตรวจสอบค่าใช้จ่ายโดยไม่ให้ราชการเสียประโยชน์ และให้ฝ่ายเอกชนสงวนสิทธิ์เพื่อขอขยายสัญญาจ้างให้ได้เวลาทำงานเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 4.ฝ่ายราชการที่เป็นเจ้าของพื้นที่ไม่สามารถส่งพื้นที่การทำงานให้ฝ่ายเอกชนเข้าทำงานได้ แนวทางการแก้ไข ให้ฝ่ายเอกชนทำเรื่องขอสงวนสิทธิ์ และรอใช้สิทธิ์ขยายระยะตอนที่สามารถเข้ารื้อถอนได้ เพื่อขอขยายระยะเวลาที่ล่าช้า ที่ไม่ได้เกิดจาก ผู้รับจ้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 5.ไม่สามารถขนย้ายดินออกนอกพื้นที่ก่อสร้างได้ แนวทางการแก้ไขคณะกรรมการได้นำหนังสือที่ได้รับไปประสานงานกับ สำนักงานทรัพย์สินพระมหากษัตริย์ซึ่งกว่าสำนักทรัพย์สินจะมีหนังสือแจ้งให้ดำเนินการขนดินได้มีการกำหนดสถานที่ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 12 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 7

โครงการที่ 7 งานก่อสร้างอาคาร และปรับปรุงพื้นที่ก่อสร้าง	
เริ่มสัญญาวันที่	31 มี.ค. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	20 ธ.ค. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	630
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	113
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	12 เม.ย. 2563
คิดเป็น %	18%
มูลค่าโครงการ (บาท)	148,000,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 8 ดังแสดงในตารางที่ 13 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 3 ปัญหา คือ 1.ฝ่ายราชการที่เป็นเจ้าของพื้นที่ไม่สามารถส่งห้องพักที่จะซ่อมแซมให้กับฝ่ายเอกชนได้ แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ว่าจ้างที่เป็นเจ้าของพื้นที่เข้าตรวจสอบว่า มีห้องใดที่มีความประสงค์จะปรับปรุงห้องพักแต่ต้องเป็นห้องที่มีขนาดเดียวกันกับสัญญาจ้างระบุไว้ และให้ฝ่ายราชการที่เป็นเจ้าของพื้นที่ แจ้งเจ้าของห้องพักให้ดำเนินการออกภายใน 7 วันเพื่อทำการปรับปรุงเมื่อทำเสร็จจึงค่อยย้ายกลับเข้ามาได้เหมือนเดิม ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 2.งานซ่อมแซมถังน้ำระบุผิดกับสัญญาจ้าง แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ออกแบบทำการออกแบบใหม่ เพื่อการใช้งานถังพักน้ำดีสำหรับอาคารให้มีความเหมาะสมต่อการใช้งานของผู้ใช้งานอาคาร และพิจารณางานเพิ่ม - ลด และหาที่ติดตั้งใหม่เพื่อดำเนินการแก้ไขสัญญาต่อไป โดย ฝ่ายเอกชน ยินดีดำเนินการให้โดยไม่ขอคิดมูลค่าเพิ่ม ทั้งนี้ ได้ขอสงวนสิทธิ์ระยะเวลาก่อสร้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.แบบห้องที่ทำการซ่อมแซมกับ BOQ มีความขัดแย้งกัน แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนทำหนังสือถึงผู้ออกแบบขอความเห็นว่าแบบไหนถูกต้อง และให้ผู้ออกแบบทำหนังสือตอบกลับฝ่ายเอกชน ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay ปัจจุบันนี้โครงการที่ 8 กำลังดำเนินขั้นตอนการแก้ไขสัญญา

ตารางที่ 13 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 8

โครงการที่ 8 งานซ่อมแซมอาคารบ้านพักข้าราชการ จำนวน 25 ห้อง และปรับปรุงรอบพื้นที่บริเวณอาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	11 มิ.ย. 2562
สิ้นสุดสัญญาวันที่	8 ต.ค. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	120
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	42
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	กำลังดำเนินการแก้ไขสัญญา
คิดเป็น %	0
มูลค่าโครงการ (บาท)	3,210,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 9 ดังแสดงในตารางที่ 14 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 2 ปัญหา คือ 1.ฝ่ายราชการไม่ยินยอมให้ฝ่ายเอกชนเจาะช่องแสงของรอบตัวอาคารทั้ง 4 มุมตึกได้ แนวทางการแก้ไข เพื่อดำเนินการซ่อมแซม ให้ทำการซ่อมแซมในวันหยุดของทางราชการ โดยให้ผู้ว่าจ้างทำหนังสือถึงหน่วยข้างเคียง ให้นำทรัพย์สินออกจากพื้นที่ก่อสร้าง ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 2.แบบการติดตั้ง ทำให้หน่วยงานไม่สามารถใช้ประโยชน์ได้ และปริมาณพื้นที่ไม่มีให้ซ่อมแซม แนวทางการแก้ไข ฝ่ายเอกชนทำหนังสือถามผู้ออกแบบขอความเห็นจากฝ่ายราชการ และแจ้งคณะกรรมการตรวจรับพัสดุ ผู้ควบคุมงาน ที่โครงการมีปัญหา โดยให้ผู้ออกแบบทำการแก้ไขใหม่และให้ผู้รับจ้างขอสงวนสิทธิ์แก้ไขสัญญาจ้างเพื่อขอขยายระยะเวลา ในส่วนที่ฝ่ายเอกชนไม่ได้ทำให้ล่าช้าดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 14 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 9

โครงการที่ 9 งานปรับปรุงอาคารจอดรถ	
เริ่มสัญญาวันที่	5 มิ.ย. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	30 ม.ค. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	240
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	185
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	3 ส.ค. 2562
คิดเป็น %	77%
มูลค่าโครงการ (บาท)	2,700,000

จากการเก็บข้อมูลและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่ 10 ดังแสดงในตารางที่ 15 พบว่ามีปัญหาทั้งหมด 4 ปัญหา คือ 1.คนงานก่อสร้างโครงการมีน้อยทำให้เกิดความล่าช้าของโครงการ แนวทางการแก้ไขฝ่ายเอกชนดำเนินการหาคนงานเข้ามาเพื่อเร่งงานในส่วนที่สามารถทำได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายเอกชน และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Non-Excusable Delay 2.ฝ่ายราชการที่เป็นเจ้าของพื้นที่ไม่สามารถดำเนินการส่งพื้นที่ให้กับผู้รับจ้างเข้าทำงานได้ แนวทางการแก้ไขให้หน่วยราชการที่เป็นเจ้าของพื้นที่ ทำหนังสือและกั้นพื้นที่ให้ผู้รับจ้างเข้าดำเนินการปรับปรุงได้ และได้ให้ฝ่ายเอกชนสงวนสิทธิ์เรื่องเข้าพื้นที่ไม่ได้ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 3.ฝ่ายราชการเจ้าของพื้นที่ขอให้มีการเปลี่ยนแบบพื้นใหม่ แนวทางการแก้ไข ให้ผู้ออกแบบเป็นผู้จัดทำแบบใหม่และคิดราคาใหม่ เพื่อไม่ให้ทางราชการเสียประโยชน์ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ฝ่ายราชการ และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay 4.ขณะขุดดินพบวัตถุโบราณที่อยู่ใต้ดินบริเวณสถานที่ก่อสร้าง แนวทางการแก้ไข คณะกรรมการตรวจรับพัสดุแจ้งผู้รับจ้างให้หยุดงานก่อสร้าง และทำในส่วนที่สามารถทำได้รอบๆพื้นที่ก่อสร้าง แจ้งผู้รับจ้างทำเรื่องสงวนสิทธิ์ขอขยาย และรอหนังสือการจี้แจงจากกรมศิลปากรจนกว่าจะแล้วเสร็จ ดังนั้นฝ่ายที่ทำให้ปัญหานี้ล่าช้าคือ ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย และปัญหาความล่าช้านี้อยู่ในกลุ่มของ Excusable Delay

ตารางที่ 15 ข้อมูลงานก่อสร้างของโครงการที่ 10

โครงการที่ 10 งานก่อสร้างสะพานทางเชื่อมอาคาร และปรับปรุงพื้นทางเดินรอบอาคาร	
เริ่มสัญญาวันที่	28 ก.ย. 2561
สิ้นสุดสัญญาวันที่	25 ม.ค. 2562
ระยะเวลาก่อสร้าง (วัน)	120
ขยายเป็นระยะเวลา (วัน)	325
วันที่สิ้นสุดจากขยายระยะเวลา	17 ธ.ค. 2562
คิดเป็น %	271%

5. สรุปผลการวิจัย

สรุปผลเก็บข้อมูลจากการสัมภาษณ์ทั้ง 2 ฝ่าย จำนวน 10 โครงการ สัมภาษณ์ทั้งหมด 57 คน แบ่งเป็นฝ่ายราชการ 36 คน คิดเป็นร้อยละ 63 และฝ่ายเอกชน 21 คน คิดเป็นร้อยละ 37 ดังแสดงในตารางที่ 16

ตารางที่ 16 สรุปผลเก็บข้อมูลจากการสัมภาษณ์ทั้ง 2 ฝ่าย

ฝ่ายข้อมูลการสัมภาษณ์	จำนวนผู้สัมภาษณ์	ร้อยละ
ฝ่ายราชการ	36	63
ฝ่ายเอกชน	21	37
รวมทั้งสิ้น	57	

ผู้วิจัยสามารถจัดกลุ่มประเภทปัญหาความล่าช้าในการก่อสร้างได้ทั้งหมด 35 ปัญหา จากทั้งหมด 10 โครงการ โดยพบว่าประเภทความล่าช้า Excusable Delay มีทั้งหมด 27 ปัญหา คิดเป็นร้อยละ 77 และประเภท

ความล่าช้า Non- Excusable Delay มีทั้งหมด 8 ปัญหา คิดเป็นร้อยละ 23 ดังแสดงในตารางที่ 17

ตารางที่ 17 สรุปการจัดกลุ่มประเภทความล่าช้า

ประเภทความล่าช้า	จำนวนปัญหาความล่าช้า	ร้อยละ
Excusable Delay	27	77
Non-Excusable Delay	8	23
รวมทั้งสิ้น	35	

สาเหตุของปัญหาในงานก่อสร้างทางราชการที่ล่าช้า โดยพบว่าสาเหตุความล่าช้าที่เกิดจากฝ่ายราชการมีอยู่ใน 9 โครงการที่ถูกสัมภาษณ์ โดยมีสาเหตุความล่าช้า 2 ลำดับแรกได้แก่ 1. การส่งมอบพื้นที่ให้กับฝ่ายเอกชนล่าช้า พบว่ามีจำนวน 5 โครงการ และ 2. พบว่าขณะการก่อสร้างผู้ว่าจ้างขอเปลี่ยนแบบการก่อสร้างใหม่เนื่องจาก ไม่ตรงวัตถุประสงค์การใช้งาน โดยมีจำนวน 4 โครงการ ส่วนความล่าช้าที่พบจากฝ่ายเอกชนพบจำนวน 6 โครงการ โดยมีสาเหตุความล่าช้าหลักคือ ฝ่ายเอกชนขาดสภาพคล่องทางการเงิน ทำให้ไม่มีเงินทุนในการจ้างแรงงาน และสั่งซื้อวัสดุก่อสร้าง นอกจากนี้ยังพบความล่าช้าที่ไม่ได้เกิดจากทั้ง 2 ฝ่าย ใน 6 โครงการ สาเหตุที่พบคือ สภาพอากาศที่ฝนตกหนักทำให้ฝ่ายเอกชนไม่สามารถทำงานได้, การพบโบราณสถานในพื้นที่ก่อสร้างทำให้ต้องมีการตรวจสอบ และ บุคคลที่ 3 ขอให้หยุดงาน

แนวทางการแก้ปัญหากับการทำงานก่อสร้างกับราชการเพื่อไม่ให้เกิดความล่าช้ามีดังต่อไปนี้ 1. ก่อนการประกาศจัดซื้อจัดจ้างให้ฝ่ายราชการเตรียมมาความพร้อมด้านเอกสารให้พร้อมทุกด้าน ก่อนการดำเนินการจัดซื้อจัดจ้าง 2. การกำหนด TOR – Term Of Reference ในการจัดซื้อจัดจ้าง ฝ่ายราชการควรกำหนดประสบการณ์ทำงานก่อสร้างของฝ่ายเอกชน เพื่อตรวจสอบความพร้อมของฝ่ายเอกชน 3. ฝ่ายเอกชนต้องมีวิศวกรดูแลหน้างานก่อสร้างตลอดเวลา เพื่อประสานงานกับฝ่ายราชการ 4. ผู้ควบคุมงานจากฝ่ายราชการต้องเขียนบันทึกประจำวัน ประจำสัปดาห์ต้องเขียนให้ครอบคลุมของงานก่อสร้างจากฝ่ายเอกชนให้ถูกต้อง เพื่อตรวจสอบความผิดพลาดของทั้ง 2 ฝ่าย 5. การรับ-ส่งเอกสารจากทั้ง 2 ฝ่าย ต้องมีหนังสือเซ็นกำกับ วันเวลาในการรับเอกสาร เพื่อป้องกันข้อโต้แย้งจากอีกฝ่าย

6. เอกสารอ้างอิง

[1] Robert, R., Viginia, F., Sammie, G. and Alfred, M. **Construction Claims Prevention and Resolution**, 2nd ed, Van Nostrand, New York, 1992, pp.321.

[2] เกชา ธีระโกเมน และคณะ. (2540) การจัดการการบริหารและควบคุมงานในหน่วยงานก่อสร้าง. กรุงเทพฯ : สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ.

[3] Diekmann, J., E., and Nelson, M., C. (1985) **"Construction Claims: Frequency and Severity"**, Journal of Management in Engineering, Vol. 111, No. 1, pp. 74-81.

[4] Stanley D. Bynum., **"Construction Management And Design-Build/Fast-track Construction Form Perspective Of a General Contractor."** Construction Management.(1983) : 37-38.

การวิเคราะห์ข้อมูลในกระบวนการบริหารงานก่อสร้างโดยใช้ธุรกิจอัจฉริยะในการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงาน

Data analysis in the construction management process using Business intelligence to increase management efficiency

กิตติพงศ์ เชื้ออ้วน[1] เบญญา สุนทรานนท์[2] สุนิตา นุเสน[4] และ มานพ แก้วโมราเจริญ[4,*]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

[3] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.ตาก

[4] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: kittipongchueauan@gmail.com*

บทคัดย่อ

การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค (กฟภ.) มีภารกิจในการจัดหา ให้บริการพลังงานไฟฟ้าและดำเนินธุรกิจอื่นที่เกี่ยวเนื่อง เพื่อตอบสนองความต้องการของลูกค้าให้เกิดความพึงพอใจทั้งด้านคุณภาพและบริการ จากการวิเคราะห์ปัญหาการปิดงานและขึ้นทรัพย์สินระหว่างก่อสร้าง พบว่าการวิเคราะห์และนำเสนอข้อมูลในรูปแบบเดิมเป็นการประมวลค่าตัวเลขทางสถิติที่มีความซับซ้อน มุมมองรูปแบบของรายงานจะออกมาเป็นตัวเลขและข้อความ ซึ่งเป็นมุมมองที่น่าเบื่อหน่าย ไม่มีแรงจูงใจในการติดตามข้อมูล จึงเป็นสาเหตุของการบริหารงานก่อสร้างที่ผิดพลาดส่งผลกระทบกับการปิดบัญชีและขึ้นทรัพย์สินงานระหว่างก่อสร้างไม่เป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนด และนอกจากนี้ยังส่งผลกระทบไปถึงอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุนขององค์กรไม่เป็นไปตามค่าเกณฑ์ที่คณะกรรมการกำกับกิจการพลังงานกำหนด โปรแกรมสำเร็จรูปที่ใช้ในงานธุรกิจอัจฉริยะเป็นเครื่องมือหนึ่งที่มาช่วยแก้ไขปัญหาดังกล่าว บทความนี้ได้ทดลองนำโปรแกรมสำเร็จรูประบบงานธุรกิจอัจฉริยะมาวิเคราะห์ เชื่อมต่อ แปลง และแสดงข้อมูลรายงานผลออกมาในรูปแบบเสมือนจริง ทำให้ง่ายต่อการตัดสินใจ และบริหารจัดการงานก่อสร้างด้านการวางแผนงาน การจัดลำดับความสำคัญของงาน การบริหารพัสดุและงบประมาณ การเร่งรัดและติดตามผลการดำเนินงานให้เป็นไปตามเป้าหมายระดับปฏิบัติงาน รวมถึงเป็นเครื่องมือสำหรับผู้บริหารระดับสูงใช้ในการประเมินติดตามงานให้เป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนดขององค์กรต่อไป

คำสำคัญ: การปรับปรุงกระบวนการ, การวิเคราะห์ข้อมูล, ธุรกิจอัจฉริยะ, แดชบอร์ด

Abstract

Provincial Electricity Authority (PEA) has a mission to procure providing electric power and conducting other related businesses in order to meet the needs of customers for satisfaction in both quality and service. From the analysis of problems of closing jobs and building assets during construction. Found that the analysis and presentation of the original data is a complex statistical numerical value calculation. The format view of the report will come out as numbers and text. Which is a boring view non incentive to follow up information. Therefore, it is the cause of incorrect construction management which affects the closing of accounts and building assets construction in progress does not meet the target. And also affects the return on investment of the organization does not meet the criteria set by the Energy Regulatory Commission. Software packages used in business intelligence are one tool to help solve these problems. This article has experimented with using business intelligence software packages to analyze, connect, transform and display the report data in virtual form. Makes it easy to make decisions. And managing construction work for event planning Job priority Inventory and budget management Speeding up and following up the results of the operations to meet the operational goals. As well as a tool for senior management to evaluate and follow up the work to achieve the organization's goals.

Keywords: process improvement, data analysis, business intelligence, dashboard

1. คำนำ

การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค เป็นรัฐวิสาหกิจด้านสาธารณูปโภคสาขาพลังงาน สังกัดกระทรวงมหาดไทย ก่อตั้งขึ้นตามพระราชบัญญัติการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคพ.ศ. 2503 มีภารกิจในการจัดหา ให้บริการพลังงานไฟฟ้าและดำเนินธุรกิจอื่นที่เกี่ยวเนื่อง เพื่อตอบสนองความต้องการของลูกค้าให้เกิด

ความพึงพอใจทั้งด้านคุณภาพและบริการโดยการพัฒนาองค์กรอย่างต่อเนื่องมีความรับผิดชอบต่อสังคมและสิ่งแวดล้อม การไฟฟ้าส่วนภูมิภาครับผิดชอบจำหน่ายกระแสไฟฟ้าในเขตพื้นที่ 74 จังหวัด (ยกเว้นกรุงเทพมหานคร นนทบุรี และสมุทรปราการ ซึ่งอยู่ในความรับผิดชอบของการไฟฟ้านครหลวง) โดยการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค เขต 1 (ภาคเหนือ) จังหวัดเชียงใหม่ เป็นส่วนหนึ่งของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค รับผิดชอบระบบจำหน่ายไฟฟ้าแรงสูง 22,000 โวลต์ ระบบจำหน่ายแรงต่ำ 400-230 โวลต์ และระบบสายส่งไฟฟ้า 115,000 โวลต์ ในพื้นที่ 6 จังหวัดภาคเหนือ ได้แก่ เชียงใหม่ ลำพูน ลำปาง พะเยา เชียงราย แม่ฮ่องสอน ประกอบไฟด้วย 17 การไฟฟ้าจุดรวมงาน และ 32 การไฟฟ้าสาขา [1]

ตามพระราชบัญญัติการประกอบกิจการพลังงาน พ.ศ. 2550 มาตรา 64 กำหนดให้รัฐมนตรีตามความเห็นชอบของคณะกรรมการนโยบายพลังงานแห่งชาติ (กพช.) กำหนดนโยบายและแนวทางการกำหนดอัตราค่าบริการในการประกอบกิจการพลังงาน และมาตร 65 ภายใต้นโยบายและแนวทางที่ กพช. ให้ความเห็นชอบให้คณะกรรมมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) กำหนดหลักเกณฑ์การกำหนดอัตราค่าบริการของผู้รับใบอนุญาตแต่ละประเภท เพื่อให้มีฐานะทางการเงินที่สามารถขยายการดำเนินงานได้อย่างเพียงพอในอนาคต โดยอัตราผลตอบแทนทางการเงินจะอ้างอิงจากอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุน (Return on Invested Capital : ROIC) เป็นหลักในการกำหนดโครงสร้างอัตราค่าไฟฟ้า โดยให้มีการทบทวนความเหมาะสมและจำเป็นต่อการดำเนินการของสินทรัพย์ และให้มีกลไกติดตามการลงทุนของ กฟภ. ให้เป็นไปตามเป้าหมายเพื่อรักษามาตรฐานคุณภาพการบริการและความมั่นคงของระบบไฟฟ้า โดยกำหนดให้มีบทปรับการลงทุนของ กฟภ. ที่ไม่เป็นไปตามแผนการลงทุนที่เหมาะสม หรือการลงทุนโครงการที่ไม่มีความจำเป็นหรือไม่มีประสิทธิภาพ (Claw Back) โดยคณะกรรมมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) กำหนดค่าอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุนปี 2558 -2560 เท่ากับ 4.73 % แต่ผลการดำเนินงานของ กฟภ. ปี 2557-2560 มีค่าเฉลี่ย ROIC 6.77% ซึ่งเกินกว่าเป้าหมายที่คณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) ทำให้การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค ต้องคืนรายได้กลับคืนให้กับผู้ใช้ไฟฟ้าเป็นจำนวนเงินสะสมทั้งสิ้น 10,810 ล้านบาท นอกจากนี้ยังมีค่าปรับจากการลงทุนต่ำกว่าแผนที่ได้รับความเห็นชอบในการเรียกคืนค่าไฟฟ้าจากการลงทุนที่ต่ำกว่าแผนปี 2559 -2560 เป็นเงิน 4,966 ล้านบาท ตามมติ กกพ. เมื่อวันที่ 11 มกราคม 2562 ทำให้การไฟฟ้าส่วนภูมิภาคต้องคืนรายได้กลับคืนให้กับผู้ใช้ไฟฟ้าเป็นจำนวนเงินสะสมรวมทั้งสิ้น 15,776 ล้านบาท ซึ่งคณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) จะเป็นผู้กำหนดวิธีจ่ายคืนในรูปแบบของการลดอัตราค่าไฟฟ้า เพื่อให้เกิดความเป็นธรรมกับผู้ใช้ไฟฟ้า และเป็นการความคุมการดำเนินงานของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค ให้มีระดับกำไรที่เหมาะสม [2]

แนวทางการบริหารอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุนของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคให้อยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสมได้แก่ การเร่งรัดการดำเนินงานและเบิกจ่ายให้ได้ตามแผนการลงทุนที่กำหนดในโครงสร้างค่าไฟฟ้า การควบคุมค่าใช้จ่ายการดำเนินงานให้อยู่ในกรอบโครงสร้างค่าไฟฟ้า (CPI-X) การเพิ่มรายได้ในส่วนของธุรกิจนอกกำกับที่ไม่ถูกควบคุมโดย กกพ. เช่น รายได้จากการก่อสร้างให้ผู้ใช้ไฟ และการจำหน่ายอุปกรณ์ไฟฟ้า การเน้นการลงทุนสินทรัพย์ในระบบไฟฟ้า และเร่งรัดการปิดงานก่อสร้างขึ้นทรัพย์สินระหว่างก่อสร้าง (AUC) เนื่องจากค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้าง จะบันทึกไว้ในบัญชีงานระหว่างก่อสร้างโดยบันทึกรวบรวมไว้ในหมายเลขงานก่อสร้าง (WBS) และถือเป็นต้นทุนของสินทรัพย์ถาวรเมื่อดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จ ได้แก่ ค่าแรง ค่าจ้างเหมา ค่าควบคุมงาน ค่าขนส่ง ค่าเบ็ดเตล็ด ค่าพัสดุ ค่าใช้จ่ายทางอ้อม ดอกเบี้ยเงินกู้ ค่าธรรมเนียมจัดการเงินกู้ และค่าประสานงานโครงการ เมื่องานเสร็จจะปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างไปยังบัญชีสินทรัพย์ถาวรแต่ละประเภท เช่น ระบบจำหน่ายไฟฟ้าแรงสูงและแรงต่ำ ระบบผลิต สถานีไฟฟ้าหม้อแปลง อาคาร เป็นต้น [3]

การเร่งรัดปิดงานก่อสร้างขึ้นทรัพย์สินระหว่างก่อสร้าง (AUC) เป็นหนึ่งในแนวทางการบริหารอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุน (Return on Invested Capital : ROIC) ของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคให้อยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม ซึ่งจำเป็นต้องมีเครื่องมือ หรือโปรแกรมมาช่วยวิเคราะห์ข้อมูลเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารงานก่อสร้างให้เป็นไปตามเป้ามาย ระบบธุรกิจอัจฉริยะ (Business Intelligence : BI) เป็นอีกหนึ่งโปรแกรมที่เข้ามาช่วยแก้ปัญหาดังกล่าว โดยนำมาใช้งานร่วมกับระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP (Systems, Applications, and Products)

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 เกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน (AUC)

ตามแผนยุทธศาสตร์การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค และแผนปฏิบัติประจำปี 2562 ด้านเป้าหมายเกณฑ์อัตราส่วนผลตอบแทนสินทรัพย์รวม (Return On Access : ROA) ข้อ 3 งานเร่งรัดปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้าง (AUC) เห็นชอบค่าเกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สินประจำปี 2562 เพื่อประเมินเป็นเกณฑ์ชี้วัดดังนี้ [4]

ตารางที่ 1 เกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน **(AUC)**

เกณฑ์ชี้วัด	หน่วยวัด	น้ำหนัก	ระดับ1	ระดับ2	ระดับ3	ระดับ4	ระดับ5
งานก่อนปี 2560	ร้อยละ	1	80	85	90	95	100
งานปี 2560	ร้อยละ	1	60	70	80	90	100
งานปี 2561	ร้อยละ	1	40	50	60	70	80
งานปี 2562	ร้อยละ	1	20	30	40	50	60

พิจารณาการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน (AUC) จากมูลค่างานที่ปิดบัญชีขึ้นทรัพย์สิน เทียบกับ มูลค่างานทั้งหมด ทั้งงบผู้ใช้ไฟ (C) งบลงทุน (I) และงบโครงการ (P) โดยไม่นับรวมกรณีต่าง ๆ ดังนี้

2.1.1 งานที่อยู่ในความรับผิดชอบของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค สำนักงานใหญ่

2.1.2 งานหมู่บ้าน/ที่ดินจัดสรร

2.1.3 งานทรัพย์สินของผู้ใช้ไฟ

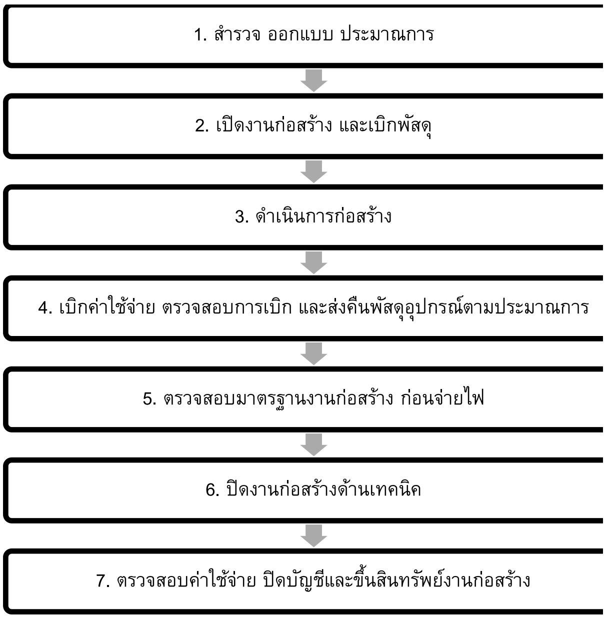
2.1.4 งานที่ถูกยกเลิก (E2)

2.1.5 งานที่อยู่ในสถานะหยุดงานชั่วคราวจาก กฟภ. (C4) หยุดงานชั่วคราวจากผู้ใช้ไฟ (C5) หยุดงานชั่วคราวจากบ้านจัดสรร (C6)

โดยมีวิธีการคำนวณดังแสดงในสมการที่ (1)

$$\text{ร้อยละของความสำเร็จ} = \frac{\text{มูลค่าของงานที่ปิดบัญชีขึ้นทรัพย์สิน}}{\text{มูลค่างานทั้งหมด}} \times 100 \quad (1)$$

โดยมีขั้นตอนในการทำงานตามกระบวนการดังต่อไปนี้ โดยเริ่มต้นจากขั้นตอนออกแบบจนถึงการขึ้นทะเบียนสินทรัพย์ ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 กระบวนการก่อสร้างก่อขึ้นเป็นทรัพย์สิน

2.2 ระบบธุรกิจอัจฉริยะ (Business Intelligence : BI)

ระบบธุรกิจอัจฉริยะ (Business Intelligence : BI) คือ อัจฉริยะ คือ การนำเทคโนโลยีสารสนเทศมาใช้ในกระบวนการรวบรวมข้อมูลทั้งภายในและภายนอกกิจการ และนำข้อมูลเหล่านั้นมากลั่นกรอง วิเคราะห์ แปลงเป็นสารสนเทศที่เหมาะสม ในรูปแบบของรายงานที่สะท้อนให้เห็นถึงมุมมองทั้งในเชิงกว้าง และเชิงลึก ตามความต้องการของผู้บริหาร เพื่อให้ผู้บริหารตัดสินใจอย่างมีประสิทธิภาพในการดำเนินธุรกิจที่สำคัญของระบบธุรกิจอัจฉริยะ ได้แก่ คลังข้อมูล ตลาดข้อมูล การทำเหมืองข้อมูล [5-6]

Microsoft Power BI คือโปรแกรมที่สามารถวิเคราะห์ เชื่อมต่อ แปลง และแสดงข้อมูลขององค์กร ในรูปแบบรายงานที่มีแหล่งข้อมูลที่แตกต่างกัน โดยสามารถรวบรวมข้อมูลดังกล่าวให้เป็นรูปแบบชุดข้อมูล และแสดงผลรายงานออกมาเป็นรูป กราฟ แผนภาพ เพื่อง่ายต่อการบริหารจัดการองค์กร และประกอบการตัดสินใจ นอกจากนี้ยังสามารถนำข้อมูลที่ได้เผยแพร่ในรูปรายงานให้กับบุคคลอื่นภายในองค์กร โดยสามารถเข้าถึงข้อมูลรายงานได้จาก Apps Power BI Mobile ทั้งในระบบปฏิบัติการ Windows, iOS, Android [7]

2.3 ระบบซอฟต์แวร์ที่ใช้ในปัจจุบัน

การเปลี่ยนแปลงทางด้านเทคโนโลยีสารสนเทศ มีผลกับการดำเนินธุรกิจเป็นอย่างมาก เนื่องจากเทคโนโลยีสารสนเทศเป็นหนึ่งในปัจจัยที่ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงในด้านต่างๆ การวางระบบสารสนเทศ ถือเป็นการสร้างประสิทธิภาพของการดำเนินธุรกิจ หากธุรกิจใดมีการวางระบบสารสนเทศได้ดี มีการจัดการข้อมูลได้ถูกต้อง แม่นยำ ในเวลาอันรวดเร็ว ทำให้ได้ข้อมูลเพื่อประกอบการตัดสินใจที่ทันต่อสภาวะการณ์ สามารถสร้างความได้เปรียบทางการแข่งขัน พร้อมทั้งสามารถสร้างความเชื่อมั่นต่อผู้บริโภค หรือลูกค้าได้ การวางระบบสารสนเทศที่ได้รับความนิยมอย่างสูงคือการใช้ระบบ ERP (Enterprise Resource Planning) เป็นซอฟต์แวร์ที่มีการรวบรวม หรือผนวกฟังก์ชันงานทั้งหมดในองค์กร หรือมีการเชื่อมโยงในส่วนงานหน้าที่ทั้งหมดของทั้งองค์กรเข้าด้วยกัน ข้อมูลต่างๆ จะถูกบันทึกเข้าเพียงที่เดียว และกระจายไปยังระบบงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง โดยเป็นการบันทึกข้อมูลการทำงานแบบทันที (Real-Time) SAP (System Application products) คือ หนึ่งในโปรแกรมสำเร็จรูปทางธุรกิจของระบบ ERP ที่ได้รับความนิยมระดับโลกของ IBM ระบบ SAP เป็นโปรแกรมสำเร็จรูปที่ออกแบบให้เหมาะสมกับกิจกรรมในทุกด้านขององค์กร ตั้งแต่การผลิต การขายและการจัดจำหน่าย การบัญชีการเงินตลอดจนถึงการจัดการทรัพยากรบุคคล ส่วนประกอบระบบงาน (Modules) ต่างๆ ของ SAP ช่วยให้องค์กรมีการประมวลผลข้อมูลที่ถูกต้อง แม่นยำและทันเวลา ประสิทธิภาพ [8]

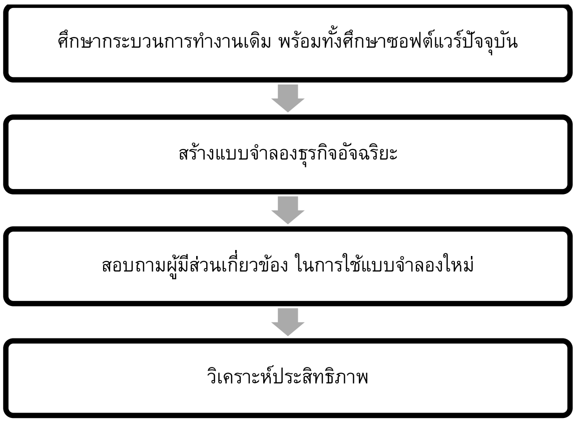
การไฟฟ้าส่วนภูมิภาคได้ว่าจ้างกิจการร่วมค้า SPIES (SIEMENS, PORTALNET, IBM) เป็นบริษัทที่ปรึกษาเมื่อปี 2547 เพื่อให้คำปรึกษาเกี่ยวกับโปรแกรมบัญชีสำเร็จรูปพร้อมกับให้ข้อมูลเกี่ยวกับโปรแกรมบัญชีสำเร็จรูป มาดำเนินการในกระบวนงานทางธุรกิจ นำระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP (Systems, Applications, and Products) ที่เป็นมาตรฐานสากลมาใช้ ซึ่งระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP นี้ จะครอบคลุมระบบงานทั้งหมดทั้งด้านปฏิบัติการวิศวกรรมและด้านระบบบัญชีการเงิน และมีการเชื่อมโยงข้อมูลของทุกระบบงานให้อยู่บนฐานข้อมูลเดียวกันได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยนำมาใช้ในระบบงานหลักขององค์กร ได้แก่ ระบบบริหารการเงิน (FI) ระบบบริหารโครงการ (PS) ระบบบำรุงรักษา (PM) ระบบทรัพยากรบุคคล (HR) ระบบบริหารพัสดุ (MM) โดยระบบงานบัญชีสินทรัพย์ถาวร (AA) จะเป็นระบบงานย่อยอยู่ในระบบบริหารการเงิน (FI) เป็นระบบงานที่รวบรวมข้อมูล ประเมินและแสดงผลพร้อมกับสถานะต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับสินทรัพย์ถาวร [9]

รูปที่ 2 หน้าจอการทำงานของระบบปัจจุบันด้วยซอฟต์แวร์ SAP ของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค

แม้ในปัจจุบัน SAP มีฟีเจอร์ในการใช้งานร่วมกับระบบธุรกิจอัจริยะ แต่ทางหน่วยงานไม่ได้มีการจัดซื้อโมดูลส่วนนี้ ซึ่งทางผู้วิจัยเล็งเห็นว่าหากมีการจำลองนำระบบธุรกิจอัจฉริยะมาทดลองใช้งาน จะสามารถเพิ่มประสิทธิภาพการทำงานได้

3. ระเบียบวิธีวิจัย

ขั้นตอนในการทำวิจัยประกอบไปด้วย 4 ส่วนดังแสดงในแผนผังตามรูปที่ 3



รูปที่ 3 ระเบียบวิธีวิจัย

3.1 ศึกษากระบวนการทำงานเดิม พร้อมทั้งศึกษาซอฟต์แวร์ปัจจุบัน

ศึกษากระบวนการบริหารงานก่อสร้างรูปแบบเดิมของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค ตั้งแต่วิธีการควบคุมเอกสารแบบแฟ้มงาน (Manual) ในอดีต การนำระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP มาใช้ในการบริหารโครงการในปัจจุบัน การส่งออกข้อมูลที่ได้จากซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP มาวิเคราะห์ข้อมูลในโปรแกรม Microsoft Excel และการนำเสนอข้อมูลที่วิเคราะห์ได้ในรูปแบบ Microsoft Power Point

3.2 สร้างแบบจำลองธุรกิจอัจฉริยะ

การสร้างแบบจำลองทางธุรกิจ โดยนำข้อมูลที่ได้จากซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP แปลงข้อมูลส่งออกมาในรูปแบบไฟล์ตาราง (Microsoft Excel) และนำเข้าข้อมูลที่ได้ไปใช้เป็นฐานข้อมูลของ Microsoft Power BI การวิเคราะห์ และสร้างภาพจากข้อมูล (Data Visualization) เป็นการสร้างรายงานจากข้อมูลตัวเลขที่อ่านเข้าใจยาก ให้ออกมาเป็นข้อมูลรูปภาพที่อ่านเข้าใจง่าย ๆ ซึ่งช่วยให้เราสามารถสรุปประเด็นจากข้อมูลได้ดี สามารถวางแผนการทำงาน การตรวจสอบและติดตามงานให้แล้วเสร็จตามเป้าหมายที่กำหนดไว้

3.3 สอบถามผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในแบบจำลองใหม่

หลังจากสร้างแบบจำลองทางธุรกิจด้วยโปรแกรม Microsoft Power BI นำข้อมูลที่ได้สอบถามพนักงานการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค ที่ปฏิบัติงานด้านกระบวนงานก่อสร้าง ในระดับปฏิบัติการ และผู้บริหารระดับผู้จัดการ การไฟฟ้าจุดรวมงานชั้น 1, 2, 3 จำนวน 17 จุดรวมงาน และผู้จัดการ การไฟฟ้าสาขา จำนวน 31 สาขา สังกัดการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคเขต 1 (ภาคเหนือ) จังหวัดเชียงใหม่ เกี่ยวกับความพึงพอใจ การเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงาน การนำเสนอ สื่อสาร และการเข้าถึงข้อมูล

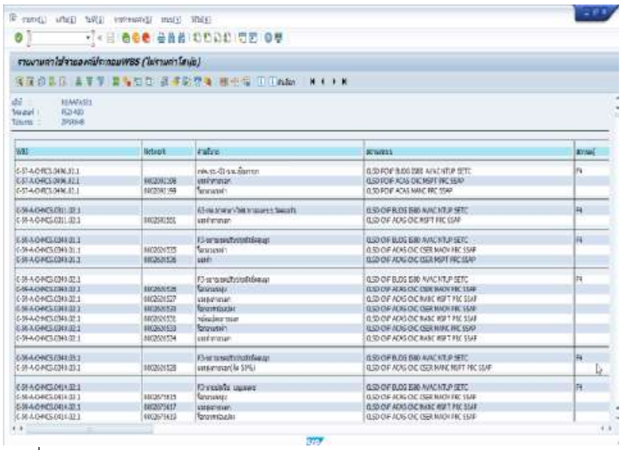
3.4 วิเคราะห์ประสิทธิภาพ

วิเคราะห์ประสิทธิภาพผลการดำเนินงานตามเกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน (AUC) ของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค วิเคราะห์ขั้นตอนและรูปแบบการทำงาน ประสิทธิภาพการทำงาน ระยะเวลาดำเนินการที่รวดเร็วขึ้น การความถูกต้องของข้อมูล ของกระบวนการทำงานเดิม เปรียบเทียบกับการนำแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้งาน

4. ผลวิจัย

4.1 แบบจำลอง BI และแดชบอร์ดที่ใช้งาน

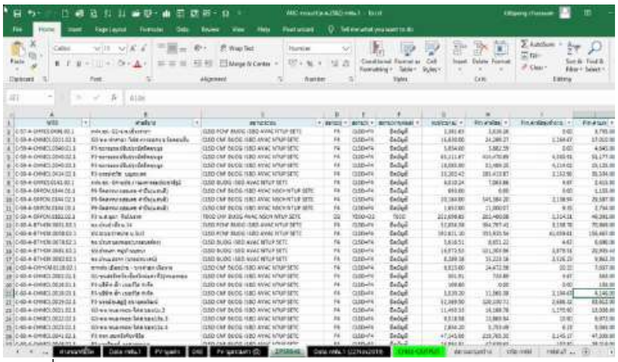
การใช้งานโปรแกรม Power BI ร่วมกับระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP ของ กฟภ. โดยได้สร้างขึ้นจากการผสานซอฟต์แวร์ต่างๆ ประกอบด้วยระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP (Systems, Applications, and Products) จะมีรูปแบบคำสั่งและ T-Code ต่างๆ ให้เลือกใช้งานหลายระบบงาน ได้แก่ ระบบบริหารการเงิน (FI) ระบบบริหารโครงการ (PS)ระบบบำรุงรักษา (PM) ระบบทรัพยากรบุคคล (HR) ระบบบริหารพัสดุ (MM) โดยระบบงานบัญชีสินทรัพย์ถาวร (AA) จะเป็นระบบงานย่อยอยู่ในระบบบริหารการเงิน (FI) เป็นระบบงานที่รวบรวมข้อมูล ประเมินและแสดงผลพร้อมกับสถานะต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับสินทรัพย์ถาวร แล้วแต่ความต้องการของผู้ใช้งานระบบ



รูปที่ 4 การรันข้อมูลจากระบบซอฟต์แวร์สำเร็จรูป SAP ด้วย T-Code ZPSR048

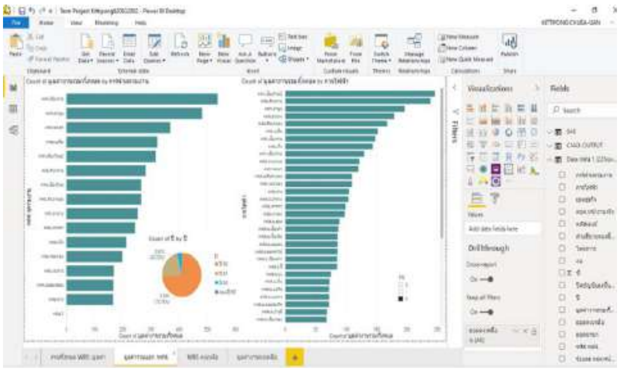
สำหรับนำข้อมูลที่ได้ จะนำมาวิเคราะห์และบริหารจัดการในโปรแกรม Microsoft Excel ซึ่งเป็นการประมวลค่าตัวเลขทางสถิติที่มีความซับซ้อน มุมมองรูปแบบของรายงานจะออกมาเป็นตัวเลขและข้อความ ไม่มีแรงจูงใจในการอ่านและติดตามข้อมูล จึงเป็นสาเหตุของการบริหารงานก่อสร้างที่ผิดพลาด ส่งผลกระทบกับการปิดบัญชีและขึ้นทรัพย์สินงานระหว่างก่อสร้างไม่เป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนด และนอกจากนี้ยังส่งผลกระทบไปถึงอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุน (Return on Invested Capital :

ROIC) ขององค์กรไม่เป็นไปตามค่าเกณฑ์ที่คณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) กำหนด

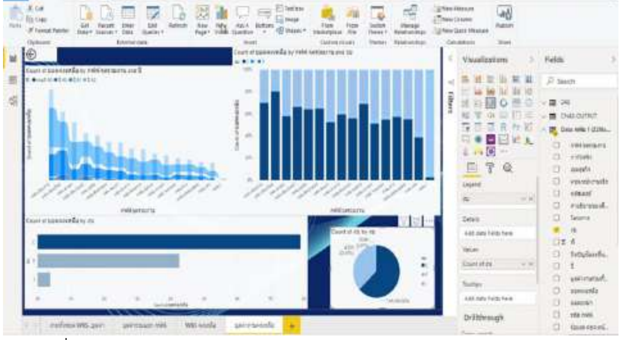


รูปที่ 5 การนำข้อมูลจากระบบ SAP ด้วย T-Code ZPSR048 มาวิเคราะห์ในโปรแกรม Excel

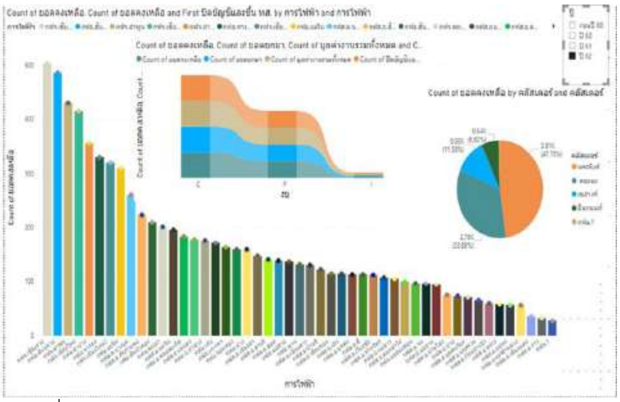
โปรแกรม Power BI ของบริษัท Microsoft เป็นอีกโปรแกรมหนึ่งที่ใช้ในงานธุรกิจอัจฉริยะ (Business Intelligence : BI) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ เชื่อมต่อ แปลง และแสดงข้อมูลรายงานผลออกมาในรูปแบบเสมือนจริง (Visualization) แผนภูมิ กราฟ เพื่อให้ง่ายต่อการตัดสินใจ และบริหารจัดการงานก่อสร้าง โดยข้อมูลที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์สามารถใช้ข้อมูลจากหลายหลายข้อมูล อาทิเช่นจากไฟล์ Excel, XML, PDF, Access Database, IBM Database, SAP HANA Database, SQL Data base, Website, Facebook, Smart Sheet, Google Sheet เป็นต้น



รูปที่ 6 การนำข้อมูลจากระบบ SAP ด้วย T-Code ZPSR048 มาวิเคราะห์ในโปรแกรม Power BI



รูปที่ 7 การแสดงข้อมูลรายงานโปรแกรม Power BI ในรูปแบบเสมือนจริง (Visualization)



รูปที่ 8 การแสดงข้อมูลรายงานโปรแกรม Power BI ในรูปแบบเสมือนจริง (Visualization) มูลค่างานก่อสร้างคงค้าง

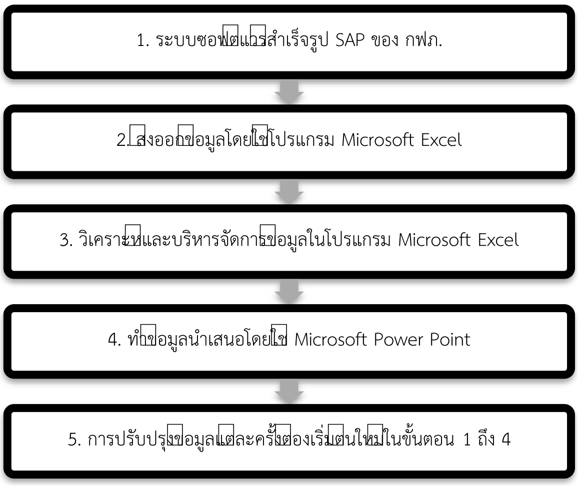
4.2 การสอบถามผู้มีส่วนเกี่ยวข้อง

จากผลการสอบถามผู้มีส่วนเกี่ยวข้องด้านกระบวนงานก่อสร้างจำนวน 192 คน ที่มีหน้าที่ ประกอบด้วย ผู้บริหารระดับผู้จัดการจำนวน 48 คน หัวหน้าแผนกจำนวน 65 คน วิศวกรจำนวน 17 คน พนักงานช่างจำนวน 48 คน พนักงานที่เกี่ยวข้องกับการขึ้นบัญชีทรัพย์สินงานก่อสร้างจำนวน 48 คน เปรียบเทียบกระบวนการทำงานเดิม กับการนำแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้งานได้มีความสรุปดังต่อไปนี้

กลุ่มผู้บริหารระดับหัวหน้าแผนก ถึงระดับผู้จัดการ และกลุ่มพนักงานระดับปฏิบัติการสามารถสื่อสารรับรู้ และเข้าใจรูปแบบการวิเคราะห์และนำเสนอข้อมูลผ่านแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI ทำให้สามารถวางแผนการบริหารงาน และตัดสินใจในการบริหารงานก่อสร้างได้ง่ายขึ้น ส่วนกลุ่มพนักงานระดับปฏิบัติการสามารถนำข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์และนำเสนอมาวางแผนการทำงานตามลำดับความสำคัญก่อนหลัง สามารถพยากรณ์ผลงานที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้จากข้อมูลของแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ และข้อมูลที่ได้มีความถูกต้อง ชัดเจน ครบถ้วน สามารถสื่อสารให้ผู้เกี่ยวข้องเข้าใจไปในทิศทางเดียวกันได้

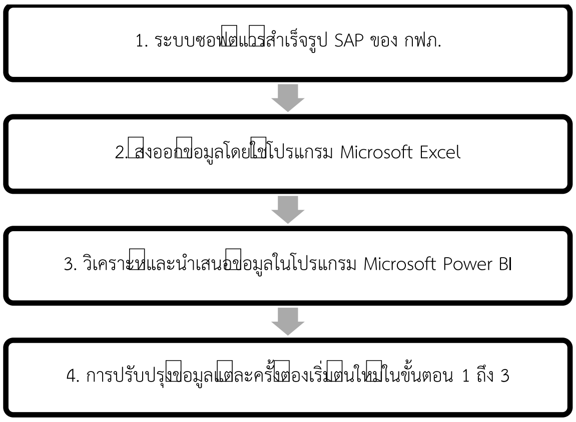
4.3 การวิเคราะห์ประสิทธิภาพ

กระบวนการย่อยที่เกิดขึ้น มีการปรับเปลี่ยนจากเดิม เป็นแบบใหม่หลังจากการนำแบบจำลองมาใช้ ดังแสดง



รูปที่ 9 กระบวนการย่อยในรูปแบบเดิม ที่ใช้ข้อมูลของ SAP ของ กฟภ. ร่วมกับ Microsoft Excel และ Microsoft Power Point

จากการทดลองได้มีการปรับเปลี่ยนกระบวนการ ทำให้รูปแบบการทำงาน ทำงานได้เร็วขึ้น และสะดวกขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 กระบวนการย่อยในรูปแบบใหม่ ที่ทดลองใช้แบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้ร่วมกับข้อมูลของ SAP

การวิเคราะห์ประสิทธิภาพ โดยการเปลี่ยนรูปแบบกระบวนการย่อยในรูปแบบเดิมที่ใช้ข้อมูลของ SAP ร่วมกับ Microsoft Excel และ Microsoft Power Point เปลี่ยนเป็นกระบวนการย่อยในรูปแบบใหม่ ที่ทดลองใช้แบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้ร่วมกับข้อมูลของ SAP ผลลัพธ์ที่ได้คือ ลดความผิดพลาด ความซับซ้อนของข้อมูล ลดขั้นตอนระยะเวลาการทำงานกระบวนการวิเคราะห์ และนำเสนอข้อมูล จากเดิมต้องใช้เวลา 6-8 ชั่วโมง ลงลงเหลือ 1 ชั่วโมง ส่วนรูปแบบในการวิเคราะห์และนำเสนอ เป็นการสร้างรายงานจากข้อมูลตัวเลขที่อ่านเข้าใจยาก ให้ออกมาเป็นข้อมูลรูปภาพที่อ่านเข้าใจง่าย (Data Visualization) หากผู้บริหารต้องการข้อมูลในการนำเสนอรูปแบบอื่น สามารถทำได้ทันทีโดยใช้ฐานข้อมูลเดิมที่มีอยู่ ไม่ต้องเสียเวลาเริ่มต้นกระบวนการใหม่ การปรับปรุงข้อมูลการนำเสนอในแต่ละรายสัปดาห์ หรือรายเดือน สามารถทำได้รวดเร็วขึ้นกว่าเดิม และข้อมูลมีความถูกต้อง ลดความผิดพลาดของกระบวนการทำงาน รวมถึงความสามารถในการเข้าถึงข้อมูล ไม่จำเป็นต้องนำเสนอข้อมูลให้ผู้บริหารรับทราบในห้องประชุมเสมอไป เพียงแค่มีสัญญาณอินเตอร์เน็ตมือถือก็สามารถเข้าติดตามการวิเคราะห์และนำเสนอข้อมูลผ่านทางแอพพลิเคชั่น Power BI Mobile ทั้งในระบบปฏิบัติการ Windows, iOS, Android สามารถทำได้รวดเร็ว ข้อมูลที่ได้มีความถูกต้อง สรุปประเด็นได้ชัดเจน สามารถวางแผนการทำงาน การตรวจสอบและติดตามงานได้อย่างใกล้ชิด เพื่อให้แล้วงานแล้วเสร็จตามเป้าหมายที่กำหนดไว้

หลังนำแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้ร่วมกับข้อมูลของ SAP ผลการขึ้นทะเบียนสินทรัพย์งานระหว่างก่อสร้าง (ยกเว้นงานสินทรัพย์ผู้ใช้ไฟ) จากระบบงานบัญชีสินทรัพย์ถาวร (AA) แยกตามงบงานก่อสร้าง สิ้นสุดเดือน ธันวาคม 2562 กฟน.1 มีงานระหว่างก่อสร้าง ณ 31 ธันวาคม 2562 ทั้งหมดจำนวน 14,119 AUC มูลค่ารวม 6,069.532 ล้านบาท ปิดงานทางบัญชี และขึ้นทะเบียนสินทรัพย์แล้ว (CLSD+F4) จำนวน 7,637 AUC คิดเป็น 54.09% ของจำนวนงานระหว่างก่อสร้างทั้งหมด และมูลค่ารวม 3,357.509 ล้านบาท คิดเป็น 55.32% ของมูลค่างานระหว่างก่อสร้างทั้งหมด ผลการดำเนินงานเมื่อเปรียบเทียบกับเป้าหมายการปิดงานทางบัญชี และขึ้นทะเบียนสินทรัพย์ผลงานที่ได้สูงกว่าค่าเป้าหมาย 7.64% (ค่าเป้าหมาย 47.68% ผลการดำเนินงาน 55.32%) [10]

ผลการดำเนินการตามค่าเกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน (AUC) กฟน.1 เดือน ธันวาคม 2562 ภาพรวมทุกงบทุกโครงการ คะแนนประเมินที่ได้ 3.86 คะแนน โดยแยกเป็นงบผู้ใช้ไฟ (งบ C) คะแนนที่ได้ 4.15 คะแนน งบลงทุน (งบ I) คะแนนที่ได้ 4.21 คะแนน งบโครงการ (งบ P) คะแนนที่ได้ 3.24 คะแนน [11] จากผลลัพธ์ที่ได้แสดงให้เห็นว่าการนำแบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้ร่วมกับข้อมูลของ SAP สามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงานก่อสร้างได้เป็นอย่างดี

5. บทสรุป

จากการวิเคราะห์ปัญหาการดำเนินงานด้านการบริหารการปิดงานและขึ้นทรัพย์สินระหว่างก่อสร้าง (AUC) ของการไฟฟ้าส่วนภูมิภาคเขต 1 (ภาคเหนือ) จังหวัดเชียงใหม่ พบว่าการวิเคราะห์และบริหารจัดการข้อมูลในโปรแกรม Microsoft Excel ซึ่งเป็นการประมวลค่าตัวเลขทางสถิติที่มีความซับซ้อน มุมมองรูปแบบของรายงานจะออกมาเป็นตัวเลขและข้อความ ซึ่งเป็นมุมมองที่น่าเบื่อหน่าย ไม่มีแรงจูงใจในการอ่านและติดตามข้อมูล จึงเป็นสาเหตุของการบริหารงานก่อสร้างที่ผิดพลาด ส่งผลกระทบกับการปิดบัญชีและขึ้นทรัพย์สินงานระหว่างก่อสร้างไม่เป็นไปตามเป้าหมายที่กำหนด และนอกจากนี้ยังส่งผลกระทบไปถึงอัตราส่วนผลตอบแทนจากการลงทุน (Return on Invested Capital : ROIC) ขององค์กรไม่เป็นไปตามค่าเกณฑ์ที่คณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน (กกพ.) กำหนด

ในงานวิจัยนี้ได้ทดลองใช้แบบจำลองทางธุรกิจอัจฉริยะ Microsoft Power BI มาใช้ร่วมกับข้อมูลของ SAP ผลลัพธ์ที่ได้คือ ลดความผิดพลาด

ความซับซ้อนของข้อมูล ลดขั้นตอนระยะเวลาการทำงานกระบวนการวิเคราะห์ และนำเสนอข้อมูล จากเดิมต้องใช้เวลา 6-8 ชั่วโมง ลงลงเหลือ 1 ชั่วโมง ส่วนรูปแบบในการวิเคราะห์และนำเสนอ เป็นการสร้างรายงานจากข้อมูลตัวเลขที่อ่านเข้าใจยาก ให้ออกมาเป็นข้อมูลรูปภาพที่อ่านเข้าใจง่าย (Data Visualization) หากผู้บริหารต้องการข้อมูลในการนำเสนอรูปแบบอื่น สามารถทำได้ทันทีโดยใช้ฐานข้อมูลเดิมที่มีอยู่ ไม่ต้องเสียเวลาเริ่มต้นกระบวนการใหม่ การปรับปรุงข้อมูลการนำเสนอในแต่ละรายสัปดาห์ หรือรายเดือน สามารถทำได้รวดเร็วขึ้นกว่าเดิม และข้อมูลมีความถูกต้อง ลดความผิดพลาดของกระบวนการทำงาน รวมถึงความสามารถในการเข้าถึงข้อมูล ไม่จำเป็นต้องนำเสนอข้อมูลให้ผู้บริหารรับทราบในห้องประชุมเสมอไป เพียงแค่มีสัญญาณอินเตอร์เน็ตมือถือก็สามารถเข้าติดตามการวิเคราะห์และนำเสนอข้อมูลผ่านทางแอพพลิเคชั่น Power BI Mobile ทั้งในระบบปฏิบัติการ Windows, iOS, Android สามารถทำได้รวดเร็ว ข้อมูลที่ได้มีความถูกต้อง สรุปประเด็นได้ชัดเจน สามารถวางแผนการทำงาน การตรวจสอบและติดตามงานได้อย่างใกล้ชิด เพื่อให้แล้วงานแล้วเสร็จตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ ซึ่งโดยภาพรวมแล้วสามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงานก่อสร้างได้เป็นอย่างดี

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยครั้งนี้ ขอขอบพระคุณการไฟฟ้าส่วนภูมิภาค ที่ให้การสนับสนุนทุนการศึกษา ข้อมูลระบบสารสนเทศต่างๆ ขององค์กร เพื่อใช้เป็นฐานข้อมูลในงานวิจัย และขอขอบพระคุณผู้บังคับบัญชาของกองก่อสร้างและบริหารโครงการ การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค เขต 1 (ภาคเหนือ) จังหวัดเชียงใหม่ ที่คอยส่งเสริมและสนับสนุนการศึกษา การวิจัยต่างๆ ที่เป็นประโยชน์ต่อองค์กร

เอกสารอ้างอิง

[1] คณะกรรมการกำหนดนโยบายและยุทธศาสตร์ (2556). แผนยุทธศาสตร์การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค พ.ศ.2557-2566. การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค, หน้า 1-6.

[2] มติคณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน (2558). *การปรับโครงสร้างอัตราค่าไฟฟ้าปี 2558*. คณะกรรมการกำกับกิจการพลังงาน, หน้า 15-24.

[3] กองทรัพย์สิน ฝ่ายบัญชี (2556). ขั้นตอนและวิธีปฏิบัติระบบงานบัญชีงานระหว่างก่อสร้าง(CO-PS) บนระบบ SAP. การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค, หน้า 1-5.

[4] กองบริการลูกค้าและวิศวกรรมภาค 1 ฝ่ายวางแผนธุรกิจภาค1 (2562). เห็นชอบค่าเกณฑ์ชี้วัดการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างขึ้นเป็นทรัพย์สิน (AUC) ประจำปี 2562 ของสายงานการไฟฟ้าภาค 1. การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค, หน้า 1-3.

[5] ระวีวรรณ แก้ววิทย์ (2560). การพัฒนาธุรกิจอัจฉริยะด้วยคลังข้อมูล. *วารสาร Executive Journal*, หน้า 160-165.

[6] จักษดา ธำรงวุฒิ และ ณัฐพร นันทจิระพงศ์ (2561). ระบบสารสนเทศเพื่อการบริหารจัดการรายงานการดำเนินงานของโรงแรมด้วย Power BI. *วารสารวิชาการมหาวิทยาลัยหัวเฉียวเฉลิมพระเกียรติ*, ปีที่ 4, ฉบับที่ 1 มกราคม - มิถุนายน 2561, หน้า 69-72.

[7] Alberto Ferrari and Marco Russo (2016). Introducing Microsoft Power BI. Microsoft Corporation, Inc., pp.1-12.

[8] กานต์สินี เจริญวรลักษณ์ และ วิโรจน์ เจษฎาลักษณ์ (2560). การบริหารลูกค้าสัมพันธ์ ธุรกิจที่ปรึกษาพัฒนาระบบ SAP บริษัท โอเอซิส คอนซัลติ้ง จากัด. *วารสารวิชาการ มหาวิทยาลัยศิลปากร*, ปีที่ 10, ฉบับที่ 3, หน้า 244-269.

[9] หทัยกาญจน์ มีสมโสต (2559). ประสิทธิภาพของการใช้โปรแกรมบัญชีสาเร็จรูป SAP ต่อระบบบัญชีสินทรัพย์ถาวร กรณีศึกษา : การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค เขต 1 (ภาคกลาง) จ.พระนครศรีอยุธยา. มหาวิทยาลัยศรีปทุม

[10] กองกองบัญชี ฝ่ายบัญชีและพลังงานไฟฟ้า (2563). รายงานผลการทะเบียนทรัพย์สินของงานระหว่างก่อสร้าง (AUC) จากระบบ AA สิ้นงวดเดือน ธันวาคม 2562. การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค เขต 1 (ภาคเหนือ) จังหวัดเชียงใหม่, หน้า 1-11.

[11] กองบริการลูกค้าและวิศวกรรมภาค 1 ฝ่ายวางแผนธุรกิจภาค1 (2563). รายงานผลการปิดบัญชีงานระหว่างก่อสร้างของสายงานการไฟฟ้าภาค 1 ประจำเดือนธันวาคม 2562. การไฟฟ้าส่วนภูมิภาค, หน้า 1-2.

การคัดเลือกแนวทางการแก้ปัญหาการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็กของโครงการ เทอรา ดา ลุธ จังหวัดเชียงใหม่

Selections of Facility Management Solutions Approach for A Small Residential Estate Project of Terra da luz, Chiang Mai Province

จิตราภรณ์ วุฒิการณ์[1*] พิมพ์สิริ โตวิจิตร[2] สุนิตา นุเสน[3] และมานพ แก้วโมราเจริญ[4]

[1]นักศึกษาระดับปริญญาโท หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเชียงใหม่;
[2] คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่;
[3] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่;
[4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่;
E-mail address: j.wuttikarn@gmail.com

บทคัดย่อ

โครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็กที่มีจำนวนยูนิตขายต่อโครงการไม่เกิน 10 แปลง ไม่ได้มีข้อกำหนดให้มีการจัดทำสาธารณูปโภคสำหรับส่วนกลางในโครงการลักษณะนี้ ลูกค้าที่ให้ความสนใจโครงการจึงมักมีคำถามเกี่ยวกับเรื่องความปลอดภัย การจัดการสาธารณูปโภคภายในโครงการ รวมถึงต้นทุนด้านราคาที่ผู้พัฒนาโครงการจะจัดทำต้องใช้งบประมาณค่อนข้างสูง งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะโครงการเทอรา ดา ลุธ จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งมีบ้านเดี่ยวแบบ Pool Villa บนที่ดินขนาดตั้งแต่ 50 ตร.วา - 100 ตร.วา จำนวน 6 ยูนิต ราคาขายเริ่มต้นที่หลังละ 15 ล้านบาท ซึ่งยังไม่มีงานวิจัยใด ที่ได้ศึกษาถึงทางเลือกในการจัดการระบบสาธาญูปโภคและความปลอดภัยของโครงการอสังหาริมทรัพย์ในรูปแบบนี้ การวิจัยครั้งนี้จึงให้ความสนใจที่จะทำการศึกษาหาแนวทางเลือกโดยวิเคราะห์หาแนวทางการจัดการระบบสาธารณูปโภค ความปลอดภัย และระบบเทคโนโลยีสมัยใหม่ที่ใช้อยู่ในโครงการอสังหาริมทรัพย์ปัจจุบัน เพื่อวิเคราะห์หาปัจจัยที่เหมาะสมสำหรับเลือกใช้ของโครงการเทอรา ดา ลุธ จังหวัดเชียงใหม่ ที่ประสบปัญหานี้อยู่ โดยทำการออกแบบแบบสอบถามสำหรับผู้ที่ให้ความสนใจโครงการ ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับโครงการ จากนั้นออกแบบสัมภาษณ์สำหรับผู้เชี่ยวชาญโดยใช้แบบสัมภาษณ์ที่มีโครงสร้างเพื่อใช้ในการหาเกณฑ์ที่จะนำมาใช้ในการแบ่งแบบปัจจัย ทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยกระบวนการวิเคราะห์ลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์ (modified Analytical Hierarchy Process: modified AHP) ผลจากการวิจัยครั้งนี้ทำให้สามารถคัดเลือกแนวทางเลือกที่เหมาะสมสำหรับโครงการรวมถึงความคุ้มค่าด้านเศรษฐศาสตร์ของแต่ละทางเลือก เป็นประโยชน์ต่อเจ้าของโครงการได้ทราบถึงค่าดำเนินการในส่วนการดูแลระบบ เพื่อส่งเสริมกิจกรรมทางการขาย และลูกค้าของโครงการทราบถึงระบบการจัดการความปลอดภัย ค่าใช้จ่ายที่จะต้องชำระ เพื่อประกอบการตัดสินใจซื้อบ้านในโครงการลักษณะนี้

คำสำคัญ: โครงการอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก,ระบบสาธารณูปโภค,กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์,บ้านเดี่ยว

Abstract

A small residential estate project which has unit selling less than 10 units. The regulation is not requiring for facility management solution. Therefore, facility management is still in doubt for the customers. Moreover, the project owner must concern about the budget cost. A study is focus on the project of Terra da luz, Chiang Mai that is a single detached house; pool villa style. The area is about 50-100 sq.wa total 6 units and starting price for selling at 15 million baht. The analysis of public utility management, safety and security and new innovation technology will be applied for the currently residential estate. The purpose of this research is to find out the factor of the selection of facilities for this project which maybe face a trouble in the near future. The survey methods are collected by the questionnaire and personal interview. A sample was selected from customers by the questionnaire. For project owner was collected data by the questionnaire and personal interview. Data was analyzed using modified Analytical Hierarchy Process-modified AHP. The findings can be used for appropriate guidelines, including economic worthiness of each selection. The owner will realize that management fee is important for sales and marketing. In terms of the customers, the facility

management solution and all expenses will be considered before making decision to buy this residence.

Keywords: Small Residential Estate Project, Facilities service operation, AHP, Housing

1. ที่มาและความสำคัญ

ปัจจุบันการพัฒนาโครงการอสังหาริมทรัพย์ประเภทที่อยู่อาศัยในเชียงใหม่ ไม่ว่าจะเป็นหมู่บ้านจัดสรรขนาดใหญ่ ขนาดกลางและขนาดเล็ก รวมไปถึงอาคารชุด ผู้พัฒนาอสังริมทรัพย์จะต้องมีเงินทุนจำนวนมากในการพัฒนาโครงการ บนพื้นที่ทำเลที่สำคัญ ในตัวเมืองเชียงใหม่ กระจายตัวรอบห้างสรรพสินค้า ถนนสายหลักรอบที่1 และรอบที่2 มีแนวโน้มผูกขาดโดยผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์รายใหญ่ ประกอบกับราคาที่ดินในปี 2558-2562 มีแนวโน้มสูงขึ้น 6.7% [1] อีกทั้งจำนวนที่ลดลงของที่ดินที่มีศักยภาพพอที่จะพัฒนาโครงการได้ ทำให้ผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดกลางและขนาดเล็กไม่มีศักยภาพพอที่จะแข่งขันกับผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่ได้ อีกทั้งปัจจัยด้านการคมนาคมของจังหวัดเชียงใหม่ ปัจจุบันยังไม่มีระบบการคมนาคมสาธารณะ คนเชียงใหม่ส่วนใหญ่ มักใช้รถยนต์หรือจักรยานยนต์ส่วนตัวในการเดินทาง การอาศัยอยู่ใกล้เมืองและใกล้ที่ทำงานมีผลต่อค่าน้ำมันที่จะเกิดขึ้น ด้วยเหตุผลนี้ทำให้ ที่อยู่อาศัยย่านชานเมืองในบางทำเล มีสัดส่วนการขายที่ต่ำมาก

ด้วยปัจจัยทางราคาที่ดินและเงินลงทุน ผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดกลางและขนาดเล็กจึงต้องความปรับเปลี่ยนแนวคิดการพัฒนาโครงการโดยหันมาพัฒนาโครงการบนที่ดินขนาดเล็ก เนื่องจากเล็งเห็นโอกาสจากทำเลที่ตั้งในตัวเมือง โดยมีการออกแบบพัฒนาโครงการที่สร้างความแตกต่าง เพื่อสอดคล้องกับความต้องการของตลาด โดยงานวิจัยครั้งนี้จะขอเรียกการพัฒนาโครงการประเภทนี้ว่า การพัฒนาโครงการอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก ที่มีจำนวนแปลงขายน้อยกว่า 10 แปลงต่อโครงการ คือที่ดินขนาดเล็กที่มีศักยภาพ มีความต้องการอยู่อาศัยสูง แต่ไม่เหมาะสำหรับพัฒนาโครงการจัดสรร ทั้งนี้จากข้อจำกัดของพื้นที่ สัดส่วนพื้นที่สาธารณะ การจัดการระบบสาธาญูปโภค และความปลอดภัยของโครงการ ยังคงเป็นปัญหาให้ผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็กต้องคำนึงปัจจัยความคุ้มทุนต่างๆ รวมไปถึงกิจกรรมส่งเสริมการขายเพื่อที่จะสามารถแข่งขันกับโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่ได้

ทั้งนี้ในโครงการอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก โดยทั่วไปแล้วไม่ได้กำหนดให้มีการจัดทำสาธารณูปโภคสำหรับส่วนกลาง [2] มักพบกับคำถามเรื่องสิ่งอำนวยความสะดวก ความปลอดภัย การจัดการสาธารณูปโภค การบริหารขยะภายในโครงการ การดูแลติดตามโครงการ ซ่อมบำรุง ว่าในโครงการได้มีแผนการ หรือมีค่าใช้จ่ายที่ลูกบ้านจะต้องจ่ายเพิ่มเติมเพื่อให้โครงการดูแลในจุดนี้หรือไม่ และด้วยคำถามนี้มักจะเป็นจุดอ่อนของโครงการอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก เพราะค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานต่างๆของโครงการ ประกอบด้วย ค่าเจ้าหน้าที่รักษาความปลอดภัย ค่าดำเนินการเรื่องความสะอาดและสาธารณูปโภค ค่าผู้ดำเนินการประสานงาน ค่าใช้จ่ายในการซ่อมบำรุงระบบต่างๆภายในโครงการ รวมไปจนถึงค่าไฟฟ้าและน้ำประปาส่วนกลางในการอำนวยความสะดวก ซึ่งโดยทั่วไปแล้วค่าส่วนกลางมักจะเป็นราคาเหมาจ่ายต่อหลัง โดยคิดจากขนาดของที่ดินเป็นตารางวาซึ่งเมื่อคำนวณเป็นค่าใช้จ่ายต่อตารางวารวมแต่ละยูนิตแล้ว ถือเป็นค่าใช้จ่ายส่วนเพิ่มเติมที่ค่อนข้างสูง เมื่อเราพิจารณาค่าใช้จ่ายนั้นๆเสนอกับลูกค้าที่สนใจเพื่อตัดสินใจซื้อ ลูกค้าก็มักจะคิดว่าเป็นการเสียเงินที่สูงเกินไปและไม่เลือกพิจารณาซื้อโครงการอสังหาริมทรัพย์ของเรา

จากแนวโน้มการเพิ่มขึ้นของโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็กที่สูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง แต่ยังไม่มีงานวิจัยใด ที่ได้ศึกษาถึงทางเลือกในการจัดการระบบสาธาญูปโภคและความปลอดภัยของโครงการอสังหาริมทรัพย์ในรูปแบบนี้ ผู้วิจัยจึงมีความสนใจที่จะทำการศึกษาหาแนวทางเลือกโดยวิเคราะห์หาแนวทางการจัดการระบบสาธารณูปโภคและความปลอดภัยที่ใช้อยู่ในโครงการอสังหาริมทรัพย์ปัจจุบัน ประกอบกับแนวทางเลือกใช้ระบบเทคโนโลยี เพื่อวิเคราะห์หาปัจจัยที่เหมาะสมสำหรับเลือกใช้ในโครงการ โดยใช้กรณีศึกษาจากโครงการ เทอ รา ดา ลุธ จังหวัดเชียงใหม่ ที่ประสบปัญหานี้อยู่ ซึ่งผลที่ได้ยังสามารถนำแนวทางนี้ไปปรับใช้กับโครงการอสังหาริมทรัพย์ที่มีลักษณะคล้ายคลึงกันได้

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การประยุกต์ใช้กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์ (modified Analytical Hierarchy Process: modified AHP)

AHP เป็นกระบวนการตัดสินใจที่ดีมีประสิทธิภาพใช้กันอย่างแพร่หลายมาก โดยการสร้างรูปแบบปัญหาให้เป็นโครงสร้างลำดับชั้นและนำข้อมูลที่ได้จากความคิดเห็นของผู้ตัดสินใจ มาวิเคราะห์บทสรุปของแนวทางเลิกที่เหมาะสม เป็นกระบวนการช่วยตัดสินใจ โดยอาศัยหลักการของการตัดสินใจแบบพหุเกณฑ์ วิธีทำนั้นจะต้องจัดเกณฑ์ของเป้าหมายที่ต้องการศึกษาให้อยู่เป็นลำดับชั้น ส่วนในลำดับถัดมาจะเป็น เกณฑ์ เกณฑ์ย่อย ตามลำดับ จนถึงทางเลือกการตัดสินใจซึ่งเป็นลำดับต่ำสุดของการจัดลำดับชั้น [3]

AHP ยังสามารถลำดับความสำคัญของเกณฑ์และทางเลือกซึ่งได้มาจากการเปรียบเทียบเป็นคู่ๆ (Pairwise Relative Comparisons) แทนการให้คะแนนตามความพอใจของบุคคล AHP ยังสามารถแสดงวิธีการวัดและแปรผลความสอดคล้อง (Consistency)ของการตัดสินใจได้ด้วย

2.2 ระบบจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการหมู่บ้านที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน

วิธีการจัดการดูแลบ้านจัดสรรมีอยู่ 2 แบบคือ การว่าจ้างบริษัทบริหารงาน และ โครงการดูแลจัดการเอง โดยเหตุผลการเลือกวิธีจัดการดูแลบ้านจัดสรรมีดังต่อไปนี้ [4]

1) ด้านรายได้ คือรายได้ที่มาจากการบริหารงานหมู่บ้าน หรืองบประมาณเฉลี่ยที่เก็บได้จากลูกบ้าน โดยคณะกรรมการที่ดูแลโครงการจะต้องคำนึงรายได้เป็นสำคัญ
2) ด้านความสะดวก คือ ข้อจำกัดด้านเวลา และ จำนวนบุคคลากรที่บริหารโครงการ
3) ด้านจำนวนบ้าน คือ ปริมาณบ้านในโครงการ โดยพิจารณาว่ามีความเหมาะสมเพียงพอสำหรับบริหารเองหรือพิจารณาว่าจ้างบริษัทบริหาร

4) ด้านอื่นๆ คือ ความน่าเชื่อถือของบริษัทบริหารเอกชน เป็นต้น

3. ระเบียบวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาเฉพาะโครงการเทอรา ดา ลุธ จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งมีบ้านเดี่ยวแบบ Pool Villa บนที่ดินขนาด ตั้งแต่ 50 - 100 ตร.วา จำนวน 6 ยูนิต ราคาขายเริ่มต้นที่หลังละ 15 ล้านบาท เท่านั้น สถานที่ตั้งของโครงการอยู่ในพื้นที่ ตำบลช้างเผือก อำเภอเมืองเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่

รูปภาพที่ 1 ผังแปลงขายในโครงการเทอรา ดา ลุธ (แปลงที่ A4,A5,A6,A7,A10และ A12) จำนวน 6 ยูนิต ที่ใช้ศึกษางานวิจัย

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อหาปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อแนวทางเลือกใช้การจัดการสาธารณูปโภคที่เหมาะสมกับโครงการแต่จากการทบทวนผลงานการศึกษาที่ผ่านมา พบว่า ยังไม่มีงานศึกษาที่เกี่ยวข้องโดยตรงกับการหาปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อแนวทางเลือกใช้การจัดการสาธารณูปโภคที่เหมาะสมกับโครงการในลักษณะนี้ ดังนั้น เพื่อให้ได้ปัจจัยที่สอดคล้องมากที่สุด ผู้วิจัยจึงเลือกใช้วิธีสัมภาษณ์กลุ่มตัวอย่างที่ผู้บริหารที่มีหน้าที่รับผิดชอบและผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการมาเป็นตัวแทนในการศึกษา ได้แก่ ผู้ประกอบในธุรกิจอสังหาริมทรัพย์แนวราบ ซึ่งในที่นี้เป็นเจ้าของโครงการ, หุ้นส่วนของบริษัท, วิศวกรและสถาปนิกของโครงการที่ศึกษาอยู่จำนวน 6 ท่าน, กลุ่มลูกค้าของโครงการที่เป็นกรณีศึกษา และผู้ประกอบการในธุรกิจเดียวกัน

3.2 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

ในการวิจัยครั้งนี้ใช้กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์ (Analytical Hierarchy Process: modified AHP) มาใช้ในการจัดลำดับความสำคัญของปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกในการจัดการสาธารณูปโภคของโครงการ เนื่องจากการตัดสินใจมีหลายเกณฑ์ และต้องเปรียบเทียบข้อพิจารณาหรือทางเลือกแต่ละทางไปพร้อมๆกัน อีกทั้งยังสามารถหาความสอดคล้องกันของเหตุผลได้ด้วย ดังนั้น กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์จึงเป็นวิธีการที่สอดคล้องกับเงื่อนไขของการตัดสินใจในงานวิจัยครั้งนี้

3.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การกำหนดข้อพิจารณาหรือเกณฑ์ มาจากการสัมภาษณ์เจ้าของโครงการ ซึ่งเป็นผู้มีบทบาทในการกำหนดนโยบายและมีอำนาจในการตัดสินใจ จึงได้กำหนดเกณฑ์สำหรับการตัดสินใจทางเลือกเป็น 2 เกณฑ์หลัก คือ เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า และ เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ หลังจากนั้นทำการออกแบบสอบถามชุดที่ 1 เพื่อคัดเลือกปัจจัยที่จำเป็นและมีความสำคัญสูงสุด

3.3.1 เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า เริ่มต้นจากการศึกษาข้อมูลจากงานวิจัยที่ได้มีผู้ศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยการตัดสินใจซื้อที่อยู่อาศัยในโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก และการสัมภาษณ์พนักงานฝ่ายขายเกี่ยวกับความคิดเห็นของลูกค้าที่สนใจโครงการ เพื่อหาปัจจัยที่เกี่ยวข้อง

3.3.2 เกณฑ์ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ ทำการสัมภาษณ์ผู้บริหารที่ประกอบกิจการในลักษณะเดียวกันเกี่ยวกับปัจจัยในการเลือกใช้ระบบสาธารณูปโภคในโครงการที่ผ่านมา เพื่อหาปัจจัยที่เกี่ยวข้อง

โดยตัดปัจจัยที่ผู้วิจัยให้ความสำคัญน้อย และได้กำหนดให้เลือกเฉพาะปัจจัยที่มีคะแนนเกิน 80% ในการพิจารณา ลำดับต่อไปคือ การกำหนดแผนภูมิระดับชั้นในการวิเคราะห์ โดยระดับบนสุดคือเป้าหมาย เกณฑ์หลัก เกณฑ์รอง และทางเลือกในการตัดสินใจตามลำดับ

3.4 การวิเคราะห์ข้อมูล

การวินิจฉัยหาลำดับความสำคัญโดยใช้แบบสอบถามชุดที่ 2 ให้ผู้ตัดสินใจวินิจฉัยเปรียบเทียบปัจจัยต่างๆเป็นคู่ๆหรือการจับคู่ในลักษณะตารางเมตริกซ์ พร้อมทั้งกำหนดมาตราส่วนในการวินิจฉัยเปรียบเป็นคู่ๆ จากนั้นคำนวณหาลำดับความสำคัญจากผลรวมทุกๆปัจจัยในตารางเมตริกซ์มาสังเคราะห์ และเพื่อทดสอบว่าผลของการเปรียบเทียบปัจจัยเป็นคู่ๆ ที่ได้ดำเนินการมานั้นมีความสอดคล้องกันของเหตุผลหรือไม่ จะใช้การวิเคราะห์หาค่าดัชนีความสอดคล้องกัน (Consistency Index, C.I.) และค่า

อัตราส่วนความสอดคล้อง (Consistency Ratio, C.R.) ถ้าผลที่ได้มีค่าไม่เกิน 10% ความไม่สอดคล้องกันของเหตุผลนั้นถือว่ายอมรับได้ ขั้นตอนต่อไปคือขั้นตอนที่สำคัญที่สุดในกระบวนการตัดสินใจ โดยนำเอาทางเลือกของการจัดการสาธาณูปโภคของโครงการแต่ละทางเลือกจากแผนภูมิลำดับชั้นในการวิเคราะห์ และทำการส่งแบบสอบถามชุดที่ 3 ไปยังผู้ประกอบการเพื่อกำหนดน้ำหนักของทางเลือกที่มีต่อแต่ละปัจจัยภายใต้เกณฑ์ทั้งสองหลังจากนั้นคำนวณหาลำดับความสำคัญรวมของแต่ละทางเลือก ซึ่งค่าทางเลือกที่มีค่าลำดับความสำคัญรวมสูงสุดจะเป็นทางเลือกที่ดีที่สุด

4. ผลการวิจัย

งานวิจัยนี้สำรวจและเก็บรวบรวมข้อมูลจากแบบสอบถามและการสัมภาษณ์ทางโทรศัพท์ โดยใช้กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์เป็นเครื่องมือในการหาลำดับความสำคัญของปัจจัยเพื่อวินิจฉัยเปรียบเทียบและจัดลำดับทางเลือกในการเลือกใช้ระบบการจัดการสาธารณูปโภคของโครงการ ดังนี้

4.1 เกณฑ์ในการประเมินทางเลือกสำหรับการเลือกใช้ระบบสาธารณูปโภคของโครงการ

จากการสัมภาษณ์เจ้าของโครงการที่ใช้เป็นกรณีศึกษา ซึ่งเป็นผู้มีอำนาจในการตัดสินใจหรือปรับเปลี่ยนการจัดการระบบสาธารณูปโภคของโครงการ ได้กำหนดเกณฑ์ในการพิจารณาไว้ 2 เกณฑ์ คือ 1) ความพึงพอใจของลูกค้า หมายถึง การคำนึงถึงความพึงพอใจของลูกค้าที่เลือกซื้อบ้านในโครงการ เพื่อสร้างความมั่นใจ ในชื่อเสียงของโครงการในระยะยาวอันจะส่งผลต่อโครงการในอนาคต 2) ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ คือ คำนึงถึงการปฏิบัติงานภายในองค์กร ถ้าตอบสนองความพึงพอใจของลูกค้าได้ดีแต่การปฏิบัติงานนั้นส่งผลให้ทำงานยาก หรือมีต้นทุนโดยรวมสูงขึ้น อาจจะมีผลกระทบต่อผลประกอบการได้

4.2 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกในการจัดการระบบสาธารณูปโภคของโครงการ

4.2.1 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า

จากกลุ่มประชากรตัวอย่างลูกค้า 20 ราย ตอบแบบสอบถามกลับมา 15 ราย ใช้ได้ 15 ราย คิดเป็นร้อยละ 75 ปัจจัยที่สำคัญและมีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการ โดยคัดเลือกจากปัจจัยที่ได้คะแนนเฉลี่ยเกิน 80% มาพิจารณา สรุปได้ดังตารางที่ 1

ปัจจัย	คะแนนรวม	ค่าเฉลี่ย	%
ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการแบบมียามประจำโครงการ	70	4.67	93.33
ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการแบบมี Real time CCTV	72	4.80	96.00
ระบบรักษาความปลอดภัยในการเข้าออกโครงการ	72	4.80	96.00
วิธีการแจ้งซ่อมงาน กรณีมีเหตุฉุกเฉิน เช่น ระบบน้ำหรือไฟฟ้าขัดข้อง	70	4.67	93.33

ตารางที่ 1 สรุปปัจจัยที่สำคัญและมีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า

4.2.2 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ

จากกลุ่มประชากรตัวอย่าง ผู้ประกอบการ 11 ราย ตอบแบบสอบถามกลับมา 10 ราย ใช้ได้ 10 ราย คิดเป็นร้อยละ 90.91 ปัจจัยที่สำคัญและมีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการ โดยคัดเลือกจากปัจจัยที่ได้คะแนนเฉลี่ยเกิน 80% มาพิจารณา สรุปได้ดังตารางที่ 2

ปัจจัย	คะแนนรวม	ค่าเฉลี่ย	%
ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมียามประจำโครงการ	48	4.80	96.00
ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมีใช้ Real time CCTV	46	4.60	92.00
ระบบรักษาความปลอดภัยในการเข้าออกโครงการ	41	4.10	82.00
จำนวนยูนิตที่เข้าร่วม ชำระค่าส่วนกลาง	41	4.10	82.00

ตารางที่ 2 สรุปปัจจัยที่สำคัญและมีอิทธิพลต่อการประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ

4.3 แผนภูมิระดับชั้นในการวิเคราะห์

ผลจากการสัมภาษณ์เจ้าของโครงการและสำรวจข้อมูลจากผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการ และลูกค้าของโครงการ โดยใช้แบบสอบถามเพื่อข้อพิจารณาหรือเกณฑ์ในการประเมินทางเลือกในการจัดการระบบสาธารณูปโภคของโครงการ สามารถนำมาสรุปเป็นองค์ประกอบของโครงสร้างแผนภูมิระดับชั้นได้ดังนี้

4.3.1 เป้าหมาย

การเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพ

4.3.2 เกณฑ์หลัก

1) ความพึงพอใจของลูกค้า

2) ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ

4.3.3 เกณฑ์รอง

ภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า

- ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการแบบมียามประจำโครงการ
- ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมี Real time CCTV
- ระบบรักษาความปลอดภัยในการเข้าออกโครงการ
- วิธีการแจ้งซ่อมงาน กรณีมีเหตุฉุกเฉิน เช่น ระบบน้ำหรือไฟฟ้าขัดข้อง

ภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ

- ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมียามประจำโครงการ
- ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมีใช้ Real time CCTV
- การติดต่อสื่อสารระหว่างโครงการ กับลูกค้า
- จำนวนยูนิตที่เข้าร่วม ชำระค่าส่วนกลาง

4.3.4 ทางเลือก

- Outsource ดูแลและเก็บค่าส่วนกลางของโครงการทั้งหมด
- โครงการดูแลและเก็บค่าส่วนกลางของโครงการทั้งหมด
- แบบผสม ระหว่างโครงการกับ Outsource

4.4 การวินิจฉัยหาลำดับความสำคัญ

ผลจากการส่งแบบสอบถามชุดที่ 2 ให้กับกลุ่มตัวอย่างทั้ง 2 กลุ่ม ทำการกำหนดน้ำหนักของปัจจัย ในแต่ละเกณฑ์เพื่อหาค่าลำดับความสำคัญ สามารถสรุปได้ดังนี้

4.4.1 เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า

จากกลุ่มประชากรตัวอย่าง ลูกค้าที่สนใจโครงการ จำนวน 15 ราย ที่ตอบแบบสอบถามชุดที่ 1 ได้ตอบแบบสอบถามชุดที่ 2 กลับมาจำนวน 13 ราย โดยกำหนดน้ำหนักของปัจจัยภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า หลังจากนั้นนำมาคำนวณในตารางเมตริกซ์ แล้วหาค่าเฉลี่ยผลรวมของแต่ละแถวนอนหรือลำดับความสำคัญของปัจจัย ดังตารางที่ 3

ค่าเฉลี่ยผลรวมของแต่แถวนอนหรือลำดับความสำคัญ						
ปัจจัย	A1	A2	A3	A4	ผลรวม	ลำดับความสำคัญ
A1	0.29	0.26	0.31	0.33	1.19	0.30
A2	0.25	0.20	0.21	0.20	0.85	0.21
A3	0.16	0.18	0.15	0.16	0.66	0.17
A4	0.30	0.36	0.33	0.31	1.30	0.32

ตารางที่ 3 แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของแต่ละปัจจัย ภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้าที่สนใจโครงการ ใช้ตัดสินใจในการประเมินทางเลือกสำหรับการจัดการระบบสาธารณูปโภคของโครงการ

โดยที่

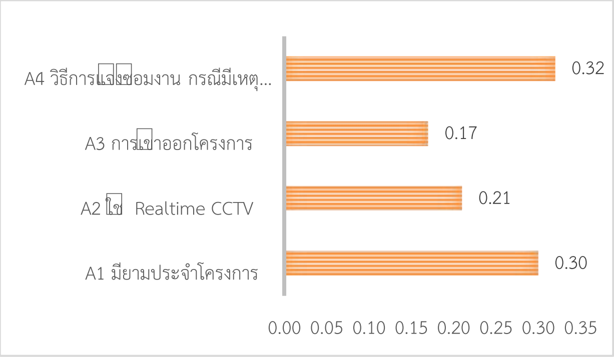
A1 = ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมียามประจำโครงการ

A2 = ระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมี Real time CCTV

A3 = ระบบรักษาความปลอดภัยในการเข้าออกโครงการ

A4 = วิธีการแจ้งซ่อมงาน กรณีมีเหตุฉุกเฉิน เช่น ระบบน้ำหรือไฟฟ้าขัดข้อง

ค่าความสำคัญนี้จะแสดงให้เห็นถึงความสำคัญของแต่ละปัจจัยภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 แผนภูมิแสดงลำดับความสำคัญของปัจจัยที่ใช้ในการตัดสินใจประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ความพึงพอใจของลูกค้า

จากแผนภูมิจะเห็นได้ว่า A4 วิธีการแจ้งซ่อมงาน กรณีมีเหตุฉุกเฉิน เช่นระบบน้ำหรือระบบไฟฟ้าขัดข้อง เป็นสิ่งที่ลูกค้าให้ความความสำคัญสูงสุด 32% อันดับสองคือ A1 ระบบรักษาความปลอดภัยโครงการแบบมียามประจำโครงการ 30% อันดับสามคือ A2 ระบบรักษาความปลอดภัยโดยใช้ Real time CCTV 21% และอันดับสุดท้ายคือ A3 ระบบรักษาความปลอดภัยในการเข้าออกโครงการ 17%

จากนั้นจะต้องทำการวิเคราะห์หาค่าดัชนีความสอดคล้อง (Consistency Index, C.I.) และอัตราส่วนความสอดคล้อง (Consistency Ratio, C.R.) เพื่อตรวจสอบหรือวิเคราะห์น้ำหนักของปัจจัยว่ามีความสอดคล้องกันหรือไม่ คือ นำเอาผลรวมของลำดับความสำคัญโดยรวม มาคูณกับค่าของการวินิจฉัยในตารางเมตริกซ์พื้นฐาน จากนั้นหาผลรวมในแนวนอนแต่ละแถว จากตารางที่ 4

ปัจจัย	A1 (0.30)	A2 (0.21)	A3 (0.17)	A4 (0.32)	ผลรวมแนวนอน
A1	0.30	0.28	0.34	0.34	1.26
A2	0.25	0.21	0.23	0.20	0.90
A3	0.17	0.20	0.17	0.17	0.70
A4	0.31	0.39	0.36	0.33	1.38

ตารางที่ 4 แสดงการหาผลรวมเพื่อหาความสอดคล้องกันของเหตุผล

จากนั้นคำนวนหาค่า λmax

$$\lambda max = \frac{(1.26/0.30) + (0.90/0.21) + (0.70/0.17) + (1.38/0.32)}{4}$$

$\lambda max =$ 4.23

คำนวณหาค่าดัชนีความสอดคล้อง C.I. และอัตราส่วนความความสอดคล้อง C.R. ได้ดังนี้

C.I. = (λmax – n) / (n – 1)

แทนค่า λmax = 4.23 และค่าปัจจัย n = 4

C.I. = (4.23 – 4) / (4 – 1)

C.I. = 0.077

แทน ค่า C.I. จากการคำนวณ = 0.077 , C.I. จากการสุ่มตัวอย่าง = 0.89 (ค่าC.I.จากการสุ่มตัวอย่างของตารางเมตริกจำนวนมาก (64,000ตาราง) โดยขนาดเมตริก 4x4 จะมีค่าเท่ากับ 0.89)

C.R. = 0.077 / 0.89 = 0.086 หรือ 8.6 %

จากค่า C.R. ที่คำนวณได้ คือ 8.6% น้อยกว่า 10% ถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด ดังนั้นแสดงว่าการวินิจฉัยนี้มีความสอดคล้องกันของเหตุผลในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

4.4.1 เกณฑ์ผลประโยชน์ในเชิงปฏิบัติการ

จากกลุ่มประชากร จากการสัมภาษณ์เจ้าของโครงการ ผู้บริหาร ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับโครงการ วิศวกรโครงการ ที่ตอบแบบสอบถามชุดที่ 1 ได้ตอบแบบสอบถามชุดที่ 2 กลับมาจำนวน 11 ราย โดยกำหนดน้ำหนักของปัจจัยภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ หลังจากนั้นนำมาคำนวณในตารางเมตริกซ์ แล้วหาค่าเฉลี่ยผลรวมของแต่ละแถวนอนหรือลำดับความสำคัญของปัจจัย ดังตารางที่ 5

ค่าเฉลี่ยผลรวมของแต่แถวนอนหรือลำดับความสำคัญ						
ปัจจัย	B1	B2	B3	B4	ผลรวม	ลำดับ ความสำคัญ
B1	0.21	0.21	0.25	0.23	0.91	0.23
B2	0.34	0.29	0.29	0.35	1.27	0.31
B3	0.09	0.11	0.10	0.09	0.39	0.10
B4	0.36	0.38	0.36	0.33	1.43	0.36

ตารางที่ 5 แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของแต่ละปัจจัย ภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ ใช้ตัดสินใจในการประเมินทางเลือกสำหรับการจัดการระบบสาธารณูปโภคของโครงการ

โดยที่

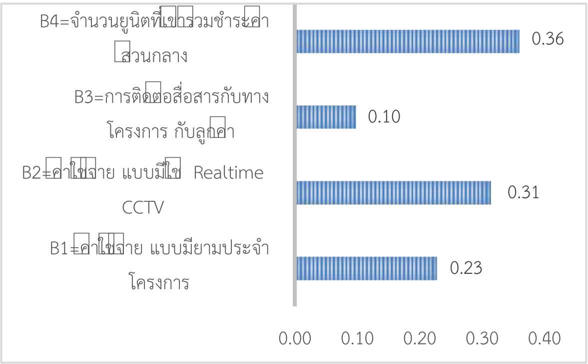
B1 = ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมียามประจำโครงการ

B2 = ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมีใช้ Real time CCTV

B3 = การติดต่อสื่อสารระหว่างโครงการ กับลูกค้า

B4 = จำนวนยูนิตที่เข้าร่วม ชำระค่าส่วนกลาง

ค่าความสำคัญนี้จะแสดงให้เห็นถึงความสำคัญของแต่ละปัจจัยภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 แผนภูมิแสดงลำดับความสำคัญของปัจจัยที่ใช้ในการตัดสินใจประเมินทางเลือกการจัดการสาธารณูปโภคสำหรับโครงการภายใต้เกณฑ์ผลประโยชน์เชิงปฏิบัติการ

จากแผนภูมิจะเห็นได้ว่า B4 จำนวนยูนิตที่เข้าร่วม ชำระค่าส่วนกลาง เป็นสิ่งที่ผู้ประกอบการให้ความสำคัญสูงสุด 36% อันดับสองคือ B2 ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมีใช้ Real time CCTV 31% อันดับสามคือ B1 ค่าใช้จ่ายระบบรักษาความปลอดภัยของโครงการ แบบมียามประจำโครงการ 23% และอันดับสุดท้ายคือ B3 การติดต่อสื่อสารระหว่างโครงการกับลูกค้า 10%

จากนั้นจะต้องทำการวิเคราะห์หาค่าดัชนีความสอดคล้อง (Consistency Index, C.I.) และอัตราส่วนความสอดคล้อง (Consistency Ratio, C.R.) เพื่อตรวจสอบหรือวิเคราะห์น้ำหนักของปัจจัยว่ามีความสอดคล้องกันหรือไม่ คือ นำเอาผลรวมของลำดับความสำคัญโดยรวม มาคูณกับค่าของการวินิจฉัยในตารางเมตริกซ์พื้นฐาน จากนั้นหาผลรวมในแนวนอนแต่ละแถว จากตารางที่ 6

ปัจจัย	B1 (0.23)	B2 (0.31)	B3 (0.10)	B4 (0.36)	ผลรวม ในแนวนอน
B1	0.23	0.23	0.25	0.24	0.95
B2	0.36	0.30	0.29	0.37	1.33
B3	0.09	0.12	0.10	0.10	0.41
B4	0.39	0.40	0.36	0.36	1.51

ตารางที่ 6 แสดงการหาผลรวมเพื่อหาความสอดคล้องกันของเหตุผล

จากนั้นคำนวนหาค่า λmax

$$\lambda max = \frac{(0.95/0.23) + (1.33/0.31) + (0.41/0.10) + (1.51/0.36)}{4}$$

λmax = 4.18

คำนวณหาค่าดัชนีความสอดคล้อง C.I. และอัตราส่วนความความสอดคล้อง C.R. ได้ดังนี้

C.I. = (λmax – n) / (n – 1)

แทนค่า λmax = 4.18 และค่าปัจจัย n = 4

C.I. = (4.18 – 4) / (4 – 1)

C.I. = 0.060

แทน ค่า C.I. จากการคำนวณ = 0.060 , C.I. จากการสุ่มตัวอย่าง = 0.89 (ค่าC.I.จากการสุ่มตัวอย่างของตารางเมตริกจำนวนมาก (64,000ตาราง) โดยขนาดเมตริก 4x4 จะมีค่าเท่ากับ 0.89)

C.R. = 0.060 / 0.89 = 0.067 หรือ 6.7 %

จากค่า C.R. ที่คำนวณได้ คือ 6.7% น้อยกว่า 10% ถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนด ดังนั้นแสดงว่าการวินิจฉัยนี้มีความสอดคล้องกันของเหตุผลในเกณฑ์ที่ยอมรับได้

4.5 การประเมินทางเลือกสำหรับการจัดการระบบสาธารณูปโภคภายในโครงการ

4.5.1 การกำหนดน้ำหนักของทางเลือกที่มีต่อปัจจัยแต่ละเกณฑ์

จากแบบสอบถามชุดที่ 3 ประกอบกับการสัมภาษณ์ เจ้าของโครงการ ผู้บริหาร ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับโครงการ และวิศวกรโครงการ จำนวน 8 ราย โดยใช้การสัมภาษณ์ทางโทรศัพท์ สามารถสรุปน้ำหนักของทางเลือกที่มีต่อปัจจัยภายใต้เกณฑ์ในการตัดสินใจ

4.5.2 การคำนวณหาทางเลือกที่ดีที่สุด

เมื่อได้ลำดับความสำคัญของเกณฑ์ที่พิจารณา ลำดับความสำคัญของแต่ละปัจจัย รวมทั้งลำดับความสำคัญของทางเลือกภายใต้ปัจจัยต่างๆ จะนำมาหาลำดับความสำคัญรวมเพื่อเป็นข้อสรุป ดังนี้

ทำการจัดกลุ่มลำดับความสำคัญของแต่ละปัจจัยภายใต้เกณฑ์พิจารณาทั้ง 2 เกณฑ์ จากนั้นให้นำลำดับความสำคัญของเกณฑ์ทั้งสองมาคูณความสำคัญของแต่ละปัจจัย ลำดับถัดไปทำการจัดกลุ่มทางเลือกภายใต้ปัจจัยต่างๆและผลคูณของลำดับความสำคัญ ดังตารางที่ 7

ทางเลือก	Outsource	Investment	Mixed
A1 (0.1830)	0.5250	0.3250	0.1500
A2 (0.1220)	0.5000	0.3250	0.1750
A3 (0.1037)	0.2000	0.6000	0.2000
A4 (0.2013)	0.2250	0.6000	0.1750
B1 (0.0897)	0.5250	0.3250	0.1500
B2 (0.1209)	0.5375	0.2625	0.2000
B3 (0.0390)	0.1500	0.6000	0.2500
B4 (0.1404)	0.3000	0.5250	0.1750

ตารางที่ 7 แสดงการจัดกลุ่มของลำดับความสำคัญของทางเลือกภายใต้ผลคูณของลำดับความสำคัญของเกณฑ์และปัจจัยต่างๆ

จากตารางที่ 7 นำลำดับความสำคัญของทางเลือกมาคูณด้วยผลคูณของลำดับความสำคัญ ของแต่ละปัจจัยในแถวนอน จากนั้นทำการหาผลรวมในแนวตั้ง ผลลัพธ์ที่ได้คือลำดับความสำคัญรวม ที่ใช้สนับสนุนการตัดสินใจในการประเมินทางเลือกสำหรับการจัดการสาธารณูปโภคของโครงการ ดังแสดงใน ตารางที่ 8

ทางเลือก	Outsource	Investment	Mixed
A1	0.0961	**0.0595**	0.0275
A2	0.0610	**0.0397**	0.0214
A3	0.0207	**0.0622**	0.0207
A4	0.0453	**0.1208**	0.0352
B1	0.0471	**0.0292**	0.0135
B2	0.0650	**0.0317**	0.0242
B3	0.0059	**0.0234**	0.0098
B4	0.0421	**0.0737**	0.0246
ผลรวม	0.3832	**0.4401**	0.1767

ตารางที่ 8 แสดงลำดับความสำคัญรวมของแต่ละทางเลือกสำหรับการจัดการสาธารณูปโภคของโครงการ

5. บทสรุป

การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ในการประเมินทางเลือกสำหรับการจัดการระบบสาธารณูปโภคโครงการอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก โดยใช้กระบวนการลำดับชั้นเชิงวิเคราะห์ (AHP) มาช่วยในการตัดสินใจสรุปได้ตามองค์ประกอบดังนี้

5.1 เป้าหมายและทางเลือกสำหรับการตัดสินใจ

เป้าหมายในการตัดสินใจในงานวิจัยนี้ คือ การเลือกใช้ระบบจัดสาธารณูปโภคที่ประสิทธิภาพ คุ้มค่าทางการลงทุนมากที่สุด และตอบสนองความพึงพอใจของลูกค้าที่สนใจบ้านในโครงการได้ดี โดยมีทางเลือก 3 ทาง ดังนี้

1) Outsource ดูแลและเก็บค่าส่วนกลางของโครงการทั้งหมด
2) Investment โครงการดูแลและเก็บค่าส่วนกลางของโครงการทั้งหมด
3) Mixed แบบผสม ระหว่างโครงการกับ Outsource

5.2 สรุปผลทางเลือกที่เหมาะสมสำหรับโครงการ

สรุปได้ว่าทางเลือก Investment หรือโครงการเป็นผู้ดูแลจัดการระบบสาธารณูปโภคโครงการเอง มีค่าลำดับความสำคัญสูงสุดเมื่อเทียบกับอีก 2 ทางเลือก โดยมีค่าลำดับความสำคัญอยู่ที่ 0.4401 เป็นผลเนื่องมาจากการที่ลูกค้าตัดสินใจซื้อบ้านในโครงการ ด้วยราคาขายบ้านที่มีมูลค่าสูง ประมาณ 15.5 – 25.5 ล้านบาท ลูกค้าที่ตัดสินใจซื้อบ้านในโครงการจึงมีความไว้ใจที่จะให้โครงการดูแลจัดการระบบเอง ถึงแม้ว่าจำนวนยูนิตในโครงการจะมีจำนวนไม่มาก และลูกค้าอาจจะต้องชำระค่าดูแลสาธารณูปโภคต่อเดือนในราคาที่สูงก็ตาม ทั้งนี้เพื่อลดต้นทุนในการบริหารจัดการระบบ ทางโครงการได้นำเทคโนโลยีเข้ามาใช้ในโครงการโดยเบื้องต้นในบ้านแต่ละหลังของโครงการได้ติดตั้งระบบรักษาความปลอดภัยภายในบ้านโดยใช้กล้องวงจรปิด และรั้วรอบบ้านที่มีความสูง 2 เมตร โดยรอบ พร้อมทั้งติดตั้งระบบ Fire Alarm ภายในบ้าน และใช้ระบบ Fibaro หรือเรียกอีกชื่อคือ Smart Home Automation สามารถทำงานควบคู่กับอุปกรณ์ได้หลายแบบ เช่น หลอดไฟ, เครื่องปรับอากาศ, ผ้าม่าน, ระบบประตูรั้วอัตโนมัติ, กล้องวงจรปิด และระบบกันขโมย เป็นต้น ซึ่งสามารถเชื่อมต่อกับสมาร์ทโฟนผ่านระบบเชื่อมต่อไร้สายได้อีกด้วย ทางเลือกอันดับที่ 2 คือ Outsource มีค่าความสำคัญอยู่ที่ 0.3832 ซึ่งมีค่าน้อยกว่าอันดับแรกอยู่เล็กน้อย ทั้งนี้เป็นผลมาจากที่โครงการในลักษณะนี้ไม่ได้เข้าข่ายให้จัดทำระบบสาธารณูปโภคส่วนกลางหรือการจัดทำนิติบุคคลเป็นไปได้ค่อนข้างยาก ลูกค้าในโครงการอาจได้รับการดูแลจากทางโครงการในเฉพาะช่วงปีแรกๆ เท่านั้น หลังจากจบโครงการ มีโอกาสสูงที่โครงการจะละเลย การจัดการระบบโดยการจ้างบริษัทที่รับจ้างบริหารระบบสาธารณูปโภคโครงการจึงเป็นทางเลือกที่ลูกค้าให้ความสำคัญเช่นกัน สุดท้าย การจัดการแบบผสม มีลำดับความสำคัญอยู่ที่ 0.1767 ลูกค้าและโครงการอาจเกิดความสับสนในขอบเขตความรับผิดชอบงาน มีโอกาสที่การ

ติดต่อประสานงานต่างๆ จะเกิดปัญหา เกิดการผลักภาระของงานขึ้น จึงเป็นทางเลือกที่ไม่เหมาะสมสำหรับการศึกษาโครงการในครั้งนี้

6. ข้อเสนอแนะ

6.1 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษา และ วิจัยต่อไป

1. ควรทำการติดตามผล สัมภาษณ์หรือทำแบบประเมินความพึงพอใจของลูกบ้านภายหลังที่โครงการนี้ส่งมอบบ้านให้ลูกค้าแล้ว

2. ควรศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์หลังจากที่มีลูกค้าซื้อบ้านในโครงการแล้ว เนื่องจากวิสัยทัศน์ของลูกค้าแต่ละรายมีผลต่อจำนวนยูนิตที่เข้าร่วมชำระส่วนกลางด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมธนารักษ์. 2561. ราคาประเมินที่ดินรอบบัญชี ปี พ.ศ.2559-2562 ของจังหวัดเชียงใหม่. [ระบบออนไลน์]. แหล่งที่มา : http://www.treasury.go.th/download/property_valuation/chiangmai.pdf

[2] ปกรณ์ พันธ์จิตวุฒิชัย (2558). กระบวนการและปัจจัยการตัดสินใจซื้อที่อยู่อาศัยในโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดเล็ก: กรณีศึกษา เขตลาดพร้าว กรุงเทพมหานคร, วิทยานิพนธ์ปริญญาเคหพัฒนศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ ภาควิชาเคหการ คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย หน้า 30-31.

[3] ปุณยนุช อยู่รอด (2552) การประยุกต์ใช้วิธีการ AHP ในการคัดเลือกบริษัทขนส่ง : กรณีศึกษาธนาคารพาณิชย์, วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาการจัดการโซ่อุปทานแบบบูรณาการ บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยธุรกิจบัณฑิต หน้า 20-26.

[4] สุรเดช เติมเจิม (2551). วิธีบริหารนิติบุคคลหมู่บ้านจัดสรรโครงการบ้านแถว : กรณีศึกษา 13 โครงการบ้านแถวในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร, วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาสถาปัตยกรรม ภาควิชาสถาปัตยกรรมศาสตร์ คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย หน้า 79-84.

การวิเคราะห์แนวทางการตรวจรับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัย

Analysis of Building Information Modeling Inspection Guidelines for University Building Construction

เบญจวรรณ พักดี[1,*] เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง[2] พรพจน์ นุเสน[3] และ มานพ แก้วโมราเจริญ[4]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

[2] หลักสูตรวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์ จ.อุตรดิตถ์

[3] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address:benjawan015@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันมหาวิทยาลัยในกำกับของรัฐจังหวัดเชียงใหม่แห่งหนึ่งมีโครงการก่อสร้างอาคาร เพื่อใช้สำหรับการเรียนการสอนและอาคารสำนักงานของบุคลากรในหน่วยงาน โดยได้มีการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้าง ซึ่งปัญหาที่พบส่วนใหญ่เกิดจากบุคลากรในหน่วยงานไม่มีความเชี่ยวชาญในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารบนพื้นฐานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เพื่อวิเคราะห์หาแนวทางในการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัยและวิเคราะห์หาช่องว่างในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัยบนพื้นฐานของแบบจำลองสารสนเทศอาคาร โดยใช้แบบสอบถามและสัมภาษณ์บุคลากรและผู้บริหารในหน่วยงานมหาวิทยาลัยในกำกับของรัฐจังหวัดเชียงใหม่แห่งหนึ่ง โดยนำข้อมูลที่ได้จากแบบสอบถามและสัมภาษณ์มาทำการวิเคราะห์ เพื่อหาแนวทางและช่องว่างในการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร เพื่อตรวจรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัยต่อไป ในงานวิจัยนี้เบื้องต้นพบว่าบุคลากรในสายปฏิบัติการทางด้านงานออกแบบและก่อสร้าง ยังไม่มีความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร อาจทำให้การประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารเพื่อตรวจรับงานก่อสร้างของหน่วยงาน เป็นไปด้วยความยากลำบาก โดยบุคลากรส่วนใหญ่มีความคิดเห็น ให้หน่วยงานจัดอบรมหรือจัดให้บุคลากรเข้ารับการอบรมเกี่ยวกับแบบจำลองสารสนเทศ

คำสำคัญ: แบบจำลองสารสนเทศอาคาร, การตรวจรับงานก่อสร้างอาคาร, มหาวิทยาลัยในกำกับของรัฐจังหวัดเชียงใหม่แห่งหนึ่ง

Abstract

Nowadays, there are many building's construction projects of the National Universities under care of government in Chiang Mai for the purpose of academic and administration buildings by the application of Building Information Modelling or BIM. Which followed by the problem that the inspectors are not specialise to examine the project based on BIM. Therefore, to solve the issues in the construction projects based on BIM by surveying and interviewing the inspectors and board of Universities. Then, analyse the surveys and interviews to determine the solution aim to help improved the quality of constructions examinations for the Universities. At the first stage of this study, shown that the issues regard to the lack of knowledge toward BIM among the inspectors and board of the Universities. In which resulted in the less effective examination quality of building's construction projects that base on BIM. Primary, the inspectors and board suggested the training course of BIM for the better understand of it.

Keywords: Building Information Modelling, Building Construction Inspection, National Universities Under care of Government in Chiang Mai

1. ที่มาและความสำคัญ

ปัจจุบันงานก่อสร้างในประเทศไทยได้มีการพัฒนาและเติบโตขึ้นอย่างรวดเร็วและต่อเนื่อง ทำให้เกิดโครงการใหม่ๆ ขึ้นเป็นจำนวนมาก นอกจากนี้การนำเทคโนโลยีใหม่ๆ มาประยุกต์ใช้กับการก่อสร้างตั้งแต่ขั้นตอนของการออกแบบ ระหว่างการก่อสร้าง ตลอดจนการส่งมอบงานและการตรวจรับงาน โดยจะใช้ระบบคอมพิวเตอร์มาช่วยในการควบคุมกระบวนการต่างๆ โดยสร้างแบบจำลองสารสนเทศเสมือนของอาคารที่มีความแม่นยำ เช่น การออกแบบ การเขียนแบบ การคำนวณโครงสร้าง การประมาณราคา การจัดซื้อ รวมไปถึงการวางแผนงานต่างๆ ของอาคาร

การตรวจรับงานก่อสร้าง เป็นกระบวนการสุดท้ายของการก่อสร้างอาคาร ซึ่งมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง เนื่องจากการตรวจรับงานนั้นจะต้องจัดทำแบบก่อสร้างจริง (As-Built Drawing) ให้สอดคล้องกับสิ่งที่ผู้ก่อสร้าง

ได้ทำการก่อสร้างอาคารนั้นจริง ไม่ว่าจะเป็นในส่วนของระยะ ขนาด หรือตำแหน่งต่างๆ ของงานระบบ เป็นต้น ทั้งนี้ เพื่อที่ผู้ใช้งานหรือผู้ใช้อาคารดังกล่าวจะนำข้อมูลเหล่านี้ไปใช้ในการบำรุงรักษาอาคาร และบริหารจัดการอาคารในอนาคตได้ ซึ่งการจัดทำแบบก่อสร้างจริงสำหรับงานราชการในรูปแบบเดิม มักจะพบปัญหาจากการเปลี่ยนแปลงแก้ไขแบบรูปรายการอยู่เสมอ ทำให้แบบก่อสร้างจริงที่ได้นั้น มีความบกพร่องและขาดรายละเอียดของแบบรูปรายการบางอย่าง หรือแม้กระทั่งรายการที่มีการเปลี่ยนแปลงแก้ไขแบบรูปรายการก็มักจะไม่สอดคล้องกันทั้งโครงการ

แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling - BIM) มักจะถูกนำมาใช้ตั้งแต่ขั้นตอนการก่อสร้าง เพื่อช่วยลดความขัดแย้งและข้อผิดพลาดที่จะเกิดขึ้นในงานก่อสร้าง โดยการนำแบบจำลองสารสนเทศมาใช้ในช่วงของการก่อสร้าง ตลอดจนการตรวจรับงานอาคารเพื่อให้มีความถูกต้อง ครบถ้วน และสมบูรณ์เป็นไปตามข้อกำหนดและขอบเขตของงานก่อสร้างนั้นๆ ทั้งนี้ เพื่อให้การตรวจรับงานอาคารของราชการเป็นไปด้วยความเรียบร้อยและรวดเร็ว จึงจำเป็นจะต้องมีผู้ที่มีความรู้และเข้าใจในหลักการของแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling-BIM) ที่จะเป็นผู้ตรวจรับงานก่อสร้างอาคารของราชการ ผู้ทำการศึกษาจึงเห็นความสำคัญในการหาช่องว่าง (Gap Analysis) ในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัยบนพื้นฐานของแบบจำลองสารสนเทศอาคาร และหาแนวทางในการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารมหาวิทยาลัย เพื่อลดความขัดแย้ง ผิดพลาดของแบบรูปรายการที่มีการเปลี่ยนแปลงและให้มีความสอดคล้องกับการก่อสร้างจริง ตลอดจนช่วยลดระยะเวลาในการตรวจรับงานของราชการ และเพิ่มประสิทธิภาพในการตรวจรับงานให้มีความถูกต้อง แม่นยำ และรวดเร็วมากยิ่งขึ้น นอกจากนี้ ยังเป็นการพัฒนาให้องค์กรมีความทันสมัย ก้าวทันเทคโนโลยี และใช้เทคโนโลยีให้เกิดประโยชน์กับงานราชการต่อไป

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การบริหารสัญญาและการตรวจรับพัสดุ

งานก่อสร้างตามพระราชบัญญัติการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุภาครัฐ พ.ศ. 2560หมายความว่า งานก่อสร้างอาคาร งานก่อสร้างสาธารณูปโภค หรือสิ่งปลูกสร้างอื่นใดและการซ่อมแซม ต่อเติม ปรับปรุง รื้อถอน หรือการกระทำอื่นที่มีลักษณะทำนองเดียวกันต่ออาคาร สาธารณูปโภค หรือสิ่งปลูกสร้างดังกล่าว รวมทั้งงานบริการที่รวมอยู่ในงานก่อสร้างนั้นด้วย แต่มูลค่าของงานบริการต้องไม่สูงกว่ามูลค่าของงานก่อสร้างนั้น

การจัดซื้อจัดจ้างของหน่วยงานราชการจะเริ่มดำเนินการตั้งแต่ขั้นตอนการจัดทำประกาศแผนการจัดซื้อจัดจ้าง การจัดทำรายงานของซื้อขอจ้าง ตลอดจนการตรวจรับพัสดุและการจำหน่ายพัสดุ ซึ่งในแต่ละขั้นตอนของการดำเนินการจัดซื้อจัดจ้างนั้น จะมีการแต่งตั้งคณะกรรมการจัดซื้อจัดจ้างเพื่อทำหน้าที่ในส่วนที่เกี่ยวข้องของแต่ละขั้นตอน เพื่อให้เกิดความโปร่งใส คุ้มค่า สามารถตรวจสอบได้ และมีประสิทธภาพและประสิทธิผลให้เป็นไปตามหลักการจัดซื้อจัดจ้าง โดยมีขั้นตอนและกระบวนการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุ ดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ขั้นตอนและกระบวนการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุ

2.1.1 ขั้นตอนในการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง

ขั้นตอนในการตรวจการจ้างมีขั้นตอนในการดำเนินการ ดังนี้

1. ผู้รับจ้างมีหนังสือส่งงานถึงหน่วยงานเจ้าของสัญญา (ผู้ว่าจ้าง) หรือผู้ควบคุมงาน

2. ผู้ควบคุมงาน ตรวจสอบความครบถ้วนถูกต้องก่อนบันทึกเสนอถึงประธานกรรมการตรวจการจ้าง

3. ประธานกรรมการตรวจการจ้าง นัดวัน เวลา สถานที่ ทำการตรวจการจ้าง แจ้งให้กรรมการตรวจการจ้างทุกท่านทราบ

4. กรรมการตรวจการจ้างทุกท่าน ลงนามรับทราบวัน เวลา สถานที่ทำการตรวจรับและไปทำการตรวจรับตามกำหนด

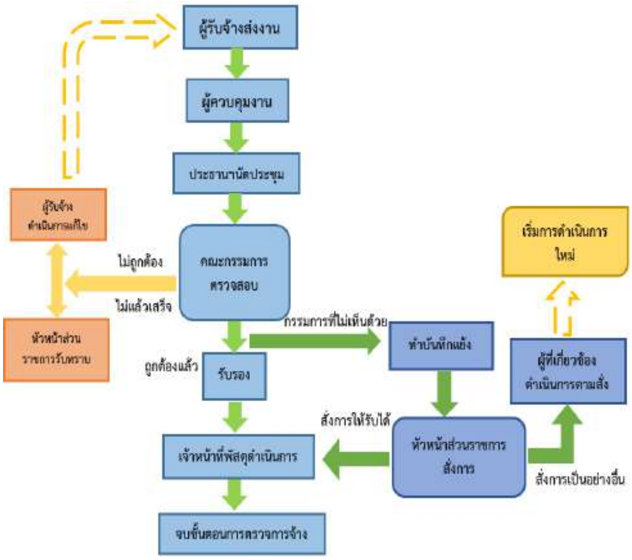
5. เห็นว่าการส่งงานถูกต้องครบถ้วน เป็นไปตามรูปแบบ และข้อกำหนดสัญญา ให้ลงนามในรายงานใบรับรองผลการปฏิบัติงาน (การควบคุม) โดยทำอย่างน้อย 2 ฉบับ ให้ผู้รับจ้าง 1 ฉบับ และเจ้าหน้าที่พัสดุ 1 ฉบับ (หากจะให้สะดวกไม่มีปัญหาทางปฏิบัติผู้ควบคุมงานควรเก็บไว้ 1 ฉบับ ให้เจ้าหน้าที่พัสดุ 2 ฉบับเพื่อเก็บแนบเรื่อง 1 ฉบับ และส่งไปเบิกจ่ายเงินอีก 1 ฉบับ)

6. กรณีผลงานที่ส่งมอบไม่เป็นไปตามรูปแบบและข้อกำหนดสัญญา แจ้งให้ผู้รับจ้างแก้ไขรายงานให้ผู้อำนวยการหรือหัวหน้าหน่วยงานทราบหรือสั่งการแล้วแต่กรณี (แจ้งผู้รับจ้างเป็นลายลักษณ์อักษรและปฏิบัติตามระเบียบงานสารบรรณ)

7. มติของคณะกรรมการตรวจการจ้างให้ถือมติเอกฉันท์ (ไม่ใช่เสียงข้างมาก) กรณีกรรมการตรวจการจ้างบางคนทำความเห็นแย้งไว้ ให้เสนอผู้อำนวยการพิจารณาสั่งการ ถ้าสั่งการให้รับก็ให้คณะกรรมการฯ ดำเนินการตรวจรับ และลงนามในใบรับรองผลการปฏิบัติงานต่อไป

8. การตรวจการจ้างโดยปกติต้องตรวจสอบทั้งปริมาณและคุณภาพ กล่าวคือ ปริมาณ ตรวจสอบว่าทำงานได้ปริมาณครบถ้วนถูกต้อง ปริมาณ

จริงกับที่ขอส่งงานตรงกันหรือไม่ คุณภาพ ตรวจสอบว่าวัสดุที่นำมาใช้ได้มาตรฐานตามที่กำหนดหรือไม่ หากต้องทดลองผลทดลองต้องใช้ได้ การตรวจการจ้างจะสมบูรณ์ก็ต่อเมื่อการส่งมอบงานได้ทั้งปริมาณและคุณภาพจึงจะรับงานและส่งเบอกจ่ายเงินต่อไปได้ ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขั้นตอนในการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง

จากรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้างนั้น จะต้องมีเจ้าหน้าที่ของรัฐ ได้แก่ ข้าราชการ ลูกจ้างประจำ พนักงานราชการ พนักงานมหาวิทยาลัย พนักงานของรัฐ หรือพนักงานของรัฐที่เรียกชื่ออย่างอื่นที่ได้รับการแต่งตั้งจากหัวหน้าส่วนราชการหรือผู้มีอำนาจ เพื่อทำหน้าที่ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง

2.1.2 คณะกรรมการตรวจรับพัสดุในงานจ้างก่อสร้าง

คณะกรรมการตรวจรับพัสดุในงานจ้างก่อสร้าง มีหน้าที่ดังต่อไปนี้

1. ตรวจสอบคุณวุฒิของผู้ควบคุมงานก่อสร้างของผู้รับจ้างให้เป็นไปตามกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคาร

2. ตรวจสอบรายงานการปฏิบัติงานของผู้รับจ้าง และเหตุการณ์แวดล้อมที่ผู้ควบคุมงานของหน่วยงานของรัฐรายงาน โดยตรวจสอบกับแบบรูปรายการละเอียดและข้อกำหนดในสัญญาหรือข้อตกลงทุกสัปดาห์ รวมทั้งรับทราบหรือพิจารณาการสั่งหยุดงาน หรือพักงานของผู้ควบคุมงานแล้วรายงานหัวหน้าหน่วยงานของรัฐเพื่อพิจารณาสั่งการต่อไป

3. ให้คณะกรรมการตรวจรับพัสดุหรือกรรมการที่ได้รับมอบหมายจากคณะกรรมการ ตรวจรับพัสดุออกตรวจงานจ้าง ณ สถานที่ที่กำหนดไว้ในสัญญาหรือที่ตกลงให้ทำงานจ้างนั้นๆ ตามเวลาที่เหมาะสมและเห็นสมควร และจัดทำบันทึกผลการออกตรวจนั้นไว้เพื่อเป็นหลักฐานด้วย

4. นอกจากการดำเนินการตาม (1) และ (2) ในกรณีมีข้อสงสัยหรือมีกรณีที่เห็นว่าแบบรูปรายการละเอียดและข้อกำหนดในสัญญาหรือมีข้อตกลงมีข้อความคลาดเคลื่อนเล็กน้อย หรือไม่เป็นไปตามหลักวิชาการช่างให้มีอำนาจสั่งเปลี่ยนแปลงแก้ไขเพิ่มเติม หรือตัดทอนงานจ้างได้ตามที่เห็นสมควร และตามหลักวิชาการช่าง เพื่อให้เป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียด

5. โดยปกติให้ตรวจผลงานที่ผู้รับจ้างส่งมอบภายใน 3 วันทำการ นับแต่วันที่ประธานกรรมการ ได้รับทราบการส่งมอบงาน และให้ทำการตรวจรับให้เสร็จสิ้นไปโดยเร็วที่สุด

6. เมื่อตรวจเห็นว่าเป็นการถูกต้องครบถ้วนเป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียดและข้อกำหนดในสัญญาแล้ว ให้ถือว่าผู้รับจ้างส่งมอบงานครบถ้วนตั้งแต่วันที่ผู้รับจ้างส่งงานจ้างนั้น และให้ทำใบรับรองผลการปฏิบัติงานทั้งหมดหรือเฉพาะงวด แล้วแต่กรณี โดยลงชื่อไว้เป็นหลักฐานอย่างน่อย 2 ฉบับ มอบให้แก่ผู้รับจ้าง 1 ฉบับ และเจ้าหน้าที่พัสดุ 1 ฉบับ เพื่อทำการเบิกจ่ายเงินตามระเบียบว่าด้วยการเบิกจ่ายเงินจากคลัง และรายงานให้หัวหน้าส่วนราชการทราบ

ในกรณีที่เห็นว่าผลงานที่ส่งมอบทั้งหมดหรืองวดใดก็ตามไม่เป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียดและข้อกำหนดในสัญญาจ้างให้รายงานหัวหน้าส่วนราชการผ่านหัวหน้าเจ้าหน้าที่พัสดุเพื่อทราบ หรือสั่งการแล้วต่อกรณี

7. ในกรณีที่กรรมการตรวจการจ้างบางคนไม่ยอมรับงานโดยทำความเห็นแย้งไว้ ให้เสนอหัวหน้าส่วนราชการเพื่อพิจารราสั่งการ ถ้าหัวหน้าส่วนราชการสั่งการให้ตรวจรับงานจ้างนั้นไว้ จึงจะดำเนินการตาม (ข้อที่ 6)

2.1.3 ผู้ควบคุมงาน

ในการจ้างก่อสร้างแต่ละครั้งที่มีขั้นตอนการดำเนินการเป็นระยะ ๆ อันจำเป็นต้องมีการควบคุมงานอย่างใกล้ชิด หรือมีเงื่อนไขการจ่ายเงินเป็นงวดตามความก้าวหน้าของงาน ให้หัวหน้าหน่วยงานของรัฐแต่งตั้งผู้ควบคุมงานที่มีความรู้ความชำนาญทางด้านช่างตามลักษณะของงานก่อสร้างจากข้าราชการ ลูกจ้างประจำ พนักงานราชการ พนักงานมหาวิทยาลัย พนักงานของรัฐ หรือพนักงานของหน่วยงานของรัฐที่เรียกชื่ออย่างอื่นของหน่วยงานของรัฐนั้น หรือข้าราชการ ลูกจ้างประจำพนักงานราชการ พนักงานมหาวิทยาลัย พนักงานของรัฐ หรือพนักงานของหน่วยงานของรัฐที่เรียกชื่ออย่างอื่นของหน่วยงานของรัฐอื่น ตามที่ได้รับความยินยอมจากหัวหน้าหน่วยงานของรัฐที่ผู้นั้นสังกัดแล้ว ในกรณีที่ลักษณะของงานก่อสร้างมีความจำเป็นต้องใช้ความรู้ความชำนาญหลายด้าน จะแต่งตั้งผู้ควบคุมงานเฉพาะด้านหรือเป็นกลุ่มบุคคลก็ได้

ผู้ควบคุมงานควรมีคุณวุฒิตามที่ผู้ออกแบบเสนอแนะ และโดยปกติจะต้องมีคุณวุฒิไม่ต่ำกว่าระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพ

ในกรณีจำเป็นจะต้องจ้างผู้ให้บริการควบคุมงานก่อสร้างเป็นผู้ควบคุมงาน ให้ดำเนินการจ้างโดยถือปฏิบัติตามหมวด 4

ผู้ควบคุมงาน มีหน้าที่ดังต่อไปนี้

1. ตรวจและควบคุมงาน ณ สถานที่ที่กำหนดไว้ในสัญญา หรือที่ตกลงให้ทำงานจ้างนั้นๆ ทุกวันให้เป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียด และข้อกำหนดในสัญญาทุกประการโดยสั่งเปลี่ยนแปลงแก้ไขเพิ่มเติม หรือตัดทอนงานจ้างได้ตามที่เห็นสมควร และตามหลักวิชาช่างเพื่อให้เป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียด และข้อกำหนดในสัญญา ถ้าผู้รับจ้างขัดขืนไม่ปฏิบัติตามก็สั่งให้หยุดงานนั้นเฉพาะส่วนหนึ่งส่วนใดหรือทั้งหมดแล้วแต่กรณีไว้ก่อน จนกว่าผู้รับจ้างจะปฏิบัติให้ถูกต้องตามคำสั่งและให้รายงาน

คณะกรรมการตรวจรับพัสดุหรือผู้ที่ได้รับมอบหมายให้ทำหน้าที่รับผิดชอบการบริหารสัญญาหรือข้อตกลง และการตรวจรับพัสดุที่เป็นงานจ้างก่อสร้างทันที

2. ในกรณีที่ปรากฏว่าแบบรูปรายการละเอียด หรือข้อกำหนดในสัญญามีข้อความขัดกันหรือเป็นที่คาดหมายได้ว่าถึงแม้ว่างานนั้นจะได้เป็นไปตามแบบรูปรายการละเอียด และข้อกำหนดในสัญญาแต่เมื่อสำเร็จแล้วจะไม่มั่นคงแข็งแรง หรือไม่เป็นไปตามหลักวิชาช่างที่ดี หรือไม่ปลอดภัย ให้สั่งพักงานนั้นไว้ก่อน แล้วรายงานคณะกรรมการตรวจรับพัสดุหรือผู้ที่ได้รับมอบหมายให้ทำหน้าที่รับผิดชอบการบริหารสัญญาหรือข้อตกลงและการตรวจรับพัสดุที่เป็นงานจ้างก่อสร้างโดยเร็ว

3. จดบันทึกสภาพการปฏิบัติงานของผู้รับจ้างและเหตุการณ์แวดล้อมเป็นรายวัน พร้อมทั้งผลการปฏิบัติงาน หรือการหยุดงานและสาเหตุที่มีการหยุดงานอย่างน้อย ๒ ฉบับ เพื่อรายงานให้คณะกรรมการตรวจรับพัสดุหรือผู้ที่ได้รับมอบหมายให้ทำหน้าที่รับผิดชอบการบริหารสัญญาหรือข้อตกลงและการตรวจรับพัสดุที่เป็นงานจ้างก่อสร้างทราบทุกสัปดาห์ และเก็บรักษาไว้เพื่อมอบให้แก่เจ้าหน้าที่เมื่อเสร็จงานแต่ละงวด โดยถือว่าเป็นเอกสารสำคัญของทางราชการเพื่อประกอบการตรวจสอบของผู้มีหน้าที่

การบันทึกการปฏิบัติงานของผู้รับจ้างให้ระบุรายละเอียด ขั้นตอนการปฏิบัติงานและวัสดุที่ใช้ด้วย ดังแสดงในรูปที่ 3

4. ในวันกำหนดเริ่มงานของผู้รับจ้างตามสัญญาและในวันถึงกำหนดส่งมอบงานแต่ละงวดให้รายงานผลการปฏิบัติงานของผู้รับจ้างว่าเป็นไปตามสัญญาหรือไม่ ให้คณะกรรมการตรวจรับพัสดุหรือผู้ที่ได้รับมอบหมายให้ทำหน้าที่รับผิดชอบการบริหารสัญญาหรือข้อตกลงและการตรวจรับพัสดุที่เป็นงานจ้างก่อสร้างทราบภายใน 3 วันทำการ นับแต่วันถึงกำหนดนั้น ๆ

รูปที่ 3 หน้าที่ของผู้ควบคุมงาน

2.1.4 ระยะเวลาในการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง

ระยะเวลาในการตรวจรับพัสดุงานจ้างก่อสร้างจะมีระยะเวลาในการดำเนินการ ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตารางระยะเวลาในการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง

ราคาค่างาน	ผู้ควบคุมงาน		คณะกรรมการตรวจการจ้าง	
	งวดงาน	งวดสุดท้าย	งวดงาน	ตรวจรับงาน
ทุกราคาค่างาน	3 วัน	3 วัน	3 วัน	5 วัน

โดยมีหลักเกณฑ์ประกอบการตรวจรับพัสดุ-งานจ้างก่อสร้าง ดังต่อไปนี้

1. ต้องเร่งดำเนินการตรวจการจ้างให้แล้วเสร็จโดยเร็วที่สุด ไม่ควรเกินระยะเวลาตามที่กำหนดข้างต้น

2. การนับวันดำเนินการของคณะกรรมการตรวจการจ้าง ให้นับวันถัดจากวันที่ผู้ควบคุมงานได้ดำเนินการแล้วเสร็จและรายงานให้ประธานฯ ทราบ

3. กรณีดำเนินการไม่แล้วเสร็จภายในกำหนดเวลา ให้รายงานผู้อำนวยการหรือหัวหน้าหน่วยงาน พร้อทเหตุผลความจำเป็นและแจ้งให้ผู้รับจ้างทราบด้วย

นอกจากนี้ การจัดทำร่างขอบเขตของงานหรือรายละเอียดคุณลักษณะเฉพาะของพัสดุหรือแบบรูปรายการงานก่อสร้างให้มีมาตรฐานและเป็นประโยชน์ต่อทางราชการ ตลอดจนการกำหนดระยะเวลาในการดำเนินการก่อสร้าง และการแบ่งงวดงาน เพื่อให้สอดคล้องกับการดำเนินการก่อสร้างของแต่ละโครงการ ซึ่งในการส่งงวดงานของผู้รับจ้างในแต่ละงวดนั้นจะต้องมีเอกสารหรือข้อมูลที่เกี่ยวข้องประกอบการส่งงวดงานให้เป็นไปตามร่างขอบเขตของงานหรือรายละเอียดคุณลักษณะเฉพาะของพัสดุหรือแบบรูปรายการงานก่อสร้าง

2.2 แบบจำลองสารสนเทศอาคาร

2.2.1 ความหมายแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling - BIM) เป็นกระบวนการที่บูรณาการการทำงานของแต่ละขั้นตอนในการออกแบบและการก่อสร้างอาคาร โดยการสร้างแบบจำลอง (Building Model) ทั้ง 2 มิติ และ 3 มิติ ที่ประกอบไปด้วยข้อมูลหรือสารสนเทศ (Information) เพื่อบูรณาการกระบวนการทำงานทุกขั้นตอนเข้าด้วยกันอย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งแนวคิดของ BIM ได้ถูกนำเสนอครั้งแรกโดย Charlet M. Eastman และได้ทำการตีพิมพ์ในวารสารเอไอเอ (AIA Journal) ในปี ค.ศ. 1975 โดยใช้ชื่อว่า “Building Description System” จนกระทั่งปี ค.ศ. 1986 Robert Aish ได้เสนอให้เปลี่ยนมาใช้คำว่าว่า “Building Information Modeling” นอกจากความสามารถที่บูรณาการการทำงานออกแบบสถาปัตยกรรม ทั้ง 2 มิติและ 3 มิติแล้ว ยังสามารถนำไปใช้ในการจำลองอาคารและข้อมูลต่างๆของอาคาร ตลอดจนนำไปใช้ในงานด้านวิศวกรรมอื่นๆ เช่น งานด้านวิศวกรรมสุขาภิบาลและสิ่งแวดล้อม งานด้านวิศวกรรมเครื่องกล งานด้านวิศวกรรมไฟฟ้า งานก่อสร้างและบริการโครงการก่อสร้าง งานบำรุงรักษาและบริหารจัดการอาคาร เป็นต้น

ในปัจจุบันมีโปรแกรมหรือซอฟแวร์แบบจำลองสารสนเทศอาคารอยู่หลายผลิตภัณฑ์ ได้แก่

- Autodesk Revit ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Autodesk
- ArchiCAD ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Graphisoft

- Vectorworks และ Allplan Architecture ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Nemetschek
- AECOsim Building Designer ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Bentley System, Inc.
- Tekla Structure ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Tekla
- Solibri Model Checker และ Solibri Model Viewer ผลิตภัณฑ์ของบริษัท Solibri

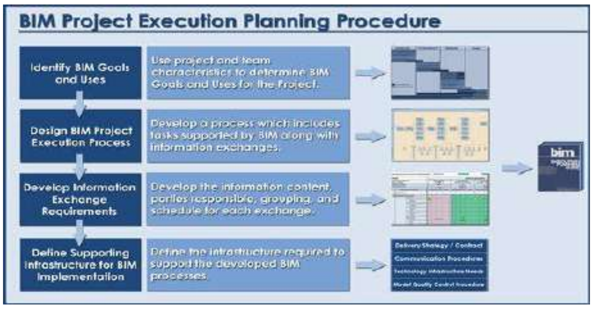
ซึ่งซอฟต์แวร์แต่ละตัวต่างก็มีลักษณะของการจัดเก็บไฟล์ข้อมูลที่แตกต่างกันออกไป ไม่สามารถแลกเปลี่ยนข้อมูลกันได้อย่างสมบูรณ์ จึงทำให้เกิดแนวคิดในการกำหนดมาตรฐานข้อมูลกลาง เพื่อใช้สำหรับในการแลกเปลี่ยนข้อมูลระหว่างซอฟต์แวร์แบบจำลองสารสนเทศอาคารโดยจะมีหน่วยงานชื่อ building SMART (เดิมคือIAI หรือ International Alliance for Interoperability) ได้ทำการพัฒนาฐานข้อมูลการขึ้นที่มีชื่อว่า "IFC" (Industry Foundation Classes) ขึ้น แต่มาตรฐานข้อมูลดังกล่าวอยู่ในระหว่างการพัฒนา ซึ่งในปัจจุบันการนำเข้าและส่งออกไฟล์ IFC มีเพียงซอฟต์แวร์แบบจำลองสารสนเทศอาคารBIM บางตัวเท่านั้นที่สามารถทำได้

2.2.2 Employer Information Requirement -EIR

Employer Information Requirement หรือข้อจำกัดของผู้ว่าจ้างเป็นเครื่องมือของผู้ว่าจ้างที่จะช่วยในการบอกถึงความต้องการหรือขอบเขตของผู้ว่าจ้าง เช่น ต้องการข้อมูลอะไรบ้าง ความละเอียดของข้อมูลที่ต้องการมากน้อยแค่ไหน และจะนำไปใช้ในด้านไหน เป็นต้น ซึ่งนอกจากผู้ว่าจ้าง จะได้รับข้อมูลสารสนเทศจากการสร้าง BIM Model แล้ว ผู้ว่าจ้างยังสามารถที่จะใช้ข้อมูลดังกล่าวในการตัดสินใจในระหว่างการดำเนินการก่อสร้างตลอดระยะเวลาที่ดำเนินการก่อสร้างได้อีกด้วย การทำความเข้าใจในการเข้าถึงข้อมูลและการนำข้อมูลไปใช้นั้น จะต้องมีการจัดเตรียมข้อมูลอย่างดีและผู้ร่วมงานทุกฝ่ายสามารถนำข้อมูลไปใช้ร่วมกันได้ การจำแนกแนกหัวข้อต่างๆ และแลกเปลี่ยนความคิดเห็นของผู้ร่วมงานทุกฝ่ายจะทำให้ผู้ว่าจ้างเข้าถึงการตัดสินใจในแต่ละช่วงของโครงการก่อสร้างได้ นอกจากนี้การจำแนก BIM Component ด้วย LOD และทำรายการการใช้งานที่ชัดเจนจะเป็นองค์ประกอบที่จะนำไปสู่การทำ BIM Execution Plan ที่บรรจุความต้องการข้อมูลตามที่วางไว้และให้ทุกฝ่ายทำงานได้

2.2.3 ขั้นตอนการวางแผนดำเนินการโครงการ BIM (The BIM Project Execution Planning Procedure)

การวางแผนดำเนินการโครงการจะทำให้ทุกฝ่ายสามารถนำข้อมูลของโครงการไปใช้ร่วมกันได้และเป็นไปตามวัตถุประสงค์ของโครงการที่ได้กำหนดไว้ โดยนำข้อมูลที่ได้มาใช้ในการออกแบบวิธีการทำงานให้ทุกฝ่ายเห็นชอบร่วมกันและมีความสอดคล้องกัน สามารถปรับปรุงหรือแก้ไขงานได้ตลอดเวลา เพราะผู้ร่วมทำงานทุกฝ่ายสามารถเข้าถึงข้อมูลที่มีการอัพเดทได้อย่างต่อเนื่อง โดยมีขั้นตอนในการวางแผนการดำเนินการโครงการทั้งหมด 4 ขั้นตอน ได้แก่ การกำหนดหรือระบุเป้าหมายการใช้ BIM การออกแบบกระบวนการดำเนินการ BIM การพัฒนาแลกเปลี่ยนข้อมูล BIM และการกำหนดโครงสร้างพื้นฐานที่รองรับการใช้งาน BIM ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 The BIM Project Execution Planning Procedure

2.2.4 หลักการและกระบวนการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling - BIM)

หลักการในการทำงานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling - BIM) เป็นการสร้างแบบจำลองอาคาร (Building Model) ขึ้นด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยประกอบขึ้นจากองค์ประกอบต่างๆ ของอาคาร (Building Component) เช่น เสา ผนัง พื้น หลังคา ประตูหน้าต่าง ซึ่งองค์ประกอบต่างๆ จะประกอบไปด้วยข้อมูลกราฟิก (Graphics) ทั้ง 2 มิติและ 3 มิติ ตัวอย่างเช่น ขนาด ระยะ สี วัสดุ เป็นต้น และข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟิก (Non-Graphics) ตัวอย่างเช่น ข้อมูลผู้ผลิต รุ่น ราคา เป็นต้น ซึ่งแบบจำลองสารสนเทศอาคารเป็นการเก็บแบบจำลองอาคารพร้อมข้อมูลสารสนเทศทั้งหมดรวมไว้ในฐานข้อมูลกลางของระบบ แบบจำลองสารสนเทศอาคารสามารถแสดงผลแบบจำลองอาคารได้ให้อยู่ในรูปแบบของมุมมอง (View) ในลักษณะต่างๆ ที่มีความเหมาะสมตามการใช้งานได้ ตัวอย่างเช่น มุมมองรูป 2 มิติ ได้แก่ ผังพื้น รูปด้าน รูปตัด หรือมุมมองรูป 3 มิติ ได้แก่ รูปทัศนียภาพและรูป Isometric เป็นต้น นอกจากนี้ยังสามารถแสดงผลในรูปของตารางรายการข้อมูลต่างๆ เช่น ปริมาณวัสดุหรือพื้นที่ใช้สอย จากแบบจำลองอาคารได้อีกด้วย และเนื่องจากแบบจำลองสารสนเทศอาคารจัดเก็บข้อมูลแบบจำลองอาคารทั้งหมดรวมอยู่ในฐานข้อมูลกลาง ดังนั้น หากผู้ใช้งานทำการเปลี่ยนแปลงแก้ไขส่วนใดส่วนหนึ่งในแบบจำลองอาคาร จะทำให้การแก้ไขส่งผลไปยังฐานข้อมูลกลาง ซึ่งส่งผลให้การแสดงผลแบบจำลองอาคารที่เกี่ยวข้องมีความเปลี่ยนแปลงไปด้วย

ทั้งนี้ แบบจำลองสารสนเทศอาคารยังมีสามารถสร้างความสัมพันธ์ด้านตัวแปร (Parameter) ระหว่างองค์ประกอบในแบบจำลองอาคาร ซึ่งทำให้ผู้ใช้งานสามารถปรับเปลี่ยนขนาดและระยะต่างๆ ของงานออกแบบได้ง่ายและสะดวกรวดเร็วยิ่งขึ้น

2.2.5 การกำหนดมาตรฐานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

ในการออกแบบสถาปัตยกรรมในแต่ละขั้นตอน เริ่มตั้งแต่การทำแบบร่างของอาคารไปจนถึงการทำแบบรายละเอียดของอาคารนั้น จะต้องการ

ข้อมูลและรายละเอียดที่มีความแตกต่างกันออกไป เพราะฉะนั้นแล้วการนำ BIM ไปใช้งาน จึงจะต้องกำหนดมาตรฐานในการสร้างแบบจำลองของอาคารให้มีความสอดคล้องกันกับขั้นตอนในการทำงานด้วย ซึ่งมาตรฐานดังกล่าวจะประกอบไปด้วย

1. มาตรฐานรายละเอียดขององค์ประกอบอาคารและแบบจำลองอาคารแอลโอดี (LOD) หรือ Level of Development เป็นมาตรฐานที่ใช้ในการกำหนดระดับรายละเอียดขององค์ประกอบมาตรฐานและแบบจำลองอาคาร ตลอดจนข้อมูลสารสนเทศประกอบให้มีความสอดคล้องกับการทำงานในขั้นตอนต่างๆของงานออกแบบสถาปัตยกรรม ซึ่งมาตรฐานนี้จะใช้ค่าตัวเลขเป็นตัวกำหนด เช่น LOD 100, LOD 200 ฯลฯ หรืออาจจะกำหนดเป็นขั้นตอนในการทำงาน เช่น ขั้นตอนแนวความคิดในการออกแบบ (Conceptual design), ขั้นตอนพัฒนาแบบ (Design development) ฯลฯ ซึ่งขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ในการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ไปใช้ในการทำงานออกแบบสถาปัตยกรรม เพื่อลดความขัดแย้งและมีความเข้าใจที่ตรงกันของทุกฝ่ายที่เกี่ยวข้อง

2. มาตรฐานการทำงานร่วมกันและการแบ่งปันข้อมูล

ในกรณีที่งานมีความซับซ้อนและมีผู้ร่วมงานหลายคน จึงมีความจำเป็นจะต้องมีการกำหนดมาตรฐานในการทำงานร่วมกัน ตลอดจนการแบ่งปันข้อมูลระหว่างกันเพื่อการทำงานมีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น ซึ่งมาตรฐานนี้จะเกี่ยวข้องกับการกำหนดผู้ใช้งาน ว่าสามารถทำงานในองค์ประกอบอาคารในแบบจำลองอาคารที่ส่วนใดได้บ้าง

3. มาตรฐานการกำหนดหมวดหมู่และประเภทของข้อมูลองค์ประกอบอาคาร

ในกรณีที่มีการสร้างองค์ประกอบของอาคารขึ้นมาใหม่เอง ประกอบไปด้วยมาตรฐานการตั้งชื่อรายละเอียดข้อมูลสารสนเทศประกอบ และตัวแปรที่เกี่ยวข้อง ในปัจจุบันได้มีการกำหนดมาตรฐาน แบบจำลองสารสนเทศอาคาร หลายประเทศ เช่น ประเทศสิงคโปร์ ได้จัดทำมาตรฐานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับข้อมูลและการที่จะนำส่งให้หน่วยงานของรัฐบาลและประเทศสหรัฐอเมริกาโดย AIA (The American Institute of Architects) ได้ออกแบบมาตรฐานทำ BIM ที่มีชื่อเรียกว่า AIA E202 BIM Protocol เป็นต้น

2.2.6 ข้อกำหนดพื้นฐานและการตรวจสอบการออกแบบด้วย BIM

เพื่อให้การออกแบบสถาปัตยกรรมด้วย BIM เป็นไปตามวัตถุประสงค์ในการออกแบบและนำผลลัพธ์ของการออกแบบมาประยุกต์ใช้ให้เกิดประโยชน์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ และบริหารจัดการแบบจำลองได้สะดวก และปรับปรุงแก้ไขหรือเพิ่มเติมข้อมูลได้ง่ายนั้น จะต้องมีการวางแผนการจัดทำและการตรวจสอบการจัดทำแบบจองลอง ดังต่อไปนี้

1. ข้อกำหนดพื้นฐานสำหรับการออกแบบสถาปัตยกรรมด้วย BIM

การออกแบบทางด้านสถาปัตยกรรมด้วย BIM จะทำให้สามารถเชื่อมโยงการออกแบบให้เป็นไปในทิศทางเดียวกัน ไม่ว่าจะเป็นการออกแบบที่บูรณาการทุกอย่างอยู่ในแบบจำลองเดียวกัน ทำให้ผู้ใช้งานสามารถตรวจสอบความถูกต้องของแบบได้ ซึ่งการออกแบบทางด้านสถาปัตยกรรมด้วย BIM จะต้องมีการกำหนดข้อมูลพื้นที่ฐานมีความจำเป็นของโครงการตั้งแต่เริ่มต้น โดยจะต้องกำหนดข้อมูลพื้นฐานดังต่อไปนี้

- ข้อกำหหนดพื้นฐานสำหรับโครงการ ซึ่งจะประกอบไปด้วยข้อมูลสถานที่ตั้งของโครงการ ตำแหน่งอ้างอิงของอาคาร ค่าระดับที่ใช้ในการออกแบบ และ Grid Line เพื่อประโยชน์สูงสุดต่อการนำไปวิเคราะห์โครงการต่อไป

- ข้อกำหนดพื้นฐานสำหรับการผลิตผลงานในการออกแบบด้วย BIM ซึ่งจะประกอบไปด้วยข้อมูลกราฟฟิก และข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟฟิก เพื่อให้เกิดความเข้าใจตรงกันในการผลิตผลงาน การจัดแบ่งส่วนทำให้เกิกความสะดวกในการผลิตผลงานมากขึ้น ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องกำหนดชุดของงานต่างๆ เช่น การแยกส่วนขอบเขตภายนอกของผนังกระจกโดยรอบ ส่วนของทางสัญจรแนวดิ่ง เป็นต้น ซึ่งข้อกำหนดพื้นฐานของการผลิตผลงานจึงมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งในการออกแบบ ซึ่งอาจจะส่งผลกระทบต่อการบริหารจัดการแบบจำลองในอนาคตได้ หากไม่มีการกำหนดและไม่มีหลักการในการผลิต

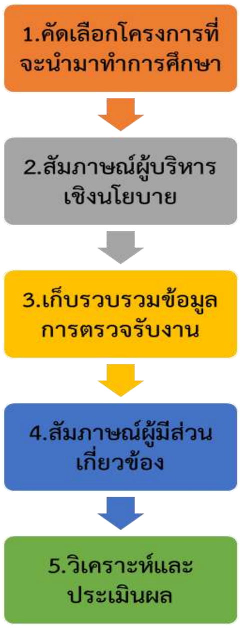
- ข้อกำหนดพื้นฐานสำหรับการจัดทำแบบ ซึ่ง BIM เป็นการทำแบบจำลอง 3 มิติที่ประกอบไปด้วยข้อมูลของอาคาร ที่เสมือนการก่อสร้างอาคารบนคอมพิวเตอร์ การจัดทำแบบจำลองจำเป็นจะต้องมีการกำหนดรูปแบบต่างๆ ที่สามารถทำให้ทุกฝ่ายสามารถสื่อสารกันได้อย่างถูกต้องและเข้าใจตรงกันตามวิธีการนำเสนอ เช่น การกำหนดหน่วยในการเขียนแบบให้เป็นหน่วยมิลลิเมตร การกำหนดรูปแบบของหัวกระดาษ (Title Block) การกำหนดมาตราส่วนของแบบ การกำหนดขนาดตัวอักษร ความหนาของเส้น เป็นต้น โดยที่ BIM สามารถส่งออกผลลัพธ์ในรูปแบบ CAD ได้ ซึ่งทำให้ง่ายต่อการนำไปใช้ในการประสานงานได้

2. การตรวจสอบการออกแบบด้วยระบบ BIM

แบบจำลองที่จัดทำขึ้นด้วย BIM จะต้องมีการตรวจสอบความถูกต้องและสมบูรณ์ เป็นไปตามขอบเขตในการออกแบบหรือไม่ โดยจะทำการตรวจสอบจากตารางตรวจสอบ (Check list) ที่ประกอบไปด้วยเนื้อหาในส่วนของการทำงานในแต่ละช่วงเวลาของการออกแบบ การจัดทำแนวความคิดของโครงการ จัดทำแบบร่าง แบบขออนุญาตและแบบก่อสร้าง ซึ่งมีหลักการในการตรวจสอบข้อมูล คือ จะต้องตรวจสอบว่าแบบจำลอง BIM มีข้อมูลที่เพียงพอในแต่ละช่วงหรือไม่ และสามารถใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ เป็นไปตามวัตถุประสงค์ของโครงการที่วางไว้

3. ระเบียบวิธีวิจัย

งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาโดยการใช้ข้อมูลอาคารที่เป็นมหาวิทยาลัยในกำกับของรัฐ จังหวัดเชียงใหม่ และเพื่อให้งานวิจัยนี้บรรลุเป้าหมายและเป็นไปตามวัตถุประสงค์ของการศึกษา สามารถแบ่งขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยเป็น 5 ขั้นตอนดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

3.1 คัดเลือกโครงการที่จะนำมาศึกษา

ทำการคัดเลือกโครงการที่จะนำมาทำการศึกษา โดยใช้โครงการที่นำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในงานก่อสร้างอาคาร ภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จำนวน 3 อาคาร ได้แก่ โครงการก่อสร้างอาคารโชติมโนธรรม โรงประลองและนวัตกรรม โครงการปรับปรุงอาคารสำนักหอสมุดพร้อมครุภัณฑ์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ และโครงการก่อสร้างโรงปรับปรุงคุณภาพน้ำฝั่งเชิงดอย ตำบลสุเทพ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่

3.2 สัมภาษณ์ผู้บริหารเชิงนโยบาย

ทำการสัมภาษณ์ผู้บริหารเชิงนโยบายที่เกี่ยวข้องกับการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในงานก่อสร้างอาคารภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยใช้แบบสอบถามที่ได้จัดทำไว้ ประเด็นในการสัมภาษณ์จะมุ่งเน้นในเชิงนโยบายเกี่ยวกับการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในงานก่อสร้างอาคารหน่วยงานมหาวิทยาลัย กลยุทธ์ในการพัฒนาบุคลากร ทรัพยากรของหน่วยงานมหาวิทยาลัย สำหรับการเตรียมความพร้อมต่อการประยุกต์ใช้ BIM ในอนาคต

3.3 เก็บรวบรวมข้อมูลการจตรวจรับงาน

ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการจ้างก่อสร้างอาคารที่ได้จากการคัดเลือกโครงการตั้งแต่เริ่มต้นโครงการ จนถึงส่งมอบโครงการ เช่น สัญญาจ้างก่อสร้าง ร่างขอบเขตงาน แบบรูปรายการ ราคากลาง และ As-Built Drawing เป็นต้น ทั้งนี้ เอกสารที่เก็บรวบรวมทั้งหมดจะขึ้นอยู่กับขอบเขตงานของการก่อสร้างแต่ละโครงการซึ่งจะแตกต่างกันออกไป

3.4 สัมภาษณ์ผู้มีส่วนเกี่ยวข้อง

ทำการสัมภาษณ์ผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในงานก่อสร้างอาคารภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เช่น ผู้ควบคุมงานก่อสร้าง คณะกรรมการตรวจรับพัสดุ และผู้ที่มีความเชี่ยวชาญทางด้านแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เป็นต้น โดยใช้แบบสอบถามที่ได้จัดทำไว้ ดังแสดงในตัวอย่างต่อไปนี้

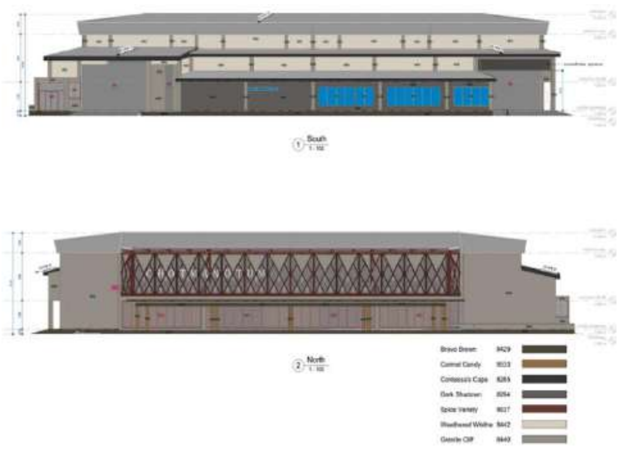
3.5 วิเคราะห์และประเมินผล

ทำการศึกษา วิเคราะห์ข้อมูล และสรุปผลที่ได้จากการสัมภาษณ์ผู้บริหารคณะวิศวกรรมศาสตร์ และผู้บริหารมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จำนวน 3 ท่าน และจากผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในงานก่อสร้างอาคารภายในมหาวิทยาลัย จำนวน 10 ท่านจากแบบสอบถามที่ได้จัดเตรียมไว้ จากนั้นทำการจัดทำรายงานและสรุปผลที่ได้จากการศึกษา

4. ผลการวิจัย

4.1 คัดเลือกโครงการที่จะนำมามาศึกษา

จากการเก็บรวบรวมข้อมูลการก่อสร้างโครงการต่างๆ ของมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จำนวน 3 อาคาร พบว่า อาคารโชติมโนธรรมโรงประลองและนวัตกรรมของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ มีความเหมาะสมที่จะนำมาทำการศึกษา เนื่องด้วยมีข้อมูลในการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในระหว่างการก่อสร้างอาคาร ตลอดจนการส่งมอบอาคาร



รูปที่ 6 แบบจำลองสารสนเทศอาคารโชติมโนธรรม

อาคารโชติมโนธรรมฯ เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 1 ชั้น มีโครงสร้างอาคารฐานรากเสาเข็ม โครงสร้างหลังคาเหล็กรูปพรรณ มุงหลังคาด้วยเมทัลชีท มีพื้นที่ใช้สอยภายในอาคารทั้งหมด 1,353 ตารางเมตร ซึ่งแบ่งพื้นที่การใช้สอยภายในของอาคารเป็น 7 โซน ได้แก่ พื้นที่ Workshop พื้นที่ Store พื้นที่ห้องทำงาน พื้นที่ห้องปั๊ม พื้นห้องควบคุมระบบไฟฟ้าของอาคาร พื้นที่ห้องน้ำ พื้นที่โถงทางเดิน บันไดและทางลาด

รูปที่ 7 อาคารโชติมโนธรรมหลังก่อสร้างแล้วเสร็จ

4.2 สัมภาษณ์ผู้บริหารเชิงนโยบาย

จากการสัมภาษณ์ผู้บริหารภายในหน่วยงานมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ พบว่า ในปัจจุบัน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ไม่ได้มีการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในงานก่อสร้างเลย จะมีใช้เฉพาะในส่วนของการเรียนการสอนเท่านั้น เนื่องจากระเบียบการจัดซื้อจัดจ้างพัสดุภาครัฐ ไม่ได้ครอบคลุม หรือมีข้อกำหนดที่ชัดเจนว่าจะต้องมีการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในงานก่อสร้างอาคารของหน่วยงานมหาวิทยาลัย แต่การใช้ BIM เป็นสิ่งที่ดีเพราะเป็นเทคโนโลยีใหม่ๆ ที่ทางหน่วยงานต้องให้การสนับสนุน เช่น บุคลากรของหน่วยงานจะต้องทำการเรียนรู้คู่ขนานกับรูปแบบการจัดซื้อจัดจ้างหรือการก่อสร้างแบบเดิมๆ จัดให้มีการอบรม เรียนรู้เกี่ยวกับ BIM เพื่อพัฒนาบุคลากรให้สามารถตรวจรับ BIM และนำ BIM ไปใช้ในการบริหารจัดการทรัพยากรอาคารต่อในอนาคต

การนำ BIM มาใช้ในงานก่อสร้างอาคารของหน่วยงานมหาวิทยาลัย ควรใช้ตั้งแต่ขั้นตอนของการออกแบบ เริ่มต้นจากผู้ออกแบบ วิศวกรของหน่วยงาน เพื่อกำหนดข้อมูลของโครงการที่เกี่ยวข้องให้มีความต่อเนื่องและสอดคล้องกัน จะทำให้สะดวกและลดข้อผิดพลาด ข้อยัดแย้ง ในกรณีที่มีการแก้ไขหรือเปลี่ยนแปลงแบบได้มากขึ้น อีกทั้งจะเป็นมาตรฐานที่นำมาใช้ภายในหน่วยงานมหาวิทยาลัยเชียงใหม่บนพื้นฐานที่เป็นข้อมูลเดียวกันของทุกหน่วยงานทั้งมหาวิทยาลัย ทำให้การนำข้อมูลต่างๆของอาคารแต่ละคณะหรือแต่ละหน่วยงานมาใช้ร่วมกันได้อย่างมีประสิทธิภาพ และเป็นประโยชน์สูงสุดต่อหน่วยงาน

รูปที่ 8 สัมภาษณ์ผู้บริหารเชิงนโยบาย

4.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล

จากการเก็บรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการจ้างก่อสร้างอาคารหน่วยงานมหาวิทยาลัย จะเห็นได้ว่าเอกสารที่สำคัญและเกี่ยวข้องกับการก่อสร้างอาคารของหน่วยงานมหาวิทยาลัย ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 การเก็บรวบรวมข้อมูล

ลำดับ	รายการ	ข้อมูล BIM	ข้อมูลวิเคราะห์จาก BIM
1	หนังสือแจ้งความประสงค์ขอบริจาค		
2	แบบรูปรายการ	✓	
3	ราคากลาง		✓
4	หนังสือขออนุมัติแบบรูปรายการและราคากลาง		
5	หนังสืออนุมัติแบบรูปรายการและราคากลาง		
6	หนังสือตอบรับการขอบริจาค		
7	หนังสือขอเข้าทำงาน และเอกสารอื่นๆ ที่เกี่ยวข้อง		
8	หนังสือแต่งตั้งคณะกรรมการประสานงานทั้งหมดของโครงการ		
9	หนังสือขออนุมัติวัสดุ		
10	รายงานประจำวัน		
11	Shop drawing	✓	
12	รายงานการประชุม		
14	คู่มือการใช้งานอุปกรณ์	✓	
15	การส่งมอบงาน	✓	
16	เอกสารตรวจรับงาน	✓	
17	การตรวจสอบมูลค่างาน		
18	หนังสือขอบคุณผู้บริจาค		

จากข้อมูลข้างต้นจะเห็นได้ว่ามีเอกสารที่สำคัญและเกี่ยวข้องกับงานจ้างก่อสร้างอาคารในหน่วยงานมหาวิทยาลัยค่อนข้างมาก หากเรามีการวางแผนการปฏิบัติงานด้วย BIM (Project BIM Execution Plan) ก็จะทำให้การทำงานในแต่ละขั้นตอนง่ายขึ้น มีความถูกต้อง แม่นยำ สามารถตรวจสอบได้ และเป็นไปตามวัตถุประสงค์ของโครงการ

4.4 การสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องกับงานก่อสร้างอาคารหน่วยงานมหาวิทยาลัยภายในจังหวัดเชียงใหม่

จากการส่งแบบสอบถามให้หกับบุคลากรที่มีส่วนเกี่ยวข้องกับงานก่อสร้างอาคารในหน่วยงานมหาวิทยาลัยภายในจังหวัดเชียงใหม่ จำนวน 10 คน พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามเป็นบุคลากรภายในหน่วยงานมหาวิทยาลัยที่เป็นเพศหญิง จำนวน 2 คน และเพศชาย จำนวน 8 คน ซึ่งผู้ทำแบบสอบถามส่วนใหญ่อยู่ในช่วงอายุ 30-40 ปี จำนวน 4 คน คิดเป็นร้อยละ 40 ของผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด และผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่จะเป็นบุคลากร สังกัดมหาวิทยาลัยที่มีหน้าที่ในการควบคุมงาน

ก่อสร้างร้อยละ 77.8 ออกแบบ คิดเป็นร้อยละ 66.7 เขียนแบบและจัดทำ BOQ ร้อยละ 55.6 และงานสอนและผู้ตรวจสอบอาคารร้อยละ 11.1 ตามลำดับ ซึ่งผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่จะมีประสบการณ์ในงานก่อสร้างอาคารของหน่วยงานราชการ 5 ปีขึ้นไป ร้อยละ 50 3-5 ปี ร้อยละ 30 1-3 ปี และ 6-12 เดือน ร้อยละ 10 ตามลำดับ

การนำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modelling-BIM) มาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างอาคาร ได้แก่

ด้านการออกแบบ เขียนแบบ ทำให้แบบรูปรายการมีความถูกต้องสอดคล้องกันของแบบก่อสร้างทั้งโครงการ ตลอดจนสามารถจัดทำแบบก่อสร้างจริง (As-Built)ได้มากที่สุด และมีความสะดวก รวดเร็วในการจัดทำแบบก่อสร้างใหม่ หรือการแก้ไข เปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างได้ในระดับปานกลาง ดังแสดงในรูปที่ 8

รูปที่ 8 แผนภูมิแสดงการใช้แบบจำลองสารสนเทศด้านวางแผนงานก่อสร้าง

ด้านการจัดทำ BOQ สามารถทำการประมาณราคาวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างได้อย่างแม่นยำในระดับมาก

ด้านการบริหารโครงการและการควบคุมงาน สามารถใช้ในการวางแผนงานก่อสร้าง และตรวจสอบความถูกต้องในระหว่างการดำเนินการก่อสร้างได้ในระดับมาก

ด้านอื่นๆ พบว่าแบบจำลองสารสนเทศอาคารช่วยลดความขัดแย้งของแบบก่อสร้างและช่วยในการตรวจรับงานก่อสร้างอาคารได้ในระดับมาก นอกจากนี้ยังช่วยลดระยะเวลาในการออกแบบ แก้ไข เปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างได้ในระดับปานกลาง

จากการตอบแบบสอบถามของบุคลากรของหน่วยงานมหาวิทยาลัย จำนวน 10 ท่าน ดังแสดงในรูปที่ 9 พบว่าบุคลากรส่วนใหญ่เล็งเห็นถึงความสำคัญของการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในงานก่อสร้างเพื่อลดปัญหาการขัดแย้งในระหว่างการดำเนินการก่อสร้าง แต่เนื่องจาก Software มีค่าลิขสิทธิ์ค่อนข้างสูง ควรที่จะเพิ่มการลงทุนในด้านเครื่องมือและลิขสิทธิ์ของการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในโครงการก่อสร้างของราชการที่มีมูลค่าโครงการค่อนข้างสูง อีกทั้งบุคลากรส่วนใหญ่ของหน่วยงานมหาวิทยาลัยมีความชำนาญและเชี่ยวชาญในการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารไม่มากนัก

ลำดับ	การประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modelling-BIM) ในงานก่อสร้างอาคาร		ระดับความคิดเห็นจากผู้ตอบแบบสอบถาม (คน)				
			มากที่สุด	มาก	ปานกลาง	น้อย	น้อยที่สุด
1	การออกแบบ/เขียนแบบ	ความสะดวกและรวดเร็วในการจัดทำแบบก่อสร้างใหม่	2	1	4	2	1
		ความสะดวกและรวดเร็วในการแก้ไข/เปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้าง	2	2	5	2	1
		ความถูกต้อง/สอดคล้องกันของแบบก่อสร้างทั้งโครงการ	3	1	3	2	1
		การจัดทำแบบก่อสร้างจริง (As-Built Drawing)	3	1	3	2	1
2	ด้านการจัดทำ BOQ	การประมาณราคาวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง	1	4	2	2	1
		ความแม่นยำในการคิดปริมาณงาน	0	5	2	2	1
3	ด้านการบริหารโครงการ/ควบคุมงาน	การวางแผนงานก่อสร้าง	0	6	2	1	1
		การตรวจสอบความถูกต้อง	1	5	2	1	1
4	ด้านอื่นๆ	ลดความขัดแย้งของแบบก่อสร้าง	1	4	3	1	1
		ลดระยะเวลาในการออกแบบ/ แก้ไข / เปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้าง	2	3	3	1	1
		ตรวจรับงานก่อสร้างอาคาร	2	4	2	1	1

รูปที่ 9 ตารางแบบสอบถามความคิดเห็นในการประยุกต์ใช้ BIM ในงานก่อสร้าง

5. บทสรุป

ผลการศึกษาพบว่าบุคลากรในสายปฏิบัติการทางด้านงานออกแบบและก่อสร้างของหน่วยงานมหาวิทยาลัยยังไม่มีความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับแบบจำลองสารสนเทศอาคารอาจทำให้การประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารเพื่อตรวจรับงานก่อสร้างของหน่วยงานเป็นไปด้วยความยากลำบาก โดยบุคลากรส่วนใหญ่มีความคิดเห็นให้หน่วยงานจัดอบรมหรือจัดให้บุคลากรเข้ารับการอบรมเกี่ยวกับแบบจำลองสารสนเทศ อีกทั้งมหาวิทยาลัยจะต้องเพิ่มการลงทุนทางด้าน Software ที่เกี่ยวข้องกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เพื่อสนับสนุนในการพัฒนาความรู้ความสามารถของบุคลากรในหน่วยงาน เพื่อให้บุคลากรสามารถประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารกับหน้างานจริงได้ ซึ่งผู้บริหารส่วนใหญ่ให้เล็งเห็นถึงความสำคัญของการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้งานก่อสร้างอาคารของมหาวิทยาลัยสนับสนุนให้บุคลากรในหน่วยงานพัฒนาองค์ความรู้ในด้านการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

นอกจากนี้ มหาวิทยาลัยควรจะมีข้อกำหนดของขอบเขตความต้องการข้อมูลแบบจำลองสารสนเทศที่ชัดเจน ว่าต้องการขนาดไหน ความละเอียดเท่าไหร่ และต้องการข้อมูลอะไรบ้าง ตลอดจนมีมาตรฐานข้อมูลที่เหมือนกันทั้งองค์กร เพื่อที่ให้ข้อมูลจากแบบจำลองสารเทศเชื่อมโยงกันได้อย่างมีประสิทธิภาพ และมีความเข้าใจกันระหว่างผู้ว่าจ้าง (มหาวิทยาลัย) และผู้รับจ้าง ซึ่งหากหน่วยงานกลางของรัฐยังไม่สามารถออกกฎระเบียบข้อบังคับ หรือขอบเขตของแบบจำลอง (EIR) ให้บังคับใช้อย่างแพร่หลายได้ในขณะนี้ ทางหน่วยงาน เช่น มหาวิทยาลัยก็อาจจะกำหนดหรือร่างระเบียบข้อบังคับเกี่ยวกับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับงานก่อสร้างอาคารของหน่วยงานมหาวิทยาลัย เพื่อเป็นแนวทางในการปฏิบัติที่เป็นไปในทิศทางเดียวกันทั้งมหาวิทยาลัย

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ ขอขอบคุณผู้บริหารมหาวิทยาลัยเชียงใหม่และผู้ตอบแบบสอบถามทุกท่านที่สละเวลาอันมีค่าในการตอบแบบสอบถาม ให้ข้อเสนอแนะและข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้เป็นอย่างยิ่ง ซึ่งทำให้การศึกษาค้นคว้าอิสระครั้งนี้ลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ญาณวรรธน์ ชุ่มท้วม และ วิกรม พนิชการ (2560). การศึกษาปัญหาและอุปสรรคในการตรวจสอบงานจัดจ้างก่อสร้างของกลุ่มตรวจสอบการบริหารพัสดุ สำนักงานการตรวจเงินแผ่นดินส่วนกลาง. กรุงเทพมหานคร: สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษมบัณฑิต.

[2] ธณัชชา สุขขี (2554). การศึกษาการเลือกใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารสำหรับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย. กรุงเทพมหานคร: สาขาวิชาการจัดการโครงการก่อสร้าง บัณฑิตวิทยาลัยมหาวิทยาลัยศิลปากร.

[3] รัศรินทร์ โคตรปาลี (2559). แนวทางพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคารก่อสร้างจริง. กรุงเทพมหานคร: ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ (2558). คู่มือปฏิบัติวิชาชีพ แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร. กรุงเทพมหานคร: บริษัท พลัสเพรส จำกัด

[5] สำนักอำนวยการองค์การอุตสาหกรรมป่าไม้ (2556). คู่มือปฏิบัติงานสำนักอำนวยการ การตรวจรับ การตรวจการจ้างและการควบคุมงานก่อสร้าง. พิมพ์ครั้งที่ 2. กรุงเทพมหานคร: สำนักอำนวยการองค์การอุตสาหกรรมป่าไม้

การใช้ไม้ประดับในการปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในอาคาร
Indoor Air Quality Improvement by Ornamental Plants

นวภา เฉยเจริญ[1*] วรรณวิทย์ แต้มทอง[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพฯ
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: s6101081811011@email.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

อาคารเป็นสถานที่ที่คนใช้อยู่อาศัยและดำเนินชีวิตประจำวัน คุณภาพอากาศภายในอาคารจึงมีความสำคัญที่ควรถูกออกแบบและจัดการให้เหมาะกับจำนวนคนและกิจกรรมภายในอาคาร เพื่อให้มีคุณภาพอากาศภายในอาคารที่ดี งานวิจัยนี้จึงให้ความสำคัญกับเรื่องมลพิษทางอากาศภายในอาคาร คือ ฝุ่นละอองขนาดไม่เกิน 10 ไมครอน ที่สามารถสะสมอยู่ในระบบทางเดินหายใจและส่งผลเสียต่อสุขภาพในระยะยาว และก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ความเข้มข้นสูงที่เกิดจากการหายใจของผู้ใช้งานจำนวนมากภายในอาคาร ซึ่งส่งผลเสียต่อการปฏิบัติงานในแต่ละวัน งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาความสามารถในการดูดซับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และฝุ่นละอองของพืช 6 ชนิด อันได้แก่ พลูงาช้าง, ข้าหลวงหลังลาย, เฟิร์นบอสตัน, เศรษฐีเรือนนอก, แก้วกาญจนา และเดหลี ในกล่องที่ติดตั้งเครื่องมือวัดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์, เครื่องมือวัดปริมาณฝุ่นละออง, เครื่องมือวัดความเข้มแสง และพัดลมหมุนเวียนอากาศในกล่อง โดยทำการทดลองพืชแต่ละชนิดเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เพื่อวิเคราะห์หาชนิดพืชที่ช่วยลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และฝุ่นละอองในอากาศ ผลการศึกษาพบว่า ต้นเดหลีลดก๊าซ CO_2 และฝุ่น PM 10 ใน 1 วันได้มากที่สุด โดยสามารถลดก๊าซ CO_2 ได้ 16.45 * 10^{-4} ppm/cm^2/min และลดฝุ่น PM 10 ได้ 28.99 * 10^{-5} µg/m^3/cm^2/min อีกทั้งยังสามารถลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในเวลากลางวันได้ดีที่สุด โดยสามารถลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ 28.8470 * 10^{-4} ppm/cm^2/min ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้แนะนำให้ปลูกเดหลีในอาคารที่มีการใช้งานส่วนใหญ่ในช่วงเวลากลางวันอย่างห้องเรียนเพื่อปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในให้ดีขึ้น

คำสำคัญ: ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์, คุณภาพอากาศภายในอาคาร, ฝุ่นละออง, ไม้ประดับ

Abstract

The building is a place where people lives and performs daily activities. Good indoor air quality is essential for people who lives inside the building. In order to provide good indoor air quality, this research emphasizes on two indoor air pollutions which are dust particles which is less than 10 microns or PM10 and high concentrations of carbon dioxide. This research aims to study the ability to absorb carbon dioxide and particulate matter by 6 plants consisting of Epipremnum aureum, Asplenium nidus, Nephrolepis exaltata, Cholorophytum comosum, Aglaonema commutatum Schott, and Spathiphyllum. They are put in a box filled with carbon dioxide. Each plant was observed for 24 hours. The results showed that Spathiphyllum has the best ability to reduce carbon dioxide and PM10 dust particle in one day. It can reduce carbon dioxide for 16.45 * 10^{-4} ppm/cm^2/min and PM10 dust particle 28.99 * 10^{-5} µg/m^3/cm^2/min. It can also reduce carbon dioxide in the daytime the best. has the best ability to reduce carbon dioxide during the daytime. It can reduce carbon dioxide at a rate of 2.22 ppm/min. Epipremnum aureum has the best ability to reduce carbon dioxide at nighttime. It can reduce carbon dioxide at a rate of 0.29 ppm/min. Consequently, this study recommends planting deli in buildings that are mostly used during the day, such as classrooms, to improve the internal air quality.

Keywords: Carbon dioxide, Dust particle, Indoor air quality, Ornamental plant

1. คำนำ

คุณภาพอากาศภายในอาคารที่ดีเป็นตัวชี้วัดความสะอาดของอากาศที่หายใจเข้าไป [1] ซึ่งองค์การเฝ้าระวังและป้องกันด้านสิ่งแวดล้อมของประเทศสหรัฐอเมริกาจัดให้ปัญหาสภาพอากาศภายในอาคารเป็น 1 ใน 5 อันดับแรกของปัญหาที่ก่อให้เกิดผลเสียต่อสุขภาพของมนุษย์ [2]

การเพิ่มคุณภาพอากาศภายในอาคารจึงเป็นสิ่งสำคัญ ซึ่งสามารถทำได้โดยการกำจัดมลพิษหรือลดความเข้มข้นของมลพิษ [3] เช่น การใช้พัดลม

ดูดอากาศเอาอากาศภายนอกอาคารเข้ามาในอาคารเพื่อลดความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์, การใช้เครื่องกรองอากาศลดความเข้มข้นของฝุ่นละอองในอาคาร และการใช้พืชที่สามารถดูดซับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ไปใช้ในกระบวนการสังเคราะห์แสง หรือการที่พืชมีจุลินทรีย์ที่สามารถย่อยสลายหรือนำมลพิษไปใช้ [4] แต่การใช้พืชดูดซับมลพิษนั้นมีความจำเป็นที่จะต้องใช้พืชในจำนวนมากเพื่อให้บรรลุเป้าหมายคุณภาพอากาศภายในอาคารที่ต้องการและพืชจำนวนมากนี้ต้องการพื้นที่ในการปลูกจำนวนมากเช่นกัน

พืชแต่ละชนิดและพืชแต่ละต้นมีปัจจัยภายในอย่างอัตราการสังเคราะห์แสง พื้นที่ใบที่สัมผัสกับฝุ่นละอองและปัจจัยแวดล้อมภายนอกต่าง ๆ อย่างความเข้มแสงที่ได้รับนั้นแตกต่างกัน ทำให้มีประสิทธิภาพในการดูดซับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และฝุ่นละอองได้ไม่เท่ากัน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาถึงประสิทธิภาพในการดูดซับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และฝุ่นละอองของไม้ประดับ 6 ชนิด

พืชที่ใช้ในการวิจัย

การศึกษาประสิทธิภาพของพืชในการลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ หรือฝุ่นละอองกับพืช 6 ชนิดได้แก่ พืชที่ไม่มีดอกอย่าง ต้นพลูงาช้าง (Epipremnum aureum), ต้นข้าหลวงหลังลาย (Asplenium nidus L.), ต้นเฟิร์นบอสตัน (Nephrolepis exaltata bostoniensis) และพืชที่มีดอกอย่าง ต้นเศรษฐีเรือนนอก (Schott cv. Bostoniensis, Cholorophytum comosum L.), ต้นแก้วกาญจนา (Aglaonema commutatum Schott) และต้นเดหลี (Spathiphyllum spp.) ดังแสดงในรูปที่ 1 ชนิดละ 3 ต้น โดยที่มาในการคัดเลือกพืช 6 ชนิดนี้มาจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาประสิทธิภาพของพืชในการลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ หรือฝุ่นละออง [5-10]

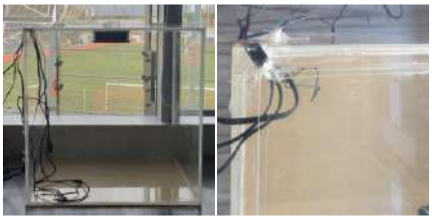
รูปที่ 1 พืชที่ใช้ในการวิจัย

สถานที่ใช้ในการตรวจวัด

ห้องเรียน 302 อาคาร 89 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพฯ โดยอาคาร 89 เป็นสำนักงานและห้องเรียนที่มีการใช้งานส่วนใหญ่ในช่วงเวลากลางวัน

เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจวัด

กล่องพลาสติกใส (chamber) ขนาด 50 * 50 * 50 cm เปิดและปิดกล่องด้วยฝาพับด้านบน มีการเจาะรูด้านข้างและด้านบนกล่องเพื่อเป็นช่องสายไฟดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 กล่องพลาสติกใส

เครื่องวัดปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ Kimo AQ 200 ใช้วัดความเข้มข้นของก๊าซด้วยหัวตรวจสอบ (CO_2 probe) ที่ใช้หลักการ NDIR infrared sensor (Non dispersive - infrared) ซึ่งหาความหนา-แน่นของก๊าซด้วยแสงอินฟราเรด โดยหัวตรวจสอบจะถูกต่อสายเข้ากับเครื่อง และจะแสดงค่าความเข้มข้นที่หน้าจอแสดงผลในช่วง 0 - 5000 ppm และข้อมูลมีความละเอียดที่ 1 ppm มีความเที่ยงตรงที่ ±3 % ของค่าที่อ่านได้ หรือ ±50 ppm ดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 3 เครื่องวัดปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ Kimo AQ 200

เครื่องวัดความเข้มแสง Digicon LX-75SD ใช้วัดความเข้มแสง ด้วยเซนเซอร์ที่ใช้หลักการโฟโต้ไดโอด และฟิลเตอร์กรองสี สเปคตรัมแสงตามมาตรฐาน C.I.E. โดยค่าที่แสดงที่หน้าจอแสดงผลมีค่าในช่วง 0 - 1999 lux จะมีความละเอียดของข้อมูลที่ 1 lux และ ค่าในช่วง 1800 - 19990 lux ข้อมูลจะมีความละเอียดที่ 10 lux ข้อมูลมีความเที่ยงตรงที่ ±(4% ของค่าที่อ่านได้ + ค่าความผิดพลาด 2%) ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 เครื่องวัดความเข้มแสง Digicon LX-75SD

เครื่องวัดปริมาณฝุ่นละออง SIDEPAK TSI Personal Aerosol Monitor kit AM510 วัดปริมาณของฝุ่นละอองในอากาศที่ดูดเข้าไป ด้วยชิ้นส่วนที่รับอากาศเข้า (impactor) สำหรับฝุ่นขนาด 1 μm, 2.5 μm หรือ 10 μm ซึ่งสามารถอ่านค่าได้โดยตรงจากหน้าจอแสดงผล ค่าที่ได้จะแสดงเป็น ค่าเฉลี่ยของปริมาณฝุ่นละอองที่ตรวจวัดได้ในแต่ละพื้นที่ในหน่วย

mg/m^3 หรือ มิลลิกรัมต่อลูกบาศก์เมตรของอากาศ และแสดงค่าในช่วง 0.001 - 20 mg/m^3 ดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 5 เครื่องวัดปริมาณฝุ่นละออง

โปรแกรม Petiole แอปพลิเคชันบนโทรศัพท์มือถือสำหรับคำนวณหาพื้นที่ใบของพืชโดยคำนวณพื้นที่ภายในรูปทรงใบไม้บนกระดาษกราฟ เป็นการวัดพื้นที่ใบแบบไม่ทำลายใบ ใบพืชจึงยังสามารถเจริญเติบโตต่อไปได้ และลดระยะเวลาในการวัด [11] ดังแสดงในรูปที่ 6

รูปที่ 6 โปรแกรม Petiole

พัดลมระบายอากาศ LINK รุ่น Heavy Duty fan CK-80104 ถูกติดบริเวณฝากล่องทดลอง มีความเร็ว 2400 r.p.m. กระแสลมสูงสุด 2.01 m/min หรือ 72 CFM ดังแสดงในรูปที่ 7

รูปที่ 7 พัดลมระบายอากาศ

2. วิธีการดำเนินงานวิจัย

ดำเนินการทดลองต้นไม้ในกล่องกับพืชชนิดละ 3 การทดลอง การทดลองละ 1 ต้น ดังแสดงในรูปที่ 8 แผนภูมิขั้นตอนการวิจัย

รูปที่ 8 แผนภูมิขั้นตอนการวิจัย

จากนั้นนำกล่องใสวางไว้กึ่งกลางห้องและชิดหน้าต่างห้องเรียนในระยะห่างจากกระจก 10 cm ดังแสดงในรูปที่ 9 จากนั้นนำเครื่องวัดปริมาณก๊าซ CO_2 เครื่องวัดปริมาณฝุ่นละออง เครื่องวัดความเข้มแสง และต้นไม้ใส่เข้าไปในกล่อง ดังแสดงในรูปที่ 10 แล้วจึงเปิดพัดลมหมุนเวียนอากาศ และกดบันทึกค่าการทดลอง จากนั้นปล่อยก๊าซ CO_2 เข้าไปในกล่องทดลอง ดังแสดงในรูปที่ 11

รูปที่ 9 กล่องใสแบบระบบปิดวางชิดหน้าต่างห้อง

รูปที่ 10 ตำแหน่งการวางเครื่องมือและต้นไม้ในกล่องทดลอง

รูปที่ 11 การปล่อยก๊าซ CO_2 เข้าไปในกล่องทดลอง

ซึ่งต้นไม้แต่ละต้นจะมีพื้นที่ใบที่แตกต่างกัน และในแต่ละการทดลองจะดำเนินการเก็บข้อมูลความเข้มข้นของ CO_2 และฝุ่น PM10 เป็นระยะเวลา 24 ชั่วโมง โดยค่าความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 จะถูกคิดจากค่าความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ที่คงตัวแล้วหลังจากปล่อยก๊าซ CO_2 เข้ามาในกล่องทดลอง ซึ่งมีค่าความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 คงที่อยู่ที่ราว 1500 ถึง 2000 ppm หักลบกับค่าความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 หลังดำเนินการทดลองไปแล้ว 1440 นาที ส่วนค่าปริมาณฝุ่นละออง PM 10 ที่ลดลงใน 24 ชั่วโมง จะถูกคิดจากค่าปริมาณฝุ่นละออง PM 10 ณ จุดเริ่มต้นการทดลองที่นาทีที่ 0 ลบกับค่าปริมาณฝุ่นละออง ณ สิ้นสุดการทดลองที่นาทีที่ 1440

ทำการศึกษาเช่นนี้กับต้นพลูงาช้าง และทำการศึกษากับพืชชนิดต่อ ๆ ไป อันได้แก่ ข้าหลวงหลังลาย, เฟิร์นบอสตัน, เศรษฐีเรือนนอก, แก้วกาญจนา และ เดหลี ตามลำดับ รวมทั้งหมด 18 การทดลอง โดยมีผลดังต่อไปนี้

3. ผลการศึกษา

3.1 *ผลการวัดพื้นที่ใบ* พบว่าพืชแต่ละชนิดมีพื้นที่ใบไม่เท่ากันดังนั้นจะต้อง นำพื้นที่ที่วัดได้ไปใช้ เพื่อหาความสามารถในการดูดซับ CO_2 และฝุ่น PM10 ต่อพื้นที่ใบ 1 cm^2 ต่อไป

ตารางที่ 1 พื้นที่ใบของพืชแต่ละชนิด (cm^2)

ชนิดพืช	พื้นที่ใบเฉลี่ยของพืช 1 ต้น (cm^2)
พลูงาช้าง	677.1
ข้าหลวงหลังลาย	1369.1
เฟิร์นบอสตัน	505.1
เศรษฐีเรือนนอก	640.4
แก้วกาญจนา	1082.6
เดหลี	390.9

3.2 *ผลการวัดก๊าซ CO_2 ในกล่องใสแบบระบบปิด* ผลการทดลองถูกเปรียบเทียบด้วยประสิทธิภาพเฉลี่ยของต้นไม้ต่อพื้นที่ใบต่อเวลา 1 นาที โดยจากตารางที่ 2 พบว่า ต้นเดหลีมีความสามารถในการลดก๊าซ CO_2 ต่อพื้นที่ใบได้มากที่สุด รองลงมาคือต้นพลูงาช้าง, ต้นข้าหลวงหลังลาย, ต้นแก้วกาญจนา, ต้นเฟิร์นบอสตัน และต้นเศรษฐีเรือนนอก ตามลำดับ

ตารางที่ 2 ผลการทดลองการดูดซับก๊าซ CO_2 ด้วยต้นไม้ทั้ง 6 ชนิด

ชนิดพืช	ปริมาณเฉลี่ยใน 24 ชั่วโมง (ppm)	ปริมาณเฉลี่ยใน 1 นาที ต่อพื้นที่ใบ (ppm/cm^2 leaf area/min)
พลูงาช้าง	-786.3	$-7.71 * 10^{-4}$
ข้าหลวงหลังลาย	-1321.33	$-6.67 * 10^{-4}$
เฟิร์นบอสตัน	-380.3	$-4.58 * 10^{-4}$
เศรษฐีเรือนนอก	+14.33	$-0.12 * 10^{-4}$
แก้วกาญจนา	-995.67	$-6.30 * 10^{-4}$
เดหลี	-862	$-16.44 * 10^{-4}$

หมายเหตุ เครื่องหมาย + แสดงการเพิ่มขึ้นของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง และเครื่องหมาย - แสดงการลดลงของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง

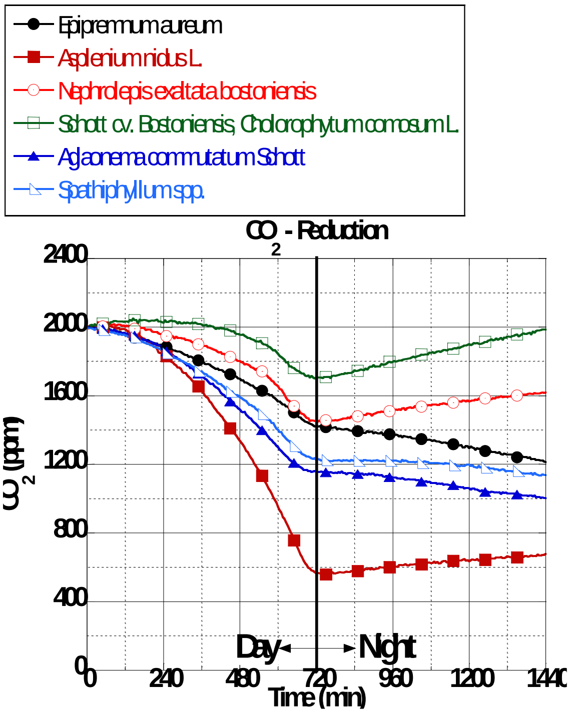
จากตารางที่ 3 เมื่อแยกพิจารณาเฉพาะช่วงเวลา โดยเวลากลางวันคือเวลา 6.00 น. ถึง 18.00 น. และเวลากลางคืนคือเวลา 18.00 น. ถึง 6.00 น. พบว่า ต้นเดหลีลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางวันได้มากที่สุด รองลงมาคือต้นข้าหลวงหลังลาย, ต้นเฟิร์นบอสตัน, ต้นพลูงาช้าง, ต้นแก้วกาญจนา และต้นพลูงาช้าง ตามลำดับ ส่วนในเวลากลางคืนต้นพลูงาช้างลดก๊าซ CO_2 ได้มากที่สุด รองลงมาคือต้นเดหลี และต้นแก้วกาญจนา ตามลำดับ

จากรูปที่ 12 พบว่า ต้นข้าหลวงหลังลาย 1 ต้นสามารถลดก๊าซ CO_2 ใน 1 ได้มากที่สุด นั้นเพราะมีพื้นที่ใบมากที่สุดเช่นกัน และต้นไม้ทุกชนิดมีความสามารถในการลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางวัน แต่เมื่อต้นไม้มีการเจริญเติบโตและมีพื้นที่ใบมากขึ้น ทำให้พิจารณาความสัมพันธ์ในการลดก๊าซ CO_2 ได้ว่า ต้นพลูงาช้างเมื่อมีพื้นที่ใบมากขึ้นจะมีความสามารถในการลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางคืน ต้นข้าหลวงหลังลายเมื่อมีพื้นที่ใบมากขึ้น จะลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางวันได้มากขึ้นและเพิ่มก๊าซ CO_2 ในเวลากลางคืนน้อยลง ส่วนต้นเฟิร์นบอสตันที่ได้รับความเข้มแสงต่ำ จะมีโอกาสไม่สามารถลดก๊าซ CO_2 ใน 1 วันได้ ต้นเศรษฐีเรือนนอกมีแนวโน้มที่จะไม่สามารถลดก๊าซ CO_2 ในเวลา 1 วันได้ เนื่องจากก๊าซ CO_2 ที่สะสมในเวลากลางคืนมีค่ามากกว่าก๊าซ CO_2 ที่ดูดซับได้ในเวลากลางวัน ต้นแก้วกาญจนาเมื่อมีพื้นที่ใบมากขึ้น จะลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางวันได้มากขึ้น แต่มีแนวโน้มจะเพิ่มก๊าซ CO_2 ในตอนกลางคืน และต้นเดหลีจะมีความสามารถในการลดก๊าซ CO_2 ในตอนกลางวันมากขึ้นตามความเข้มแสงที่ได้รับ ส่วนในเวลากลางคืนมีค่าก๊าซ CO_2 ค่อนข้างคงที่และลดเพียงเล็กน้อย

ตารางที่ 3 ปริมาณก๊าซ CO_2 ที่เปลี่ยนไปในช่วงเวลากลางวันและกลางคืน

ชนิดพืช	ปริมาณก๊าซ CO_2 เฉลี่ยใน 1 นาที ต่อพื้นที่ใบ	
	กลางวัน (ppm/cm^2 leaf area/min)	กลางคืน (ppm/cm^2 leaf area/min)
พลูงาช้าง	$-12.11 * 10^{-4}$	$-4.26 * 10^{-4}$
ข้าหลวงหลังลาย	$-15.40 * 10^{-4}$	$+1.17 * 10^{-4}$
เฟิร์นบอสตัน	$-15.16 * 10^{-4}$	$+4.83 * 10^{-4}$
เศรษฐีเรือนนอก	$-6.49 * 10^{-4}$	$+6.39 * 10^{-4}$
แก้วกาญจนา	$-9.54 * 10^{-4}$	$-2.16 * 10^{-4}$
เดหลี	$-28.85 * 10^{-4}$	$-3.14 * 10^{-4}$

หมายเหตุ เครื่องหมาย + แสดงการเพิ่มขึ้นของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง และเครื่องหมาย - แสดงการลดลงของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง



รูปที่ 12 ผลการทดลองความเข้มข้นเฉลี่ยของก๊าซ CO_2 ใน 1 วัน

3.3 *ผลการวัดฝุ่นละอองในกล่องใสแบบระบบปิด* ผลการทดลองจากตารางที่ 4 พบว่า ต้นเดหลีมีความสามารถในการลดฝุ่นละอองต่อพื้นที่ใบได้มากที่สุด และรองลงมาคือต้นเศรษฐีเรือนนอก, ต้นเฟิร์นบอสตัน และต้นข้าหลวงหลังลาย ถึงแม้ต้นข้าหลวงหลังลาย 1 ต้น สามารถลดฝุ่นละอองได้มากที่สุด แต่มีพื้นที่ใบมากที่สุดเช่นกัน ลำดับต่อมาคือ ต้นแก้วกาญจนา และต้นพลูงาช้าง

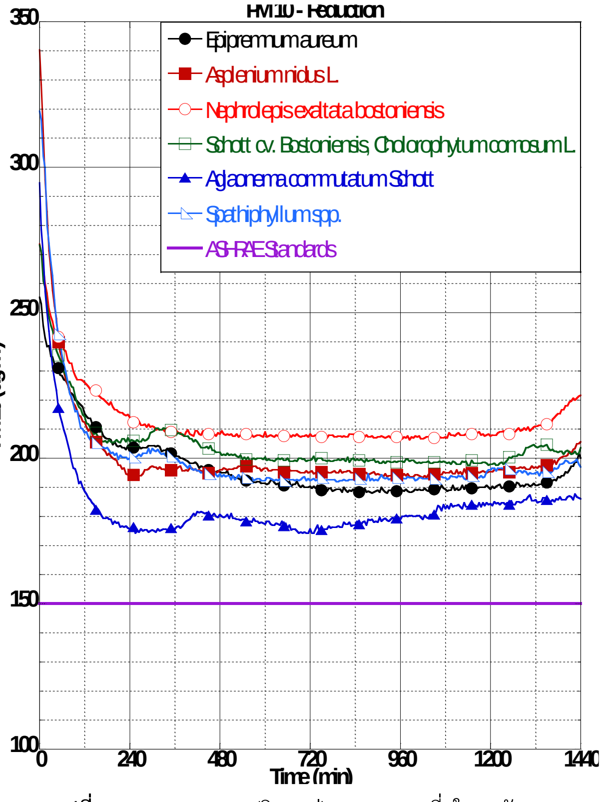
ในทุกการทดลอง พืชทุกชนิดลดปริมาณฝุ่นละอองลงอย่างมากใน 3 - 4 ชั่วโมงแรก และเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบปริมาณฝุ่นที่ลดลงกับมาตรฐาน

ปริมาณฝุ่นละอองภายในอาคารอย่าง ASHRAE Standards ที่กำหนดให้มีค่าปริมาณฝุ่นละอองไม่เกิน 150 µg/m³ พบว่าปริมาณฝุ่นละอองที่ลดลงด้วยต้นไม้ 1 ต้น ยังไม่เพียงพอที่จะปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในอาคารให้มีปริมาณฝุ่นละอองต่ำกว่า 150 µg/m³ ดังแสดงในรูปที่ 13

ตารางที่ 4 ผลการทดลองการดูดซับฝุ่นละอองด้วยต้นไม้ทั้ง 6 ชนิด

ชนิดพืช	ปริมาณเฉลี่ยใน 24 ชั่วโมง (µg/m³)	ปริมาณเฉลี่ยใน 1 นาที ต่อพื้นที่ใบ (µg/m³/cm² leaf area/min)
พลูงาช้าง	-55	-6.44 * 10-5
ข้าหลวงหลังลาย	-135	-7.65 * 10-5
เฟิร์นบอสตัน	-52	-7.97 * 10-5
เศรษฐีเรือนนอก	-68	-8.37 * 10-5
แก้วกาญจนา	-108	-7.06 * 10-5
เดหลี	-122	-28.99 * 10-5

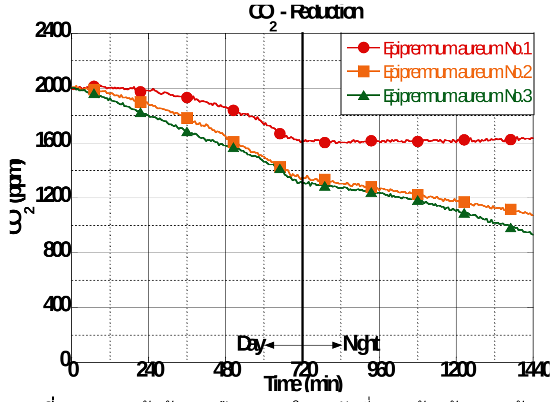
หมายเหตุ เครื่องหมาย + แสดงการเพิ่มขึ้นของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง และเครื่องหมาย - แสดงการลดลงของก๊าซ CO_2 หรือฝุ่นละออง



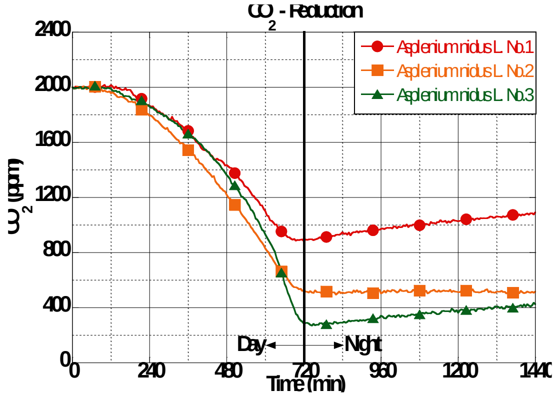
รูปที่ 13 ผลการทดลองปริมาณฝุ่น PM 10 เฉลี่ยใน 1 วัน

3.4 ผลการวิเคราะห์ชนิดพืชที่เหมาะสม

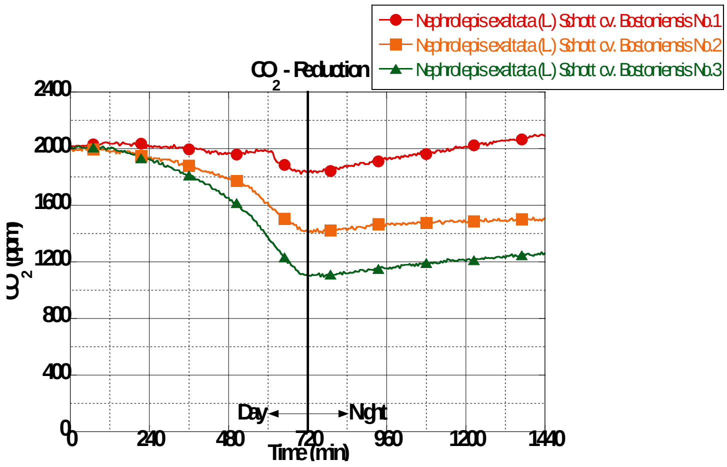
จากการวิเคราะห์ พบว่า ต้นเดหลีสามารถลดก๊าซ CO_2 ได้ทั้งในเวลากลางวันและกลางคืน ดังแสดงในรูปที่ 19 และยังเป็นพืชที่มีสามารถลดในการลดก๊าซ CO_2 ต่อพื้นที่ใบใน 1 วัน และในเวลากลางวันได้มากที่สุด โดยลดได้ -16.44 * 10-4 ppm/cm² leaf area/min และ -28.85 * 10-4 ppm/cm² leaf area/min ตามลำดับ อีกทั้งยังลดฝุ่นละอองได้มากที่สุดด้วย โดยลดได้ 28.99 * 10-5 µg/m³/cm² leaf area/min และต้นพลูงาช้างสามารถลดก๊าซ CO_2 ในเวลากลางคืนได้มากที่สุด โดยลดได้ -4.26 * 10-4 ppm/cm² leaf area/min ดังแสดงในรูปที่ 14



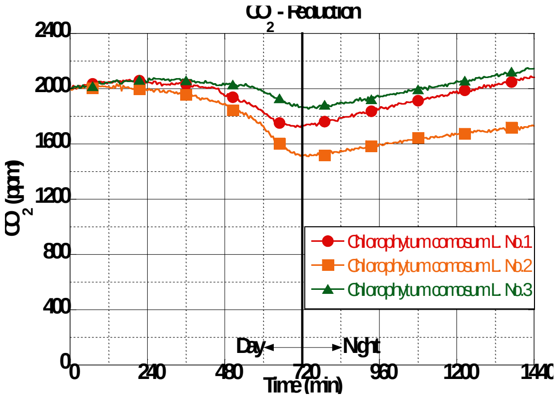
รูปที่ 14 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นพลูงาช้าง



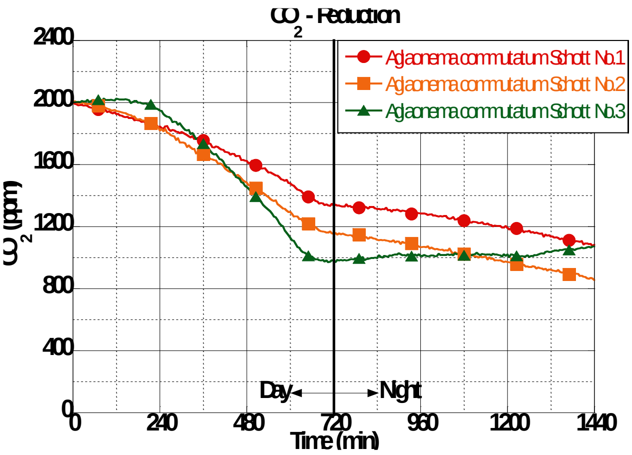
รูปที่ 15 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นข้าหลวงหลังลาย



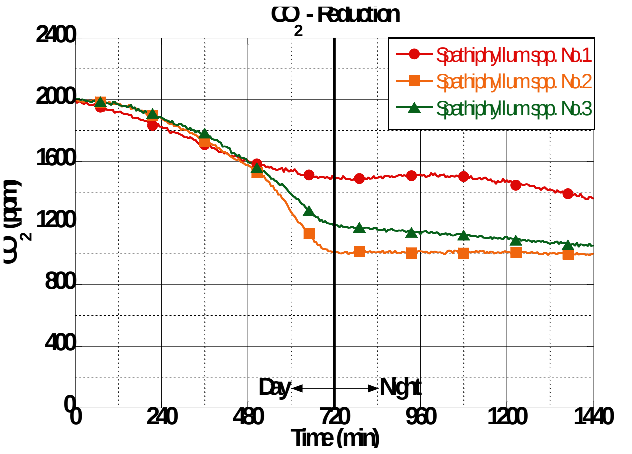
รูปที่ 16 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นเฟิร์นบอสตัน



รูปที่ 17 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นเศรษฐีเรือนนอก



รูปที่ 18 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นแก้วกาญจนา



รูปที่ 19 ความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 ใน 1 วันที่ลดลงด้วยต้นเดหลี

4. บทสรุป

จากการศึกษาประสิทธิภาพในการปรับปรุงความเข้มข้นของก๊าซ CO_2 และฝุ่นละอองด้วยพืช 6 ชนิด พบว่า ต้นเดหลีลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และฝุ่นละอองใน 1 วันได้มากที่สุด โดยสามารถลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ 16.45 * 10^{-4} ppm/cm^2 of leaf area/min และลดฝุ่นละอองได้ 28.99 * 10^{-5} μg/m^3/cm^2 leaf area/min อีกทั้งยังสามารถลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในเวลากลางวันได้ดีที่สุด โดยสามารถลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ 28.85 * 10^{-4} ppm/cm^2 of leaf area/min ซึ่งเหมาะกับสภาพแวดล้อมที่มีผู้คนดำเนินกิจกรรมในตอนกลางวัน ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้แนะนำให้ปลูกเดหลีในห้องเรียนเพื่อปรับปรุงคุณภาพอากาศภายในอาคารให้ดีขึ้น

เอกสารอ้างอิง

[1] พนธวรรธน์ วงษ์รักษ์ (2553). การวิจัยสมรรถนะการลดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ของพืชดูดสารพิษเพื่อคุณภาพอากาศที่ดีภายในอาคาร. ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชานวัตกรรมอาคาร, ภาควิชาเทคโนโลยีทางอาคาร, บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[2] อรพรรณ หัสรังค์ (2554). การศึกษาความสามารถในการแลกเปลี่ยนก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และการคายน้ำของไม้ประดับกระถางภายในอาคาร. ปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาพืชสวน, ภาควิชาพืชสวน, บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[3] Abbass, O.A., Sailor, D.J. and Gall, E.T. (2017). Effectiveness of indoor plants for passive removal of indoor ozone. Building and Environment, 119, pp. 62–70.

[4] Gawrońska, H. and Bakera, B., (2014). Phytoremediation of particulate matter from indoor air by Chlorophytum comosum L. plants. Air Qual Atmos Health, 8, 3, pp. 265–272.

[5] นรารัชต์พร นวลสวรรค์ (2561). การลดปริมาณคาร์บอนไดออกไซด์ภายในห้องเรียนด้วยไม้ประดับ. สารนิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้าง, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[6] Torpy, F., Zavattaro, M., Irga, P.(2016). Green wall technology for the phytoremediation of indoor air: a system for the reduction of high CO2 concentrations. Air Quality, Atmosphere & Health, 10, 5, pp. 575–585.

[7] Torpy, F.R., Irga, P.J. and Burchett, M.D. (2014). Profiling indoor plants for the amelioration of high CO2 concentrations. Urban Forestry & Urban Greening, 13, 2, pp. 227-233.

[8] Su, Y.-M. and Lin, C.-H. (2015). Removal of indoor carbon dioxide and formaldehyde using green walls by bird nest fern. The Horticulture Journal, 84, 1, pp. 69-76.

[9] Irga, P., et al. (2017). An assessment of the atmospheric particle removal efficiency of an in-room botanical biofilter system. Build. Environ, 115, pp. 281-290.

[10] Pettit, T., et al. (2017). Do the plants in functional green walls contribute to their ability to filter particulate matter?. Build. Environ, 125, pp. 299-307.

[11] Polunina O. V., Maiboroda V. P., Seleznov A. Y. (2018). Evaluation Methods Of Estimation Of Young Apple Trees Leaf Area. Bulletin of Uman National University of Horticulture, 2, pp. 80-83.

การวิเคราะห์ความล่าช้าของการก่อสร้าง กรณีศึกษาอาคารชุดที่พักอาศัยรวมในจังหวัดเชียงใหม่

Construction Delays Analysis a case study of residential condominiums in Chiang Mai

ศุภกร ชนะ[1] และ ดำรงศักดิ์ รินชุมภู[2]

[1]นักศึกษาระดับปริญญาโท หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเชียงใหม่; E-mail: supakorn_chana@cmu.ac.th
[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่; E-mail: damrongsak.r@cmu.ac.th

บทคัดย่อ

การก่อสร้างโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวม มีปัจจัยความเสี่ยงหลายด้านทั้งภายในและภายนอก ที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาการก่อสร้าง ทำให้ส่งผลกระทบเชิงลบกับทั้ง 2 ฝ่ายคือ เจ้าของโครงการ และ ผู้รับจ้างดำเนินการก่อสร้างโครงการ การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้าของการก่อสร้างโครงการ รวมถึงขอบเขตของผู้ที่ต้องรับผิดชอบต่อความล่าช้าที่เกิดขึ้น ทำให้สามารถป้องกันและลดผลกระทบต่อการดำเนินการก่อสร้างโครงการอย่างเหมาะสมในอนาคต ผู้วิจัยได้คัดเลือกโครงการก่อสร้างกรณีศึกษาอาคารชุดที่พักอาศัยรวม 7 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร ภายในจังหวัดเชียงใหม่ ที่มีการปฏิบัติงานก่อสร้างล่าช้ากว่าแผนงานที่กำหนด จำนวน 1 โครงการ โดยใช้โปรแกรมไมโครซ๊อฟท์ โปรเจค ในการรวบรวมข้อมูลแผนงานก่อสร้าง และวิเคราะห์แผนงานด้วยวิธีการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง ผลจากการวิจัยครั้งนี้ทำให้สามารถแบ่งปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการกรณีศึกษาได้ 7 ปัจจัย โดยพิจารณาจากปัจจัยทั้งหมดที่กระทบต่อความล่าช้าของแต่ละกิจกรรมในการก่อสร้าง และเมื่อวิเคราะห์แผนงานด้วยวิธีการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริงแล้ว ทำให้ทราบจำนวนวันที่พบ และ จำนวนวันที่กระทบต่อระยะเวลาก่อสร้างของโครงการในแต่ละปัจจัย ซึ่งนำไปสู่การแบ่งขอบเขตความรับผิดชอบต่อความล่าช้าที่เกิดขึ้น คือ ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างต้องรับผิดชอบ จำนวน 5 ปัจจัย ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ จำนวน 1 ปัจจัย และ ความล่าช้าที่สามารถเรียกร้องค่าชดเชยได้ จำนวน 1 ปัจจัย โดยประโยชน์ของการวิจัยทำให้สามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารเวลาในการก่อสร้างโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวมในจังหวัดเชียงใหม่ เพื่อให้สามารถนำไปเป็นข้อมูลอ้างอิงและป้องกันในการดำเนินการก่อสร้างโครงการในลักษณะคล้ายคลึงกันต่อไป

คำสำคัญ: อาคารชุดที่พักอาศัยรวม, ความล่าช้าของการก่อสร้าง, การวิเคราะห์ความล่าช้า, ไมโครซ๊อฟท์ โปรเจค, วิธีการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง

Abstract

Construction of a total residential condominium project there are many internal and external risk factors. That affects the construction period causing a negative impact on both sides, the project owner and the contractor for the project construction The study of factors affecting the delay of project construction including the scope of those responsible for delays Therefore, it is able to prevent and reduce the impact on the project construction appropriately in the future. The researcher selected the construction project of a case study of a 7-storey residential condominium not over 23 meters in Chiang Mai. Which has construction work delayed than the original plan, amount 1 project by using Microsoft Project to gather construction plan information and analyze plans with an analysis method by collapsed as – built analysis. The result of this research makes it possible to divide 7 factors that affect the project delay, considering all the factors that affect the delay of each construction activity. And when analyzing plans Giving a notice of the number of days found and the number of days that affect the construction period of the project for each factor Which leads to the division of responsibility for the delay which is the non-excusable delay of 5 factors the excusable delay of 1 And 1 compensable delay. The benefit of the research shows that increase efficiency in time management and to prevent similar projects for the construction of residential condominiums in Chiang Mai in the future.

Keywords: Residential condominium, Construction delays, Delay Analysis, Microsoft Project, Collapsed As –built Analysis

1. ที่มาและความสำคัญ

ภาพรวมการก่อสร้างในจังหวัดเชียงใหม่มีอัตราการเติบโตที่เพิ่มสูงขึ้นอย่างต่อเนื่องมาจนถึงปัจจุบัน การเติบโตของการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่โดยเฉพาะโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวม โดยครึ่งแรกของปี 2562 (เดือนมกราคม – มิถุนายน) จังหวัดเชียงใหม่ มีข้อมูลการโอนกรรมสิทธิ์ที่อยู่อาศัยประเภทอาคารชุดจำนวน 600 หน่วย และมีมูลค่า 976 ล้านบาท ซึ่ง

เป็นอันดับ 2 ของประเทศไทย (ศูนย์ข้อมูลอสังหาริมทรัพย์ ธนาคารอาคารสงเคราะห์ 2562) เนื่องจากการขยายตัวของเมืองเชียงใหม่ที่ทำให้มูลค่าที่ดินเพิ่มสูงขึ้น และ แนวโน้มความต้องการที่พักอาศัยและเพื่อการลงทุนในจังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งมีผลต่อการตัดสินใจลงทุนพัฒนาโครงการของผู้ประกอบการ เพื่อให้ตอบสนองความต้องการของผู้บริโภคและการก่อสร้างโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวมให้ผลประกอบการต่อองค์กรมากกว่าการก่อสร้างโครงการที่พักอาศัยประเภทอื่นบนเนื้อที่ดินขนาดเท่ากัน

การก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่เพื่อให้โครงการประสบความสำเร็จ และบรรลุเป้าหมายขององค์กรที่วางไว้จำเป็นต้องมีการทำงานร่วมกันขององค์กรบริหารงานก่อสร้าง และการบริหารโครงการที่ดี เนื่องจากการก่อสร้างโครงการอาคารขนาดใหญ่ ประกอบด้วยกิจกรรมในการก่อสร้างจำนวนมากและมีความซับซ้อน มากกว่าการก่อสร้างโครงการทั่วไป โดยคำนึงถึงปัจจัยหลักที่มีผลโดยตรงต่อความสำเร็จของโครงการ คือ 1. การควบคุมค่าใช้จ่ายให้เป็นไปตามงบประมาณของโครงการ 2. การควบคุมคุณภาพในการก่อสร้างให้เป็นไปตามมาตรฐาน และ 3. การควบคุมระยะเวลาในการก่อสร้างให้เป็นไปตามแผนงานที่กำหนดวางแผนไว้

การก่อสร้างโครงการจะต้องมีการวางแผนในการบริหารเวลาในการก่อสร้าง โดยมีการจัดทำแผนงานเพื่อให้โครงการก่อสร้างสามารถดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จภายในระยะเวลาที่กำหนดไว้ แต่เนื่องจากในระหว่างการดำเนินการก่อสร้างโครงการจะมีปัจจัยความเสี่ยงหลายด้านทั้งภายในและภายนอก ที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาการก่อสร้างโครงการ ซึ่งการที่โครงการแล้วเสร็จช้ากว่าแผนที่วางไว้ย่อมส่งผลกระทบเชิงลบและส่งผลเสียกับทั้ง 2 ฝ่ายคือ เจ้าของโครงการ และ ผู้รับจ้างดำเนินการก่อสร้างโครงการ ดังนั้นการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้า และแนวทางการจัดการความล่าช้าของโครงการจะช่วยให้โครงการสามารถปรับปรุงกระบวนการทำงาน และติดตามป้องกันในปัจจัยที่ส่งผลต่อระยะเวลาได้อย่างทันท่วงที และลดผลกระทบที่จะตามมาจากการล่าช้าของโครงการจึงมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งสำหรับการวางแผนการทำงานก่อสร้างให้สำเร็จตามเป้าประสงค์ที่ตั้งไว้อย่างมีประสิทธิภาพ

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 แผนงานก่อสร้าง

การจัดทำแผนงานก่อสร้าง จะเริ่มตั้งแต่การกำหนดวัตถุประสงค์ขอบเขตของงาน ของโครงการ โดยใช้ความรู้ความสามารถและประสบการณ์ในการก่อสร้างของผู้วางแผนงาน เป็นการวางแผนโครงการล่วงหน้าเพื่อให้ทราบภาพรวมขอบเขตงานและผู้รับผิดชอบงานทั้งหมดในโครงการ รวมทั้งการวิเคราะห์ข้อมูลทางเทคนิค , ทรัพยากรต่าง ๆ ที่ใช้ในการดำเนินการแต่ละงานในการก่อสร้าง ซึ่งจะถูกนำไปใช้เป็นเกณฑ์ในการประเมินผลการปฏิบัติโครงการโดยเกณฑ์ที่กำหนดในแผนงานในด้าน เงิน เวลา และคุณภาพจะถูกนำไปเป็นฐานเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการปฏิบัติงานจริงระหว่างดำเนินการก่อสร้างโครงการ สามารถจัดทำได้หลายรูปแบบเช่น 1. แผนกำหนดเวลาแบบ Gantt chart หรือ Bar chart 2. แผนกำหนดเวลาวิธีสายงานวิกฤต Critical Path method (CPM) และ 3. แผนกำหนดเวลาผังข่ายงานนำหน้า Precedence Diagram Method (PDM) [5]

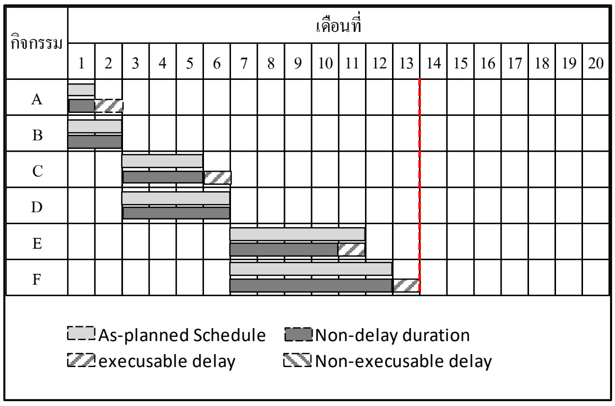
2.2 ความล่าช้าในการก่อสร้าง

ปัจจัยของความล่าช้าของโครงการก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัยรวมที่เกิดจากผู้รับเหมาในระหว่างการก่อสร้างโครงการมีหลากหลายปัจจัยที่แตกต่างกันตามแต่ละโครงการโดยสามารถสรุปปัจจัยได้ทั้งหมด 11 ปัจจัย [2] ได้แก่ 1. ปัจจัยจากคนงาน 2. ปัจจัยด้านวัสดุ 3. ปัจจัยจากการสั่งการเปลี่ยนแปลง 4. ปัจจัยจากการจัดการและการวางแผนงาน 5. ปัจจัยจากการประสานงานและการติดต่อสื่อสาร 6. ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง 7. ปัจจัยจากความสัมพันธ์กับราชการ 8. ปัจจัยจากอุปกรณ์ 9. ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม 10. ปัจจัยจากวิธีการก่อสร้าง และ11. ปัจจัยจากการควบคุมคนงาน ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาความล่าช้าเรื่องความล่าช้าของงานก่อสร้างอาคารชุดพักอาศัยรวมที่มีความสูงไม่เกิน 23 เมตรในจังหวัดชลบุรี [3] ซึ่งมีปัจจัยที่เพิ่มเติม 1 ปัจจัย คือ ปัจจัยด้านการเงิน

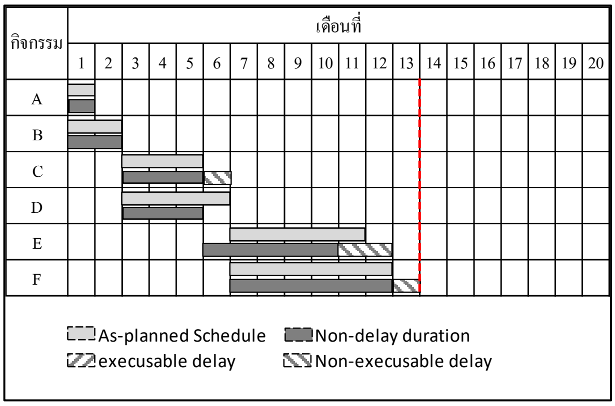
ความล่าช้าในการก่อสร้างเป็นสิ่งที่ทำให้เกิดความเสียหายหลายประการกับผู้ว่าจ้างหรือเจ้าของโครงการ และ ผู้รับจ้างหรือผู้รับเหมา โดยเจ้าของโครงการต้องแบกรับความเสียหาย โดยประเภทของความล่าช้าสามารถแบ่งได้ 3 ประเภทคือ 1. ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างต้องรับผิดชอบ(non-excusable delay) 2. ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ(Excusable delay) และ 3. ความล่าช้าที่สามารถเรียกร้องค่าชดเชยได้(compensable delay) [6]

2.3 การวิเคราะห์ความล่าช้าในการก่อสร้าง

ทฤษฎีการวิเคราะห์ความล่าช้าในการก่อสร้างมีหลายวิธีแต่วิธีที่เป็นที่นิยมนำมาใช้เนื่องจากสามารถเข้าใจได้ง่ายและเป็นวิธีพื้นฐานในการวิเคราะห์ของวิธีอื่น ๆ คือ 1. การวิเคราะห์ความล่าช้าแบบการวิเคราะห์ผลกระทบต่อแผนงานเริ่มโครงการ(impacted as – planned analysis) เป็นการวิเคราะห์ผลกระทบต่อแผนงานเริ่มต้นโครงการ และ 2. การวิเคราะห์โดยลดแผนงานที่ก่อสร้างจริง(collapsed as – built analysis) เป็นการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริงโดยทำให้ระยะเวลาของแต่ละกิจกรรมและความสัมพันธ์ระหว่างกิจกรรมเป็นไปตามที่เกิดขึ้นจริง แต่ต้องมีการเก็บข้อมูลความก้าวหน้าและสาเหตุของความล่าช้าเพื่อผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องของแผนงานก่อสร้างจริงขั้นตอนในการวิเคราะห์ทั้ง 2 วิธีจะทำให้ทราบผลต่างของกำหนดแล้วเสร็จของแผนงานเริ่มโครงการและแผนงานรวมถูกลดเวลาคือความล่าช้าที่ผู้รับจ้างสามารถขอขยายระยะเวลาการก่อสร้างได้ และ ผลต่างระหว่างเวลาที่แล้วเสร็จของโครงการตามแผนงานเดิมและกำหนดแล้วเสร็จตามแผนงานใหม่ที่ได้จากการวิเคราะห์ จะเป็นความล่าช้าที่ผู้รับจ้างจะต้องรับผิดชอบในค่าปรับหรือการเรียกร้องสิทธิที่เกิดจากความล่าช้า [4]



รูปที่ 1 ตัวอย่างของการวิเคราะห์ความล่าช้าแบบการวิเคราะห์ผลกระทบต่อแผนงานเริ่มโครงการ (Impacted As – planned Analysis)



รูปที่ 2 ตัวอย่างของการวิเคราะห์โดยลดแผนงานที่ก่อสร้างจริง (Collapsed As – built Analysis)

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ความล่าช้าในการก่อสร้างทำให้สามารถแบ่งขอบเขตความรับผิดชอบระหว่างผู้ว่าจ้างและผู้รับจ้างในแต่ละปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้าของการดำเนินการก่อสร้างโครงการได้อย่างชัดเจน [6]

3. ระเบียบวิจัย

การศึกษาครั้งนี้ทำการรวบรวมข้อมูลแผนงานก่อสร้างและวิเคราะห์แผนงานที่เกิดขึ้นจริงเทียบกับแผนงานตั้งต้น โดยองค์กรที่จะใช้ในการศึกษาคือ โครงการก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัยรวม 8 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร สถานที่ตั้งของโครงการอยู่ในพื้นที่ อำเภอสันทราย จังหวัดเชียงใหม่ ที่มีการปฏิบัติงานก่อสร้างล่าช้ากว่าแผนงานที่กำหนด จำนวน 1 อาคาร พื้นที่อาคาร 8,883 ตารางเมตร มูลค่าการดำเนินการก่อสร้างโครงการ 131 ล้านบาท แผนงานก่อสร้างภายในระยะเวลา 630 วัน แผนงานก่อสร้างแบ่งเป็น 6 หมวดงาน คือ 1. หมวดงานโครงสร้าง (ไม่รวมงานตอกเสาเข็ม) 2. หมวดงานสถาปัตยกรรม 3. หมวดงานวิศวกรรมไฟฟ้าและสื่อสาร 4. หมวดงานวิศวกรรมระบบสุขาภิบาล และระบบป้องกันอัคคีภัย 5. งานวิศวกรรมระบบปรับอากาศและระบายอากาศ และ 6.งานระบบลิฟท์โดยสาร ซึ่งนำข้อมูลระยะเวลาในการดำเนินการแต่ละหมวดงานมาวิเคราะห์ความล่าช้าของแผนงานโครงการ ด้วยวิธีการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง(collapsed as – built analysis) เนื่องจากวิธีการวิเคราะห์ดังกล่าวเป็นการวิเคราะห์ระหว่างแผนงานที่กำหนด และ แผนงานที่ดำเนินการจริง ผู้วิจัยจึงได้เลือกโครงการกรณีศึกษาที่ได้ดำเนินการก่อสร้างโครงการแล้วเสร็จทั้งหมด โดยศึกษาจากข้อมูลทุติยภูมิของโครงการ ที่มีการเก็บรวบรวมอย่างละเอียดครบถ้วน และวิเคราะห์เพื่อให้ทราบผู้ที่ต้องรับผิดชอบต่อความล่าช้าที่เกิดขึ้น ในงานวิจัยนี้จากการรวบรวมศึกษาข้อมูลจริงของโครงการ สามารถแบ่งปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการได้ 7 ปัจจัย ประกอบด้วย 1) ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม 2) ปัจจัยจากการปรับเปลี่ยนแบบระหว่างก่อสร้าง 3) ปัจจัยจากคนงาน 4) ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง 5) ปัจจัยจากการจัดการและวางแผนแผนงาน 6) ปัจจัยจากการเงิน โดยปัจจัยทั้ง 6 ข้อสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา [2] , [3] และ 7) ปัจจัยจากวัสดุไม่ได้คุณภาพ เป็นปัจจัยที่เพิ่มเติมไม่สอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมาเป็นปัจจัยที่เกิดขึ้นภายในโครงการกรณีศึกษา

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

การศึกษาครั้งนี้ ทำการศึกษาหนังสือ แนวคิด ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ บุคคลที่เกี่ยวข้องในการก่อสร้าง แผนงานก่อสร้าง ความล่าช้าในการก่อสร้าง และ การวิเคราะห์ความล่าช้าในการก่อสร้าง กำหนดปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับความล่าช้า ด้วยการรวบรวมและคัดกรองปัจจัยที่คาดว่าจะส่งผลต่อความล่าช้าในการก่อสร้างโครงการอาคารที่พักอาศัยรวม เก็บรวบรวมข้อมูลโครงการก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัยรวม 8 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัด เชียงใหม่ จำนวน 1 โครงการ เพื่อนำมาใช้เป็นข้อมูลตั้งต้นในการวิเคราะห์ปัจจัยความล่าช้าระบุความสัมพันธ์แต่ละปัจจัยลงแผนงานก่อสร้าง ศึกษาปัจจัยความล่าช้าทั้งหมดที่เกิดขึ้นในแต่ละงานของการก่อสร้างและนำมาระบุลงในแผนงานเริ่มต้นโครงการ เพื่อให้ทราบถึงระยะเวลาที่เกิดจากความล่าช้าในแต่ละปัจจัย ซึ่งส่งผลกระทบในแต่ละงาน วิเคราะห์ข้อมูล สรุปผลการวิเคราะห์ และสรุปผลการศึกษา

3.2 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การเก็บรวบรวมข้อมูลการศึกษาครั้งนี้ ประกอบด้วย ข้อมูลรายงานความคืบหน้ารายเดือน , แผนงานเริ่มต้น และ แผนงานก่อสร้างจริงด้วยการขอข้อมูลการดำเนินการก่อสร้างโครงการที่เกิดขึ้นจริงในทุกหมวดงานตั้งแต่เริ่มต้นก่อสร้างโครงการจนดำเนินการก่อสร้างโครงการแล้วเสร็จ

3.3 การวิเคราะห์ข้อมูล

การวิเคราะห์ข้อมูลคือ การวิเคราะห์ปัจจัยความล่าช้าที่เกิดขึ้นจากการรวบรวมข้อมูล เพื่อนำมาวิเคราะห์ถึงจำนวนวันที่พบความล่าช้าของแต่ละปัจจัย , จำนวนวันที่ส่งผลกระทบต่อภาพรวมของการก่อสร้างโครงการด้วยวิธีวิธีการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง(collapsed as – built analysis) เพื่อให้สามารถระบุขอบเขตความรับผิดชอบต่อความล่าช้าของโครงการก่อสร้างที่เกิดขึ้นระหว่างผู้ว่าจ้าง กับผู้รับจ้าง และแนวทางการจัดการความล่าช้าแต่ละปัจจัย

4. ผลการวิจัย

จากการวิเคราะห์ข้อมูลรายงานความคืบหน้ารายเดือน , แผนงานเริ่มต้น และ แผนงานก่อสร้างจริง โครงการก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัย รวม 8 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัด เชียงใหม่ จำนวน 1 โครงการ มีระยะเวลาตามแผนงานตั้งต้น 630 วัน และระยะเวลาที่ดำเนินการก่อสร้างจริง 732 วัน ดำเนินการล่าช้ากว่าแผนงานตั้งต้น 102 วัน โดยการวิเคราะห์ข้อมูลด้วยวิธีลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง (collapsed as – built analysis) จากปัจจัยทั้งหมดที่ทำให้เกิดความล่าช้าในทุกกิจกรรมของการดำเนินการก่อสร้างโครงการ โดยรายละเอียด ระยะเวลา และ ความสัมพันธ์ของแต่ละกิจกรรมเป็นไปตามแสดงในรูปภาพที่ 3 สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

4.1 ปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้าในการดำเนินการ

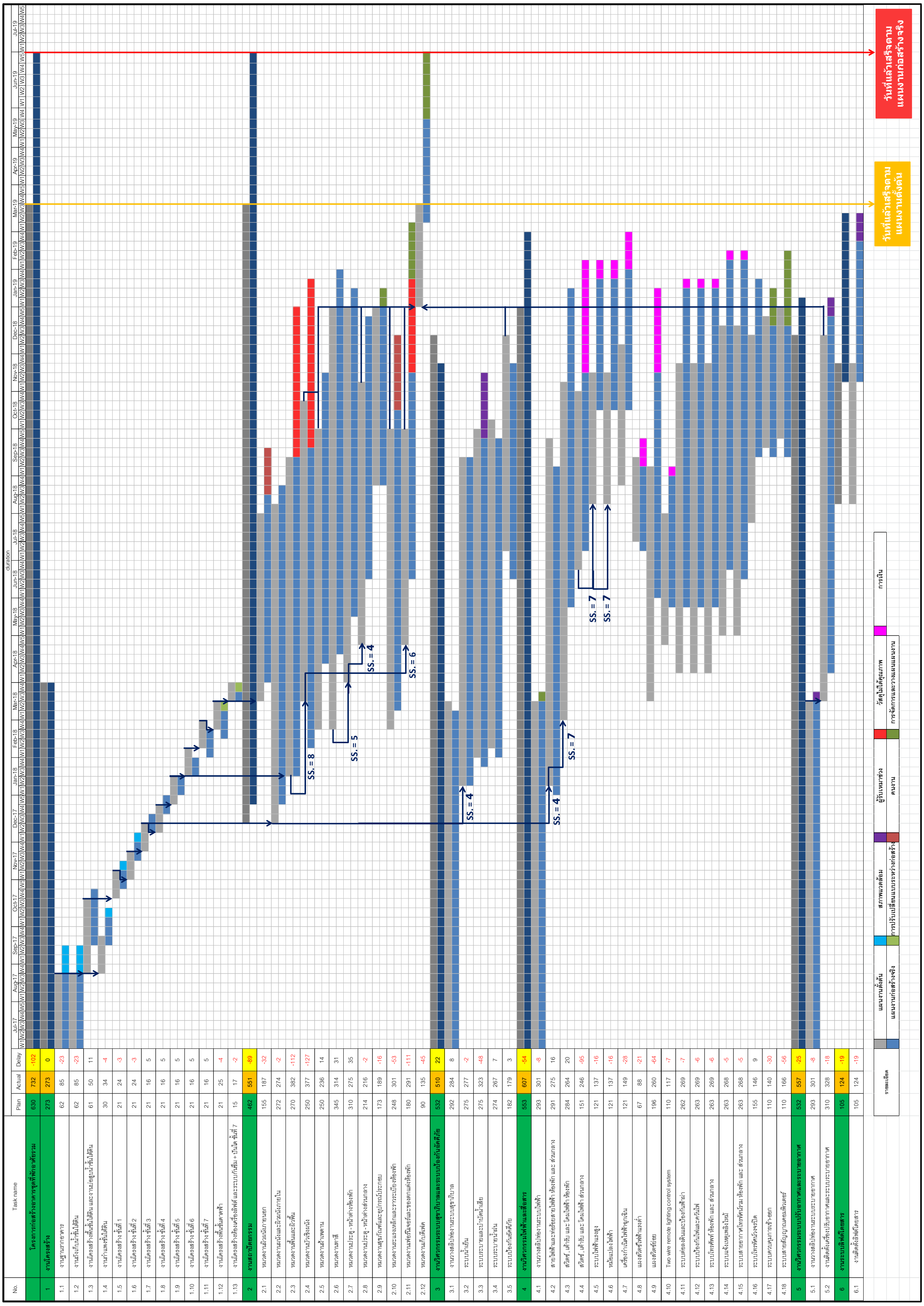
ประกอบด้วยปัจจัยรวม 7 ด้านได้แก่ 1) ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม ได้แก่ ลมพายุ ปริมาณน้ำใต้ดิน การสั่นสะเทือนกระทบกับพื้นที่ข้างเคียง เป็นต้น ซึ่งทำให้การทำงานไม่สามารถดำเนินการได้ต่อเนื่อง 2) ปัจจัยจากการปรับเปลี่ยนแบบระหว่างการ ได้แก่ การแก้ไข,เปลี่ยนแปลง แบบก่อสร้าง หรือวิธีการดำเนินการก่อสร้างของผู้ว่าจ้างระหว่างการก่อสร้าง 3) ปัจจัยจากคนงาน ได้แก่ ปริมาณคนงานไม่เพียงพอในการทำงานให้แล้วเสร็จตามแผนงาน รวมถึงความรู้ ความสามารถ ความถนัดในการทำงานของคนงานที่ส่งผลต่อคุณภาพ และเวลา 4) ปัจจัยจากการใช้วัสดุไม่ได้คุณภาพ ได้แก่ การใช้วัสดุเทียบเคียงในการทำงานซึ่งเป็นการเปลี่ยนแปลงรูปแบบข้อกำหนดตั้งต้นของโครงการ มีผลด้านคุณภาพของวัสดุไม่เท่าข้อกำหนดตั้งต้นกระทบต่อระยะเวลาในการแก้ไขงานเพื่อให้งานได้คุณภาพตามที่โครงการกำหนด 5) ปัจจัยจากการจัดการและวางแผนแผนงาน ได้แก่ การวางแผนการทำงานงานที่ไม่ชัดเจน ลำดับการทำงานของแต่ละหมวดงาน และการจัดสรรพื้นที่ทำงานไม่สอดคล้องกัน 6) ปัจจัยจากสภาพคล่องทางการเงิน ได้แก่ สภาพคล่องทางการเงินของผู้รับจ้างในการซื้อวัสดุอุปกรณ์ และค่าแรงของคนงานในการทำงาน 7) ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง ได้แก่ กระบวนการวางแผนการทำงานที่ล่าช้าของผู้รับเหมาช่วง รวมถึงปัญหาด้านอื่นของผู้รับเหมาช่วงที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าต่อแผนงานตั้งต้นโครงการ จากรูปภาพที่ 3 แสดงถึง แผนงานจริงที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลโครงการที่ศึกษา โดยระบุระยะเวลาและความสัมพันธ์แต่ละกิจกรรมทั้งหมดของการดำเนินการก่อสร้างโครงการ และรูปภาพที่ 4 แสดงถึง ตัวอย่างแผนงานจริงที่ถูกลดระยะเวลาโดยยกตัวอย่างของปัจจัยสภาพแวดล้อม ซึ่งในการวิเคราะห์ผลได้ดำเนินการทำแผนงานที่ถูกลดระยะเวลาครบทั้ง 7 ปัจจัย

4.2 ผลการวิเคราะห์โดยลดเวลาของแผนงานที่ก่อสร้างจริง Collapsed As – built Analysis)

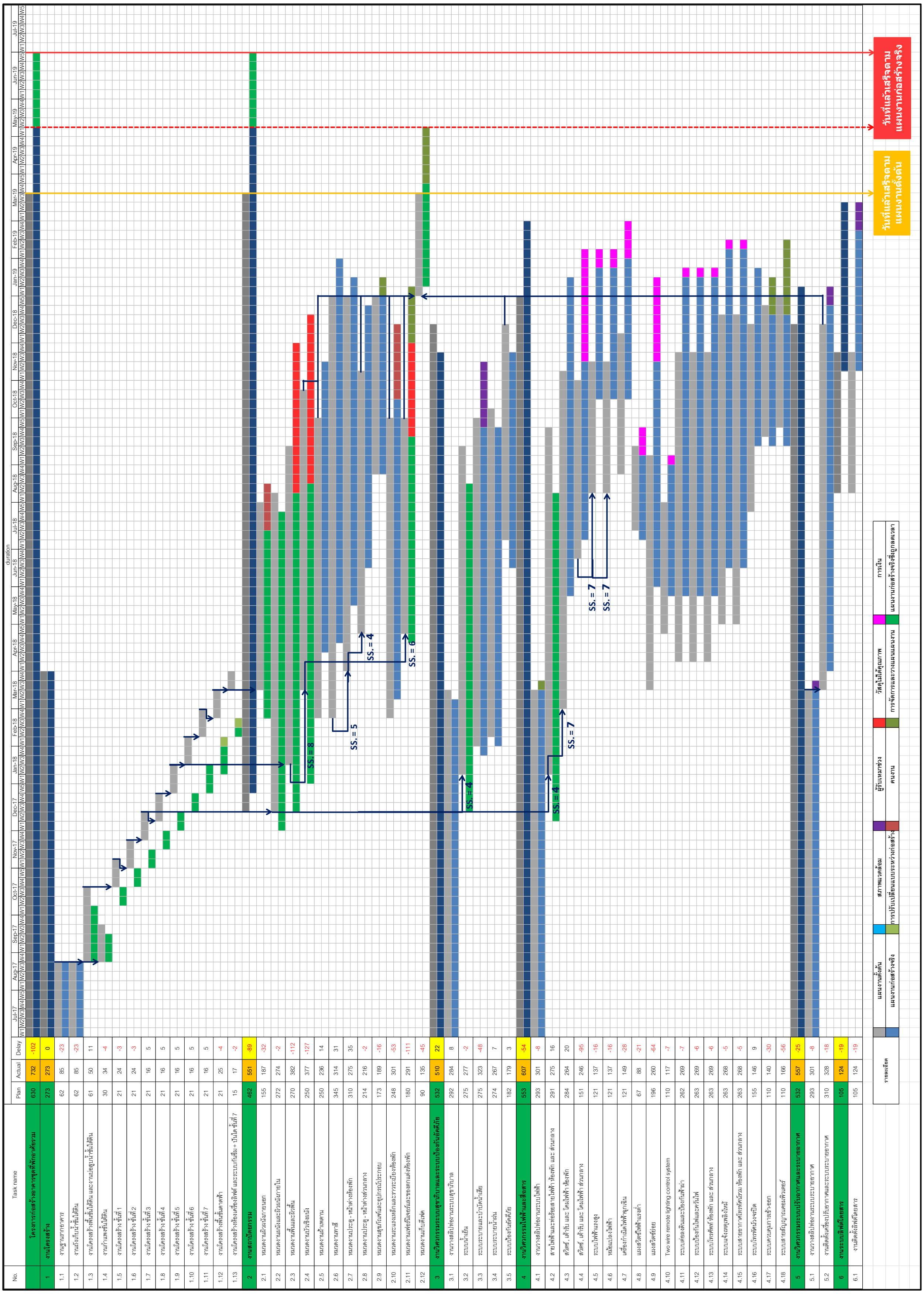
ตาราง 1 สรุปจำนวนวันที่พบความล่าช้า และ จำนวนที่ความล่าช้ากระทบต่อระยะเวลาของโครงการ

ปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้า	จำนวนวันที่พบ		จำนวนวันที่กระทบระยะเวลาของโครงการ	
	จำนวนวัน	ร้อยละของทั้งหมด	จำนวนวัน	ร้อยละของทั้งหมด
สภาพแวดล้อม	56	2.78	56	25.81
ปรับเปลี่ยนแบบระหว่างก่อสร้าง	6	0.30	0	0.00
คนงาน	85	4.21	0	0.00
วัสดุไม่ได้คุณภาพ	311	15.41	35	16.13
การจัดการและวางแผนแผนงาน	116	5.75	77	35.48
การเงิน	276	13.68	0	0.00
ผู้รับเหมาช่วง	93	4.61	0	0.00

จากตาราง 1 จำนวนวันที่พบ หมายถึง จำนวนวันที่เกิดความล่าช้าในการทำงานจากแต่ละปัจจัย (สรุปรวมจากทุกหมวดงานในการก่อสร้างโครงการ) จำนวนวันที่กระทบระยะเวลาโครงการ หมายถึง จำนวนวันที่แต่ละปัจจัยส่งผลกระทบต่อความล่าช้าทั้งหมดของโครงการ



รูปที่ 3 แผนงานจริงที่ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลโครงการที่ศึกษา



รูปที่ 4 แผนงานจริงที่ถูกลดระยะเวลาโดยปัจจัยสภาพแวดล้อม

ผลการวิเคราะห์ ปัจจัยที่พบมากที่สุด คือ ปัจจัยจากวัสดุไม่ได้คุณภาพ จำนวนวันที่พบ 311 วัน คิดเป็นร้อยละ 15.41 ของทั้งหมด ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการ 35 วัน ปัจจัยที่พบรองลงมาคือ ปัจจัยจากการเงิน จำนวนวันที่พบ 276 วัน คิดเป็นร้อยละ 13.68 ของทั้งหมด ไม่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการ ปัจจัยจากการวางแผนแผนงาน จำนวนวันที่พบ 116 วัน คิดเป็นร้อยละ 5.75 ของทั้งหมด ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการ 77 วัน ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง จำนวนวันที่พบ 93 วัน คิดเป็นร้อยละ 4.61 ของทั้งหมด ส่งผลไม่กระทบต่อความล่าช้าของโครงการ ปัจจัยจากคนงาน จำนวนวันที่พบ 85 วัน คิดเป็นร้อยละ 4.21 ของทั้งหมด ส่งผลไม่กระทบต่อความล่าช้าของโครงการ และปัจจัยจากสภาพแวดล้อม จำนวนวันที่พบ 56 วัน คิดเป็นร้อยละ 2.78 ของทั้งหมด ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการ 56 วัน

4.3 ผลการวิเคราะห์สาเหตุและขอบเขตของผู้ที่ต้องรับผิดชอบเนื่องจากความล่าช้าของการก่อสร้างโครงการ

4.3.1. ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างต้องรับผิดชอบ(non – excusable delay) ความล่าช้าที่เกิดขึ้นจากความรับผิดชอบของผู้รับจ้าง ประกอบด้วย

1. ปัจจัยที่พบมากที่สุดในการศึกษาครั้งนี้ (ร้อยละ15.41 ของทั้งหมด) ปัจจัยจากวัสดุไม่ได้คุณภาพ พบว่าผู้รับจ้างใช้วัสดุเทียบเคียงในการทำงานซึ่งเป็นการเปลี่ยนแปลงรูปแบบข้อกำหนดตั้งต้นของโครงการในหมวดงานพื้นและผิวพื้น งานบัวเชิงผนัง และหมวดงานเฟอร์นิเจอร์และของตกแต่งห้องพัก มีผลด้านคุณภาพของวัสดุไม่เท่าข้อกำหนดตั้งต้น และวัตถุประสงค์ของโครงการ กระทบต่อระยะเวลาในการแก้ไขงานเพื่อให้งานได้คุณภาพตามที่โครงการกำหนด ในโครงการที่ศึกษาผู้รับจ้างได้ขออนุมัติเทียบเคียงกระเบื้องยาง และ ของตกแต่งห้องพักโดยมีผลการทดสอบวัดสุ และ ข้อมูลผลิตภัณฑ์ประกอบ เมื่อดำเนินการติดตั้งแล้วเสร็จพบว่ากระเบื้องยาง และของตกแต่งห้องพักไม่ได้คุณภาพ กระเบื้องยางมีการเสียรูปจากอุณหภูมิ , ของตกแต่งห้องพักซึ่งมีไม้เป็นส่วนประกอบมีการยืดหดของวัสดุเนื่องจากอุณหภูมิทำให้เกิดรอยแตกร้าว ทำให้ต้องดำเนินการปรับเปลี่ยนแก้ไขและติดตั้งใหม่อีกครั้ง

2. ปัจจัยด้านการเงิน (ร้อยละ13.68 ของทั้งหมด) พบว่าผู้รับจ้างมีปัญหาสภาพคล่องทางการเงินในการจัดซื้อวัสดุอุปกรณ์ และค่าแรงของคนงานในการทำงาน ในการทำงานหมวดงานระบบงานวิศวกรรมไฟฟ้าและสื่อสาร เนื่องจากวัสดุอุปกรณ์บางรายการมีราคาสูง ทำให้การดำเนินการไม่สามารถทำได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ ผู้รับจ้างจำเป็นต้องชะลอการทำงานหมวดงานวิศวกรรมไฟฟ้าและสื่อสาร และเร่งการทำงานหมวดอื่นเพื่อเบิกงวดงาน

3. ปัจจัยจากการจัดการและวางแผนแผนงาน (ร้อยละ 5.75 ของทั้งหมด) พบว่า งานสุขภัณฑ์และอุปกรณ์ประกอบ งานเฟอร์นิเจอร์และของตกแต่งห้องพัก งานเก็บดีเฟคที่เกิดจากการทำงาน งานระบบควบคุมการเข้า-ออกโครงการ และระบบสายสัญญาณคอมพิวเตอร์ ผู้รับจ้างมีการวางแผนการทำงานบางหมวดงานไม่สอดคล้องกัน ไม่ติดตามงานอย่างรัดกุมทำให้การทำงานเกินระยะเวลาแผนงานที่วางไว้

4. ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง (ร้อยละ 4.61 ของทั้งหมด) พบว่าผู้รับเหมาช่วงงานระบบระบายและบำบัดน้ำเสียไม่สามารถส่งถังบำบัดมาหน้างานได้ตามแผนงานเนื่องจากไม่ได้วางแผนระยะเวลาการสั่งผลิตภัณฑ์ และ งานติดตั้งลิฟต์โดยสารผู้รับเหมาช่วงทำงานล่าช้าไม่สามารถทำงานให้แล้วเสร็จตรงตามแผนงานของผู้รับจ้างหลักได้

5. ปัจจัยจากคนงาน (ร้อยละ 4.21 ของทั้งหมด) เกิดจากผู้รับจ้างมีปริมาณคนงานไม่เพียงพอต่อการทำงานให้แล้วเสร็จได้ตามแผนงานตั้งต้น รวมถึงความรู้ ความสามารถ ความถนัดในการทำงานของคนงานที่ส่งผลต่อคุณภาพ และเวลา พบในงานผิวผนังภายนอก ที่ทำงานพร้อมกับผิวผนังภายใน ซึ่งเป็นคนงานชุดเดียวกัน และ งานระแนงเหล็กและราวระเบียง ที่รูปแบบรายละเอียดของงานค่อนข้างมากต้องใช้ความชำนาญในการทำงานให้ได้ตามรูปแบบที่วางไว้

4.3.2 ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ(excusable delay) ความล่าช้าที่เกิดจากสภาพแวดล้อมภายนอกที่ส่งผลกระทบต่อการทำงานของผู้รับจ้าง ในการศึกษาครั้งนี้พบเพียงปัจจัยเดียวคือ ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม (ร้อยละ 2.78 ของทั้งหมด) ในการทำงานหมวดงานโครงสร้าง การเตรียมพื้นที่หน้างาน การทำงานกลางแจ้ง การเทคอนกรีต ได้รับผลกระทบจากสภาพแวดล้อมที่ผู้รับจ้างควบคุมไม่ได้ เช่น ลมพายุ ปริมาณน้ำใต้ดิน การสั่นสะเทือนกระทบกับพื้นที่ข้างเคียง เป็นต้น ซึ่งทำให้การทำงานไม่สามารถดำเนินการได้ต่อเนื่อง

4.3.3. ความล่าช้าที่สามารถเรียกร้องค่าชดเชยได้(compensable delay) ความล่าช้าเนื่องจากผู้ว่าจ้างมีการเปลี่ยนแปลงวัตถุประสงค์โครงการ หรือขั้นตอนกระบวนการทำงานของผู้รับจ้างทำให้ผู้รับจ้างได้รับผลกระทบต่อการวางแผนการทำงาน และ กระบวนการทำงาน ในการศึกษาครั้งนี้พบเพียงปัจจัยเดียวคือ การปรับเปลี่ยนแบบระหว่างการก่อสร้าง โครงการได้มีการปรับเปลี่ยนรูปแบบการทำกันซึมชั้นดาดฟ้าของอาคารจากรูปแบบเดิมเป็นการทากันซึมหลังจากงานโครงสร้างพื้นดาดฟ้าแล้วเสร็จ เป็นการทำพื้นผิวแกร่ง (Floor Hardener) ผสมวัสดุซีเมนต์กันซึม ทำให้การทำงานของผู้รับจ้าง งานโครงสร้างพื้นชั้นดาดฟ้า และงานโครงสร้างห้องเครื่องลิฟต์ ได้รับผลกระทบการทำงานล่าช้ากว่าแผนงานตั้งต้น โดยผู้รับจ้างอาจจะเรียกร้อง ค่าชดเชยความเสียหาย หรือ เรียกร้องการขยายระยะเวลาการทำงานจากผู้ว่าจ้างในส่วนดังกล่าวได้

5. บทสรุป

จากการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของการดำเนินการก่อสร้างโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวม 8 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัด เชียงใหม่ จำนวน 1 โครงการ สามารถแบ่งขอบเขตความรับผิดชอบได้ดังนี้

1.ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างต้องรับผิดชอบ(non – excusable delay) พบอยู่ 6 ปัจจัย ประกอบด้วย 1)) การใช้วัสดุไม่ได้คุณภาพ เป็นปัจจัยที่พบมากที่สุดและกระทบต่อระยะเวลาของโครงการ 35 วัน 2) การเงิน 3) การ

จัดการและวางแผนแผนงาน กระทบต่อระยะเวลาของโครงการ 77 วัน ซึ่งเป็นจำนวนวันที่กระทบต่อระยะเวลาของโครงการมากที่สุด 4) ผู้รับเหมาช่วง และ 5) คนงาน จะเห็นได้ว่า 3 ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาของโครงการ ผู้รับจ้างต้องเป็นผู้รับผิดชอบ ผลกระทบที่ตามมาเช่น ค่าปรับจากการทำงานล่าช้ากว่าสัญญาที่กำหนดของผู้ว่าจ้าง , ต้นทุนของค่าดำเนินการก่อสร้างที่เกินระยะเวลา (ค่าวัสดุอุปกรณ์ , ค่าดำเนินการภายใน , ค่าแรงงาน) เป็นต้น

2.ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ(excusable delay) พบอยู่ 1 ปัจจัย คือ สภาพแวดล้อม กระทบต่อระยะเวลาของโครงการ 56 วัน เป็นความล่าช้าที่ผู้ว่าจ้าง และ ผู้ว่าจ้างต้องยอมรับเนื่องจากเป็นเหตุสุดวิสัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ แต่หากมีการวางแผนป้องกันและรับมืออย่างเหมาะสมในการทำงานจะช่วยลดความล่าช้าที่ส่งผลกระทบต่อโครงการได้

3.ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ(compensable delay) พบอยู่ 1 ปัจจัย คือ การปรับเปลี่ยนแบบระหว่างการทำงาน ซึ่งในโครงการที่ศึกษาไม่ส่งผลกระทบต่อระยะเวลาของโครงการ จึงทำให้ผู้รับจ้างไม่สามารถเรียกร้องค่าชดเชยความเสียหาย หรือ เรียกร้องการขยายระยะเวลาการทำงานจากผู้ว่าจ้างได้

ผลจากการศึกษาสอดคล้องงานวิจัยความล่าช้าในการก่อสร้างโครงการอสังหาริมทรัพย์ภาครัฐประเภทอาคารของสถาบันการศึกษาสามารถสรุปความล่าช้าได้ 7 ปัจจัย โดยแบ่งปัจจัยตามความรับผิดชอบ 3 กลุ่มคือ 1. ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างต้องรับผิดชอบ 4 ปัจจัย ได้แก่ ปัจจัยด้านผู้รับจ้างไม่ทำงานตามแบบ , ผู้รับจ้างขาดการถอดแบบเพื่อทำงาน , ผู้รับจ้างวางแผนไม่รัดกุม และ ขาดแคลนวัสดุหรือเครื่องจักร 2. ความล่าช้าที่ผู้รับจ้างไม่ต้องรับผิดชอบ 1 ปัจจัย ได้แก่ ปัจจัยด้านสภาพภูมิอากาศ 3. ความล่าช้าที่สามารถเรียกร้องค่าชดเชยได้ 1 ปัจจัย ได้แก่ ปัจจัยด้านการเปลี่ยนแปลงแบบ [1] โดยปัจจัยทั้งหมดที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัยรวมสอดคล้องกับการศึกษาเรื่องแนวทางการป้องกันและแก้ไขความล่าช้าโครงการก่อสร้างอาคารชุดกรณีศึกษาอาคารชุดในเขตกรุงเทพมหานคร โดยสามารถสรุปปัจจัยได้ทั้งหมด 11 ปัจจัย 1) ปัจจัยจากคนงาน 2) ปัจจัยด้านวัสดุ 3) ปัจจัยจากการสั่งการเปลี่ยนแปลง 4) ปัจจัยจากการจัดการและการวางแผนงาน 5) ปัจจัยจากการประสานงานและการติดต่อสื่อสาร 6) ปัจจัยจากผู้รับเหมาช่วง 7) ปัจจัยจากความสัมพันธ์กับราชการ 8) ปัจจัยจากอุปกรณ์และเครื่องจักรกล 9) ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม 10) ปัจจัยจากวิธีการก่อสร้าง 11)ปัจจัยจากการควบคุมคนงาน [2] และได้สอดคล้องกับการศึกษาความล่าช้าเรื่องความล่าช้าของงานก่อสร้างอาคารชุดพักอาศัยรวมที่มีความสูงไม่เกิน 23 เมตรในจังหวัดชลบุรี สามารถสรุปความล่าช้าได้ 9 ด้านคือ ด้านวัสดุ ด้านแรงงาน ด้านเครื่องจักรกล ด้านการเปลี่ยนแปลงงาน ด้านความสัมพันธ์กับราชการ ด้านแผนงานกับการควบคุมงาน ด้านสภาวะสิ่งแวดล้อม และ ด้านความสัมพันธ์กับสัญญา ซึ่งมีปัจจัยที่เพิ่มเติม 1 ปัจจัย คือ ปัจจัยด้านการเงิน [3]

6. ข้อเสนอแนะ

6.1 ข้อเสนอแนะสำหรับผู้รับจ้าง

ผู้รับจ้างก่อสร้างอาคารชุดที่พักอาศัยรวมที่มีความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัดเชียงใหม่ ควรทำการวางแผนการดำเนินการก่อสร้างโครงการโดยบุคลากรที่มีประสบการณ์มากเพื่อให้การวางแผนงานในแต่ละหมวดงานสอดคล้องกัน มีการใช้ทรัพยากร วัสดุอุปกรณ์ คนงาน พื้นที่การทำงานอย่างเหมาะสม มีการวางแผนตั้งเบิกงวดงานสอดคล้องกับลำดับการทำงานจริง พิจารณาคุณภาพวัสดุอุปกรณ์ที่จะนำมาใช้อย่างละเอียด ทำแผนงานย่อยในแต่ละหมวดงาน และควรติดตามแผนงานที่วางไว้อย่างสม่ำเสมอ เพื่อลดความเสี่ยง,ความเสียหายที่จะส่งผลกระทบต่อการล่าช้าทั้งหมดของโครงการ โดยสามารถทำการประเมินความเสี่ยงของแต่ละปัจจัยความล่าช้าเพิ่มเติมเพื่อประกอบการตัดสินใจในการวางแผนและดำเนินการ

6.2 ข้อเสนอแนะสำหรับผู้ว่าจ้าง

ผู้ว่าจ้างควรมีการกำหนดวัตถุประสงค์,ความต้องการในแบบก่อสร้างให้ครบถ้วนสมบูรณ์ ควรมีการประชุมหรือปรึกษาแนวทางรูปแบบการทำงานร่วมกับผู้รับจ้างเพื่อลดการปรับเปลี่ยนขณะดำเนินการก่อสร้าง ซึ่งผู้ว่าจ้างต้องเป็นผู้รับผิดชอบต่อความล่าช้าที่เกิดขึ้น และผู้ว่าจ้างต้องมีการประเมินการทำงานของผู้รับจ้างให้เป็นไปตามแผนงานที่วางไว้อย่างสม่ำเสมอ

6.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการศึกษา และ วิจัยต่อไป

1.ควรทำการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของการดำเนินการก่อสร้างโครงการอาคารชุดที่พักอาศัยรวม 8 ชั้นความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัด เชียงใหม่ ในด้านอื่น ๆ เพิ่มเติมเนื่องจากการการก่อสร้างโครงการอาคารขนาดใหญ่ ประกอบด้วยกิจกรรมในการก่อสร้างจำนวนมากและมีความซับซ้อน

2.ควรทำการศึกษาแนวทางการประเมินความเสี่ยงและดัชนีชี้วัดเพื่อให้สามารถระบุค่าน้ำหนักของแต่ละปัจจัยเพื่อจะได้วางแผนแนวทางการจัดการปัจจัยความเสี่ยงอย่างเหมาะสม

กิตติกรรมประกาศ

ในการศึกษาครั้งนี้ ขอขอบคุณโครงการก่อสร้างกรณีศึกษาที่อนุญาตให้เก็บข้อมูล และนำข้อมูลดังกล่าวมาใช้วิเคราะห์ และ ผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องที่ได้ให้คำปรึกษา และเสียสละเวลาอันมีค่าช่วยเหลือทำให้การศึกษาค้นคว้าในครั้งนี้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

เอกสารอ้างอิง

[1] ศรัณย์ วรรณจารุรัตน์. 2553. ความล่าช้าในการก่อสร้างโครงการอสังหาริมทรัพย์ภาครัฐประเภทอาคารของสถาบันการศึกษา. การค้นคว้าแบบอิสระปริญญาวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชานวัตกรรมการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

[2] วรพล จันทนสิน. 2553. แนวทางการป้องกันและแก้ไขความล่าช้าโครงการก่อสร้างอาคารชุด กรณีศึกษาอาคารชุดในเขตกรุงเทพมหานคร. วิทยานิพนธ์ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาสถาปัตยกรรม คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์และการผังเมือง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

[3] วรสรรค์ แสนตระกูลและกองกูณฑ์ โตชัยวัฒน์ , 2561 ความล่าช้าของงานก่อสร้างอาคารชุดพักอาศัยรวมที่มีความสูงไม่เกิน 23 เมตร ในจังหวัดชลบุรี สาขาวิชานวัตกรรมการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

[4] กองกูณฑ์ โตชัยวัฒน์ , 2551 การวิเคราะห์ความล่าช้าในงานก่อสร้างโครงการอสังหาริมทรัพย์ , วารสารอาคารสงเคราะห์

[5] วิสูตร จิระดำเกิง , 2549 การวางแผนงานและแผนกำหนดเวลางานก่อสร้าง , กรุงเทพฯ : สำนักพิมพ์ วรรณกวี

[6] Pier Luigi Guida and Giovanni Sacco (2019). A method for project schedule delay analysis,Rome, Italy, pp.346-357.

การวิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนสถาบันอุดมศึกษาในกำกับของรัฐ
Analysis of Facility Management Problems of Buildings in Government University

จริยา เรืองเดช[1*] พิมพ์สิริ โตวิจิตร[2] สุนิตา นุเสน[3] และ มานพ แก้วโมราเจริญ[4]

*[*1] นักศึกษาระดับปริญญาโท หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่;*
[2] คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่;
[3] สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่;
[4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
E-mail address: [1] jariya_rueangdet@cmu.ac.th [2]pimsiri@gmail.com [3]sunita@rmutl.ac.th [4]manop@eng.cmu.ac.th

บทคัดย่อ

การวิจัยครั้งนี้มีจุดประสงค์เพื่อเพื่อศึกษาสภาพกายภาพของอาคาร ระบบประกอบอาคาร การใช้งานอาคาร และการบริหารจัดการทรัพยากรอาคาร วิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เพื่อเป็นแนวทางในการเพิ่มประสิทธิภาพการดูแลรักษาและบริหารจัดการอาคาร โดยการศึกษาแบ่งเป็น 2 ส่วน ส่วนที่ 1 คือการวิเคราะห์ปัญหาด้านกายภาพของอาคาร จากการศึกษาพบว่า ปัจจุบันอาคารอยู่ในสภาพใช้งานได้ดี สภาพปัญหาที่ต้องปรับปรุง เนื่องมาจากความเสื่อมสภาพของระบบประกอบอาคารตามอายุอาคาร โดยเป็นการบำรุงรักษาเชิงรับ ดังนั้นควรมีการเพิ่มนโยบายการดูแลรักษาในเชิงรุก ตรวจสอบติดตามผลเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการใช้งานอาคารให้มากยิ่งขึ้น และส่วนที่ 2 คือการวิเคราะห์ปัญหาด้านการบริหารจัดการอาคาร จากการเก็บรวบรวมแบบสอบถามผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับการดูแลอาคารสถานที่ พบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการจัดการอาคารมากที่สุด คือ ด้านวัฒนธรรม ในการใช้อาคารโดยขาดความตระหนักในการช่วยดูแลรักษาอาคาร ดังนั้นควรมีการจัดการเพื่อกระตุ้นให้ความตระหนักในการช่วยกันดูแลรักษาอาคาร มีการจัดสรรงบประมาณในส่วนนี้โดยเฉพาะ และพัฒนาองค์ความรู้และศักยภาพของผู้ที่เกี่ยวข้องทุกฝ่าย ซึ่งจะนำไปสู่ทัศนคติที่ดีต่อการมีส่วนร่วมดูแลรักษาอาคารของผู้ใช้อาคาร มีการวางแผนติดตามผล และพัฒนาให้เกิดประสิทธิภาพมากขึ้นต่อไป

คำสำคัญ: การจัดการทรัพยากรกายภาพ, อาคารเรียน, การดูแลรักษาอาคาร, ผู้ดูแลอาคาร, แบบสอบถาม

Abstract

The purposes of this research are to study the physical conditions and the building resource management problems of the school building of faculty of Architecture, Chiang Mai University. Second, to analyse and understand the problems of building facility management. Third, to improve the efficiency of maintenance and management of the building. On the research was conducted in mainly two parts. First of all was to be analysis of the physical problems of the building. I found that the building is still in good conditions, only some minor defects are appeared from the deterioration in the building. Secondly was analysis of the problems of building facility management by conducting the management, employee and staff survey. As the result, the Thai-culture is still being the most challenge and difficult part to maintain and keep the building in good clean conditions. Since most of users is lack of sense of cleanliness responsibility. I suggest that they should focus on the procedure of the building management and the budget should be well managed on the process. Education and training will help generate and improve over all public responsibility and attitude of all users.

Keywords: Education Building, Facility Management, Building System

1. ที่มาและความสำคัญ

เพราะทรัพยากรนั้นมีอยู่อย่างจำกัด การบริหารจัดการเพื่อให้เกิดใช้ทรัพยากรอย่างเหมาะสมและมีประสิทธิภาพสูงสุดจึงมีความสำคัญมากในโลกยุคปัจจุบัน การบริหารทรัพยากรอาคารคือการเพิ่มประสิทธิภาพคน (People) กระบวนการ (Process) ทรัพย์สิน (Place) เพื่อสนับสนุนวัตถุประสงค์ขององค์กร ซึ่งการบริหารทรัพยากรอาคารนั้นนับว่าเป็นการทำงานที่ต่อเนื่อง ของการวางแผนการจัดหา การดำเนินการ งานบริการ และการบริหารจัดการที่เกี่ยวข้องกับอาคารทั้งหมด เพื่อก่อให้เกิดสภาพแวดล้อมที่มีคุณภาพและประสิทธิภาพทางการลงทุน โดยอยู่ภายใต้การใช้ทรัพยากรอย่างเหมาะสม และช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการทำงานขององค์กร และทั้งนี้ก็จะต้องอยู่ภายใต้ความเหมาะสมทั้งในเชิงเทคนิค เชิงเศรษฐศาสตร์อีกด้วย

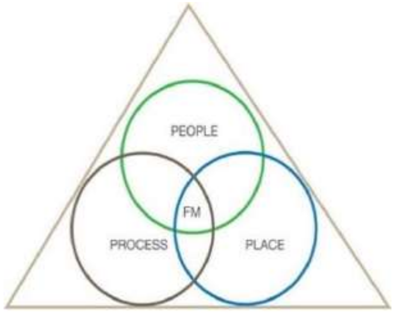
อาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ก่อสร้างแล้วเสร็จและเริ่มใช้งานเมื่อปี พ.ศ. 2542 เป็นอาคารความสูง 4 ชั้น มีพื้นที่ใช้สอย 19,791 ตารางเมตร ลักษณะเป็นตัวอาคารมีพื้นที่แยกส่วนเชื่อมต่อกันด้วยทางเดินและลานกิจกรรม ปัจจุบันเปิดการเรียนการสอนในสาขาสถาปัตยกรรม ทั้งระดับปริญญาตรี ปริญญาโท ปริญญาเอก และนานาชาติ มีผู้ใช้อาคารทั้งหมด 645 คน แบ่งเป็นนักศึกษา 560 คน และบุคลากร 85 คน ตัวอาคารที่มีอายุกว่า 20 ปี สืบเนื่องจากทั้งการเปลี่ยนแปลงของการใช้งานอาคารตามยุคสมัย และความเสื่อมของอาคาร ส่งผลต่อทั้งด้านค่าใช้จ่าย ด้านประสิทธิภาพการใช้พื้นที่ และโดยเฉพาะอย่างยิ่งด้านสวัสดิภาพความปลอดภัยของผู้ใช้งานอาคาร โดยปัญหาที่เกิดขึ้นในปัจจุบันมีสาเหตุมาจากหลายมิติ

จึงเล็งเห็นถึงความสำคัญที่จะทำการวิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จะได้นำผลการวิเคราะห์ที่ได้ไปประกอบการพิจารณา เพื่อวางแผนในการพัฒนาปรับปรุงการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ต่อไป

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การบริหารทรัพยากรกายภาพ

แนวคิดขั้นพื้นฐานของการบริหารจัดการทรัพยากรอาคารซึ่งประกอบไปด้วยปฏิสัมพันธ์ของปัจจัย 3 สิ่ง คือ 1) คน (People) หมายถึง บุคคลผู้ใช้อาคารประจำ ได้แก่ พนักงาน ในกรณีอาคารสถานศึกษาก็คือ นักศึกษา อาจารย์ บุคลากร และบุคคลที่ใช้อาคารเป็นบางครั้ง ได้แก่ ผู้มาติดต่อธุรกิจ ชาวบ้านข้างเคียง เป็นต้น 2) งาน (Process) หมายถึง กิจกรรม ธุรกิจ หรือการทำงานที่เกิดขึ้นภายในอาคารนั้น ต้องการใช้อาคารปฏิบัติงานทั้งในเวลาและนอกเวลาทำงานปกติ เพื่อให้ได้ผลตามที่กำหนดไว้อย่างถูกต้อง 3) สถานที่ (Place) หมายถึง สถานที่รองรับการทำงานของผู้ใช้อาคาร ได้แก่ อาคาร พื้นที่ทำงาน สถานที่และบริเวณ สิ่งแวดล้อม และเครื่องใช้สำนักงานโดยมีหลักการสำคัญคือ การกำกับและดูแลอาคารสถานที่ให้สอดคล้องและสมดุลย์ตามพันธกิจขององค์กรนั้น โดยมีวัตถุประสงค์ระยะสั้น เพื่อลดค่าใช้จ่ายและเพิ่มมูลค่าในการใช้อาคารสถานที่ และมีวัตถุประสงค์ระยะยาวเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพ สมรรถภาพ และคุณภาพของอาคารที่ตอบสนองการดำเนินงานขององค์กรตามจุดมุ่งหมายเชิงกลยุทธ์ [4]



รูปที่ 1 Triangle of ‘Ps’ and Facility Management

ทรัพยากรกายภาพประกอบด้วย องค์ประกอบดังนี้

อาคาร หมายถึง ตัวอาคาร โครงสร้าง พื้น ผนัง หลังคา เป็นสิ่งปลูกสร้างโดยใช้พื้นที่อาคารเพื่อการอยู่อาศัย ที่ทำงาน หรือเพื่อวัตถุประสงค์อื่นๆ ตามความต้องการของเจ้าของอาคาร หรือผู้ใช้อาคารนั้นๆ

สถานที่ หมายถึง ที่ดินบริเวณภายนอกอาคาร หรือพื้นที่โดยรอบอาคาร อันได้แก่ สวน สนาม สระน้ำ ถนน ทางเดิน ที่จอดรถ ฯลฯ

ระบบประกอบอาคาร หมายถึง สิ่งอำนวยความสะดวกภายในอาคาร ได้แก่

- ระบบเครื่องกล เช่น ระบบปรับอากาศ ระบบลิฟต์ ระบบปั๊มน้ำ ฯลฯ
- ระบบไฟฟ้า เช่น ระบบไฟฟ้าแสงสว่าง ระบบไฟฟ้ากำลัง ระบบไฟฟ้าสำรอง ระบบหม้อแปลงไฟฟ้า ฯลฯ
- ระบบประปาและสุขาภิบาล เช่น ระบบประปา ระบบบำบัดน้ำเสีย
- ระบบป้องกันอัคคีภัย และระบบรักษาความปลอดภัย เช่น ระบบสัญญาณกริ่งเตือนภัย ระบบตรวจจับควันไฟ ระบบโทรทัศน์วงจรปิด ระบบสายฉีดน้ำดับเพลิง ฯลฯ
- ระบบสื่อสาร เช่น ระบบโทรศัพท์ ระบบเสียงตามสาย ระบบอินเตอร์เน็ต ฯลฯ
- ระบบอื่น เช่น ระบบคอมพิวเตอร์ ระบบเครื่องยนต์กลไกในการผลิต ครุภัณฑ์ เฟอร์นิเจอร์ และอุปกรณ์สำนักงานต่างๆ

2.2 ทฤษฎีอาคาร

อาคารสถานที่ ไม่ได้หมายความถึงในแง่กายภาพ ที่เป็นพื้นที่อาคารหรือสิ่งปลูกสร้างเพียงอย่างเดียว แต่ยังหมายถึงสิ่งที่สนับสนุนก่อให้เกิดผลงาน ผลผลิต และรายได้ การใช้อาคารสถานที่จะต้องมีความเข้าใจถึงองค์ประกอบด้านกายภาพ ลักษณะเฉพาะ และข้อจำกัดต่าง ๆ เพื่อที่จะสามารถใช้อาคารสถานที่ก่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดได้ โดยเนื้อหาในการศึกษาครั้งนี้มุ่งเน้นศึกษาด้านกายภาพอาคาร โดย องค์ประกอบทางด้านกายภาพของอาคาร (Building Components) สามารถแบ่งได้เป็น 4 ส่วน ตามอายุทางกายภาพและลักษณะการใช้งาน คือ 1) เปลือกหรือผิวอาคาร (Building Shell) ได้แก่ ผิวผนังอาคาร ช่องเปิด โครงสร้างอาคาร หลังคา ฯลฯ 2) ระบบประกอบอาคาร (Building Services) โดยทั่วไปประกอบด้วย ระบบไฟฟ้ากำลัง ปรับอากาศ สุขาภิบาล ปั๊มน้ำ บำบัดน้ำเสีย ป้องกันอัคคีภัย ลิฟต์ ฯลฯ 3) ผนังภายในอาคาร (Fitting-out Elements) ได้แก่ ผนังระหว่างห้อง แผงกั้น ประตู ฝ้าเพดาน วัสดุตกแต่งผิว เป็นต้น และ 4) ครุภัณฑ์และอุปกรณ์สำนักงาน (Office Furnishings/ Fixtures/ Assets) แม้ว่าแต่ละองค์ประกอบ จะมีอายุทางกายภาพที่แตกต่างกัน แต่ก็จะต้องมีการควบคุม ตรวจสอบอยู่อย่างสม่ำเสมอ เพื่อป้องกันปัญหาที่จะเกิดขึ้นจากสภาพทรุดโทรม และปัญหาลุกลามที่ส่งผลต่อการใช้งาน และค่าใช้จ่ายในการดูแลรักษาที่จะตามมา [6]

2.3 วิธีการพิจารณาสภาพอาคาร

2.2.1 ขอบเขตในการพิจารณาสภาพอาคาร

ขอบเขตในการพิจารณาสภาพอาคาร 4 ส่วน คือ 1) สภาพอาคารภายนอก พิจารณาจาก สภาพผิวผนังภายนอก หลังคา ช่องเปิดอาคาร เช่น หน้าต่าง ช่องแสง ช่องระบายอากาศ 2) สภาพอาคารภายใน พิจารณาจาก สภาพพื้น ผิวผนัง ฝ้าเพดาน ประตู หน้าต่าง และช่องแสงภายในอาคารทั้งหมด 3) สภาพระบบประกอบอาคาร พิจารณาจาก สภาพของระบบประกอบอาคารต่าง ๆ ภายในอาคาร เช่น ระบบไฟฟ้า ระบบปรับอากาศ ระบบลิฟต์ 4) สภาพสถานที่ พิจารณาจาก บริเวณโดยรอบอาคาร เช่น ที่ว่าง ถนน ทางเดิน สวน และรางระบายน้ำ [5]

2.2.2 เกณฑ์ในการพิจารณาอาคาร

ใช้เกณฑ์ พิจารณา 3 ระดับ คือ 1) สภาพดี คือ มีสภาพเรียบร้อย สวยงาม สมบูรณ์ใช้งานได้เต็มที่ ไม่มีปัญหาขัดข้องในการใช้งานและความปลอดภัย 2) สภาพปานกลาง คือ มีสภาพของวัสดุเป็นไปตามกาลเวลาและอายุการใช้งาน แต่ยังสามารถใช้งานได้ ไม่ชำรุด 3) สภาพทรุดโทรม คือ มีสภาพไม่สวยงาม ไม่สมบูรณ์ มีความเสียหาย มีปัญหาขัดข้องในการใช้งานหรือมีความไม่ปลอดภัย [5]

3. ระเบียบวิธีการวิจัย

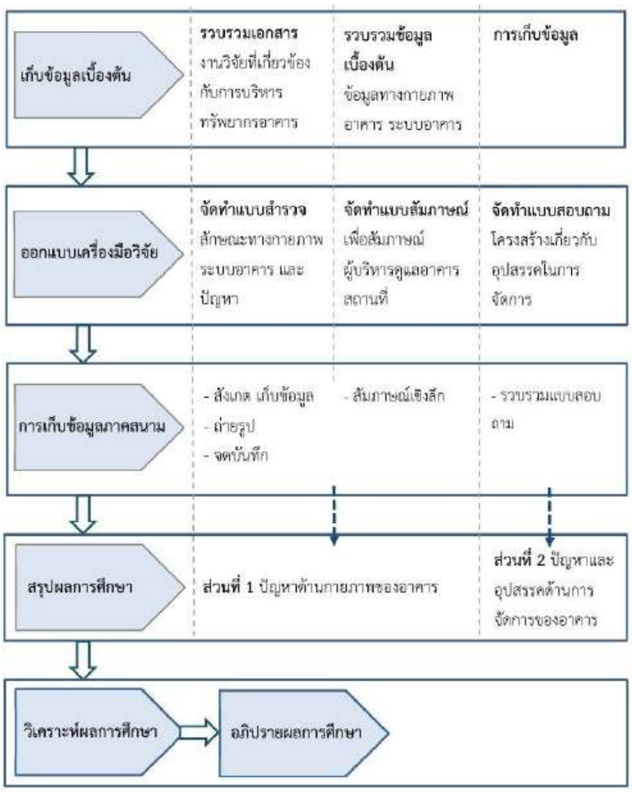
งานวิจัยนี้ทำการศึกษาเฉพาะอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เป็นอาคารเรียนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ความสูง 4 ชั้น มีพื้นที่อาคารรวม 19,791 ตารางเมตร ตั้งอยู่ที่ตำบลสุเทพ อำเภอเมืองเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่

รูปที่ 2 รูปแสดงอาคารเรียนมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ สถานที่ใช้ทำการศึกษา

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาลักษณะอาคาร ระบบประกอบอาคาร การใช้งานอาคาร ลักษณะการจัดการทรัพยากรอาคาร รวบรวมข้อมูลเพื่อวิเคราะห์ปัญหาการจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยมีลำดับขั้นตอนดังแสดงในรูปที่ 3 ขั้นตอนแรกเริ่มจากการเก็บข้อมูลเบื้องต้น โดยการทบทวนวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ขั้นตอนที่ 2 คือการออกแบบเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย โดยการจัดทำแบบสำรวจอาคาร แบบสัมภาษณ์ และแบบสอบถาม ขั้นตอนที่ 3 คือ การเก็บข้อมูลภาคสนาม สัมภาษณ์และเก็บรวบรวมแบบสอบถาม โดยข้อมูลที่ได้นำมาสรุปผลการศึกษาโดยแบ่งออกเป็น 2 ส่วนดังนี้

ส่วนที่ 1 การวิเคราะห์ปัญหาด้านกายภาพอาคาร ประกอบด้วย ข้อมูลทั่วไปของอาคาร สภาพอาคารภายนอก สภาพอาคารภายใน สภาพระบบประกอบอาคาร และสภาพสถานที่ โดยการสำรวจและการสัมภาษณ์ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับการดูแลรักษาอาคารสถานที่ โดยมีขอบเขตด้านสถานที่ คือ อาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ตั้งอยู่ในพื้นที่การศึกษา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ตำบลสุเทพ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ เป็นอาคารเรียนความสูง 4 ชั้น มีพื้นที่ใช้สอยรวม 19,791 ตารางเมตร



รูปที่ 3 แสดงขั้นตอนการศึกษา

ส่วนที่ 2 การวิเคราะห์ปัญหาและอุปสรรคการจัดการอาคาร โดยการใช้แบบสอบถาม (Questionnaire) และสัมภาษณ์ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับการบริหารและการดูแลอาคารสถานที่ เพื่อประเมินทัศนคติต่อระดับความรุนแรงของอุปสรรคที่มีผลต่อการดูแลรักษาอาคาร 4 ด้าน คือ ด้านวัฒนธรรม ด้านองค์กร ด้านงบประมาณ และด้านการออกแบบ โดยแบ่งเป็นปัจจัยย่อยรวม 19 ปัจจัย สำหรับทัศนคติต่อระดับความรุนแรงของอุปสรรคในการบริหารจัดการ โดยแบบสอบถามจะมีลักษณะของมาตราส่วนการประมาณค่า (Rating Scale) มีเกณฑ์วัดระดับความรุนแรงของอุปสรรค โดยกำหนดเกณฑ์การให้คะแนน 5 ระดับ ได้แก่ ระดับ 5 คือ ไม่เป็นอุปสรรคเลย ระดับ 4 คือ เป็นอุปสรรคน้อย ระดับ 3 คือ เป็นอุปสรรคปานกลาง ระดับ 2 คือ เป็นอุปสรรคมาก ระดับ 1 คือ เป็นอุปสรรคมากที่สุด และเกณฑ์การแปลความหมายของค่าเฉลี่ยดังตารางที่ 2

ตารางที่ 1 เกณฑ์การให้คะแนนวัดระดับความรุนแรงของอุปสรรค

ระดับความรุนแรงของอุปสรรค	เกณฑ์การให้คะแนน
ไม่เป็นอุปสรรคเลย	5
เป็นอุปสรรคน้อย	4
เป็นอุปสรรคปานกลาง	3
เป็นอุปสรรคมาก	2
เป็นอุปสรรคมากที่สุด	1

ตารางที่ 2 เกณฑ์การแปลความหมายของค่าเฉลี่ย

ค่าเฉลี่ย	การแปลความหมาย
4.51-5.00	ไม่เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคาร
3.51-4.50	เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารเล็กน้อย
2.51-3.50	เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารปานกลาง
1.51-2.50	เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารมาก
1.00-1.50	เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารมากที่สุด

3.2 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

1. แบบสัมภาษณ์เชิงลึก สอบถามด้านนโยบายแผนงานการจัดการ และด้านกายภาพอาคาร การดำเนินงานดูแลรักษา การติดตามควบคุม ไปจนถึงปัญหาและแนวทางแก้ไข

2. แบบสอบถาม ซึ่งมีโครงสร้างเพื่อให้ทราบถึงทัศนคติต่อปัญหาและอุปสรรคในการจัดการอาคารสถานที่

3. แบบเก็บรวบรวมข้อมูลอาคาร ประกอบด้วยลักษณะอาคาร ระบบประกอบอาคาร และบริเวณภายนอกอาคาร

3. เครื่องบันทึกเสียง

4. กล้องบันทึกภาพ

3.3 กลุ่มประชากร

กลุ่มประชากรในการสัมภาษณ์และตอบแบบสอบถามครั้งนี้คือ ผู้ที่มีความรับผิดชอบในการบริหารจัดการและดูแลอาคารสถานที่ ของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยแบ่งเป็น 2 กลุ่มตัวอย่างในการเก็บข้อมูล ซึ่งมีผู้ให้ความอนุเคราะห์จำนวน 11 ท่าน แบ่งเป็นระดับบริหาร 6 ท่าน และพนักงานระดับปฏิบัติการ 5 ท่าน

3.4 ข้อจำกัดในการวิจัย

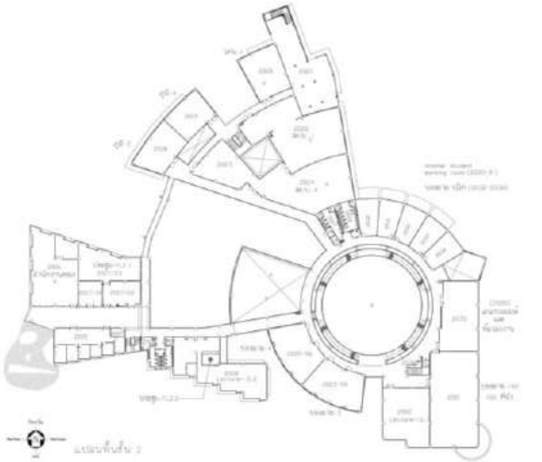
ข้อจำกัดของการศึกษาประการแรก คือการสำรวจสภาพกายภาพอาคาร ทำได้เพียงสังเกตจากสภาพภายนอก ซึ่งบางส่วนอย่างเช่นระบบประกอบอาคาร อาจต้องอาศัยการทดสอบทางวิศวกรรมโดยผู้เชี่ยวชาญ จะทำได้เพียงผ่านการสัมภาษณ์ข้อมูลจากผู้ดูแลรักษาอาคารสถานที่เท่านั้น ประการที่สอง คือประชากรกลุ่มตัวอย่างในการศึกษามีจำนวนไม่มาก จึงไม่สามารถใช้วิธีการสุ่มตัวอย่างตามหลักสถิติได้

4. ผลการศึกษา

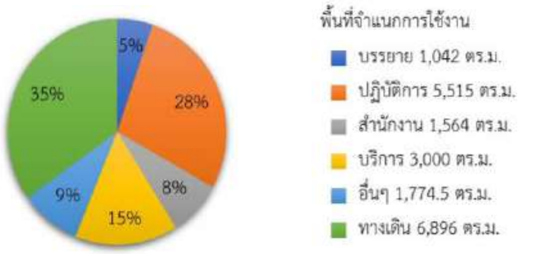
4.1 ผลการศึกษาส่วนที่ 1 ปัญหาด้านกายภาพของอาคาร

อาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เป็นอาคารเรียนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น มีพื้นที่อาคารรวม 19,791 ตารางเมตร แบ่งเป็นพื้นที่ชั้นหนึ่ง 4,646 ตารางเมตร พื้นที่ชั้นสอง 4,165 ตารางเมตร พื้นที่ชั้นสาม 4,716 ตารางเมตร พื้นที่ชั้นสี่ 3,325 ตารางเมตร และพื้นที่ชั้นดาดฟ้า 2,938 ตารางเมตร และแบ่งพื้นที่ตามการใช้งานเป็น 6 ประเภท คือ พื้นที่บรรยาย พื้นที่ปฏิบัติการ พื้นที่สำนักงาน พื้นที่บริการ พื้นที่ทางเดิน และอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 3 สภาพตัวอาคารของอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์



รูปที่ 4 ผังพื้นอาคารเรียนคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่



รูปที่ 5 สัดส่วนพื้นที่อาคารจำแนกตามการใช้งาน

ผลจากการเก็บรวบรวมข้อมูล สำรวจอาคารและสัมภาษณ์ถึงปัญหาและการจัดการปัญหาอาคาร ผลการศึกษาข้อมูลตามขอบเขตการศึกษาสภาพอาคารทั้ง 4 ด้าน คือสภาพอาคารภายนอก สภาพอาคารภายในสภาพระบบประกอบอาคาร และสภาพสถานที่ ได้ผลการศึกษาดังนี้

1. สภาพอาคารภายนอก ภาพรวมของสภาพภายนอกอาคารอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง พบสภาพผิวผนังภายนอกอาคารมีการแตกร้าวของผิวฉาบหลายจุด ผนังทาสีบางส่วนซีดจาง และมีตะไคร่น้ำเกาะผิวผนังก่อโชว์แนวโดยรอบอาคาร แต่ก็ได้มีการบำรุงและทาสีเพิ่มเติมตามแผนการบำรุงรักษาอาคาร ส่วนหลังคาพบมีรอยแตกร้าวและน้ำรั่วซึม 2 จุด ช่องเปิดอาคารส่วนใหญ่ยังอยู่ในสภาพใช้การได้ดี โดยนโยบายและแผนในการดูแลด้านสภาพภายนอกอาคาร ปัจจุบันเป็นนโยบายเชิงรับซึ่งเมื่อพบปัญหาก่อนแล้วจึงพิจารณาทางแนวทางในการจัดการแก้ไขปัญหา ทำให้บางครั้งต้องรอการอนุมัติงบประมาณการแก้ไขยาวนานไม่ทันต่อความต้องการใช้งาน

รูปที่ 6 ปัญหาสีภายนอกอาคาร

รูปที่ 7 ปัญหาคราบตะไคร่น้ำ

2. สภาพอาคารภายใน สภาพภายนอกอาคารอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง พบว่าสภาพพื้นทางเดินสัญจรในอาคารมีการปรับปรุงใหม่จากเดิมพื้นซีเมนต์ขัดเรียบให้เป็นกรวดล้างทำให้ใช้งานปลอดภัยมากยิ่งขึ้น ผิวผนังภายในอาคารเป็นผิวฉาบปูนเรียบทาสีซึ่งจะพบปัญหาส่วนใหญ่เกิดจากการใช้งานโดยขาดการร่วมมือของผู้ใช้อาคาร บานประตูมีสีซีดจาง โดยนโยบายและแผนในการดูแลด้านสภาพภายในอาคารปัจจุบันเป็นนโยบายเชิงรับ

รูปที่ 8 สภาพอาคารภายใน

3. สภาพระบบประกอบอาคาร ภาพรวมของระบบประกอบอาคารอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง จากการสำรวจระบบไฟฟ้าแสงสว่างพบว่าอยู่ในสภาพปานกลาง สืบเนื่องจากได้รับการพัฒนาเปลี่ยนแปลงจากการเพิ่มจำนวนของนักศึกษาและคุณภาพของแสงสว่างที่ไม่เพียงพอ ระบบไฟฟ้ากำลังพบปัญหาความเสื่อมของสายเชื่อมต่อระบบไฟฟ้าจากหม้อแปลงสู่อาคาร ซึ่งทางฝ่ายดูแลรักษาอาคารสถานที่ก็ได้มีแผนจัดสรรงบประมาณและอยู่ในระหว่างรอการแก้ไข ระบบปรับอากาศอยู่ในสภาพดี เนื่องจากเพิ่งได้รับการ

ปรับปรุงตามอายุการใช้งานให้เป็นระบบปรับอากาศที่ประหยัดพลังงาน การดูแลรักษาอาคารในส่วนระบบประกอบอาคารเป็นนโยบายเชิงรับ

รูปที่ 9 รูประบบไฟฟ้าแสงสว่างในห้องปฏิบัติการสตูดิโอนักศึกษา

4. สภาพสถานที่ อยู่ในเกณฑ์ดี ทั้งส่วนบริเวณถนน ทางเดิน และสวน มีแผนการบำรุงรักษาทั้งแผนประจำเดือน ประจำสามเดือน และประจำปี เพื่อความสวยงาม ความสะดวก และปลอดภัยในการใช้สอยอาคาร สถานที่ จัดว่าเป็นนโยบายเชิงรุก

รูปที่ 10 สภาพสถานที่ รอบอาคาร

สามารถสรุปปัญหาจากการพิจารณาสภาพอาคาร และได้นำข้อมูลที่ได้มาสังเคราะห์ด้วยแนวคิดของการบริหารจัดการความเสี่ยง Risk Matrix ให้ค่าระดับความรุนแรงของปัญหาดังตารางที่ 3 ระดับโอกาสที่จะเกิด ดังตารางที่ 4 เพื่อพิจารณาถึงแนวทางการวางแผนจัดการต่อปัญหา และผลสรุปผลการศึกษาออกมาได้ดังตารางที่ 5

ผลกระทบ / ความรุนแรง		ระดับของความเสี่ยง				
รุนแรงมากที่สุด	5	5	10	15	20	25
รุนแรงมาก	4	4	8	12	16	20
รุนแรงปานกลาง	3	3	6	9	12	15
รุนแรงน้อย	2	2	4	6	8	10
รุนแรงน้อยที่สุด	1	1	3	3	4	5
Risk Matrix		1	2	3	4	5
		โอกาสที่จะเกิด				

รูปที่ 11 แผนผังประเมินความเสี่ยง (Risk Matrix)

ตารางที่ 3 การวัดระดับความรุนแรงของความเสี่ยง

ระดับ	ผลกระทบ
5	รุนแรงมากที่สุด
4	รุนแรงมาก
3	รุนแรงปานกลาง
2	รุนแรงน้อย
1	รุนแรงน้อยที่สุด

ตารางที่ 4 ระดับโอกาสในการเกิด

ระดับ	ผลกระทบ
5	มีโอกาสมากที่สุด
4	มีโอกาสมาก คือค่อนข้างสูงหรือบ่อยๆ
3	มีโอกาสปานกลาง
2	มีโอกาสน้อย หรือนานๆครั้ง
1	มีโอกาสเกิดขึ้นน้อยที่สุด

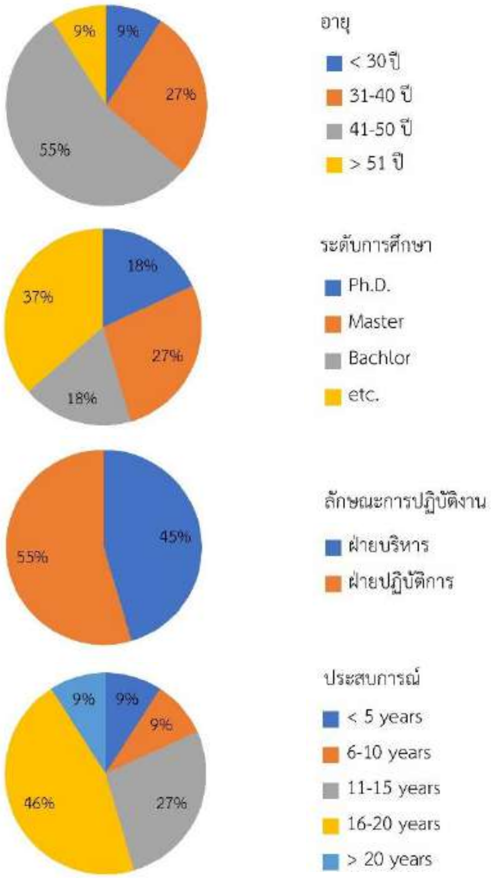
ตารางที่ 5 สรุปปัญหาจากการพิจารณาสภาพของอาคาร

ลักษณะปัญหา	สาเหตุของปัญหา	ความรุนแรง	โอกาส	
1. สภาพอาคารภายนอก				
1.1 น้ำรั่วซึมจากดาดฟ้าอาคาร	รอยต่อโครงสร้างอาคารช่วงระหว่างการก่อสร้าง	2	3	4
1.2 ผิวภายนอกอาคารแตกร้าว	ธรรมชาติตามอายุการใช้งาน	1	3	3
2. สภาพอาคารภายใน				
2.1 ความชื้น ในห้องชั้น1	ความชื้นจากพื้นดิน	1	5	5
2.2 ความร้อนภายในห้องสมุดชั้น 4	พื้นที่รับความร้อนมาก เนื่องจากทิศทางการวางตัวของอาคาร	2	5	10
2.3 ความร้อนภายในห้องเรียนสตูดิโอชั้น 4	พื้นที่รับความร้อนมาก เนื่องจากทิศทางการวางตัวของอาคาร	2	5	10
2.4 กระเบื้องห้องน้ำหลุดร่อน	ธรรมชาติตามอายุการใช้งาน	1	4	4
3. สภาพระบบประกอบอาคาร				
3.1 ปัญหาความเสื่อมของสายเชื่อมต่อระบบไฟฟ้าจากหม้อแปลงสู่อาคาร	ความเสื่อมของอุปกรณ์ ตามอายุอาคาร	5	3	15
3.2 ความเพียงพอของแสงสว่างและเต้ารับไฟฟ้า ในห้องสตูดิโอนักศึกษา	จำนวนนักศึกษาที่มากขึ้น และความต้องการใช้อุปกรณ์ไฟฟ้าคอมพิวเตอร์ที่เพิ่มมมากขึ้น	5	3	15
3.3 ปัญหาระบบเตือนสัญญานเพลิงไหม้	ความเสื่อมของอุปกรณ์ ตามอายุอาคาร	5	3	15
3.4 ปัญหาแรงดันเครื่องปั๊มน้ำดับเพลิง	ความเสื่อมของอุปกรณ์ ตามอายุอาคาร	5	3	15
4. สภาพภายนอกอาคาร				
4.1 กิ่งไม้ร่วงโดนรถ	ธรรมชาติ	3	2	6

พบว่าปัญหาที่มีผลคะแนนสูงที่สุด คือปัญหาด้านสภาพระบบประกอบอาคาร โดยมีคะแนนระดับความรุนแรงและโอกาสเท่ากันที่ 15 คะแนน จำนวน 4 ข้อ คือ ปัญหาความเสื่อมของสายเชื่อมต่อระบบไฟฟ้าจากหม้อแปลงสู่อาคาร ปัญหาความเพียงพอของแสงสว่างและเต้ารับไฟฟ้า ในห้องสตูดิโอนักศึกษา ปัญหาระบบเตือนสัญญานเพลิงไหม้ และปัญหาเครื่องปั๊มน้ำดับเพลิง รองลงมา 10 คะแนน จำนวน 2 ข้อ คือ ปัญหาความร้อนภายในห้องสมุดชั้น 4 และความร้อนภายในห้องเรียนสตูดิโอ 6 คะแนน จำนวน 1 ข้อ คือ กิ่งไม้ร่วงโดนรถ 5 คะแนน จำนวน 1 ข้อ คือ ปัญหาความชื้นในห้องชั้น 1 4 คะแนน จำนวน 2 ข้อ คือปัญหาน้ำรั่วซึมจากดาดฟ้าอาคาร และปัญหากระเบื้องหลุดร่อน และ 3 คะแนน จำนวน 1 ข้อ คือ ปัญหาผิวอาคารแตกร้าว จากผลการวิเคราะห์พบว่าปัญหาที่มีคะแนนความเสี่ยงและผลกระทบรุนแรงนั้นสอดคล้องกับแผนนโยบายการบำรุงรักษาของฝ่ายจัดการอาคารสถานที่ ตามที่รับข้อมูลจากการสัมภาษณ์พนักงานผู้ดูแลอาคารสถานที่มุ่งเน้นความให้ความสำคัญในการจัดการที่มุ่งเน้นความปลอดภัยของผู้ใช้อาคารสูงที่สุด

ผลการศึกษาส่วนที่ 2 ปัญหาและอุปสรรคด้านการจัดการอาคาร

จากการรวบรวมแบบสอบถามสามารถสรุปข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามได้ผลดังรูปที่ 12 แผนภูมิวงกลมแสดงสัดส่วนข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ได้แก่ ข้อมูลอายุ ระดับการศึกษา ลักษณะการปฏิบัติงาน และประสบการณ์ในการทำงาน



รูปที่ 12 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ตารางที่ 6 สรุปผลการศึกษาทัศนคติต่อระดับความรุนแรงต่ออุปสรรคในการบริหารจัดการอาคารในมุมมองของผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในอาคารดูแลอาคาร

	อุปสรรคในการบริหารจัดการอาคาร	ค่าเฉลี่ย	ลำดับ
1.	ด้านวัฒนธรรม	2.80	**1**
1.1	ผู้ใช้อาคารขาดความตระหนักในการอนุรักษ์พลังงาน	2.27	1
1.2	ผู้ใช้อาคารขาดความสนใจที่จะช่วยดูแลรักษาอาคาร	2.45	2
1.3	ผู้ใช้อาคารขาดการมีส่วนร่วมในการวางแผนการบำรุงรักษาอาคาร	2.73	3
1.4	ผู้ใช้อาคารขาดความรู้ในการบำรุงรักษาอาคาร	3.73	4
2.	ด้านองค์กร	3.47	**3**
2.1	ไม่มีกิจกรรมส่งเสริมการบำรุงรักษาอาคาร	2.82	1
2.2	ขาดการฝึกอบรมที่เกี่ยวข้องในการบำรุงรักษาอาคาร	3.36	3
2.3	ไม่มีช่องในการติดตามและแสดงความคิดเห็น	3.18	2
2.4	การขาดการบันทึกผลการบำรุงรักษาอาคารหลังการใช้งาน	3.91	8
2.5	ผู้ปฏิบัติงานขาดความเข้าใจในมาตรฐานและหลักการขององค์กร	3.55	5
2.6	ขาดข้อมูลที่จะสร้างงบประมาณ	3.45	4
2.7	ผู้บริหารระดับสูงไม่สนับสนุนการบำรุงรักษาอาคารอย่างจริงจัง	3.82	7
2.8	ขาดการอนุมัติงบประมาณ	3.64	6
3.	ด้านงบประมาณ	3.39	**2**
3.1	ขาดงบประมาณสำรองด้านการบำรุงรักษาอาคาร	2.91	1
3.2	ขาดงบประมาณในการเก็บบันทึกข้อมูลสำคัญ เช่น แบบก่อสร้าง (As-built Drawing)	4.00	3
3.3	ขาดงบประมาณในการบำรุงรักษาอาคารโดยตรง	3.27	2
4.	ด้านการออกแบบ	3.84	**4**
4.1	ไม่มีการประสานงาน บูรณาการกันในแต่ละการออกแบบ	4.27	4
4.2	ขาดความสนใจในผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อม	4.18	3
4.3	การออกแบบไม่เป็นที่พึงพอใจของผู้ใช้งาน	3.91	2
4.4	ทำการออกแบบโดยไม่สนใจข้อกำหนดในการบำรุงรักษา	3.00	1

จากการวิเคราะห์ข้อมูลจากแบบสอบถามในเรื่องทัศนคติต่อปัญหาและอุปสรรคในการดูแลรักษาอาคาร ดังแสดงในตาราง 6 พบว่า ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องต่อการดูแลอาคารให้ระดับความรุนแรงของอุปสรรคการจัดการอาคารในปัจจัยหลัก พบว่า มีปัจจัยหลักที่เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารปานกลาง จำนวน 3 ปัจจัย คือ ด้านวัฒนธรรม ด้านงบประมาณ ด้านองค์กร และปัจจัยหลักเป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารเล็กน้อย 1 ปัจจัย คือ ด้านการออกแบบ และเมื่อพิจารณาใน

ปัจจัยย่อยเรียงตามลำดับ พบปัจจัยย่อยที่เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารมาก จำนวน 2 ปัจจัยย่อย โดยเรียงลำดับค่าเฉลี่ยจากน้อยไปมากคือ ผู้ใช้อาคารขาดความตระหนักในการอนุรักษ์พลังงาน และผู้ใช้อาคารขาดความสนใจที่จะช่วยดูแลรักษาอาคาร ตามลำดับ ปัจจัยย่อยที่เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารปานกลาง จำนวน 8 ปัจจัยย่อย โดยเรียงลำดับค่าเฉลี่ยจากน้อยไปมากคือ ผู้ใช้อาคารขาดการมีส่วนร่วมในการวางแผนการบำรุงรักษาอาคาร ไม่มีกิจกรรมส่งเสริมการบำรุงรักษาอาคาร ขาดงบประมาณสำรองด้านการบำรุงรักษาอาคาร ไม่มีช่องในการติดตามและแสดงความคิดเห็น ขาดงบประมาณในการบำรุงรักษาอาคารโดยตรง ขาดการฝึกอบรมที่เกี่ยวข้องในการบำรุงรักษาอาคาร และทำการออกแบบโดยไม่สนใจข้อกำหนดในการบำรุงรักษา ตามลำดับ และปัจจัยย่อยที่เป็นอุปสรรคต่อการดูแลรักษาและจัดการอาคารน้อย จำนวน 9 ปัจจัย โดยเรียงลำดับค่าเฉลี่ยจากน้อยไปมากคือ ผู้ปฏิบัติงานขาดความเข้าใจในมาตรฐานและหลักการขององค์กร ขาดการอนุมัติงบประมาณ ผู้ใช้อาคารขาดความรู้ในการบำรุงรักษาอาคาร ผู้บริหารระดับสูงไม่สนับสนุนการบำรุงรักษาอาคารอย่างจริงจัง ผู้บริหารระดับสูงไม่สนับสนุนการบำรุงรักษาอาคารอย่างจริงจัง การขาดการบันทึกผลการบำรุงรักษาอาคารหลังการใช้งาน การออกแบบไม่เป็นที่พึงพอใจของผู้ใช้งาน ขาดงบประมาณในการเก็บบันทึกข้อมูลสำคัญ เช่น แบบก่อสร้าง (As-built Drawing) ขาดความสนใจในผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อม และไม่มีการประสานงาน บูรณาการกันในแต่ละการออกแบบ ตามลำดับ

5. บทสรุป และข้อเสนอแนะ

จากการศึกษาปัญหาด้านกายภาพอาคาร สะท้อนให้เห็นถึงนโยบายการดูแลรักษาอาคารสถานที่ที่ส่วนมากจะเป็นนโยบายเชิงรับ ซึ่งเป็นการจัดการที่เมื่อพบปัญหาแล้วจึงวิเคราะห์และหาแนวทางแก้ไข ซึ่งบางปัญหาอาจมีความเร่งด่วน จึงอาจส่งผลกระทบต่อการจัดสรรงบประมาณ ดังนั้นผู้วิจัยจึงมีข้อเสนอแนะในส่วนการวิเคราะห์ปัญหาด้านสภาพกายภาพอาคารดังนี้ 1) ปัญหาอาคารภายนอก ควรมีแผนการสำรวจและตรวจสอบสภาพภายนอกอาคารประจำปี มีการจัดทำงบประมาณสำรองเพื่อดูแลรักษาอาคารอย่างเป็นระบบมากขึ้น เพื่อการวางแผนและติดตามผลการอาคารได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้น 2) ปัญหาอาคารภายใน ควรมีแผนการสำรวจและตรวจสอบสภาพภายในอาคารสม่ำเสมอ โดยมีนโยบายให้ผู้ใช้อาคารได้มีส่วนร่วมในการดูแลรักษา ตรวจสอบ และประเมินการใช้งานอาคารสถานที่มากขึ้น 3) ปัญหาระบบประกอบอาคาร ควรมีการวางแผนนโยบายเชิงรุกมากขึ้นทั้งในด้านการเพิ่มประสิทธิภาพ และประสิทธิผลของระบบอาคาร โดยเฉพาะอย่างยิ่งระบบประกอบอาคารที่ล้วนแล้วแต่ใช้พลังงานในปริมาณมาก เช่น ระบบไฟฟ้าแสงสว่าง และระบบปรับอากาศอาคาร ควรมีการวางระบบจัดการวัดผล ประเมินการใช้งานและความเสี่ยงต่างๆ โดยผู้เชี่ยวชาญ ทำการบันทึกข้อมูลวิเคราะห์อย่างเป็นระบบมากขึ้นเพื่อการพัฒนาการใช้งานอาคารให้มีประสิทธิภาพและยั่งยืนต่อไป 4) ปัญหาสถานที่ และบริเวณโดยรอบอาคาร ปัจจุบันนับได้ว่าทางผู้บริหารมีการวางนโยบายการจัดการในเชิงรุกอยู่แล้ว ในส่วนของผู้วิจัยจึงขอแสดงข้อเสนอแนะเพิ่มเติมว่าควรมีการจัดการระบบควบคุมทางเข้าออกอาคาร ซึ่งปัจจุบันอาคารนั้นเป็นพื้นที่เปิดโล่งเข้าได้หลายทางมากเกินไป ทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยต่อผู้ใช้อาคารมากยิ่งขึ้น

ในส่วนของปัญหาและอุปสรรคในการจัดการอาคาร ผลการศึกษาได้สะท้อนให้เห็นถึงประเด็นอุปสรรคที่ผู้บริหารและผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในการดูแลอาคารสถานที่ ควรนำไปประกอบการพิจารณา ปรับปรุงและวางแผนนโยบายด้านต่างๆ เพื่อการพัฒนาการบริหารทรัพยากรอาคารอย่างยั่งยืน คือ 1) ด้านวัฒนธรรม เพื่อเพิ่มความความตระหนักในการอนุรักษ์พลังงานและเพิ่มการมีส่วนร่วมในการดูแลรักษาอาคารของผู้ใช้อาคาร ควรมีการวางแผนยุทธศาสตร์และนโยบายประชาสัมพันธ์ จัดกิจกรรมส่งเสริมหรือเพิ่มจิตสำนึกการอนุรักษ์พลังงานให้แก่ผู้ใช้อาคารทุกฝ่าย ควรมีการแบ่งพื้นที่รับผิดชอบระบุผู้รับผิดชอบ พัฒนาตัวชี้วัดในการประเมินให้ชัดเจนเพื่อให้ง่ายต่อการวัดผล และอาจมีการให้รางวัลต่อผลการร่วมมือในการร่วมกิจกรรมเพิ่มเติมอีกด้วย 2) ด้านงบประมาณ ควรมีการทำแผนประเมินการใช้ประโยชน์ของพื้นที่ จัดทำฐานข้อมูลกลางของอาคารให้เป็นระบบมากยิ่งขึ้น เพื่อจะได้เห็นเป็นภาพรวม ทั้งด้านประสิทธิภาพ ด้านความเสี่ยงต่างๆ ในการใช้งานอาคาร เพื่อจะทำให้สามารถวางแผนล่วงหน้าและจัดตั้งงบประมาณในการดูแลรักษาอาคารที่เหมาะสมตามความสำคัญได้ล่วงหน้ารองรับการปรับเปลี่ยนพื้นที่ใช้งานของอาคารให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์การใช้งานอาคารที่เปลี่ยนไปในอนาคตได้อย่างต่อเนื่อง 3) ด้านองค์กร ควรเพิ่มนโยบายการพัฒนาความรู้ความเข้าใจในการใช้อาคารให้แก่บุคลากรและมีการวางแผนติดตามความคิดเห็น ถึงความเข้าใจในมาตรฐานและหลักการขององค์กรอย่างสม่ำเสมอ 4) ด้านการออกแบบ ควรทำการออกแบบโดยพิจารณาถึงแผนในระยะยาวที่จะมีผลต่อการใช้งานและการบำรุงรักษา เพื่อจะเป็นการพัฒนาการบริหารจัดการทรัพยากรอาคารอย่างยั่งยืนต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] จุฑามาศ มาตุเวช. (2560). *การศึกษาปัญหาการใช้งานพื้นที่ภายในอาคารเรียนและเสนอแนะแนวทางการแก้ไขปัญหา คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยกรุงเทพ.* วิทยานิพนธ์ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาสถาปัตยกรรมภายใน มหาวิทยาลัยกรุงเทพ.

[2] ฐิติพงศ์ สุขเสริม และ ปิยนุช เวทย์วิวรณ์ (2559). *อุปสรรคในการดูแลรักษาอาคารในมุมมองของผู้ดูแลอาคาร: กรณีศึกษาอาคารมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.* กรุงเทพฯ : มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[3] ธงชัย สัญญาอริยาภรณ์ (2551). *การบริหารทรัพยากรกายภาพของโรงเรียนนานาชาติ กรณีศึกษา 6 โรงเรียนนานาชาติในกรุงเทพมหานคร.* วิทยานิพนธ์ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรบัณฑิต. คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] บัณฑิต จุลาสัย และ เสริชย์ โชติพานิช (2547). *การบริหารทรัพยากรกายภาพ.* กรุงเทพฯ : โรงพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[5] ภาณุ สุวรรณอาศน์ (2556). *การจัดการทรัพยากรกายภาพอาคารสำนักงาน ธนาคารเพื่อการเกษตรและสหกรณ์.* วิทยานิพนธ์ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรบัณฑิต. คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[6] เสริชย์ โชติพานิช (2553). *การบริหารทรัพยากรกานภาพหลักการและทฤษฎี.* กรุงเทพฯ. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[7] Council, U.S.G.B. 2009. *Leed 2009 for Existing Building : Operation & Maintenance*. Available Source: http://www.usgbc.org/ShowFile.aspx?DocumentID=5545, 6 May 2015.

[8] U-HAB and HPD. *A Guide to Building Maintenance and Repair*. Available Source:http://www.uhab.org/sites/default/files/doc_library/Building_Repair.pdf, 26 November 2014.

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้าง: กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี)

Factors Affecting Construction Delay: A Case Study of the Metropolitan Rapid Transit Pink Line (Khae Rai - Min Buri)

ชายรอง กิมเฮียะ[1] อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
,[2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
E-mail address: rong_na@hotmail.co.th

บทคัดย่อ

โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า เป็นโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่มีการใช้ทรัพยากรที่สูง ทั้งด้านเงินทุน และทรัพยากรอื่น ๆ ปัญหาที่มักจะเกิดขึ้นคือความล่าช้าในงานก่อสร้างของโครงการที่ไม่แล้วเสร็จตามสัญญา งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์หาปัจจัยต่าง ๆ ที่ส่งผลให้การดำเนินการโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าล่าช้า พร้อมทั้งหาแนวทางควบคุมปัจจัยดังกล่าว เพื่อให้การดำเนินการแล้วเสร็จตามกำหนด ผู้วิจัยได้เลือกศึกษาโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) โดยการใช้แบบสอบถามในการสำรวจปัจจัยที่มีผลกระทบต่อระยะเวลาในการดำเนินงานก่อสร้างโครงการ ของบริษัทผู้รับเหมาที่ปฏิบัติงานในโครงการ จากการใช้สูตร Taro Yamane ได้กลุ่มตัวอย่าง จำนวน 82 คน ตัวแปรทางสถิติที่นำมาวิเคราะห์ข้อมูล คือ ค่าความถี่ (Frequency), ค่าร้อยละ (Percentage), ค่าเฉลี่ย (Mean), ค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) และจัดลำดับความรุนแรงของแต่ละปัจจัย (Severity Index) ผลการวิเคราะห์พบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) 5 อันดับแรก เรียงลำดับจากมากไปน้อยได้ ดังนี้ 1. การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า 2. ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา 3. การออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่างๆ 4. การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอ 5. การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ ในด้านผลกระทบที่มีต่อโครงการ โดยรวมอยู่ในระดับปานกลาง และในด้านความถี่ที่มีต่อโครงการอยู่ในระดับน้อย แนวทางในการป้องกันเบื้องต้น คือการนำเอาเทคโนโลยีสมัยใหม่เข้ามาช่วยในงานก่อสร้างเพื่อลดขั้นตอนการทำงาน ควรสรรหาบุคลากรให้มีความเหมาะสมกับลักษณะงานโดยบุคลากรมีความสำคัญเป็นอย่างมากที่จะขับเคลื่อนให้งานสำเร็จตามแผนงานที่ได้วางไว้

คำสำคัญ: ปัจจัยความล่าช้า, โครงการก่อสร้าง, โครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู

Abstract

The Metropolitan Rapid Transit Project is a large construction project with high resource usage in both funding and other resources. The frequent occurring problem is the delays in the construction of the project which cause the project to be completed according to the contract. The objective of this research was to analyze various factors affecting the delay of the train construction project operation as well as finding a way to control the said factors in order to complete the construction as scheduled. The researcher has chosen to study the construction of the Metropolitan Rapid Transit Pink Line Pink Line (Khae Rai - Min Buri) using a questionnaire to explore the factors affecting the duration of the project construction of the contracting company using the Taro Yamane equation with the samples of 82 people. The statistical variables analyzed were frequency, percentage, mean, standard deviation and rank the severity of each factor The analysis shows that the factors affecting the construction delay of the Pink Line Electric Train Project (Khae Rai - Min Buri), the top 5, in descending order as follows: 1. Shop Drawing approval is delayed 2. The delay from the owner in answering questions from the contractor 3. The issuance The order to change the details of the designs used in the construction and schedule details 4. The use of personnel is not suitable for the job and there are not enough personnel 5. The lack of construction labor In terms of the impact on the project Overall is at a medium level. And the frequency of the projects is at a low level Basic prevention guidelines Is to bring modern technology to help in construction in order to reduce

work steps The recruitment of personnel should be suitable for the job type, with the personnel very important to succeed as planned.

Keyword: delay factors, construction project, Metropolitan Rapid Transit Pink Line project

1.บทนำ

โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าเป็นส่วนหนึ่งของอุตสาหกรรมการก่อสร้างที่มีลักษณะเฉพาะแตกต่างจากอุตสาหกรรมประเภทอื่นๆ เป็นโครงการขนาดใหญ่ เป็นงานที่มีมูลค่าการลงทุนและมีความเสี่ยงสูงกว่างานอุตสาหกรรมประเภทอื่นๆ ดำเนินการในบริเวณที่โล่งแจ้ง ภายใต้ลักษณะดินฟ้าอากาศที่เปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา เป็นงานที่ประกอบด้วยผู้เกี่ยวข้องหลากหลายสาขาวิชาชีพ ทำให้ต้องใช้บุคลากรที่มีฝีมือและมีความชำนาญงานในด้านต่างๆ เป็นจำนวนมาก มีความผันแปรในแผนปฏิบัติงานตลอดเวลาในลักษณะวันต่อวัน สถานที่ก่อสร้างจะอยู่กระจัดกระจายตามท้องถิ่นต่างๆ และมีอาณาบริเวณที่ใหญ่ ดังนั้นการดำเนินการโครงการก่อสร้างให้แล้วเสร็จตามวัตถุประสงค์และทันกับเวลาตามสัญญา จึงต้องมีระบบการจัดการที่ดี ที่สำคัญคือ ระบบการวางแผน ควบคุมติดตามงาน วิเคราะห์ปัญหาและการแก้ไขปัญหาอย่างมีประสิทธิภาพ

ปัจจุบันโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู ช่วงแคราย-มีนบุรี ได้มีการปรับแบบร่วมกับกรมทางหลวง เช่น ช่วงถนนแจ้งวัฒนะซึ่งกรมทางหลวงมีแผนจะก่อสร้างอุโมงค์ระบายน้ำขนาดกว้าง 2 เมตร เพื่อแก้ปัญหาน้ำท่วม ในเขตบางเขน หลักสี่ และอำเภอปากเกร็ด จังหวัดนนทบุรี จะเร่งการก่อสร้างไปพร้อมกับสายสีชมพู นอกจากนี้ยังมีการปรับระยะห่างเสาตอม่อช่วงถนนติวานนท์จากระยะ 30 เมตร เป็นระยะ 40 เมตร ให้มีจุดกลับรถ 10 จุด ดังนั้นปัจจัยหลายอย่างที่เกิดขึ้นในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) ซึ่งเป็นปัจจัยที่ก่อให้เกิดความล่าช้าในงานก่อสร้าง การทราบถึงปัจจัยที่เป็นสาเหตุของความล่าช้าของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสามารถนำไปหาแนวทางป้องกันการเกิดความล่าช้า และยังช่วยเรื่องการควบคุมค่าใช้จ่ายให้เป็นไปตามแผนงานที่กำหนดและยังทำให้การก่อสร้างแล้วเสร็จตามกำหนดการที่วางแผนไว้

ปัญหาความล่าช้าในงานก่อสร้างรถไฟฟ้า ที่ไม่สามารถดำเนินการให้แล้วเสร็จตามสัญญา ก่อให้เกิดความเสียหายกับเจ้าของโครงการ ผู้รับเหมาโครงการ ลูกค้าของโครงการรวมทั้งผู้ที่เกี่ยวข้องทุกฝ่าย จนนำไปสู่การโต้แย้งและฟ้องร้องค่าเสียหายระหว่างกัน ดังนั้นการศึกษาสาเหตุความล่าช้าในการดำเนินการโครงการก่อสร้าง จะทำให้ได้ข้อมูลที่เป็นประโยชน์นำไปใช้ในการป้องกันและแก้ไขปัญหาความล่าช้าของโครงการก่อสร้างในอนาคตได้

2. วิธีการวิจัย

2.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การวิจัยเริ่มจากการศึกษาทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง เพื่อกำหนดชนิดหรือรูปแบบคำถามในแบบสอบถามในการสร้างเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยตามประเภทของความล่าช้าในงานก่อสร้าง แบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ ความล่าช้าประเภทต้องชดเชย (Compensable Delay) ความล่าช้าประเภทยอมรับได้ (Excusable Delay) และความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้ (Non excusable Delay) โดยนำปัจจัยดังกล่าวร่างเป็นข้อคำถามในแบบสอบถาม เพื่อวัดระดับผลกระทบจากปัจจัยเหล่านั้นต่อความล่าช้าของโครงการ จากนั้นเสนอร่างเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยต่ออาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เพื่อปรับปรุงแก้ไข หลังจากแบบสอบถามผ่านการปรังปรุงแก้ไขดังกล่าวแล้วจึงนำแบบสอบถามไปเก็บรวบรวมข้อมูลจากผู้รับเหมาที่ปฏิบัติงานในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) จากการใช้สูตร Taro Yamane ได้กลุ่มตัวอย่างจำนวน 82 คน จากจำนวนวิศวกรและช่างเทคนิคจำนวน 102 คน โดยคิดที่ความเชื่อมั่น 95% และค่าความคลาดเคลื่อน ±5% จากนั้นบันทึกข้อมูลที่ได้จากแบบสอบถามเกี่ยวกับปัจจัยต่างๆ ที่ส่งผลให้เกิดความล่าช้าของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) และนำมาวิเคราะห์หาค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าความถี่ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และคำนวณหาค่าน้ำหนักความสำคัญของข้อมูลที่บันทึกไว้ เพื่อนำผลการวิเคราะห์เหล่านั้นไปใช้ในการจัดลำดับปัจจัยที่ส่งผลให้โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) ล่าช้า และเสนอแนวทางป้องกันและแก้ไขปัญหาไม่ให้เกิดปัจจัยดังกล่าวในการบริหารโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าในอนาคต

2.2 แบบสอบถาม

ผู้วิจัยเลือกกำหนดชนิดหรือรูปแบบคำถามในแบบสอบถามในการสร้างเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยตามประเภทของความล่าช้าในงานก่อสร้าง ซึ่ง (Scott, 1997) ได้จำแนกประเภทความล่าช้าเป็น 3 ประเภท คือ 1. ประเภทต้องชดเชย 2.ประเภทยอมรับได้ 3.ประเภทยอมรับไม่ได้

2.2.1 ความล่าช้าประเภทต้องชดเชย

เป็นความล่าช้าที่เกิดจากความผิดของเจ้าของงาน เป็นสาเหตุที่เกิดจากความผิดพลาดในการทำงานของเจ้าของงาน ซึ่ง Fisk (1997) ได้สรุปสาเหตุต่าง ๆ ที่ทำให้เกิดความล่าช้าของโครงการเนื่องจากการทำงานของเจ้าของงานไว้ดังนี้

ตารางที่ 1 ความล่าช้าประเภทต้องชดเชย

ลำดับ	สาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย
1.1	การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า
1.2	ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา
1.3	การจ่ายเงินงวดไม่เป็นไปตามกำหนด
1.4	ความบกพร่องและความไม่ชัดเจนของสัญญาก่อสร้าง
1.5	รายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง
1.6	การติดต่อขออนุญาตต่อหน่วยราชการที่เกี่ยวข้องในพื้นที่ทำงานล่าช้า
1.7	การแทรกแซงการทำงานของผู้รับเหมาจากเจ้าของงาน

ตารางที่ 1 ความล่าช้าประเภทต้องชดเชย (ต่อ)

ลำดับ	สาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย
1.8	การแทรกแซงการทำงานของผู้รับเหมาโดยผู้รับเหมาเจ้าอื่นหรือเจ้าของงานรายอื่น
1.9	การขาดความเชี่ยวชาญในการปฏิบัติงานของผู้ควบคุมงาน
1.10	ผู้ควบคุมงานมีจำนวนบุคลากรไม่เพียงพอ
1.11	การสั่งเปลี่ยนวิธีการทำงานและเปลี่ยนแปลงมาตรฐานการตรวจงาน
1.12	การออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่าง ๆ
1.13	ผู้ควบคุมงานมีสายการบังคับบัญชาหลายขั้นตอนมีผลทำให้การตัดสินใจล่าช้า
1.14	ความล้มเหลวในการครอบครองกรรมสิทธิ์พื้นที่ก่อสร้าง และการใช้สิทธิ์บนเส้นทางการเข้าสู่พื้นที่ก่อสร้าง

2.2.2 ความล่าช้าประเภทยอมรับได้

เป็นความล่าช้าที่ไม่ได้เกิดจากความผิดของทั้งเจ้าของงานและผู้รับเหมา หรือสาเหตุของความล่าช้าที่เกิดขึ้นเป็นเหตุสุดวิสัย เป็นสาเหตุที่ไม่ได้เกิดจากความผิดพลาดในการทำงานของเจ้าของงานหรือผู้รับเหมาซึ่ง Fisk (1997) และ Leishman (1991) ได้กล่าวถึงสาเหตุที่ทำให้เกิดความล่าช้าประเภทยอมรับได้ไว้ดังนี้

ตารางที่ 2 ความล่าช้าประเภทยอมรับได้

ลำดับ	สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับได้
2.1	การค้นพบโบราณวัตถุหรือแหล่งอารยธรรมโบราณในพื้นที่ก่อสร้าง
2.2	การค้นพบสารพิษหรือวัตถุอันตรายในพื้นที่ก่อสร้าง
2.3	การกีดขวางของสิ่งปลูกสร้างต้นไม้หวงห้ามและระบบสาธารณูปโภคของหน่วยงานอื่น
2.4	ความผิดปกติของสภาพภูมิอากาศ และภัยธรรมชาติ
2.5	ปัญหาทางการเมืองในท้องถิ่นหรือในประเทศ
2.6	ปัญหาสภาพพื้นที่ในการทำงานเกิดการเปลี่ยนแปลงไปจากแบบคู่สัญญา
2.7	ปัญหาจากสภาพหน้างานพบหินแข็งกีดขวางทำให้ต้องใช้เครื่องมือพิเศษในการทำลาย

2.2.3 ความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้

เป็นความล่าช้าที่เกิดจากความผิดของผู้รับเหมา ซึ่งเจ้าของงานไม่จำเป็นต้องขยายเวลาในการก่อสร้างให้กับผู้รับเหมา และไม่ต้องรับผิดชอบต่อค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากความล่าช้าในประเภทนี้ เป็นสาเหตุที่เกิดจากความผิดพลาดในการทำงานของผู้รับเหมา ซึ่ง Fisk (1997) ได้สรุปสาเหตุต่าง ๆ ที่ทำให้เกิดความล่าช้าของโครงการเนื่องจากการทำงานของผู้รับเหมาไว้ดังนี้

ตารางที่ 3 ความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้

ลำดับ	3. สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้
3.1	ความล่าช้าในการส่งแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า
3.2	ความล่าช้าในการส่งแบบก่อสร้าง (As build Drawing) ล่าช้า
3.3	การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลากรไม่เพียงพอ
3.4	การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ
3.5	การที่บุคลากรขาดประสบการณ์ และความเชี่ยวชาญในการปฏิบัติงาน หรือวางแผนงานก่อสร้าง
3.6	ความล่าช้าที่เกิดจากการทำงานของผู้รับเหมาย่อย
3.7	สิ่งก่อสร้างไม่เป็นไปตามสัญญาโดยไม่ตรงกับข้อกำหนดหรือแบบก่อสร้าง
3.8	การไม่ปฏิบัติตามคำขอร้องของเจ้าของงานที่ผู้รับเหมาได้ตอบตกลงตามคำขอร้องนั้นแล้ว
3.9	ความบกพร่องในการติดตามงานและปรับแผนการทำงาน
3.10	ความบกพร่องในการประสานงานที่หน้างาน
3.11	ความบกพร่องในการจัดการและประสานงานภายในองค์กรของผู้รับเหมา
3.12	ความล่าช้าในการจัดหาเครื่องมืออุปกรณ์หรือวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง
3.13	การใช้เครื่องมือหรืออุปกรณ์ในการก่อสร้างที่ไม่ตรงกับข้อกำหนด
3.14	การขาดสภาพคล่องทางการเงินของผู้รับเหมา

2.3 การวิเคราะห์ข้อมูลและสถิติ

2.3.1 ค่าร้อยละ (Percentage)

$$\text{ร้อยละ (\%)} = \frac{x}{N} \times 100$$

X = จำนวนข้อมูลที่ต้องมาหาค่าร้อยละ

N = ขนาดของกลุ่มตัวอย่าง

2.3.2 ค่าเฉลี่ย (Mean)

$$\bar{X} = \frac{\Sigma x}{N}$$

$\bar{X}$ = แทนค่าคะแนนเฉลี่ย

Σx = แทนผลรวมของคะแนนเฉลี่ย

N = แทนขนาดของกลุ่มตัวอย่าง

2.3.3 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation)

$$S.D. = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{X})}{(n-1)}}$$

S.D. = แทนค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐาน

x = แทนข้อมูลแต่ละจำนวน

$\bar{X}$ = แทนค่าเฉลี่ย

n = จำนวนของกลุ่มตัวอย่าง

2.3.4 ค่าความถี่ (Frequency)

f = จำนวนกลุ่มตัวอย่างที่เลือกตอบในแต่ละข้อ

2.3.5 ค่าน้ำหนักความสำคัญ

$$\text{น้ำหนักความสำคัญ} = \frac{\bar{X}_{\text{ระดับผลกระทบ}}\ x\ \bar{X}_{\text{ระดะบความถี่}}}{\sum \text{ระดับความสำคัญ}} X100$$

$\bar{X}$ ระดับผลกระทบ = ค่าเฉลี่ยของระดับผลกระทบ

$\bar{X}$ ระดับความถี่ = ค่าเฉลี่ยของระดับความถี่

∑ ระดับความสำคัญ = ผลรวมของระดับความสำคัญ

3. ผลการวิจัยและอภิปรายผล

ผู้วิจัยได้ทำการวิเคราะห์ข้อมูลของผู้ตอบแบบสอบถาม เพื่อหาปัจจัยสำคัญที่ก่อให้เกิดความล่าช้าในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) ให้ผลแสดงดังในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยย่อยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) 5 อันดับแรก

สาเหตุความล่าช้า	ระดับผลกระทบ		ระดับความถี่		ระดับความสำคัญ	น้ำหนักความสำคัญ (%)
	$\bar{X}$	S.D	$\bar{X}$	S.D		
1.1 การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า	3.22	1.207	2.43	0.889	7.82	3.22

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยย่อยที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) 5 อันดับแรก (ต่อ)

สาเหตุความล่าช้า	ระดับผลกระทบ		ระดับความถี่		ระดับความสำคัญ	น้ำหนักความสำคัญ (%)
	$\bar{X}$	S.D	$\bar{X}$	S.D		
1.2 ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา	3.18	0.848	2.67	0.903	8.49	9.16
1.12 การออกคำสั่งเปลี่ยน แปลงรายละเอียดของ แบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่าง ๆ	3.11	1.144	2.33	0.969	7.25	7.82
3.3 การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอ	3.12	1.201	3.32	1.099	10.36	14.24
3.4 การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ	3.18	1.208	2.44	1.090	7.76	10.67

จากตารางที่ 4 แสดงให้เห็นว่าความคิดเห็นร่วมของผู้ตอบแบบสอบถาม เกี่ยวกับปัจจัยที่เป็นสาเหตุที่ก่อให้เกิดความล่าช้าในงานก่อสร้างรถไฟฟ้า 5 อันดับแรก คือ 1. การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า 2. ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา 3. การออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่างๆ 4. การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอ 5. การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยหลักที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี)

สาเหตุความล่าช้า	ระดับผลกระทบ		ระดับความถี่		ระดับความสำคัญ	น้ำหนักความสำคัญ (%)
	$\bar{X}$	S.D	$\bar{X}$	S.D		
สาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย	3.11	1.144	2.33	0.969	7.25	7.82
สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับได้	3.12	1.201	3.32	1.099	10.36	14.24
สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้	3.18	1.208	2.44	1.090	7.76	10.67
ค่าเฉลี่ยรวม	2.71	1.119	2.22	3.005	-	-
รวม	-	-	-	-	18.11	100

จากตารางที่ 5 ความคิดเห็นร่วมของผู้ตอบแบบสอบถามด้านปัจจัยหลักที่เป็นสาเหตุที่ก่อให้เกิดความล่าช้าที่จำแนกออกเป็น 3 ด้านคือ 1. สาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย 2. สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับได้ 3. สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้ในด้านผลกระทบที่มีต่อโครงการ โดยรวมอยู่ในระดับปานกลาง และในด้านความถี่ที่มีต่อโครงการอยู่ในระดับน้อย

4. แนวทางป้องกันไม่ให้เกิดความล่าช้าในการดำเนินงานโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี)

จากการสัมภาษณ์สาเหตุของความล่าช้าในงานก่อสร้างที่ผู้ตอบแบบสอบถามได้ตอบกลับมา และหาสาเหตุที่มีค่าเฉลี่ย ($\bar{X}$) ใน 5 อันดับแรกมาทำการสัมภาษณ์ผู้มีประสบการณ์ เพื่อหาแนวทางการแก้ไขปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) ได้ผลดังนี้

4.1 การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า

แนวทางการป้องกันสาเหตุของการอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า ก่อให้เกิดความล่าช้ากับงานก่อสร้างโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า จัดเป็นสาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย โดยมีแนวทางป้องกันการอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า ดังนี้

4.1.1 ผู้รับเหมาควรมีวิศวกรและสถาปนิกในการเขียนแบบที่ใช้ในการก่อสร้างให้เพียงพอและเป็นมืออาชีพเพื่อให้ทันต่อความต้องการ

4.1.2 ผู้ว่าจ้างควรจัดให้มีผู้อนุมัติแบบก่อสร้างที่มีประสบการณ์ที่สามารถเข้าใจแบบก่อสร้างได้ดี

4.2 ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา

แนวทางการป้องกันสาเหตุความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมาก่อให้เกิดความล่าช้ากับงานก่อสร้างโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า จัดเป็นสาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย โดยมีแนวทางป้องกันความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมาดังนี้

4.2.1 เจ้าของงานควรมีบริษัทที่ปรึกษาที่มีบุคลากรที่มีประสบการณ์ในการทำงาน

4.2.1 ผู้รับเหมาควรจัดทำเอกสารเพื่อยื่นข้อคำถามเพื่อป้องกันการเกิดข้อขัดแย้ง

4.3 การออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่างๆ

แนวทางการป้องกันสาเหตุของการออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่างๆเป็นปัจจัยที่เป็นสาเหตุก่อให้เกิดความล่าช้ากับงานก่อสร้างโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าจัดเป็นสาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย โดยมีแนวทางในการป้องกันดังนี้

4.3.1 เจ้าของงานควรขยายเวลาในการก่อสร้างให้กับผู้รับเหมา และต้องรับผิดชอบต่อค่าใช้จ่ายสำหรับปัญหาที่เกิดขึ้น

4.3.2 ผู้รับเหมาต้องรอแบบที่จะใช้ก่อสร้างหรือต้องทำการประเมินราคาเป็นงานเพิ่ม เพื่อให้ทางเจ้าของงาน หรือผู้ควบคุมงานและผู้บริหารโครงการอนุมัติ ซึ่งจะต้องใช้เวลาในการดำเนินการจึงทำให้เกิดความล่าช้ากับโครงการได้

4.4 การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอ

แนวทางการป้องกันสาเหตุของบุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอเป็นปัจจัยที่เป็นสาเหตุก่อให้เกิดความล่าช้ากับงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้า จัดเป็นสาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชยโดยมีแนวทางในการป้องกัน ดังนี้

4.4.1ควรที่จะประชุม วางแผน ในการเลือกบุคลากรที่เชี่ยวชาญทางการก่อสร้างด้านต่างๆ

4.4.2 ผู้รับเหมาต้องมีการวางแผนในการสรรหาบุคลากรให้มีความเหมาะสมกับลักษณะงานโดยบุคลากรมีความสำคัญเป็นอย่างมากที่จะขับเคลื่อนให้งานสำเร็จตามแผนงานที่ได้วางไว้ หากมีบุคลากรในการวางแผนการก่อสร้างไม่เพียงพอก็จะทำให้งานเกิดความล่าช้าได้เช่นกัน

4.5 การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ

เป็นปัจจัยที่เป็นสาเหตุก่อให้เกิดความล่าช้ากับงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) จัดเป็นสาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้ ซึ่งต้องใช้เวลาในการติดต่อประสานงานและจัดหาคนงานเพื่อให้เพียงพอกับงานก่อสร้าง โดยมีแนวทางในการป้องกันสาเหตุของการที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ ดังนี้

4.5.1 เพิ่มเวลาการทำงานในช่วงเวลากลางคืน

4.5.2 จัดหาผู้รับเหมาย่อยที่มีศักยภาพในการทำงาน

4.5.3 จัดหาแรงงานต่างชาติที่ถูกต้องตามกฎหมายมาทำงานทดแทนแรงงานที่ไม่เพียงพอ

4.5.4 จัดหาเครื่องจักรกลมาทดแทนแรงงานที่ไม่เพียงพอ ที่สามารถทำงานทดแทนแรงงานได้ เช่น เครื่องผูกเหล็กอัตโนมัติ เป็นต้น

5. บทสรุป

จากการศึกษาพบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) 5 อันดับแรก เรียงลำดับจากมากไปน้อยได้ ดังนี้ 1. การอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้า 2. ความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา 3. การออกคำสั่งเปลี่ยนแปลงรายละเอียดของแบบที่ใช้ในการ

ก่อสร้างและรายละเอียดกำหนดการต่างๆ 4. การใช้บุคลากรไม่เหมาะสมกับงานและมีบุคลาการไม่เพียงพอ 5. การที่มีแรงงานก่อสร้างไม่เพียงพอ โดยความคิดเห็นต่อปัจจัยที่เป็นสาเหตุที่ก่อให้เกิดความล่าช้า ที่จำแนกออกเป็น 3 ด้านคือ 1. สาเหตุความล่าช้าประเภทต้องชดเชย 2. สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับได้ 3. สาเหตุความล่าช้าประเภทยอมรับไม่ได้ ในด้านผลกระทบที่มีต่อโครงการ โดยรวมอยู่ในระดับปานกลาง และในด้านความถี่ที่มีต่อโครงการอยู่ในระดับน้อย

จากเหตุปัจจัยดังกล่าวสามารถหาแนวทางป้องกันไม่ให้โครงการก่อสร้างลักษณะเดียวกันนี้เกิดความล่าช้า โดยมีแนวทางป้องกันสาเหตุความล่าช้าในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีชมพู (แคราย-มีนบุรี) ดังนี้ สาเหตุการอนุมัติแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง (Shop Drawing) ล่าช้าจะเห็นได้ว่าพบสาเหตุในเรื่องนี้มากที่สุด ดังนั้น ผู้รับเหมาควรมีวิศวกรและสถาปนิกในการเขียนแบบที่ใช้ในการก่อสร้างให้เพียงพอและเป็นมืออาชีพเพื่อให้ทันต่อความต้องการ และผู้ว่าจ้างควรจัดให้มีผู้อนุมัติแบบก่อสร้างที่มีประสบการณ์ที่สามารถเข้าใจแบบก่อสร้างได้ดี รองลงมาคือสาเหตุความล่าช้าจากเจ้าของงานในการตอบคำถามจากผู้รับเหมา ดังนั้นเจ้าของงานควรมีบริษัทที่ปรึกษาที่มีบุคลากรที่มีประสบการณ์ในการทำงาน และผู้รับเหมาควรจัดทำเอกสารเพื่อยื่นข้อคำถามเพื่อป้องกันการเกิดข้อขัดแย้ง

กิตติกรรมประกาศ

การจัดทำวิทยานิพนธ์ที่สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีเนื่องจากได้รับความกรุณาอย่างยิ่งจาก รศ.ดร.อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ ที่ให้คำปรึกษาแนะแนวทางในการดำเนินงานวิจัยทั้งหมด อีกทั้งท่านอาจารย์อื่น ๆ ที่มีความสำคัญต่อการดำเนินงานวิจัยนี้

ขอขอบพระคุณ บริษัทซิโน-ไทย เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน) ซึ่งได้อนุญาตให้ทำการศึกษากลุ่มตัวอย่าง ผู้จัดการโครงการ วิศวกรโครงการ วิศวกรสนาม และโฟร์แมน ที่ปฏิบัติงานอยู่ในโครงการ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา ที่ให้โอกาสในการศึกษา เล่าเรียน

และขอขอบพระคุณท่าน บิดา มารดา ที่สนับสนุนและเป็นกำลังใจในการศึกษาตลอดมา

เอกสารอ้างอิง

[1] Fisk R. E, (1997). Construction industry-Management, United States of America. 10(2). 473 – 526.

[2] Leishman, D. M. (1991). Protection Engineer Against Construction Delay Claims. Journal of Construction Engineering and Management. 7(3). 315 – 333.

[3] Taro Tayamane, (1970). Catalog of the Exhibit, October 16-21, 1970)

[4] Scott, S. (1997). Dealing with delay claims: a survey. International Journal of Project Management. 11(3). 143-153.

[5] วุฒิพงศ์ อ่อนศรีสมบัติ (2556). การศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อความล่าช้าในโครงการก่อสร้างอาคาร ในเขตภาคตะวันออกเฉียงเหนือ. การบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, หน้า 45-136.

[6] นันท์ธิดา กระจ่างตา และ จิรวัฒน์ ดาริห์อนันต์ (2561). ปัจจัยที่ทำให้เกิดความล่าช้าในการดำเนินงาน ก่อสร้างรถไฟฟ้า: กรณีศึกษาโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีม่วง (บางใหญ่-บางซื่อ). สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, ปทุมธานี

[7] วสันต์ ธีระเจตกูล, ฐาป์นัสม์ ดาวแจ้ง และ วันเฉลิม คำเจริญ (2559). สาเหตุความล่าช้าในโครงการก่อสร้าง: กรณีศึกษาโครงการอาคารที่พักอาศัย 8 ชั้น. นักวิจัยภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, หน้า 102-160

[8] มนต์ชัย วงศ์สันติราษฎร (2556). ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อประสิทธิภาพการควบคุมงานก่อสร้าง กรณีศึกษาองค์การบริหารส่วนตำบลภายในจังหวัดนครราชสีมา. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, หน้า 89-146.

[9] ทัต นาควิเชียร (2555). ปัจจัยที่มีผลต่อความล่าช้าในโครงการก่อสร้างถนนขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตปริมณฑล. สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี, หน้า. 67-123.

[10] ชวลิต สินสวัสดิ์ (2560). ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างที่ทำการศาลยุติธรรม. สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 68-109.

กระบวนการพัฒนาองค์กรของบริษัทรับสร้างบ้านโดยใช้แนวทางแผนผังแบบจำลองธุรกิจ

Organizational Development Process of House Construction Firm Using Business Model Canvas Approach

วรนันท์ อิ่มโอษฐ์[1,*] และ ดำรงศักดิ์ รินชุมภู[2]

[1] นักศึกษาระดับปริญญาโท หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่;

E-mail address: woranan_i@cmu.ac.th

[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

บทคัดย่อ

รูปแบบการดำเนินธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านที่กำลังศึกษาในปัจจุบัน เป็นบริษัทที่ยังไม่มีรูปแบบองค์ประกอบทางธุรกิจที่ชัดเจน อีกทั้งยังขาดการรวบรวมความคิดเห็นและข้อเสนอแนะจากพนักงานภายในบริษัทเพื่อนำมาปรับปรุงสินค้า และบริการให้เกิดคุณค่าสูงสุดต่อลูกค้า จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากระบวนการพัฒนาองค์กรที่เกี่ยวกับการรับสร้างบ้านด้วยแผนผังแบบจำลองธุรกิจ และเพื่อปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจสำหรับบริษัทรับสร้างบ้านให้มีความน่าเชื่อถือ ทันสมัย ได้มาตรฐานสากล รวมไปถึงการรักษาผลประกอบการให้มีผลกำไร โดยใช้การทำสนทนากลุ่มของพนักงานในบริษัทที่ประกอบธุรกิจรับออกแบบสร้างบ้านในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่และลำพูน จำนวน 1 ครั้ง โดยใช้แผนผังแบบจำลองธุรกิจ การวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน อุปสรรค โอกาส และมาตราวัดแบบลิเคิร์ท ผลจากการศึกษาในครั้งนี้ทำให้ทราบถึงองค์ประกอบทางธุรกิจที่ควรปรับปรุงให้เหมาะสมกับข้อจำกัดขององค์กรมากขึ้นในทั้ง 9 ด้าน เช่น การเพิ่มระบบบ้านอัจฉริยะ ในหมวดการนำเสนอคุณค่า การเพิ่มกลุ่มลูกค้าที่ต้องการปรับปรุงอาคารทั้งเพื่ออยู่อาศัยและประกอบธุรกิจ ในหมวดกลุ่มลูกค้า การปรับปรุงการประสานงานและการอำนวยความสะดวกในหมวดความสัมพันธ์กับลูกค้า การเพิ่มช่องทางการติดต่อผ่านทางโซเชียลมีเดีย ในหมวดช่องทาง เพิ่มการใช้เทคโนโลยีระบบสารสนเทศอาคารสำหรับงานสร้างบ้าน ในหมวดกิจกรรมหลัก การเพิ่มพนักงานด้านการตลาดและการพัฒนาศักยภาพของพนักงานเดิม ในหมวดทรัพยากรหลัก การส่งพนักงานเข้าอบรมกับคู่ค้าทางธุรกิจเพื่อเพิ่มตัวเลือกด้านเทคโนโลยีการก่อสร้างและวัสดุแก่ลูกค้า ในหมวดคู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ ซึ่งผลการวิเคราะห์สถานการณ์ และวิธีการดำเนินธุรกิจขององค์กรที่จะนำมาปรับใช้ในอนาคตครั้งนี้นำมาซึ่งโอกาสที่โครงสร้างต้นทุนของการดำเนินธุรกิจจะลดลง และกระแสรายได้ที่มีโอกาสจะเพิ่มมากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับองค์ประกอบทางธุรกิจเดิมในปัจจุบัน อีกทั้งประโยชน์ที่ได้รับจากการศึกษาครั้งนี้คือรูปแบบแนวทางการพัฒนาองค์กรด้วยแผนผังแบบจำลองธุรกิจ และได้แนวทางการ บูรณาการความคิดจากการทำสนทนากลุ่มเพื่อหาองค์ประกอบทางธุรกิจที่เหมาะสมกับการทำงาน รวมถึงโอกาสที่จะพบคุณค่ารูปแบบใหม่ที่สามารถส่งมอบให้กับลูกค้าได้ในอนาคต

คำสำคัญ: บริษัทรับสร้างบ้าน, แผนผังแบบจำลองธุรกิจ, ปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจ

Abstract

The business model of the house construction firm that is currently studying at present, the firm has no clear business model and also lack of gathering opinions and suggestions from internal staff in order to improve products and services to maximize customer value. Therefore, the objective is to study the organizational development process in relation to house construction business using business model canvas approach and to improve the business model for house construction firm to be reliable, modern, meet international standards including maintaining a profitable result by conducting group discussions of employees in company that operates house construction business in Chiang Mai and Lamphun by using the business model canvas, SWOT analysis, and Likert's scale. The results of this study contribute to understanding the 9 business components that should be improved to suit the constraints of the organization such as adding a smart home system in the Value Propositions, adding a group of customers who want to improve buildings both for living and for business in the Customer Segments, improving coordination and facilitation in the Customer Relationship, adding contacts via social media in the Channels, increasing the use of building information technology for house construction in the Key Activities, increasing marketing staff and improving the potential of existing employees in the Key Resources, sending staffs to train

with business partners to increase options in construction technology and materials for customers in the Key Partnerships which the results of the situation analysis and the business practices of the organization that will be adapted in the future of the house construction firm this time brings an opportunity for the cost structure of business operations to be reduced and revenue streams that are likely to increase when compared to the original business components at present. Finally, the benefits of this study are the organizational development process using business model canvas approach and the integration of ideas from the group discussion to find business components that appropriate for work including the opportunity to discover new forms of value that can be delivered to customers in the future.

Keywords: house construction firm, business model canvas, business model improvement

1. ที่มาและความสำคัญ

ธุรกิจรับสร้างบ้าน ได้ถือกำเนิดขึ้น จากการมีผู้ที่ต้องการมีที่พักอาศัยเป็นของตนเอง ทำให้ต้องมีผู้นำวิชา ชีพทางสถาปัตยกรรมและวิศวกรรมมาใช้ในการสร้างธุรกิจเพื่อตอบสนองความต้องการนั้น

ในปัจจุบัน มีจำนวนขององค์กรที่ประกอบธุรกิจรับสร้างบ้านในจังหวัดเชียงใหม่มากพอสมควรจากการสำรวจทางสื่อสิ่งพิมพ์ และสื่อออนไลน์ ทำให้มีทางเลือกให้กับผู้ที่คิดจะสร้างบ้านมีมากเช่นกัน ซึ่งประเภทของปัจจัยหลักที่มีผลต่อความพึงพอใจของลูกค้าในการเลือกรับบริการจากบริษัทรับสร้างบ้านได้แก่ ปัจจัยในเรื่องการให้บริการ ปัจจัยในด้านการออกแบบ ปัจจัยในด้านการก่อสร้างและวิศวกรรม ในส่วนของปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อความพึงพอใจของลูกค้ามากที่สุดอยู่ในการให้บริการ เช่น ความน่าเชื่อถือของบริษัท ความน่าเชื่อถือของทีมบริหาร ความซื่อสัตย์ มารยาท และมีมนุษย์สัมพันธ์ และประสบการณ์ของบริษัทในธุรกิจสร้างบ้าน [1]

เนื่องจากปัญหาของการดำเนินธุรกิจขององค์กรที่ศึกษา ณ ปัจจุบันนั้นเป็นธุรกิจที่เริ่มดำเนินการ และจดทะเบียนตั้งแต่ปี พ.ศ.2546 ซึ่งไม่มีรูปแบบองค์ประกอบทางธุรกิจที่ชัดเจน เป้าหมายขององค์กรในการดำเนินธุรกิจยังไม่โดดเด่น ระบบระเบียบองค์กรเป็นไปตามที่เจ้าของบริษัทมอบหมายให้เพียงผู้เดียว ขาดการเสนอความคิดเห็น และข้อเสนอแนะของคณะทำงาน ทำให้รูปแบบการทำงานตามข้อจำกัดขององค์กรนั้นดำเนินไปได้อย่างไม่เต็มประสิทธิภาพ การศึกษานี้จึงต้องการทำให้บริษัทรับออกแบบสร้างบ้านจำแนกองค์ประกอบทางธุรกิจได้อย่างชัดเจน ทำให้ผู้บริหารกิจการเห็นภาพรวมของธุรกิจรับสร้างบ้าน และสามารถวิเคราะห์ค้นหากลยุทธ์เพื่อแก้ปัญหาหรือพัฒนาองค์กรได้ถูกจุด ด้วยการทำสนทนากลุ่มเพื่อรวบรวมข้อมูลและขอความคิดเห็นในด้านลักษณะการทำงานที่สร้างคุณค่าให้กับลูกค้าจากพนักงานในองค์กร ซึ่งแบ่งประเภทบทสรุปของข้อมูลทั้งหมดตามแผนผังแบบจำลองธุรกิจ สำหรับใช้ในการดำเนินธุรกิจและปรับปรุงการทำงานขององค์กรต่อไป

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับธุรกิจรับสร้างบ้าน ไม่ว่าจะเป็นขั้นตอนการให้บริการของบริษัทรับสร้างบ้าน การวางแผนการขยายธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านไทยไปสู่ประเทศเพื่อนบ้าน หรือการพัฒนาระบบประเมินการทำงานของบริษัทรับสร้างบ้านนั้น ยังไม่เคยมีงานวิจัยที่แสดงถึงภาพรวมขององค์ประกอบทางธุรกิจโดยใช้แนวทางแผนผังแบบจำลองธุรกิจในมุมมองของผู้บริหารเพื่อวิเคราะห์การดำเนินงานในปัจจุบันและกำหนดกลยุทธ์เพื่อปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจให้ดียิ่งขึ้น อีกทั้งในปัจจุบันแผนผังแบบจำลองธุรกิจได้รับความนิยมแพร่หลายในหลายอุตสาหกรรมแต่ยังไม่มีแสดงให้เห็นในอุตสาหกรรมก่อสร้างเช่นกัน การศึกษานี้จึงต้องการแสดงให้เห็นถึงกระบวนการพัฒนาองค์ประกอบทางธุรกิจที่สำคัญของบริษัทรับสร้างบ้านเพื่อใช้เป็นแนวทางในการพัฒนาธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านต่อไป โดยรวบรวมทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังต่อไปนี้

2.1 ความพึงพอใจของลูกค้าในการบริหารงานก่อสร้าง

ความพึงพอใจของลูกค้าในมุมมองของอุตสาหกรรมก่อสร้างและธุรกิจอสังหาริมทรัพย์ การจะวัดความสำเร็จด้วยระยะเวลา ต้นทุน และคุณภาพนั้นถือว่ายังไม่เพียงพอ เนื่องจากจะต้องติดตามผลของลูกค้าที่ได้รับมอบสินค้าเป็นปัจจัยภายนอกด้วยว่ามีความพึงพอใจมากเพียงใด จึงจะบอกถึงความสำเร็จของโครงการได้อย่างชัดเจนยิ่งขึ้น [2] ปัจจัยที่มีผลต่อระดับความพึงพอใจมากที่สุดของลูกค้าต่อบริษัทรับสร้างบ้านในมุมมองของพนักงานในบริษัทรับสร้างบ้านคือการให้บริการ ไม่ว่าจะเป็นด้านการตอบสนองต่อความต้องการของลูกค้า การแสดงความรู้ความสามารถที่มีให้กับลูกค้า ความซื่อสัตย์โปร่งใส การแก้ไขปัญหาต่างๆที่อาจเกิดขึ้นได้อย่างดีโดยไม่มีผลกระทบกับงานก่อสร้างที่กำลังดำเนินอยู่เพื่อให้งานแล้วเสร็จตามกรอบของเวลา และต้นทุน เพื่อให้ลูกค้ามั่นใจในการทำงานของบริษัทรับสร้างบ้าน และยังมีโอกาสที่ลูกค้าจะบอกต่อให้กับลูกค้ารายใหม่เข้ามาใช้บริการกับบริษัท [1] ในส่วนของการศึกษาการเลือกผู้รับเหมาก่อสร้างนั้น ผลกาวิจัยพบว่าความเห็นในส่วนประสมทางการตลาด ด้านผลิตภัณฑ์ ได้แก่ ชื่อเสียงของบริษัทควรต้องมีความน่าเชื่อถือ ควรมีบริการช่วยออกแบบบ้าน ด้านราคา ได้แก่ ราคาถูกเมื่อเทียบกับบริษัทอื่น ราคาต้องเหมาะสมเมื่อเทียบกับคุณภาพ ด้านสถานที่ได้แก่ ทำเลที่ตั้งมีความเหมาะสม มีบรรยากาศและสภาพแวดล้อมพร้อมสิ่งอำนวยความสะดวกที่ดี ด้านการจัดจำหน่าย ได้แก่ มีการรับประกัน และบุคลากรมีความเชี่ยวชาญและมีประสบการณ์สูง ด้านการส่งเสริมการตลาดได้แก่ มีบริการช่วยเลือกและจัดหาวัสดุให้เหมาะสมตามแบบ ด้านการเลือกใช้บริการ ได้แก่ ผู้รับเหมามีความรับผิดชอบ และบริษัทมีผลงานเป็นที่ยอมรับ และด้านคุณภาพของการบริการ ได้แก่ งานเสร็จตามกำหนด อยู่ในงบประมาณที่เหมาะสม และได้คุณภาพ [3] ซึ่งข้อมูลเหล่านี้มีความสำคัญอย่างมากในการสร้างเป้าหมายและทิศทางร่วมกันในการพัฒนาองค์กรจากการทำสนทนากลุ่ม

2.2 แผนผังแบบจำลองธุรกิจ (Business Model Canvas)

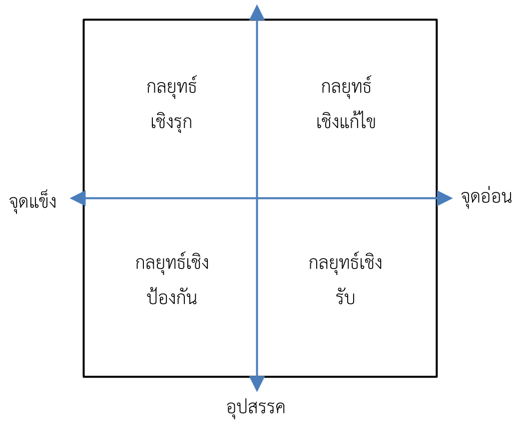
แผนผังแบบจำลองธุรกิจเป็นเครื่องมือที่ใช้วิเคราะห์แบบจำลองทางธุรกิจโดยมีองค์ประกอบหลักทั้ง 9 ด้าน ที่ครอบคลุมส่วนสำคัญๆของธุรกิจทุกประเภทดังแสดงไว้ในตารางที่ 1 [4] ซึ่งเป็นการกำหนดรูปแบบโครงสร้างขององค์กรที่จะใช้ในการดำเนินธุรกิจและช่วยตอบคำถามที่สำคัญของธุรกิจทั้ง 4 ประเด็น คือ สินค้าหรือบริการที่อยากจะนำเสนอคืออะไร การที่จะได้มาซึ่งสินค้าหรือบริการจะได้มาอย่างไร ใครคือผู้ที่จะใช้สินค้าหรือรับบริการนั้น และ เรื่องการเงิน คือต้นทุนที่ต้องใช้ในการดำเนินธุรกิจและกระแสรายได้ที่จะเกิดขึ้นกับธุรกิจ [5] แผนผังแบบจำลองธุรกิจสามารถพัฒนาแบบจำลองทางธุรกิจไปพร้อมกับการดำเนินธุรกิจเดิมได้โดยไม่จำเป็นต้องร่างแผนธุรกิจใหม่ให้เสร็จสมบูรณ์ก่อน อีกทั้งยังสามารถปรับเปลี่ยนโมเดลธุรกิจได้ตลอดเวลาเนื่องจากแผนผังแบบจำลองธุรกิจนั้นมีการตั้งกรอบไว้ให้เห็นภาพอย่างชัดเจน ทำให้สามารถปรับปรุงเปลี่ยนแปลงองค์ประกอบทั้ง 9 ด้านได้โดยง่าย จากการร่วมมือกันของผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในองค์กรในการเขียนแบบจำลองธุรกิจ ทบทวนข้อมูล แก้ไขเพิ่มเติม และลงมือทำ [6]

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทั้ง 9 ด้านของแผนผังแบบจำลองธุรกิจ

ด้าน	คำอธิบาย
กลุ่มลูกค้า	กลุ่มบุคคลหรือหน่วยงานที่องค์กรต้องการจะนำเสนอคุณค่าให้ ไม่ว่าจะเป็นสินค้าหรือบริการ ซึ่งกลุ่มลูกค้าสามารถแบ่งเป็นหลายประเภท ได้แก่ ตลาดกลุ่มรวม (mass market) ตลาดเฉพาะเจาะจง (niche market) ตลาดหลายด้าน (multi-sided platforms) เป็นต้น
การนำเสนอคุณค่า	สินค้า บริการ หรือประสบการณ์ที่ต้องการนำเสนอเพื่อแก้ปัญหาหรือตอบสนองความต้องการของลูกค้าโดยคำนึงถึง การออกแบบ (design) เครื่องหมายการค้า (brand) และ ราคา (price)
ช่องทาง	เส้นทางและวิธีการในการนำเสนอคุณค่าของธุรกิจรวมไปจนถึงการแลกเปลี่ยนประสบการณ์กับลูกค้า
ความสัมพันธ์กับลูกค้า	รูปแบบความสัมพันธ์ที่ธุรกิจต้องการมีกับลูกค้า เช่นการพบกันโดยตรง การให้ข้อมูลลูกค้า การอำนวยความสะดวกลูกค้าในด้านต่างๆ เป็นส่วนสำคัญในการรักษากลุ่มลูกค้าเดิม และสร้างความน่าเชื่อถือให้กับธุรกิจ
กระแสรายได้	รายได้ทุกประเภทที่ได้จากการดำเนินธุรกิจ
ทรัพยากรหลัก	สิ่งที่จำเป็นในการดำเนินงานตามโมเดลธุรกิจที่วางไว้ ประกอบไปด้วย สถานที่ตั้งองค์กร บุคลากร เงินทุน วัสดุอุปกรณ์ วัตถุดิบ ยานพาหนะ เป็นต้น
กิจกรรมหลัก	กิจกรรมหรือการดำเนินงานที่ต้องทำเพื่อสร้างคุณค่าสำหรับส่งมอบให้กับลูกค้า เป็นได้ทั้งการผลิต การแก้ไขปัญหา รวมไปถึงการมอบประสบการณ์ให้กับลูกค้าเพื่อเพิ่มมูลค่าของสินค้าหรือบริการ
คู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ	ผู้จัดหาวัตถุดิบ บริษัทในแวดวงธุรกิจเดียวกัน บุคคลหรือบริษัทที่ทำกิจกรรมเสริมทั้งสินค้าหรือบริการ เพื่อให้เกิดคุณค่าด้านใดด้านหนึ่งที่เป็นส่วนประกอบหลักของสินค้าหรือบริการของธุรกิจ บางครั้งอาจรวมไปถึงหน่วยงานภาครัฐที่ดูแลในส่วนของการดำเนินธุรกิจ
โครงสร้างต้นทุน	ต้นทุนหรือค่าใช้จ่ายทั้งหมดที่จำเป็นในการดำเนินงานตามโมเดลธุรกิจที่วางไว้

2.3 การวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค (SWOT analysis)

วิเคราะห์สภาพปัจจุบันขององค์กร เพื่อค้นหาจุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรคที่เกิดขึ้นกับองค์กรทั้งภายนอกและภายใน เพื่อนำไปค้นหากลยุทธ์ที่สำคัญต่อการพัฒนาองค์กร หรือแก้ไขปัญหาขององค์ [7] โดยเฉพาะดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ของการวิเคราะห์สภาพองค์กรกับกลยุทธ์

2.3 กระบวนการพัฒนาองค์กรด้วยแผนผังแบบจำลองธุรกิจมีกระบวนการเป็นลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

2.4.1 การรวมกลุ่ม (mobilize) เตรียมบุคลากรในองค์กรหรือจัดตั้งทีมงานให้เห็นภาพการพัฒนาโมเดลธุรกิจ โดยรวบรวมข้อมูลตามกรอบและจุดประสงค์ของโครงการ

2.4.2 การทำความเข้าใจ (understand) สืบค้นเผยแพร่ข้อมูลที่สำคัญมาเป็นหลักในการพัฒนาโมเดลธุรกิจ ศึกษาและวิเคราะห์ความต้องการของตลาด วิจัยกลุ่มคนที่มีโอกาสกลายเป็นลูกค้า รวมไปถึงการสัมภาษณ์ผู้มีความเชี่ยวชาญในเรื่องที่องค์กรจะทำ ถึงเรื่องความสำเร็จ ความล้มเหลว และสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์นั้น

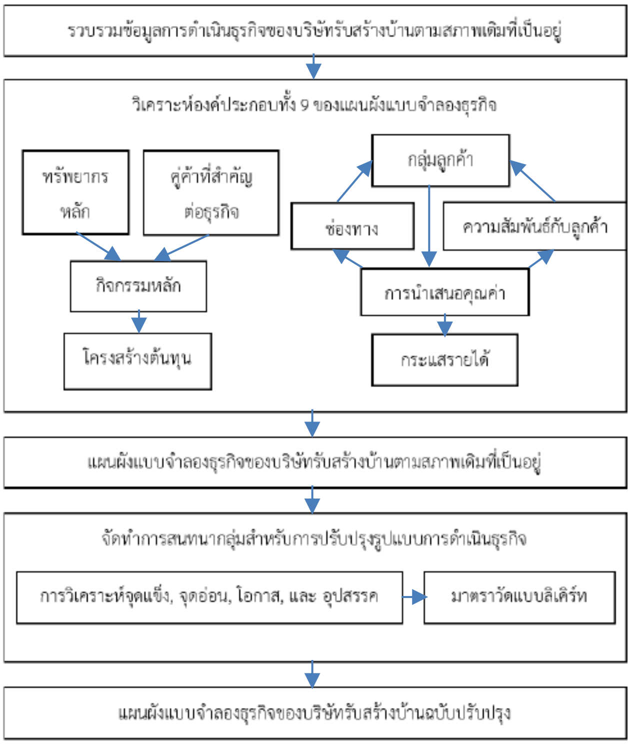
2.4.3 การออกแบบ (design) สร้างแผนผังแบบจำลองธุรกิจเพื่อทดลอง และทดสอบแบบจำลองธุรกิจหลายๆแบบที่แตกต่างกัน เลือกโมเดลที่เหมาะสมที่สุดผ่านการระดมสมอง การจำลองให้เห็นภาพ และการจำลองสถาณการณ์ ซึ่งแต่ละโมเดลธุรกิจจะทำให้กระแสรายได้และโครงสร้างต้นทุน ที่แตกต่างกัน

2.4.4 การลงมือปฏิบัติจริง (implement) เป้าหมายของขั้นตอนนี้คือการนำโมเดลธุรกิจไปใช้จริง ทำให้เกิดกิจกรรมที่ได้จากแผนผังธุรกิจจริง ส่วนสำคัญคือผู้มีส่วนร่วมกับโมเดลธุรกิจนี้จำเป็นต้องสื่อสารกันให้เข้าใจและจัดการดำเนินงานไปตามที่ได้ออกแบบไว้เพื่อที่จะได้ทราบผลที่เกิดจากการดำเนินธุรกิจตามโมเดลธุรกิจนี้ได้อย่างแม่นยำ และเป็นความจริง

2.4.5 การจัดการ (manage) ประเมินประสิทธิภาพของโมเดลธุรกิจเป็นระยะ เพื่อจะนำมาปรับใช้ ปรับเปลี่ยน ให้เข้ากับการตอบสนองของปฏิกิริยาของลูกค้า หรือใช้บริการ ทุกฝ่ายจำเป็นต้องมีส่วนร่วมในการสังเกตุการปฏิบัติหน้าที่ของตนเอง เพื่อให้ทราบถึงปัญหาและแจ้งที่ประชุม

เพื่อปรับเปลี่ยนการทำงานให้สอดคล้องกับจุดประสงค์ขององค์กร และเข้าใกล้รูปแบบธุรกิจที่ดีที่สุด [8]

3. ขั้นตอนการศึกษา



รูปที่ 2 ขั้นตอนการศึกษา

การศึกษาครั้งนี้มีลำดับขั้นตอนดังแสดงในรูปที่ 2 โดยหลังจากที่กำหนดหัวข้อ และทบทวนบาทความที่เกี่ยวข้องกับประเด็นที่ต้องการศึกษา แล้วนั้นจึงทำการเก็บรวบรวมข้อมูลเบื้องต้นเกี่ยวกับการดำเนินงานตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่ ขององค์กรที่ศึกษาแล้วนำมาวิเคราะห์ตามองค์ประกอบทางธุรกิจทั้ง 9 จนได้มาซึ่งแผนผังแบบจำลองธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่ หลังจากนั้นจัดทำการสนทนากลุ่ม 1 ครั้งสำหรับพนักงานและเจ้าของกิจการ รวมจำนวน 10 คน เพื่อกำหนดเป้าหมายและวัตถุประสงค์ของการสนทนากลุ่ม แล้วจึงเก็บรวมรวมข้อมูลจากผู้ร่วมสนทนากลุ่มทั้งหมดนำไปสู่ผลการศึกษา โดยใช้เครื่องมือการวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค สำหรับการกำหนดกลยุทธ์ที่จะใช้ในการดำเนินธุรกิจหลังจากนั้นนำกลยุทธ์มาวิเคราะห์เป็นปัจจัยย่อยเพิ่มเติมในองค์ประกอบทั้ง 9 ของแผนผังแบบจำลองธุรกิจ

ในส่วนของการทบทวนความเหมาะสมของแผนผังแบบจำลองธุรกิจฉบับปรับปรุง การศึกษาครั้งนี้ใช้มาตราวัดแบบลิเคิร์ท สำหรับความเห็นด้วยในการเพิ่มหรือลดปัจจัยย่อยภายในองค์ประกอบทั้ง 9 ของแผนผังแบบจำลองธุรกิจ โดยแบบสอบถามจะมีลักษณะของมาตราส่วนการประมาณค่า มีเกณฑ์วัดระดับความเห็นด้วย และเกณฑ์การแปลความหมายค่าเฉลี่ยดังแสดงในตารางที่ 2 และตารางที่ 3

ตารางที่ 2 เกณฑ์การให้คะแนนวัดระดับความเห็นด้วย

ระดับความเห็นด้วยสำหรับปัจจัยย่อย	เกณฑ์การให้คะแนน
เห็นด้วยอย่างยิ่ง	5
เห็นด้วยมาก	4
เห็นด้วย	3
ไม่เห็นด้วย	2
ไม่เห็นด้วยอย่างยิ่ง	1

ตารางที่ 3 เกณฑ์การแปลความหมายของค่าเฉลี่ย [9]

ค่าเฉลี่ย	การแปลความหมาย
4.51-5.00	มีความเหมาะสมมากควรเพิ่มอยู่ในแผนผังแบบจำลองธุรกิจ
3.51-4.50	มีความเหมาะสมควรเพิ่มอยู่ในแผนผังแบบจำลองธุรกิจ
2.51-3.50	มีความเหมาะสมควรคงไว้อยู่ในแผนผังแบบจำลองธุรกิจ
1.51-2.50	มีความเหมาะสมน้อยควรนำออกจากแผนผังแบบจำลองธุรกิจ
1.00-1.50	ไม่มีความเหมาะสมควรนำออกจากแผนผังแบบจำลองธุรกิจ

4. ผลการศึกษา

4.1 แผนผังแบบจำลองธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่

<table>
<tr><th colspan="5">แผนผังแบบจำลองธุรกิจตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่</th></tr>
<tr><th>คู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ</th><th>กิจกรรมหลัก</th><th>การนำเสนอคุณค่า</th><th>ความสัมพันธ์กับลูกค้า</th><th>กลุ่มลูกค้า</th></tr>
<tr><td>ผู้รับเหมาช่วงที่มีความเชี่ยวชาญในงานแต่ละประเภท, ร้านค้าวัสดุที่มีความน่าเชื่อถือ, บริษัทรับออกแบบภายใน, บริษัทรับจัดภูมิทัศน์, หน่วยงานราชการ, สถาบันการเงิน</td><td>ออกแบบบ้านตามความต้องการของลูกค้า, สร้างบ้านบนที่ดินของลูกค้า ,ตรวจสอบงานก่อสร้าง, หาที่ดินสำหรับสร้างบ้านขายพร้อมที่ดิน, หาลูกค้าเพื่อทำสัญญาสร้างบ้านหรือซื้อบ้าน</td><td>บ้านที่สวยมีเอกลักษณ์ และคุณภาพดี, แบบบ้านพร้อมสร้าง, บ้านพร้อมที่ดิน</td><td>ให้ข้อมูลสำหรับการสร้างบ้าน, บริการขออนุญาตก่อสร้าง และจัดหาสถาบันการเงิน, ช่วยลูกค้าประสานงานกับร้านค้าในการเลือกวัสดุ , ตรวจสอบคุณภาพหน้างาน, การรับประกันผลงาน</td><td>ลูกค้าที่ต้องการมีบ้านหรืออาคารบนที่ดินของตนเอง, ลูกค้าที่ต้องการออกแบบบ้านหรืออาคาร, ลูกค้าที่ต้องการบ้านพร้อมที่ดิน</td></tr>
<tr><th colspan="2">ทรัพยากรหลัก</th><th colspan="3">ช่องทาง</th></tr>
<tr><td colspan="2">สำนักงาน, ทีมงานออกแบบและก่อสร้าง, คอมพิวเตอร์และซอฟต์แวร์, ยานพาหนะ, เงินทุน, วัสดุอุปกรณ์</td><td colspan="3">Facebook, เว็บไซต์, สำนักงาน</td></tr>
<tr><th colspan="2">โครงสร้างต้นทุน</th><th colspan="3">กระแสรายได้</th></tr>
<tr><td colspan="2">ต้นทุนค่าวัสดุ, ต้นทุนค่าแรง, ต้นทุนค่าตอบแทนพนักงาน, ต้นทุนค่าบำรุงรักษาสำนักงาน, ต้นทุนค่าบำรุงรักษายานพาหนะ, ต้นทุนค่าโฆษณา</td><td colspan="3">รายได้จากการทำสัญญาออกแบบ, รายได้จากการทำสัญญาก่อสร้าง, รายได้จากการขายบ้านพร้อมที่ดิน</td></tr>
</table>

รูปที่ 3 แผนผังแบบจำลองธุรกิจตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่

รูปแบบการดำเนินธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้าน ตามสภาพ และสถานการณ์เดิม ถูกจำแนกลงบนแผนผังแบบจำลองธุรกิจจากการสังเกตุและเก็บข้อมูลการดำเนินธุรกิจโดยผู้ศึกษา ดังแสดงในรูปที่ 3 หลังจากนั้นได้ทำการจัดสนทนากลุ่มใช้เวลา 3 ชั่วโมง ผู้เข้าร่วมสนทนาจำนวน 10 คน เป็นผู้มีส่วนสำคัญต่อการดำเนินกิจการได้แก่ เจ้าของกิจการ ผู้จัดการฝ่ายก่อสร้าง ผู้จัดการฝ่ายการเงิน วิศวกร สถาปนิก โฟร์แมน พนักงานขาย พนักงานบัญชี พนักงานจัดซื้อ และพนักงานขนส่งวัสดุ หลังจากนั้นชี้แจงวัตถุประสงค์การสนทนาเพื่อจัดทำแผนผังแบบจำลองธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านฉบับปรับปรุงโดยวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค ดังแสดงในรูปที่ 4 เพื่อสร้างกลยุทธ์ร่วมกันระบุลงในตาราง ดังแสดงในรูปที่ 5 แล้วจึงเริ่มเขียนแผนผังแบบจำลองธุรกิจโดยเพิ่มเติมหรือปรับปรุงปัจจัยย่อยจำแนกตามองค์ประกอบหลักในแผนผังแบบจำลองธุรกิจ หลังจากนั้นผู้ศึกษาได้ทำแบบสอบถามเพื่อวัดระดับความเห็นด้วยกับการเพิ่มเติมหรือปรับปรุงองค์ประกอบย่อยในแผนผังแบบจำลองธุรกิจฉบับปรับปรุง และวิเคราะห์สรุปผลโดยใช้เกณฑ์การแปลความหมายของค่าเฉลี่ย ได้ตารางสรุปผลการทบทวนความเหมาะสมของปัจจัยย่อย ดังแสดงในรูปที่ 6

4.2 ผลการวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค (SWOT analysis) จากการทำสนทนากลุ่ม

	ปัจจัยที่เอื้อประโยชน์	ปัจจัยที่ส่งผลกระทบเชิงลบ
ปัจจัยภายใน	จุดแข็ง (strengths ,S)	จุดอ่อน (weaknesses ,W)
	สำนักงานตั้งอยู่ในจังหวัดที่เป็นศูนย์กลางทางด้านเศรษฐกิจ การศึกษาและการแพทย์ของภูมิภาค, ประสบการณ์ของเจ้าของกิจการ, พนักงานมีความเชี่ยวชาญในด้านการออกแบบสร้างบ้าน, แบบบ้านมีความสวยทันสมัย, สถานะทางการเงินมั่นคง, บริษัทมีความน่าเชื่อถือ	ขาดการทำการตลาดอย่างต่อเนื่อง , ขาดการวิจัยและพัฒนาวิธีการก่อสร้างที่หลากหลาย, การบริหารจัดการภายในองค์กรยังไม่เป็นระบบ, การสื่อสารกับลูกค้าเกิดความสับสน, การเตรียมข้อมูลเสนอลูกค้าต้องสอบถามไปยังเจ้าของกิจการก่อนเสมอ, การสื่อสารภายในเข้าใจไม่ตรงกัน, ขายบ้านสร้างขายพร้อมที่ดินได้ช้า
ปัจจัยภายนอก	โอกาส (opportunities ,O)	อุปสรรค (threats ,T)
	จังหวัดเชียงใหม่มีที่ดินเหลือเพียงพอสำหรับการสร้างบ้าน, รัฐบาลมีนโยบายผลักดันให้ประชาชนมีบ้าน, มีผู้รับเหมาช่วงที่มีความเชี่ยวชาญ, มีร้านค้าวัสดุที่มีความน่าเชื่อถือ, ในปัจจุบันมีเทคโนโลยีเกี่ยวกับการก่อสร้างและวัสดุมากขึ้น, ลูกค้าในพื้นที่มีความตระหนักในด้านสิ่งแวดล้อม, ลูกค้าอยากมีบ้านที่อยู่นอกโครงการจัดสรร, ลูกค้าต้องการปรับปรุงบ้าน หรืออาคารเดิมเพื่อการกระกอบอาชีพ	สภาพอากาศ, แรงงานที่ใช้ในการก่อสร้างเป็นชาวต่างชาติ, มีบริษัทรับสร้างบ้านที่เกิดขึ้นใหม่จำนวนมากขึ้น , ลูกค้าไม่เข้าใจกระบวนการทำงาน , มีหมู่บ้านจัดสรร และคอนโดมิเนียมพร้อมขายจำนวนมาก, ลูกค้ากู้ยืมเงินกับสถาบันทางการเงินไม่ผ่าน, ความล่าช้าของการยื่นขออนุญาตก่อสร้าง , การรอคอยวัสดุจากผู้ผลิต, การรอคอยการเลือกวัสดุจากลูกค้า

รูปที่ 4 ผลการวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน อุปสรรค และโอกาส

บริษัทรับสร้างบ้านเป็นบริษัทที่มีสินค้าหรือบริการที่เฉพาะเจาะจง ทำให้สามารถทราบจุดสำคัญของคุณภาพและความต้องการของลูกค้าได้ชัดเจน การดำเนินงานมีลักษณะเป็นโครงการ มีจุดเริ่มต้น และจุดสิ้นสุด ลักษณะการทำงานมีลำดับขั้นตอน แต่หากขาดการสังเกตุรูปแบบการทำงานอาจทำให้พลาดโอกาสในการปฏิบัติงาน เช่นการค้นพบวิธีการที่มีประสิทธิภาพมากขึ้น เพิ่มมูลค่ามากขึ้น ลดต้นทุนลงได้ หรือแม้กระทั่งการค้นพบอุปสรรคที่อาจจะเกิดขึ้นได้เป็นต้น การวิเคราะห์สภาพแวดล้อมทั้งภายในและภายนอกของบริษัทจึงสำคัญ มีผลต่อผลการดำเนินงานขององค์กร ซึ่งข้อมูลเหล่านี้มีความสำคัญในการกำหนดเป้าหมาย หรือกลยุทธ์ เพื่อให้บริษัทพัฒนาไปได้อย่างเหมาะสม [10] การศึกษานี้จึงได้นำผลการวิเคราะห์ปัจจัยภายในที่เป็นจุดแข็ง และจุดอ่อน กับปัจจัยภายนอกที่เป็นโอกาส และอุปสรรคที่บริษัทกำลังเผชิญอยู่ มาจับคู่ความสัมพันธ์ของข้อมูล ทำให้ได้มาซึ่งกลยุทธ์ทั้ง 4 ประเภท คือ กลยุทธ์เชิงรุก กลยุทธ์เชิงแก้ไข กลยุทธ์เชิงป้องกัน และกลยุทธ์เชิงรับ

4.3 กลยุทธ์จากการวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค

	จุดแข็ง (strengths ,S)	จุดอ่อน (weaknesses ,W)
โอกาส (opportunities ,O)	กลยุทธ์เชิงรุก (SO strategy)	กลยุทธ์เชิงแก้ไข (WO strategy)
	โฆษณาผลงาน และการให้บริการให้ครบทุกช่องทางที่จะสามารถเข้าถึงลูกค้าได้, ปักป้ายหน้าสถานที่ก่อสร้างว่าใช้วัสดุจากร้านค้าที่มีความน่าเชื่อถือ, ให้พนักงานฝึกฝนการใช้ระบบสารสนเทศอาคาร (BIM) ในการทำงาน, ติดต่อคู่ค้าทางธุรกิจเพิ่มเติม เกี่ยวกับบ้านประหยัดพลังงาน ระบบโซลาเซลล์ รวมถึงเทคนิคการก่อสร้างรูปแบบใหม่เพื่อเพิ่มมูลค่าของบ้าน, รับงานรีโนเวทบ้านหรืออาคารเก่าให้สวยมีเอกลักษณ์	วางแผนจัดทำเนื้อหาสำหรับการโฆษณาอย่างต่อเนื่อง ให้มีแบบแผนและความน่าสนใจ, ทำหนังสือมาตรฐานการก่อสร้างโดยเฉพาะของบริษัท, ทำแบบฟอร์มการตรวจงานทุกขั้นตอน, ทำแบบจำลองบ้านให้ลูกค้าดูตามความคืบหน้าของงานสำหรับการเบิกงวดงาน, ให้ผู้ออกแบบเข้าไปศึกษาวัสดุและเทคโนโลยีใหม่จากคู่ค้าที่น่าสนใจ, ทำบัญชีราคางาน และวัสดุเพิ่มเติมสำหรับงานเปลี่ยนแปลงจากแบบเพื่อเสนอลูกค้า, ติดต่อหานายหน้าซื้อขายบ้านที่มีความน่าเชื่อถือ
อุปสรรค (threats ,T)	กลยุทธ์เชิงป้องกัน (ST strategy)	กลยุทธ์เชิงรับ (WT strategy)
	ตรวจสอบสภาพอากาศก่อนวางแผนงานรายสัปดาห์, ตรวจสอบแรงงานให้ถูกกฎหมาย, รักษามาตรฐานงานก่อสร้าง และความโดดเด่นของแบบบ้าน, สร้างความเชื่อมั่นให้กับลูกค้าด้วยข้อมูลและประสบการณ์, ประสานงานเรื่องวัสดุล่วงหน้า, นำเสนอจุดเด่นของบ้านนอกโครงการจัดสรร	หลีกเลี่ยงการนำวัสดุทิ้งรอไว้หน้างาน , หลีกเลี่ยงการจ้างผู้รับเหมาช่วงที่ไม่มีความคุ้นเคย, ติดต่อสถาบันการเงินให้เป็นพันธมิตรให้มากที่สุด, สร้างความสัมพันธ์อันดีกับหน่วยงานราชการ, หลีกเลี่ยงการลงทุนสร้างบ้านขายในสถานที่สิ่งแวดล้อม และโครงสร้างพื้นฐานไม่พร้อม

รูปที่ 5 กลยุทธ์จากการวิเคราะห์ จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรค

จากการที่เจ้าของกิจการได้ให้แนวทางเกี่ยวกับเป้าหมายการปรับปรุงพัฒนาการองค์กรให้มีประสิทธิภาพมากขึ้นและพร้อมตอบสนองต่อความต้องการของลูกค้าเป็นหลักนั้น ทำให้ได้กลยุทธ์เชิงรุก ที่เป็นประเด็นหลักๆ

คือ การสร้างความน่าเชื่อถือ และสร้างโอกาสในการมีรายได้เพิ่มจากการเพิ่มมูลค่าให้กับบริการของบริษัท กลยุทธ์เชิงแก้ไข คือ อุดช่องว่างของความผิดพลาดด้วยการพัฒนาระบบภายในบริษัทให้เข้มแข็ง ตรวจสอบงานอย่างละเอียดทุกขั้นตอน กลยุทธ์เชิงป้องกัน คือ ศึกษาการทำงานของตนเองล่วงหน้า รวมไปถึงศึกษาลูกค้า สร้างความเข้าใจเกี่ยวกับงานก่อสร้าง ให้ข้อมูลและประสบการณ์ที่เป็นประโยชน์ต่อลูกค้า กลยุทธ์เชิงรับ คือ แผนการเตรียมพร้อมรับมือ หรือจัดการกับความเสี่ยงกับสถานการณ์ที่อาจเกิดขึ้นกับบริษัท เช่นปัญหาที่เราไม่สามารถควบคุมได้ จากนั้นนำกลยุทธ์ทั้งหมดมาจำแนกลงในองค์ประกอบทางธุรกิจทั้ง 9 ด้านของแผนผังแบบจำลองธุรกิจ

4.4 ผลการทบทวนความเหมาะสมของปัจจัยย่อย แปรผลโดยใช้มาตราวัดแบบลิเคิร์ท

ด้าน	ปัจจัยตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่	ปัจจัยเพิ่มเติมจากกลยุทธ์	ค่าเฉลี่ย
กลุ่มลูกค้า	ลูกค้าที่ต้องการมีบ้านหรืออาคารบนที่ดินของตนเอง	- -	5.0
	ลูกค้าที่ต้องการออกแบบบ้านหรืออาคาร	-	5.0
	ลูกค้าที่ต้องการบ้านพร้อมที่ดิน	-	5.0
		ลูกค้าที่ต้องการปรับปรุงบ้านหรืออาคารเดิมในการประกอบอาชีพ ขาย หรือให้เช่า	4.2
การนำเสนอคุณค่า	บ้านที่สวยมีเอกลักษณ์และคุณภาพดี	-	5.0
	แบบบ้านพร้อมสร้าง	-	5.0
	บ้านพร้อมที่ดิน	-	5.0
		ระบบบ้านประหยัดพลังงาน	3.8
		ระบบบ้านอัจฉริยะ	4.5
ช่องทาง	Facebook	-	5.0
	เว็บไซต์	-	5.0
	สำนักงาน	-	5.0
		Instagram	3.5
		Line Official Account	4.3
ความสัมพันธ์กับลูกค้า	ให้ข้อมูลสำหรับการสร้างบ้าน	-	5.0
	บริการขออนุญาตก่อสร้าง และจัดหาสถาบันการเงิน	-	5.0
	ช่วยลูกค้าประสานงานกับร้านค้าในการเลือกวัสดุ	-	5.0
	ตรวจสอบคุณภาพหน้างาน	(ปรับปรุงมาตรฐานการตรวจสอบงานก่อสร้าง)	5.0
	การรับประกันผลงาน	-	5.0
		จัดทำแบบจำลองบ้านให้ลูกค้าดูตามความคืบหน้าของงานสำหรับการเบิกงวดงาน	2.9
		ประเมินแบบและเสนอราคาแบบเร่งด่วน	5.0
กระแสรายได้	รายได้จากการทำสัญญาออกแบบ	-	5.0
	รายได้จากการทำสัญญาก่อสร้าง	(มีโอกาสทำรายได้เพิ่มขึ้นจากการเพิ่มฟังก์ชันของบ้านซึ่งเพิ่มมูลค่าของอาคาร)	5.0
	รายได้จากการขายบ้านพร้อมที่ดิน	(มีโอกาสทำรายได้เพิ่มขึ้นจากการเพิ่มฟังก์ชันของบ้านซึ่งเพิ่มมูลค่าของอาคาร)	5.0
		รายได้จากการปรับปรุงบ้านหรืออาคาร	5.0
ทรัพยากรหลัก	สำนักงาน	(จัดแสดงตัวอย่างวัสดุที่น่าสนใจ)	5.0
	ทีมงานออกแบบและก่อสร้าง	(เรียนรู้พัฒนาตนเองอย่างสม่ำเสมอ)	4.9
	คอมพิวเตอร์และซอฟต์แวร์	(เพิ่มซอฟต์แวร์ระบบสารสนเทศอาคาร)	3.3
	ยานพาหนะ	-	5.0
	เงินทุน	-	5.0
	วัสดุอุปกรณ์	(ใช้วัสดุที่ได้มาตรฐานสูง สร้างความน่าเชื่อถือ , รวบรวมข้อมูล และราคาอยู่เสมอ)	4.7
		ทีมงานการตลาด	5.0
กิจกรรมหลัก	ออกแบบบ้านตามความต้องการของลูกค้า	-	5.0
	สร้างบ้านบนที่ดินของลูกค้า	-	5.0
	ตรวจสอบงานก่อสร้าง	(ปรับปรุงการตรวจสอบกระบวนการก่อสร้าง)	5.0
	หาที่ดินสำหรับสร้างบ้านขายพร้อมที่ดิน	-	5.0
	หาลูกค้าเพื่อทำสัญญาสร้างบ้านหรือซื้อบ้าน	-	5.0
		ตรวจสอบและปรับปรุงบ้านหรืออาคารเดิมของลูกค้า	2.7
		ทำระบบบ้านอัจฉริยะ	3.2
		ทำระบบบ้านประหยัดพลังงาน	4.0

ด้าน	ปัจจัยตามสภาพเดิมที่เป็นอยู่	ปัจจัยเพิ่มเติมจากกลยุทธ์	ค่าเฉลี่ย
คู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ	ผู้รับเหมาช่วงที่มีความเชี่ยวชาญในงานแต่ละประเภท	-	5.0
	ร้านค้าวัสดุที่มีความน่าเชื่อถือ	(ประสานงานให้ความรู้เพิ่มเติม)	5.0
	บริษัทรับออกแบบภายใน	-	5.0
	บริษัทรับจัดภูมิทัศน์	-	5.0
	หน่วยงานราชการ	-	5.0
	สถาบันการเงิน	-	5.0
โครงสร้างต้นทุน	ต้นทุนค่าวัสดุ	-	5.0
	ต้นทุนค่าแรง	-	5.0
	ต้นทุนค่าตอบแทนพนักงาน	-	5.0
	ต้นทุนค่าบำรุงรักษาสำนักงาน	-	5.0
	ต้นทุนค่าบำรุงรักษายานพาหนะ	-	5.0
	ต้นทุนค่าโฆษณา	-	5.0

*หมายเหตุ; เพิ่มเติม | ปรับปรุง | คงไว้

รูปที่ 6 ผลการทบทวนความเหมาะสมของปัจจัยย่อย

กลยุทธ์ที่ผู้ร่วมสนทนาร่วมกันสังเคราะห์ขึ้นจำแนกไว้ในรูปของปัจจัยย่อยขององค์ประกอบทางธุรกิจ ในแผนผังแบบจำลองธุรกิจ หลังจากแปลความหมายค่าเฉลี่ยระดับความเห็นด้วย มีทั้งการเพิ่มปัจจัยย่อยเข้าไป และปรับปรุงปัจจัยย่อยเดิมโดยมีแนวทางการปรับปรุงเพิ่มเติม [11]

5. บทสรุป

5.1 สรุปผลการศึกษา

สืบเนื่องจากผลการศึกษา และผลการวิเคราะห์ในบทก่อนหน้า ทำให้เกิดแผนผังแบบจำลองธุรกิจฉบับปรับปรุงของบริษัทรับสร้างบ้านดังแสดงในรูปที่ 7 ตามแนวทางของเจ้าของกิจการที่ต้องการสร้างความน่าเชื่อถือของบริษัท และการสร้างโอกาสที่จะมีรายได้เพิ่ม โดยสามารถอธิบายองค์ประกอบทางธุรกิจฉบับปรับปรุงใหม่ ดังนี้

5.1.1 การนำเสนอคุณค่า

ปัจจุบันบริษัทมีจุดเด่นในด้านแบบบ้านที่สวยมีเอกลักษณ์ และสร้างได้ในงบประมาณที่ลูกค้าต้องการ รวมไปถึงการสร้างบ้านขายที่มีราคาต่ำกว่าบ้านในโครงการจัดสรร ปรับปรุงโดยมีการเพิ่มระบบบ้านประหยัดพลังงาน และบ้านอัจฉริยะขึ้น เพื่อสร้างมูลค่าเพิ่มให้กับตัวบ้าน และสร้างความน่าสนใจ

5.1.2 กลุ่มลูกค้า

ปัจจุบันบริษัทมีกลุ่มลูกค้าที่ต้องการสร้างบ้าน ออกแบบบ้าน และซื้อบ้านพร้อมที่ดิน ปรับปรุงโดยเพิ่มกลุ่มลูกค้าที่ต้องการปรับปรุงบ้าน อาคารเดิมเพื่ออยู่อาศัย หรือเพื่อประกอบธุรกิจ

5.1.3 ความสัมพันธ์กับลูกค้า

บริการของบริษัทรับสร้างบ้าน มีการบริการตั้งแต่รับทำแบบ ขออนุญาตก่อสร้าง จัดหาสถาบันการเงิน ก่อสร้าง ประสานงานจัดหาวัสดุ ตรวจสอบคุณภาพ และรับประกันผลงาน ปรังปรุงเพิ่มเติมโดยการแจ้งผลการดำเนินงาน และความคืบหน้าอย่างเป็นระบบเข้าใจง่าย รวมไปถึงจัดทำแบบจำลองบ้าน สำหรับการแนบสัญญาค่างวดงาน และการเสนอราคางานเพิ่มลดแบบเร่งด่วน อันเนื่องมาจากความต้องการในการเพิ่ม ลด เปลี่ยนแปลงวัสดุระหว่างการก่อสร้าง

5.1.4 ช่องทาง

ปัจจุบันในการประสานงานจะใช้กลุ่มสนทนาทางไลน์สำหรับลูกค้าที่ทำสัญญาออกแบบและก่อสร้างเพื่อแลกเปลี่ยนข้อมูล ในส่วนของการสร้างการรับรู้ทางสาธารณะโดยการมีเฟสบุ๊คแฟนเพจ สำนักงาน เว็บไซต์ และการติดป้ายโฆษณา ปรับปรุงโดยการสร้างบัญชีอินสตาแกรม และไลน์ออฟฟิเชียลแอคเคาท์ เพื่อนำเสนอคุณค่า โปรโมชัน และข้อเสนอพิเศษให้ลูกค้ารับรู้มากขึ้น

5.1.5 กิจกรรมหลัก

บริษัทรับออกแบบบ้าน รับสร้างบ้าน สร้างบ้านขายพร้อมที่ดิน ปรับปรุงโดยเพิ่มการตรวจสอบและปรับปรุงบ้านหรืออาคารเดิมของลูกค้า ทำระบบบ้านอัจฉริยะ บ้านประหยัดพลังงาน และปรับปรุงกระบวนการทำงานภายในองค์กรด้วยการเริ่มใช้ระบบสารสนเทศอาคาร เพื่อประสิทธิภาพในการทำงานที่แม่นยำมากขึ้นทั้งในด้านแบบ และการเสนอราคาที่ถูกต้อง รวดเร็ว

5.1.6 ทรัพยากรหลัก

เพิ่มทีมการตลาด สำหรับทำเนื้อหาและจัดการวางแผนลงโฆษณา และประสานงานลูกค้าในด้านการให้ข้อมูลเกี่ยวกับคุณค่าที่ต้องการนำเสนอ ส่วนอื่นที่ปรับปรุงเพิ่มเติม ด้านสำนักงาน จัดแสดงวัสดุ หรือระบบที่น่าสนใจเกี่ยวกับการสร้างบ้าน ด้านทีมออกแบบและก่อสร้าง เพิ่มการพัฒนาตนเอง และพร้อมเรียนรู้การใช้งานเทคโนโลยีที่จะเข้ามาช่วยให้การทำงานมีประสิทธิภาพมากขึ้น

5.1.7 คู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ

ปัจจุบันบริษัทรับสร้างบ้าน มีผู้รับเหมาช่วงที่มีความเชี่ยวชาญในด้านงานเฉพาะทางต่างๆ มีร้านวัสดุที่มีความน่าเชื่อถือ ชั้นนำช่วยดูแลลูกค้าในการเลือกและสั่งซื้อวัสดุ มีบริษัทออกแบบที่ส่งงานก่อสร้างเข้ามาให้ดำเนินการ และประสานงานกับหน่วยงานราชการ รวมถึงสถาบันการเงิน ปรับปรุงเพิ่มเติมโดยส่งทีมออกแบบและก่อสร้างเข้าไปเสริมความรู้เกี่ยวกับวัสดุและเทคโนโลยีก่อสร้างใหม่ๆ เพื่อเพิ่มตัวเลือกด้านวัสดุและเทคโนโลยี

5.1.8 โครงสร้างต้นทุน

ปัจจุบันบริษัทมีทั้งต้นทุนคงที่ ที่เป็นค่าตอบแทนพนักงาน ค่าบำรุงรักษาสำนักงาน ค่าบำรุงรักษายานพาหนะ และต้นทุนที่ขึ้นอยู่กับโรงการก่อสร้าง ที่เป็นค่าแรง และค่าวัสดุ ส่วนต้นทุนอีกประเภทที่จำเป็นคือต้นทุนค่าโฆษณา ซึ่งหากสามารถลดต้นทุนได้โดยไม่เสียคุณภาพจะทำให้บริษัทเกิดผลกำไรมากขึ้นได้

5.1.9 กระแสรายได้

ปัจจุบันบริษัทมีรายได้จากการทำสัญญาออกแบบ เพื่อทำแบบสำหรับก่อสร้าง รายได้จากสัญญาก่อสร้างบ้าน สำหรับงานก่อสร้างโดยแบ่งชำระเป็นงวดตามความคืบหน้าของงาน และรายได้จากการสร้างบ้านขาย ปรับปรุงเพิ่มเติมโดยการมีรายได้จากการทำสัญญาปรับปรุงบ้านหรืออาคาร

แผนผังแบบจำลองธุรกิจฉบับปรับปรุง				
คู่ค้าที่สำคัญต่อธุรกิจ	กิจกรรมหลัก	การนำเสนอคุณค่า	ความสัมพันธ์กับลูกค้า	กลุ่มลูกค้า
ผู้รับเหมาช่วงที่มีความเชี่ยวชาญในงานแต่ละประเภท, ร้านค้าวัสดุที่มีความน่าเชื่อถือ, บริษัทรับออกแบบภายใน, บริษัทรับจัดภูมิทัศน์, หน่วยงานราชการ, สถาบันการเงิน	ออกแบบบ้านตามความต้องการของลูกค้า, สร้างบ้านบนที่ดินของลูกค้า, ตรวจสอบงานก่อสร้าง, หาที่ดินสำหรับสร้างบ้านขายพร้อมที่ดิน, หาลูกค้าเพื่อทำสัญญาสร้างบ้านหรือซื้อบ้าน, ตรวจสอบและปรับปรุงบ้านหรืออาคารเดิมของลูกค้า , ทำระบบบ้านอัจฉริยะ, ทำระบบบ้านประหยัดพลังงาน	บ้านที่สวยมีเอกลักษณ์และคุณภาพดี, แบบบ้านพร้อมสร้าง, บ้านพร้อมที่ดิน, ระบบบ้านประหยัดพลังงาน, ระบบบ้านอัจฉริยะ	ให้ข้อมูลสำหรับการสร้างบ้าน, บริการขออนุญาตก่อสร้างและจัดหาสถาบันการเงิน, ช่วยลูกค้าประสานงานกับร้านค้าในการเลือกวัสดุ, ตรวจสอบคุณภาพหน้างาน, การรับประกันผลงาน, จัดทำแบบจำลองบ้านแสดงความคืบหน้า, ประเมินแบบและเสนอราคาแบบเร่งด่วน	ลูกค้าที่ต้องการมีบ้านหรืออาคารบนที่ดินของตนเอง, ลูกค้าที่ต้องการออกแบบบ้านหรืออาคาร, ลูกค้าที่ต้องการบ้านพร้อมที่ดิน, ลูกค้าที่ต้องการปรับปรุงบ้านหรืออาคารเดิมในการประกอบอาชีพ ขาย หรือให้เช่า
ทรัพยากรหลัก		**ช่องทาง**		
สำนักงาน , ทีมงานออกแบบและก่อสร้าง, คอมพิวเตอร์และซอฟต์แวร์, ยานพาหนะ, เงินทุน, วัสดุอุปกรณ์, ทีมการตลาด		Facebook, เว็บไซต์, สำนักงาน, Instagram, Line Official Account		
โครงสร้างต้นทุน		**กระแสรายได้**		
ต้นทุนค่าวัสดุ, ต้นทุนค่าแรง, ต้นทุนค่าตอบแทนพนักงาน, ต้นทุนค่าบำรุงรักษาสำนักงาน, ต้นทุนค่าบำรุงรักษายานพาหนะ, ต้นทุนค่าโฆษณา		รายได้จากการทำสัญญาออกแบบ, รายได้จากการทำสัญญาก่อสร้าง, รายได้จากการขายบ้านพร้อมที่ดิน, รายได้จากการปรับปรุงบ้านหรืออาคาร		

*หมายเหตุ; เพิ่มเติม ปรับปรุง คงไว้

รูปที่ 7 แผนผังแบบจำลองธุรกิจของบริษัทรับสร้างบ้านฉบับปรับปรุง

5.2 ข้อเสนอแนะสำหรับบริษัทรับสร้างบ้าน

การวิเคราะห์สภาพแวดล้อมทั้งภายในและภายนอก กับการวิเคราะห์กลยุทธ์ผ่านแผนผังแบบจำลองธุรกิจ เกิดเป็นแบบจำลองธุรกิจฉบับปรังปรุงของบริษัทรับสร้างบ้าน แสดงให้เห็นว่าบริษัทรับสร้างบ้านยังมีโอกาสขยายการเติบโตทางธุรกิจขึ้นเรื่อยๆ ขึ้นอยู่กับขีดจำกัดของทางบริษัท ว่าจะมีทรัพยากรเพียงพอที่จะรับงานมากขึ้นได้หรือไม่ และจำเป็นต้องรักษาส่วนแบ่งทางการตลาดของผู้ที่ต้องการสร้างบ้านที่ออกแบบได้เองตามรูปแบบของที่ดินและฟังก์ชันการใช้งานตามต้องการโดยการรักษาคุณภาพและสร้างจุดเด่นในงานออกแบบ ในส่วนการที่จะเสริมรายได้คือการเพิ่มมูลค่าไปในสินค้าหรือบริการ ที่ลูกค้าพึงพอใจจะได้รับหรือครอบครอง

ผลการวิเคราะห์แผนผังแบบจำลองธุรกิจมีความสอดคล้องกับทั้งจุดประสงค์ของการศึกษาคือได้เรียนรู้กระบวนการพัฒนาองค์กรโดยใช้แผนผังแบบจำลองธุรกิจ และแนวทางการพัฒนาองค์กรของเจ้าของกิจการที่ต้องการเพิ่มความน่าเชื่อถือของบริษัท เพิ่มความทันสมัย การมีมาตรฐานสากล และการรักษาผลประกอบการให้ได้กำไรดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่ง ทางผู้บริหารสามารถนำแผนผังแบบจำลองธุรกิจฉบับปรับปรุงนี้เป็นกรอบในการดำเนินธุรกิจเพื่อศึกษาผลการดำเนินงานต่อไปว่าสามารถทำให้โครงสร้างต้นทุน และกระแสรายได้เปลี่ยนไปในทางที่ดีหรือไม่ เนื่องจากการวิเคราะห์แผนผังแบบจำลองธุรกิจนั้น ไม่ได้มีสูตรสำเร็จตายตัวสำหรับธุรกิจแต่ละประเภท ขึ้นอยู่กับข้อจำกัด และสภาพแวดล้อมที่แต่ละองค์กรเผชิญอยู่ ซึ่งสามารถปรับปรุงแผนผังแบบจำลองธุรกิจได้ตลอดเวลาให้เหมาะสมเข้ากับสถานการณ์ การที่ได้เรียนรู้กระบวนการพัฒนาแผนผังแบบจำลองธุรกิจ ทำให้ผู้บริหารมีเครื่องมืออีกชนิดหนึ่งที่มีส่วนสำคัญและเป็นตัวช่วยในการตัดสินใจเลือกแนวทางในการดำเนินธุรกิจในอนาคต

เอกสารอ้างอิง

[1] สราวุธ เขียนขาบ (2556). ปัจจัยที่มีผลต่อความพึงพอใจของลูกค้าต่อบริษัทรับสร้างบ้าน. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

[2] พาสิทธิ์ หล่อธีรพงษ์ (2543). ระบบฐานความรู้เพื่อการออกแบบและประมาณราคาโครงการก่อสร้างอาคารเบื้องต้น. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., ปีที่ 23, ฉบับที่ 2, หน้า 31-46.

[3] วุฒิชัย ศักดิ์สาลากุล (2556). การเลือกใช้บริการรับเหมาก่อสร้างของลูกค้าที่มีต่อ บริษัท ฟุ้งวุฒิ จำกัด. การค้นคว้าอิสระปริญญาบริหารธุรกิจบัณฑิต สาขาวิชาบริหารธุรกิจ (การจัดการทั่วไป) บัณฑิตศึกษา มหาวิทยาลัยราชภัฏธนบุรี.

[4] Osterwalder and Pigneur (2010). Business Model Generation. John Wiley & Sons , Inc.

[5] วิบูลย์ จุง (2555). The Business Model Canvas – เครื่องมือสำหรับบริหารเชิงกลยุทธ์(1). [ระบบออนไลน์] แหล่งที่มา ; http://topicstock.pantip.com/silom/topicstock/2012/05/B12043215/B12043215.html.

[6] Miki Imazu (2013). Business Model Generation WORKBOOK. สำนักพิมพ์วีเลิร์น.

[7] ศุภัทธิดา ศรีธัญรัตน์ (2556). การวิเคราะห์แบบจำลองธุรกิจและปรับปรุงประสิทธิภาพในด้านการผลิต. การค้นคว้าแบบอิสระปริญญาวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาการจัดการอุตสาหกรรม บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.

[8] Steinhofel et al. (2016). Business Model Innovation: A Comparative Analysis. ECIE 2016 : 11th European Conference on Innovation and Entrepreneurship, September 2016, page 770-780.

[9] บุญชม ศรีสะอาด (2543). การวิจัยเบื้องต้น. สำนักพิมพ์สุวีริยาสาส์น.

[10] Benarda (2018). Business Model of Fish Cultivator Group in Jampang Village With A Business Model Canvas Approach. Proceeding of Community Development, Vol. 2 (2018), page 386-397.

[11] Miftah Nur Huda et al. (2018). Design of Business Model on Digital Printing Startup Using Business Model Canvas Approach. International Conference on Industrial Enterprise and System Engineering, Atlantis Highlights in Engineering (AHE), volume 2, page 307-313.

การวิเคราะห์การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก
Analysis of Building Information Modeling Execution Planning (BIMxP) for Small Residential Buildings

สิทธิพงษ์ ใจปัญญา[1*] เอกพิสิษฐ์ บรรจงเกลี้ยง[2] พรพจน์ นุเสน[3] และ มานพ แก้วโมราเจริญ[4]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[2] หลักสูตรวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์ จ.อุตรดิตถ์
[3]สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: [1*]sittiphongmod@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันระบบสารสนเทศอาคาร (BIM) ได้ถูกใช้ในงานก่อสร้างขนาดใหญ่ เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในงานก่อสร้าง ในขณะเดียวกันในงานก่อสร้างอาคารพักอาศัยขนาดเล็ก ส่วนใหญ่จะใช้แบบก่อสร้างในรูปแบบ 2 มิติ ซึ่งเกิดปัญหาในงานก่อสร้างเป็นอย่างมาก การประยุกต์ใช้ระบบสารสนเทศอาคารเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในงานก่อสร้างให้กับอาคารพักอาศัยขนาดเล็กจึงมีความน่าสนใจ งานวิจัยฉบับนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาต้นแบบการวางแผนดำเนินการสร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่เหมาะสมกับกระบวนการก่อสร้างอาคารพักอาศัยขนาดเล็กโดยประยุกต์ใช้แผนปฏิบัติการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIMxP) ขั้นตอนการวิจัยได้ทำการวิเคราะห์การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารให้เหมาะสมกับกระบวนก่อสร้างอาคารพักอาศัยขนาดเล็ก โดยการเรียงลำดับกระบวนการทำงานเป็นหมวดหมู่ นำข้อมูลจากระบบสารสนเทศอาคารเข้าเชื่อมโยงกับกระบวนการทำงาน จากนั้นนำข้อมูลที่ทำการศึกษาไปสัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์ในงานก่อสร้างเพื่อหาข้อเสนอแนะ และนำมาปรับปรุงแก้ไขจนได้ต้นแบบ การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารให้เหมาะสมกับงานก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก

Abstract

In the present, Building Information Modeling (BIM) is used in the large construction to increase efficiency of construction. Meanwhile Auto CAD is used mostly in small residential buildings construction effected many problems. For this reason investigator realizes the importance and analyses Building Information Modeling Execution Planning (BIMxP) for Small Residential Buildings. Appropriate corresponding operation Building Information Modeling Execution Planning (BIMxP) is very important. By sorting process in categories taking data from Building Information Modeling (BIM) to associate the process for the purpose of finding appropriate process planning model. Using data from the investigation to interview the constructional experts for recommendations can conclude that disadvantage of using Building Information Modeling (BIM) is taking high cost but there are more benefits such as fine drawings can decrease problems from changing drawings effected accurate and quickly work so that is a good result for constructor.

1. ที่มาและความสำคัญ

ปัจจุบันงานก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก ส่วนใหญ่จะใช้แบบก่อสร้างในรูปแบบ 2 มิติ ซึ่งบ่อยครั้งทำให้เกิดข้อผิดพลาดในการก่อสร้าง อาทิ เจ้าของบ้านไม่เข้าใจแบบ 2 มิติ ทำให้งานก่อสร้างไม่ตรงกับความต้องการ ทำให้ส่งผลกระทบต่องานก่อสร้าง ไม่ว่าจะเป็นการเปลี่ยนแปลงรูปแบบอาคาร ในตัวแบบที่ใช้ในการก่อสร้างที่ไม่มีความสมบูรณ์ ขาดรายละเอียดที่ชัดเจน หรือมีความซับซอนอย่างมาก[1] จะทำให้ชิ้นงานไม่ตรงกับความต้องการทำให้เกิดข้อขัดแย้ง ระหว่างเจ้าของบ้านกับผู้ออกแบบ หรือเจ้าของบ้านกับผู้ประกอบการรับเหมาก่อสร้าง ในหลายโครงการที่ผู้ออกแบบกับผู้ประกอบการรับเหมาก่อสร้างที่ไม่ได้อยู่ทีมเดียวกัน ทำให้การสื่อสารโดยใช้ แบบ 2 มิติเป็นปัญหาอย่างมาก ในหลายกรณีที่ไม่สามารถสร้างตามแบบได้ต้องแก้ไขตามหน้างาน ในการแก้ไขแต่ละครั้งจะมีค่าใช้จ่าย และบ่อยครั้งที่ไม่อาจหาข้อสรุปได้ว่าค่าใช้จ่ายดังกล่าวใครเป็นผู้รับผิดชอบ ทำให้ภาระตกมาอยู่ที่ผู้ประกอบการรับเหมาก่อสร้าง ด้วยตัวแบบ 2 มิติ ที่มีการซ้อนทับกันของวัตถุทำให้เกิดข้อผิดพลาดในการถอดปริมาณ ส่งผลถึงการเสนอราคาก่อสร้างที่ต่ำทำให้เกิดการขาดทุนของผู้ประกอบการณ์รับเหมาก่อสร้าง ซึ่งในปัจจุบันได้มีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ที่เป็นประโยชน์ในงานออกแบบ การก่อสร้าง และการถอดปริมาณ รวมไปถึงการวางแผนงาน และการติดตามผลงาน

อย่างไรก็ตามองค์ความรู้การนำ ระบบสารสนเทศอาคารไปใช้งานนั้นมีอยู่มากมาย ไม่ว่าจะเป็น มาตรฐาน NBIMS , BIM Project Execution

Planning Guide, BIM Planning Guide for Facility Owners, Singapore MIN Guide , National Guidelines for Digital Modeling และ มาตรฐาน AEC BIM ซึ่ง BIM Project Execution Planning Guide (BIM PEPG หรือ BIMxP) มุ่งเน้นขั้นตอนการนำระบบสารสนเทศอาคารไปใช้ในโครงการ[2] ผู้ทำวิจัยจึงได้นำองค์ความรู้ของ BIM Project Execution Planning Guide (BIMxP) มาใช้งานเพื่อให้ได้ต้นแบบการวางแผนดำเนินการสร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่เหมาะสมกับกระบวนการก่อสร้างอาคารพักอาศัยขนาดเล็กต่อไป

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 แบบจำลองสารสนเทศอาคาร

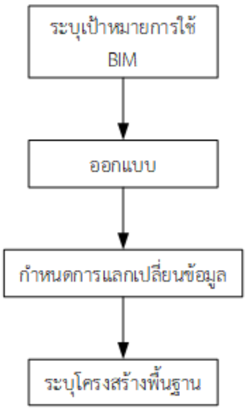
แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) เป็นกระบวนการที่มุ่งเน้นการพัฒนาการใช้และการถ่ายโอนข้อมูลแบบดิจิตอลของโครงการอาคารเพื่อปรับปรุงการออกแบบการก่อสร้างและการดำเนินงานของโครงการหรือผลงานเพื่อสิ่งอำนวยความสะดวกในการทำงาน คณะกรรมการมาตรฐานการสร้างแบบจำลองข้อมูลสารสนเทศแห่งชาติ (NBIMS) ได้กำหนดไว้ ในอีกความหมายBIM ไม่ได้หมายถึง โมเดล 3 มิติ วัตถุ หรือตัวซอฟแวร์ แต่ BIM คือกระบวนการทำงานที่แต่ละฝ่ายของหน่วยงาน ไม่ว่าจะเป็นฝ่ายสถาปัตยกรรม ฝ่ายวิศวกรรม หรือฝ่ายบำรุงรักษา ฯลฯ ได้แชร์ข้อมูลเพื่อทำงานร่วมกัน โดยเก็บไว้ในแหล่งข้อมูลเดียวกัน(Common Data Environment, CDE) แหล่งข้อมูลนั้นอาจจะเป็น Internet ,serverของบริษัท หรือ Cloud basis ที่สามารถแชร์ข้อมูลไว้ใช้งานร่วมกัน ข้อมูลดังกล่าวจะถูกเรียกว่า BIM CDE ซึ่งประกอบไปด้วย แผนงาน แบบก่อสร้าง (แบบสถาปัตยกรรม แบบโครงสร้าง และงานระบบ แบบก่อสร้างเหล่านี้ถูกสร้างมาจาก โมเดล 3 มิติ ที่มีการทำงานรวมกันบน Combine Model แล้ว) ข้อมูลจำเพาะเจาะจงของตัวโครงการ หรือข้อมูลที่เกี่ยวข้องอื่นๆ [3] ได้มีการนำระบบสารสนเทศอาคารมาใช้ในงานก่อสร้างขนาดเล็ก ในเรื่องของการถอดปริมาณ และการออกแบบ ผลที่ได้พบว่าการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้โมเดล 3 มิติ ทำให้ผลการวิเคราะห์แรงและการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความถูกต้องและแม่นยำ สามารถใส่รายละเอียดของเหล็กเสริมได้อย่างครบถ้วน และปริมาณวัสดุในการก่อสร้างที่ได้จากการระบบสารสนเทศอาคารมีความแม่นยำสามารถนำมาใช้งานจริงได้[4] ในงานก่อสร้างขนาดใหญ่ BIM เป็นที่ยอมรับอย่างมาก ในการออกแบบอาคาร ก่อสร้าง และการดำเนินงาน แต่ระบบ BIM กลับไม่เป็นที่ยอมรับเท่าที่ควร อาจเกิดจากอุปสรรคในด้านต่างๆ ไม่ว่าจะเป็น ผู้ใช้เทคโนโลยี หรือ ด้วยตัวผู้ประกอบการณ์ จากการวิเคราะห์ การใช้ระบบ BIM พบว่า บริษัทที่ใช้ระบบ BIM จะมีขั้นตอนการออกแบบที่ใช้เวลาเพิ่มมากขึ้น แต่เจ้าของโครงการได้รับผลประโยชน์อย่างมาก สามารถดึงศักยภาพของโครงการได้จนถึงขีดสุด ทำให้ระบบ BIM ถูกนำมาใช้ในขั้นตอนแรกสุดของโครงการ และระบบ BIM ได้ถูกนำมาใช้อย่างมากในปัจจุบัน[5] และในงานประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติครั้งที่ 24 แบบจำลองสารสนเทศอาคารกรณีศึกษา "อาคาร Start up and Innovation ของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร"เพื่อแก้ไขปัญหาความขัดแย้งของแบบก่อสร้าง และประหยัดเวลาในการแก้ไขแบบ จากการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารสามารถจัดทำรูปแบบอาคารเป็นไฟล์ตั้งต้น ซึ่งประกอบด้วยข้อมูลอาคาร แบบ สัญญา เพื่อใช้ในการควบคุมงาน และบริหารสัญญาได้ สามารถนำมาเป็นต้นแบบสำหรับโครงการที่จะก่อสร้างในอนาคตได้[6] ในงานประชุมวิชาการเดียวกัน การนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในการปรับปรุงอาคารราชการขนาดใหญ่ ในรูปแบบ 4 มิติ กรณีศึกษา "อาคารสำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยเชียงใหม่" การใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารให้แสดงผลออกมาในรูป 3 มิติ ทำให้มองเห็นตัวอาคารได้ชัดเจน เจ้าของและผู้ว่าจ้างสามารถรู้ถึงปัญหาที่อาจจะเกิดขึ้นในระหว่างการทำงาน ลดความขัดแย้งและเวลาในการทำงาน ในระยะเวลาการปรับปรุงอาคาร เจ้าของโครงการรู้ถึงปัญหาที่ทำให้เกิดงานล่าช้าและค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้น[7] สาเหตุที่ระบบสารสนเทศอาคารยังไม่แพร่หลายในประเทศไทยอาจสืบเนื่องมาจาก วิศวกรโยธาส่วนใหญ่มีความเข้าใจในระบบสารสนเทศอาคารในระดับ "น้อย" เนื่องจากแบบจำลองสารสนเทศอาคารจะถูกใช้ในวิศวกรสำนักงานเป็นส่วนใหญ่ เพื่อทำแบบจำลอง ถอดประมาณราคา ตรวจสอบความถูกต้องเป็นต้น ในด้านที่ปรึกษาและออกแบบ จะมีการใช้ในส่วนที่ตนเกี่ยวข้องเท่านั้น เช่นในการวิเคราะห์โครงสร้าง หรือใช้ตรวจสอบโครงสร้างแบบ 3 มิติ ในด้านผู้รับเหมา จะใช้แบบจำลอง ในการอำนวยความสะดวกในงานก่อสร้างเท่านั้น ในสำหรับภาพรวม การใช้แบบจำลองสารสนเทศ ในการวางแผน ออกแบบ ก่อสร้าง ในตัวโครงการแบบจบครบวงจร ในองค์กรก่อสร้างยังถือว่ามีจำนวนน้อย และมีค่าใช้จ่ายในการดำเนินการค่อนข้างมาก[8] และการใช้ระบบสารสนเทศอาคารต้องใช้ความรู้ในหลายด้าน ไม่ว่าจะเป็น ความรู้ทางวิศวกรรมก่อสร้าง การบริหารต้นทุนและเวลา ความรู้ด้านประมาณราคา และความรู้ความเข้าใจการใช้โปรแกรมที่สนับสนุนระบบสารสนเทศอาคาร ซึ่งเป็นอุปสรรคที่มีผลต่อการส่งเสริมการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับผู้รับเหมาก่อสร้างขนาดกลางและขนาดเล็ก[9]

2.2 การวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร Building Information Modeling Execution Planning (BIMxP)

การวางแผนดำเนินแบบจำลองสารสนเทศอาคารอย่างเหมาะสม ส่งผลดีให้กลับโครงการอย่างมาก โครงการที่มีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารจะเพิ่มคุณภาพในการออกแบบ การวิเคราะห์ที่มีประสิทธิภาพ รายละเอียดสำคัญและจุดที่จะสร้างปัญหาในขณะก่อสร้างจะถูกคาดการณ์ไว้ และถูกปรับแก้ไขก่อนขั้นตอนการก่อสร้าง ทำให้งานก่อสร้างมีความถูกต้องและรวดเร็ว[10]

1.ขั้นตอนการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

ขั้นตอนการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารจะมี สี่ขั้นตอน ดังแสดงในรูปที่ 1 ประกอบด้วยการระบุเป้าหมายในการใช้ BIM ที่เหมาะสม การออกแบบกระบวนการดำเนินการ กำหนดการส่งมอบ และระบุโครงสร้างพื้นฐานที่สนับสนุนเพื่อดำเนินการตามแผนให้สำเร็จ



รูปที่ 1 The BIM Project Execution Planning Procedure

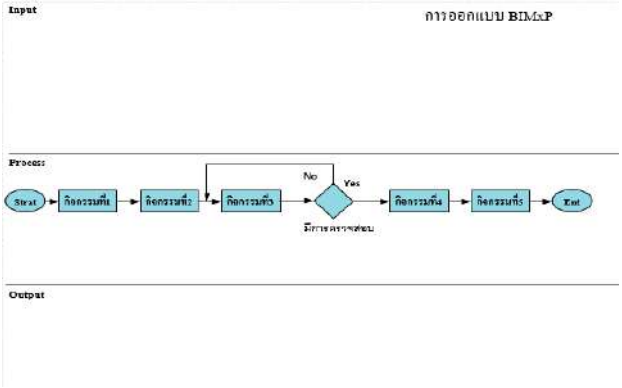
ระบุเป้าหมายการใช้ BIM

ขั้นตอนแรกที่สำคัญในการออกแบบคือ การกำหนดเป้าหมายของ BIM ให้ชัดเจน สมาชิกในทีมจะต้องกำหนดเป้าหมายหลัก และกำหนดเป้าหมายว่าจะใช้ BIM ให้เกิดประโยชน์ต่อโครงการในด้านได้บ้าง ซึ่งเป้าหมายเหล่านี้จะส่งผลถึงตัวโครงการ และกระบวนการทำงานต่างๆ เช่น เป้าหมายหลักให้ระบบ BIM กับงานก่อสร้างบ้านพักอาศัย เพื่อช่วยในการ ออกแบบ ถอดปริมาณ และขยายรายละเอียดในส่วนที่ซับซ้อนเป็นต้น ซึ่งการกำหนดเป้าหมายดังกล่าว จะช่วยลดระยะเวลาในการก่อสร้าง เพิ่มคุณภาพในการก่อสร้าง หรือการลดต้นทุนในการเปลี่ยนแปลงแบบขณะก่อสร้าง และการเก็บรวบรวมข้อมูลสำคัญในการก่อสร้างเพื่อเป็นฐานข้อมูลไปใช้ยังโครงการต่อไปได้

ออกแบบกระบวนการ

เมื่อสมาทีมได้กำหนดเป้าหมายการใช้ BIM เสร็จเรียบร้อย ต่อจากนั้นจะเป็นขั้นตอนการทำแผนกระบวนการสำหรับการวางแผนการใช้ BIM จะเริ่มจากการนำกระบวนการทำงานต่างๆ มาเชื่อมโยงกัน สิ่งนี้ช่วยให้สมาชิกในทีมทุกคนเข้าใจอย่างชัดเจนว่ากระบวนการทำงานของแต่ละคนจะมีผลกระทบกับกระบวนการทำงานของสมาชิกในทีมคนอื่นๆ อย่างไร ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 2 หลังจากพัฒนาแผนโดยรวมแล้ว กิจกรรมไหนที่มีความซับซ้อนสูงควรจะทำแผนกระบวนการเพิ่มเติมในกระบวนการนั้นด้วย สัญลักษณ์ที่ใช้ในการวางแผนจะแสดงในรูปที่ 3

กำหนดการแลกเปลี่ยนข้อมูล

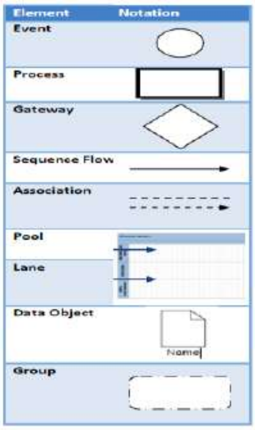


รูปที่ 2 ตัวอย่างการออกแบบการวางแผนการดำเนินการ BIMxP

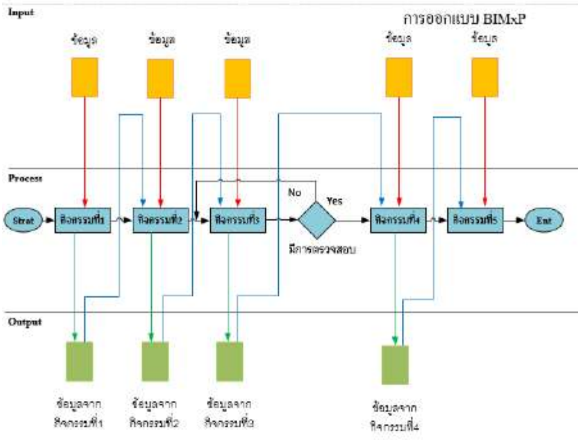
เมื่อกระบวนการดำเนินการ ได้ออกแบบเรียบร้อยแล้วสมาชิกในทีมจะต้องศึกษากระบวนการแต่ละกระบวนการว่าข้อมูลที่ได้ในกระบวนการนั้น มีประโยชน์หรือส่งผลกับกระบวนการต่อไปอย่างไร หรือต้องการข้อมูลภายนอกที่จะทำให้กระบวนการนั้นแล้วเสร็จ สมาชิกจะต้องเชื่อมโยงข้อมูลให้เข้ากับกระบวนการต่างๆดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 4 และกำหนดตารางที่จะใช้ในการแลกเปลี่ยนข้อมูล ดังแสดงในตัวอย่างในรูปที่ 5

ระบุโครงสร้างพื้นฐานที่รองรับการใช้งาน

หลังจากที่มีการระบุการแลกเปลี่ยนข้อมูลสำหรับโครงการแล้วในแผนที่ ทีมจะต้องพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานที่จำเป็นในโครงการเพื่อสนับสนุนกระบวนการทำงานที่วางแผนไว้ ซึ่งจะรวมถึงคำจำกัดความของโครงการ ระบุการส่งมอบ ภาษาที่ใช้ และสัญญาต่างๆ การกำหนดขั้นตอนการสื่อสาร การกำหนดโครงสร้างพื้นฐานด้านเทคโนโลยีหรือโปรแกรม และระบุขั้นตอนการควบคุมคุณภาพ



รูปที่ 3 Process Mapping Notation for BIM Process Maps



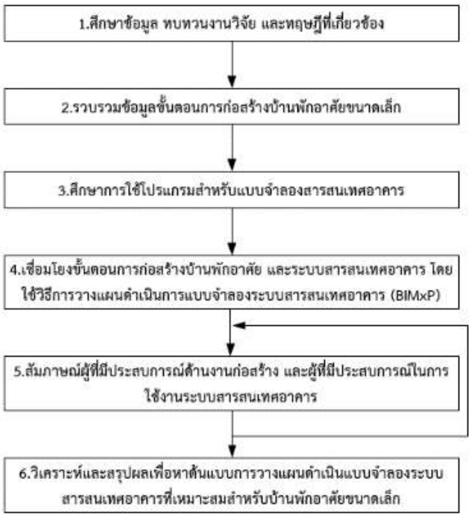
รูปที่ 4 ตัวอย่างการแลกเปลี่ยนข้อมูลในการออกแบบวางแผนการดำเนินการ BIMxP

Information Exchange Title			Record Modeling			4D Modeling		
Time of Exchange (SD, DD, CD, Construction)			Construction			CD		
Model Reciever			FM			C		
Reciever File Format								
Application & Version								
Model Element Breakdown			Info	Resp Party	Additional Information	Info	Resp Party	Notes
A	SUBSTRUCTURE							
	Foundations							
		Standard Foundations						
		Special Foundations						
		Slab on Grade						
	Basement Construction							
		Basement Excavation						
		Basement Walls						
B	SHELL							
	Superstructure							
		Floor Construction						
		Roof Construction						
	Exterior Enclosure							
		Exterior Walls						
		Exterior Windows						
		Exterior Doors						
	Roofing							
		Roof Coverings						
		Roof Openings						

รูปที่ 5 ตัวอย่างตารางในการแลกเปลี่ยนข้อมูล

3. ระเบียบวิธีวิจัย

การวิเคราะห์การวางแผนแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก เริ่มต้นด้วยการศึกษาข้อมูลและทบทวนงานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง รวบรวมข้อมูลและขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก ศึกษาการใช้โปรแกรมสำหรับแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เชื่อมโยงขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก และระบบสารสนเทศอาคาร โดยใช้วิธีการวางแผนแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร (BIMxP) นำข้อมูลที่ได้จากการวางแผนแบบจำลองสารสนเทศอาคารไปสัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้าง และผู้ที่มีประสบการณ์ด้านการใช้โปรแกรมระบบสารสนเทศอาคาร เพื่อได้ต้นแบบการวางแผนแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคารที่เหมาะสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็กดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 แผนผังระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 ศึกษาข้อมูล ทบทวนงานวิจัย และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ศึกษางานวิจัยทั้งในประเทศและต่างประเทศเกี่ยวกับการนำระบบสารสนเทศอาคารมาใช้งาน ศึกษาวิธีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

3.2 รวบรวมข้อมูลขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก

ทำการศึกษาวิธีการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก เลือกบ้านพักที่มีพื้นที่ใช้สอยไม่เกิน 150 ตารางเมตร รูปแบบบ้านพักอาศัยเป็นแบบ 1 ชั้น และ 2 ชั้น เริ่มตั้งแต่การออกแบบ การขออนุญาตก่อสร้าง ดำเนินการก่อสร้างจนถึงการส่งมอบ

3.3 เชื่อมโยงขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก และระบบสารสนเทศอาคาร โดยใช้วิธีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

ทำการเชื่อมโยงขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก โดยแยกเป็นกิจกรรมต่างๆ และนำข้อมูลที่ได้จากการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารเข้าสอดแทรกในแต่ละกิจกรรม โดยใช้วิธีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

3.4 สัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้าง และผู้ที่มีประสบการณ์ในการใช้งานระบบสารสนเทศอาคาร

ในการสัมภาษณ์จะทำการอธิบายวิธีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร และวิธีการนำมาเชื่อมโยงกับการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก นำข้อมูลที่ได้จากการวางแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร ให้ผู้มีประสบการณ์ในงานก่อสร้างและผู้ที่มีประสบการณ์ในการใช้ระบบสารสนเทศอาคาร ตรวจสอบและขอข้อเสนอแนะ และสิ่งที่ควรแก้ไข

3.5 วิเคราะห์และสรุปผลเพื่อหาต้นแบบการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่เหมาะสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก

ทำการศึกษาและสรุปผลข้อมูลที่ได้จากการสัมภาษณ์ผู้มีประสบการณ์ จำนวน 5 ท่าน มาวิเคราะห์และปรับปรุงแก้ไข เพื่อหาต้นแบบการวางแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร ให้เหมาะสมกับงานก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก

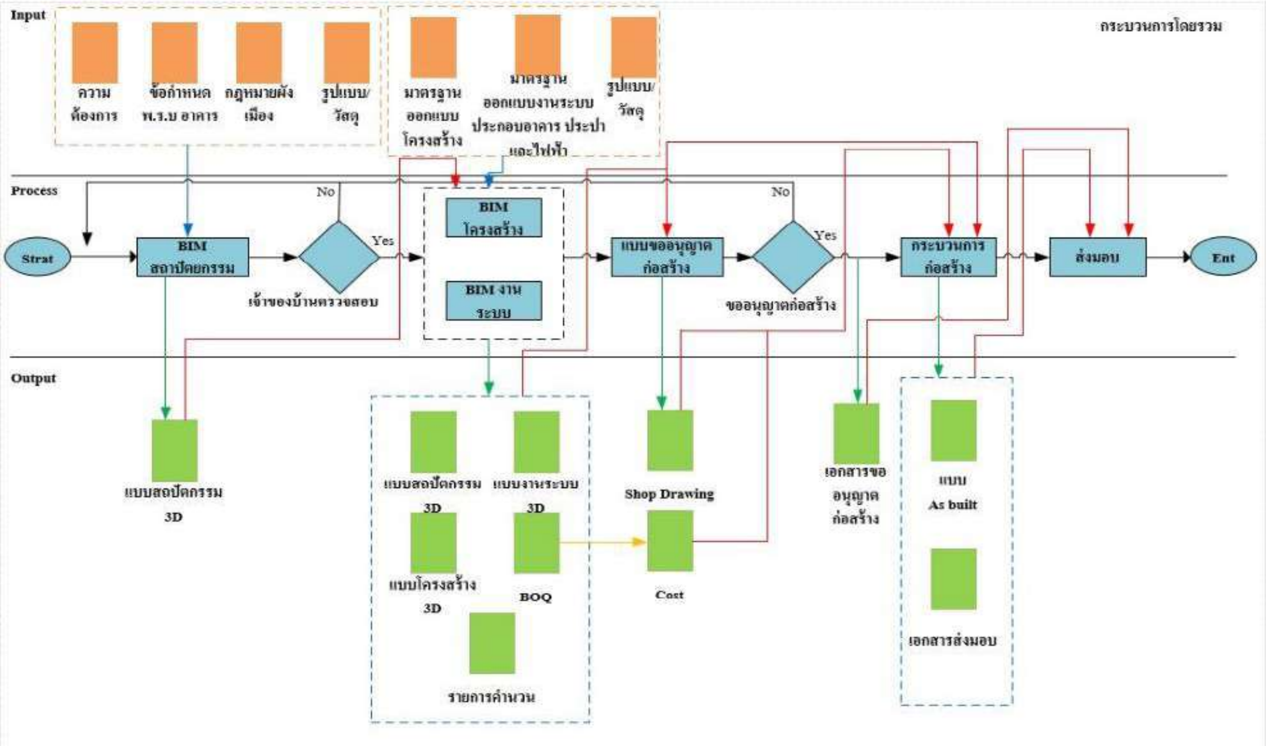
4. ผลการวิจัย

4.1 ศึกษาขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็กจากเริ่มงานถึงส่งมอบงาน

ผลการศึกษาการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก แสดงข้อมูล ดังแสดงในตารางที่ 1 และพบลักษณะสำคัญของงานก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก คือ มีกระบวนการทำงานของกิจกรรมต่างๆจะใช้ระยะเวลาที่สั้น มีการทำสัญญาแบบเหมารวมและการตั้งเบิกเงินจะเป็นการตั้งเบิกแบบงวดงาน และจะมีผู้รับเหมารายย่อยที่อาจมีจำนวนช่างไม่มาก แต่จะหมุนเวียนเข้าทำงานตลอด การจัดตารางเวลาและเตรียมข้อมูลให้ครบถ้วนจะช่วยให้ผู้รับเหมารายย่อยทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพและต่อเนื่อง ส่งผลให้สามารถตั้งเบิกเงินตามงวดงานได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งต่างจากการก่อสร้างแบบอื่นที่แต่ละกิจกรรมจะใช้เวลาที่นานกว่าและมีจำนวนผู้รับเหมารายย่อยมากทำให้ต้องมีผู้คุมงานมากตามไปด้วย จากการศึกษา ขั้นตอนการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็กสามารถแบ่งได้ ออกเป็น 2 ส่วนได้แก่ ส่วนที่1 ขั้นตอนก่อนการขออนุญาตก่อสร้าง และส่วนที่ 2 ขั้นตอนหลังการขออนุญาตก่อสร้าง เมื่อทำการเชื่อมโยงกับการวางแผนการดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIMxP) สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 7

รายละเอียดบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก	
รูปแบบบ้าน	1-2 ชั้น
พื้นที่ใช้สอย	ไม่เกิน 150 ตารางเมตร
งานโครงสร้าง	ฐานราก เสา คาน พื้นและบันใดเป็นแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก ไม่มีเสาเข็ม โครงสร้างหลังคาเป็นเหล็กรูปพรรณ เชื่อมแข็ง
งานสถาปัตยกรรม	ผนัง ก่อด้วยอิฐมอญแดง ฉาบและทาสี ประตูและวงกบประตูเป็นไม้เนื้อแข็ง หน้าต่างเป็นกระจกกรอบอลูมิเนียมสั่งทำ พื้นปูกระเบื้อง ฝ้าเพดาลเป็นโครงอลูมิเนียมปิดด้วยยิปซัม
ระบบประปา	ท่อ PVC ฝังตามพื้นและผนัง ส่งน้ำด้วยระบบปั๊ม มีถังบำบัดน้ำเสีย รับน้ำเสียจากสุขภัณฑ์ และส่งไปยังบ่อซึม สุขภัณฑ์ ประกอบด้วย โถส้วม,อ่างล้างหน้า,ฝักบัว เป็นต้น
ระบบไฟฟ้า	ท่อ PVC ฝังตามผนังและเหนือฝ้า มีตู้ Load Center รับไฟจากมิเตอร์การไฟฟ้าแล้วจ่ายไปยังอุปกรณ์ไฟฟ้า มีระบบกันไฟรั่ว อุปกรณ์ไฟฟ้า ประกอบด้วย ปลั๊ก สวิสต์ โคมไฟ เป็นต้น

ตารางที่ 1 รายละเอียดบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก



รูปที่ 7 ขั้นตอนโดยรวมในการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็กเมื่อเชื่อมโยงกับการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIMxP)

4.2 ขั้นตอนการออกแบบและกระบวนการก่อสร้างที่ถูกเชื่อมโยงกับการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIMxP)

เป้าหมายของการออกแบบวางแผนระบบสารสนเทศอาคาร เพื่อใช้กับงานก่อสร้างขนาดเล็ก จะมุ่งเน้นในเรื่องการออกแบบ การหาปริมาณวัสดุ และความสอดคล้องของแบบเพื่ออำนวยความสะดวกในขั้นตอนการก่อสร้าง ในขั้นตอนก่อนการขออนุญาตประกอบด้วย การออกแบบบ้านพักอาศัย ทั้งในส่วนของ งานสถาปัตยกรรม งานโครงสร้าง งานระบบ เมื่อได้รับใบอนุญาตการก่อสร้างอาคาร จะเริ่มขั้นตอนการก่อสร้างโดยเริ่มจากงานโครงสร้าง งานสถาปัตยกรรม ซึ่งจะมีงานระบบเข้ามาทั้งในช่วงงานโครงสร้าง และงานสถาปัตยกรรม จนกระบวนการต่างๆแล้วเสร็จจะทำการส่งมอบงานให้แก่เจ้าของโครงการ เมื่อนำมาเชื่อมโยงกับการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคารสามารถแสดงตัวอย่างดังรูปที่ 8 – รูปที่ 10

4.3 ทำการสัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้างและผู้มีประสบการณ์ด้านการใช้ระบบสารสนเทศอาคาร

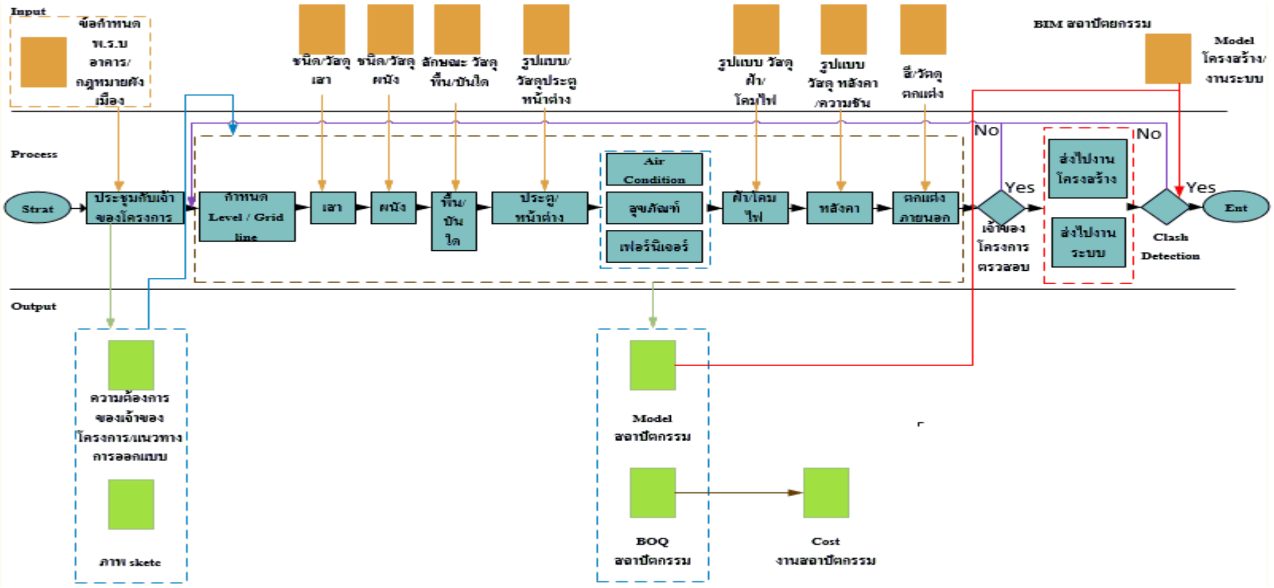
ทำการอธิบายวิธีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร และได้นำข้อมูลจากการการวางแผนการดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก ให้ผู้ที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้างและผู้ที่มีประสบการณ์การใช้ระบบสารสนเทศอาคารตรวจสอบ และขอคำเสนอแนะ และสิ่งที่ควรแก้ไข ได้แบ่งออกเป็น 3 กลุ่มได้แก่ ผู้ออกแบบ ที่ปรึกษาโครงการ และผู้ประกอบการณ์รับเหมาก่อสร้าง ดังแสดงตามรูปที่ 11 ซึ่งได้ผลดังนี้

1 ผู้ออกแบบ

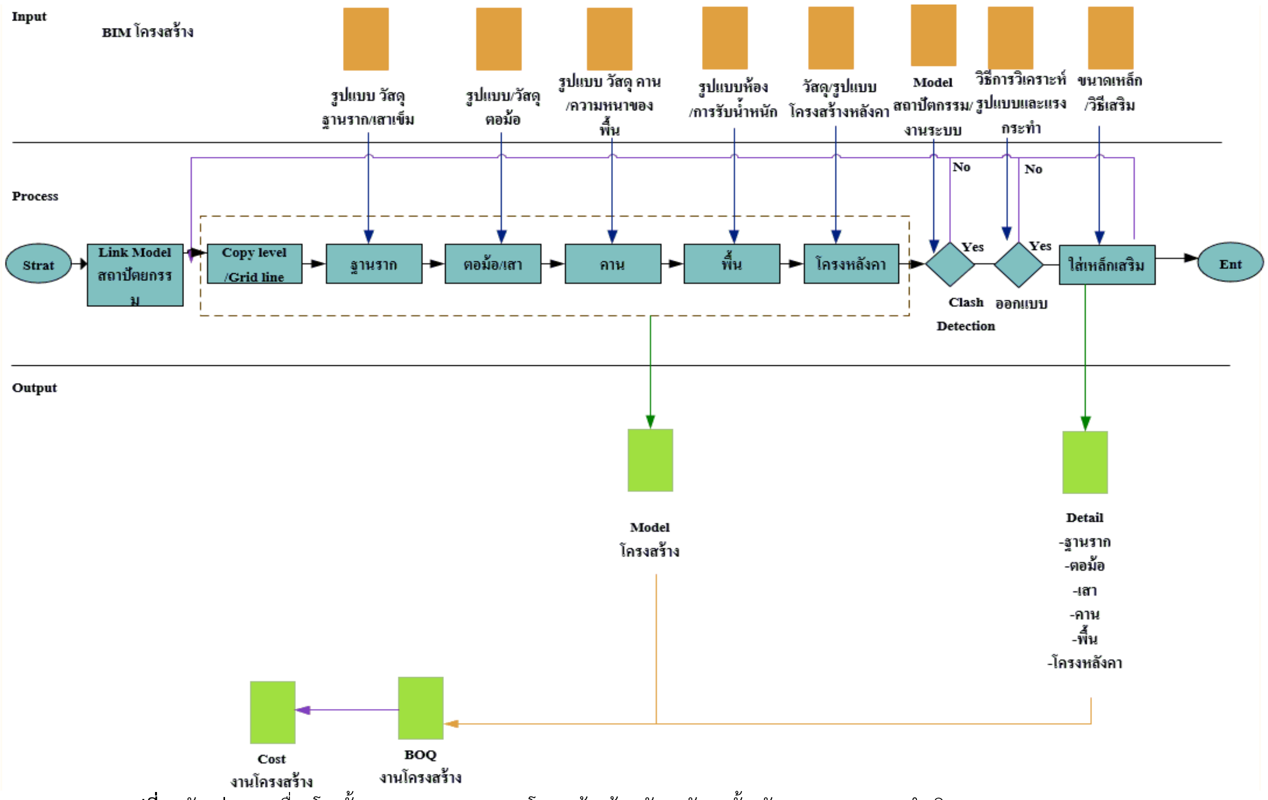
จากการสัมภาษณ์ผู้ออกแบบในโครงการขนาดใหญ่ที่เคยใช้ระบบสารสนเทศอาคารแล้วได้ข้อมูลว่า ในการออกแบบระบบสารสนเทศอาคาร ก็จะทำคล้ายๆกับการวางแผนการดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIMxP) แต่ไม่ได้ทำเป็นแผนภาพ จะทำงานงานโดยไล่ตามขั้นตอนที่ใกล้เคียงกับแผนภาพข้างต้น แต่ถ้ามีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร จะมีผลดีต่อทีมงาน ทำให้ผู้รับผิดชอบแต่ละกิจกรรมรู้หน้าที่ของตนเอง และสามารถเตรียมข้อมูลก่อนทำงาน อาจส่งผลให้การทำงานเป็นไปได้อย่างรวดเร็ว และงานออกมาตรงกับความต้อง และข้อมูลตรงกับความต้องการของหน้างาน แต่จากแผนภาพมีความซับซ้อนผู้ที่ไม่มีความเข้าใจในการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร อาจต้องใช้เวลาศึกษา ควรจะนำข้อมูลที่ได้จากการทำแผนภาพมาสรุปเป็นตาราง ไม่ว่าจะเป็นในงานออกแบบหรือในขั้นตอนการก่อสร้าง และกำหนดเวลาที่จะต้องใช้ข้อมูล เวลาในการส่งมอบข้อมูล กำหนดผู้ส่งและผู้รับให้ชัดเจน ดังแสดงตัวอย่างในตารางที่ 2

2 ที่ปรึกษาโครงการ

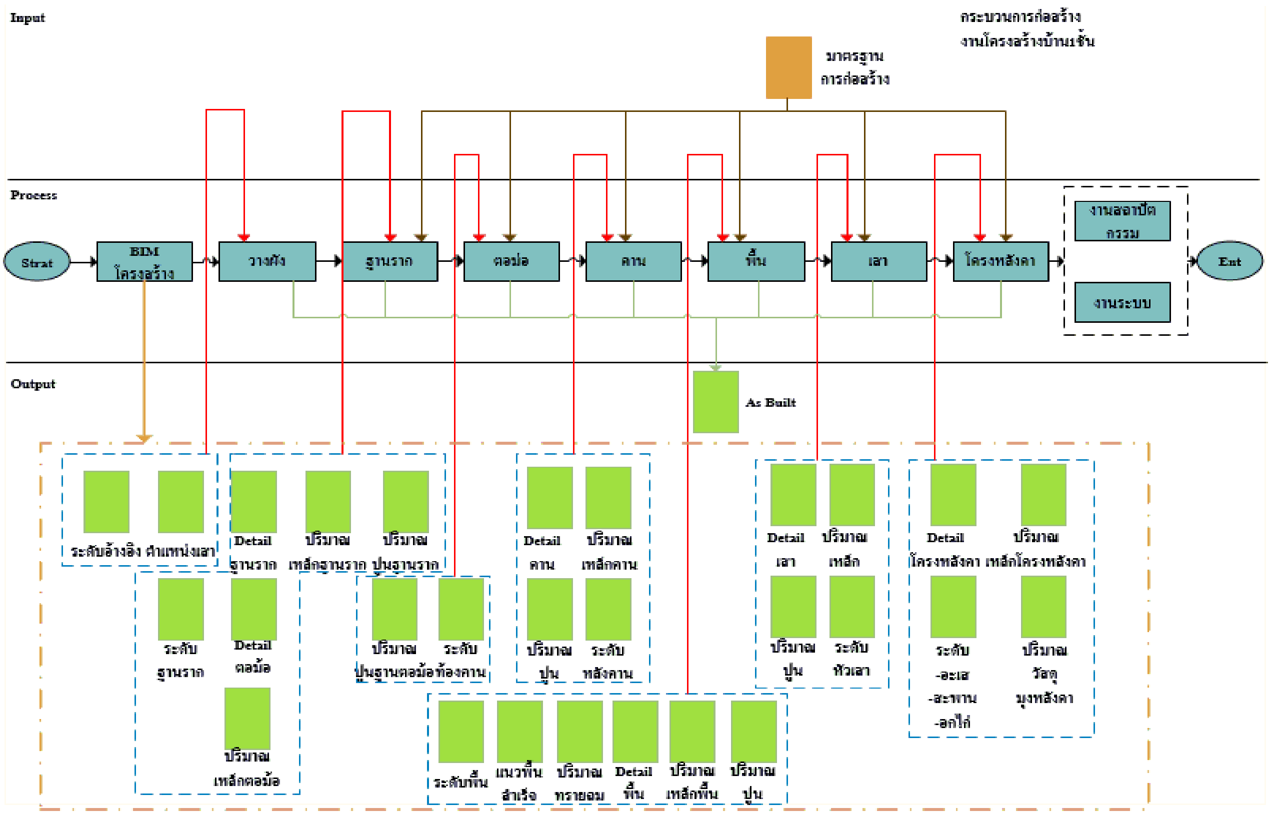
จากการสัมภาษณ์ การวางแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร มีการแบ่งขั้นตอนของกิจกรรมที่ชัดเจนและหาข้อมูลที่มีผลต่อกิจกรรมก่อนทำงาน มีผลดีต่อการตรวจสอบ และเมื่อมีข้อผิดพลาดสามารถเข้าแก้ไขในกิจกรรมนั้นได้อย่างรวดเร็ว ต่อข้อเสียของการใช้ระบบสารสนเทศอาคาร สำหรับผู้รับกอบการณ์รับเหมาก่อสร้างรายเล็ก เนื่องด้วยต้นทุนที่ค่อนค่างสูง และผู้ที่จะใช้ระบบสารสนเทศอาคารต้องมีความรู้ความสามารถระดับหนึ่ง ทำให้ผู้รับก่อสร้างรายเล็กจึงไม่ค่อยให้ความสนใจกับระบบสารสนเทศอาคารเท่าที่ควร แต่ถ้าผู้ระบอกการณ์รับเหมาก่อสร้างรายเล็กสนใจการใช้ระบบสารสนเทศอาคารในงานก่อสร้างขนาดเล็กก็มีผลดีต่อผู้ประกอบการณ์เอง เพราะส่วนใหญ่งานก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็กจะเป็นแบบ 2 มิติเป็นส่วนใหญ่ ทำให้มีข้อผิดผาดบ่อยทำให้ต้องแก้ไขหน้างานเป็นประจำ แต่ถ้าใช้ระบบสารสนเทศอาคารที่สามารถมองเป็นภาพ 3 มิติ ข้อผิดพลาดจะถูกแก้ไขในขั้นตอนการออกแบบ ซึ่งเป็นผลดีต่องานก่อสร้าง จากข้อมูลที่ได้รับระบบสารสนเทศอาคารสามารถปริมาณวัสดุที่ใกล้เคียงกับการใช้งานจริง ก็มีผลดีต่อที่ปรึกษาโครงการในการตรวจปริมาณงานในการเบิกเงินในแต่ละงวดได้สะดวก



รูปที่ 8 ตัวอย่างการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานสถาปัตยกรรม



รูปที่ 9 ตัวอย่างการเชื่อมโยงขั้นตอนการออกแบบงานโครงสร้างบ้านพักอาศัย 1 ชั้น กับการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร



รูปที่ 10 ตัวอย่างการเชื่อมโยงขั้นตอนการก่อสร้างงานโครงสร้างบ้านพักอาศัย 1 ชั้น กับการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร

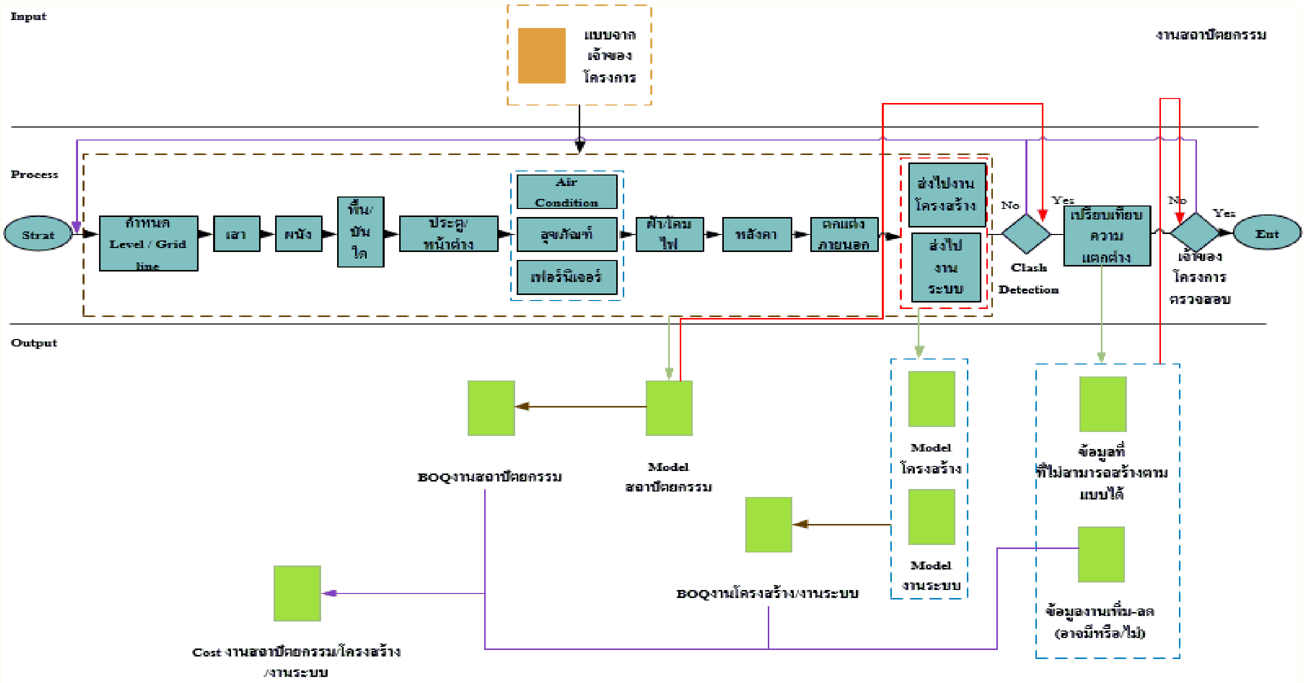
รูปที่ 11 สัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์งานก่อสร้าง

สรุปการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคาร งานออกแบบสถาปัตยกรรม						
ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบ				ข้อมูลที่จะส่งไปยังฝ่ายอื่น		
ลำดับ	กิจกรรม	ข้อมูลที่ต้องการ	วันที่	ข้อมูล	วันที่ส่ง	ผู้รับข้อมูล
	ผนัง	ชนิด/รูปแบบ		Model ผนัง		ฝ่ายออกแบบโครงสร้าง

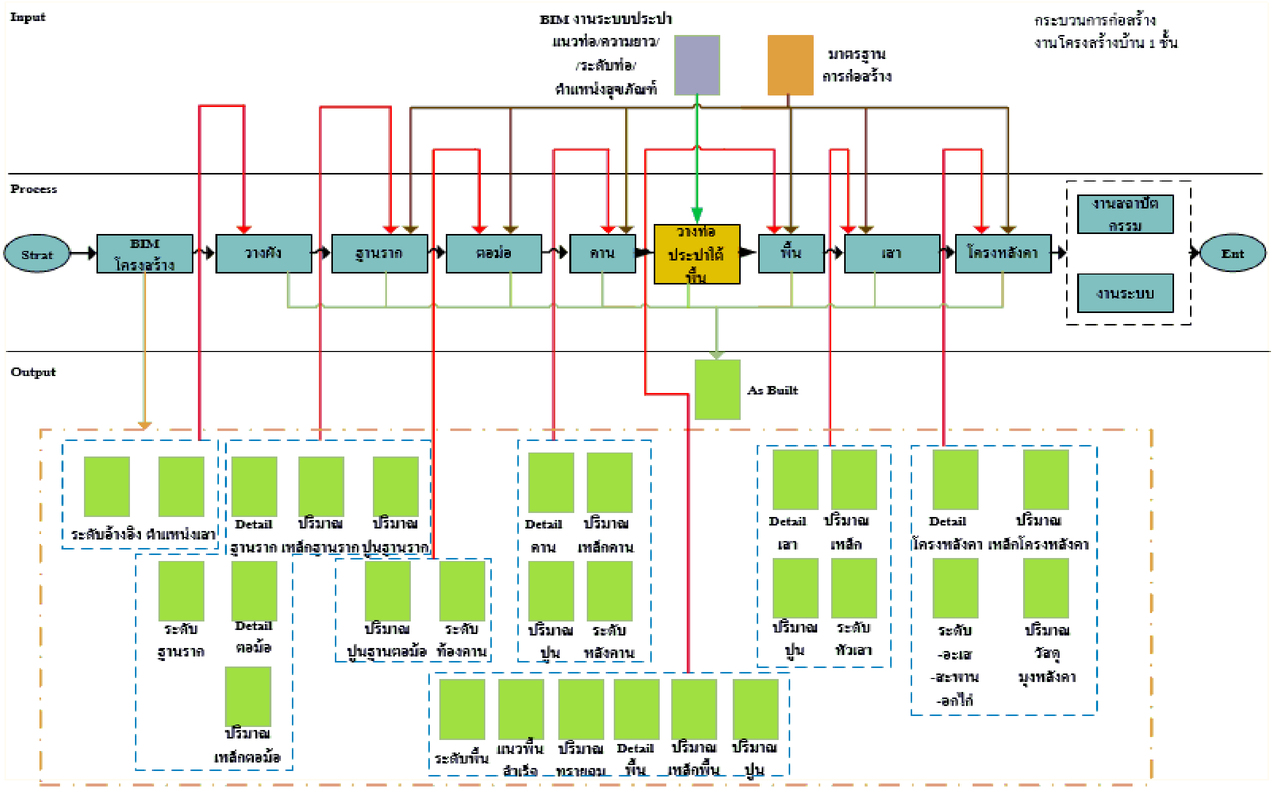
ตารางที่ 2 ตัวอย่างตารางสรุปการดำเนินการการวางแผนระบบสารสนเทศอาคาร งานสถาปัตยกรรม

3 ผู้รับเหมา

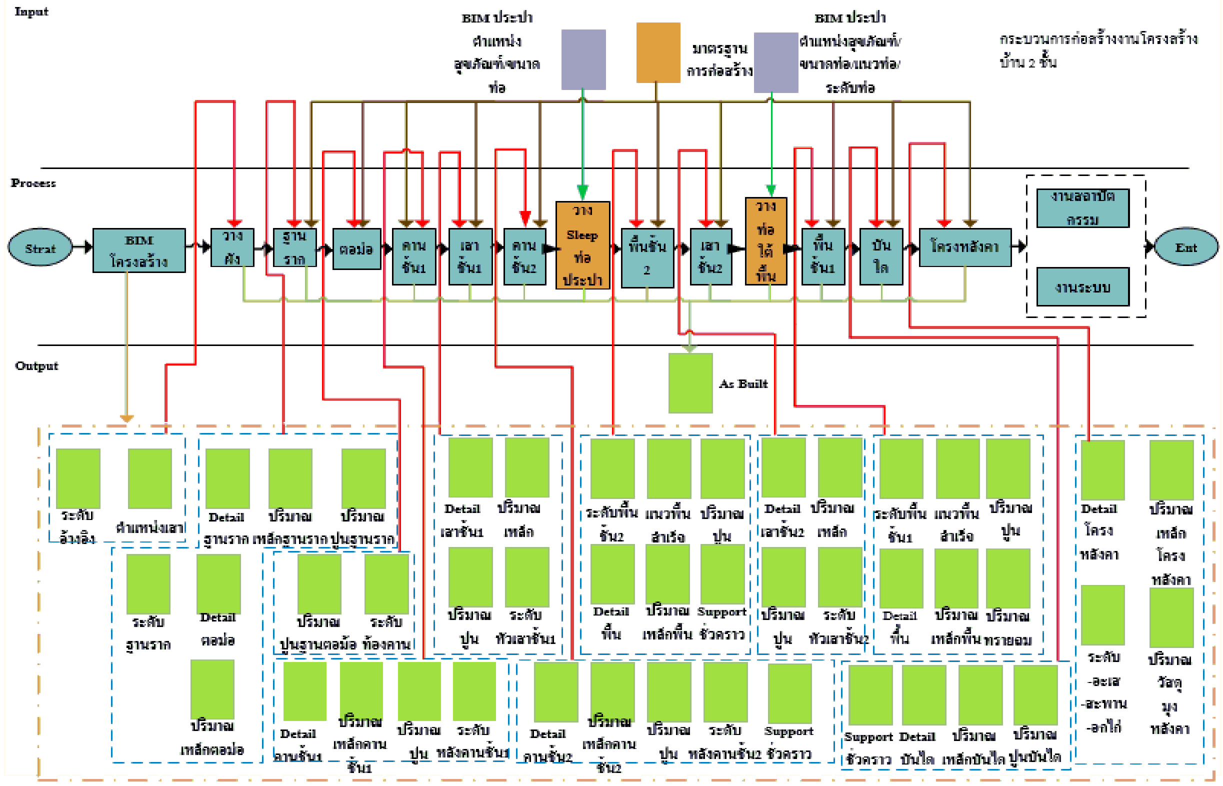
จากการสัมภาษณ์ การวางแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคารให้เหมาะสำหรับการก่อสร้างบ้านพักอาศัยขนาดเล็ก เป็นเรื่องที่ดีแบบที่ละเอียดและข้อมูลที่เพียงพอ ลดการแก้ปัญหาหน้างาน และปริมาณที่ใกล้เคียงกับการใช้งานจริง ทำให้วางแผนต้นทุนการก่อสร้างได้สะดวกและการทำงานเป็นไปได้อย่างรวดเร็ว ถ้าแบบมีความละเอียดมากพอสามารถลดปัญหาเรื่องเวลาที่ต้องรอผู้คุมงานมาอธิบายหรือแก้ไขปัญหากรณีที่แบบไม่สมบูรณ์ได้ ผู้รับเหมาสามารถใช้เวลาไปบริหารงานด้านอื่นเช่น สามารถรับงานได้มากขึ้น มีเวลาในการวางแผนจัดซื้อวัสดุ หรือมีเวลาในการศึกษาวิธีการก่อสร้างในรูปแบบใหม่ๆได้มากขึ้น เป็นต้น แต่งานรับเหมาก่อสร้างมีหลายโครงการไม่ได้ออกแบบตั้งแต่ต้น บ้างครั้งงานที่ได้จะมีแบบอยู่แล้วควรจะมีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารในกรณีนี้ด้วย ควรเพิ่มงานก่อสร้างในงานโครงสร้างสำหรับบ้าน 2 ชั้นเพราะงานของบ้าน1 ชั้น กับ 2 ชั้นไม่เหมือนกัน และในช่วงก่อสร้างงานโครงสร้าง และสถาปัตยกรรมนั้นจะมีงานระบบไฟฟ้า และประปาแทรกเข้ามาด้วยในระหว่างก่อสร้าง ควรจะแทรก จะมีแบบอยู่แล้วควรจะมีการวางแผนดำเนินการแบบจำลองสารสนเทศอาคารในกรณีนี้ด้วย ผู้ทำการศึกษาจึงได้ทำการวางเพิ่มเติมและแก้ไขแผนดำเนินการแบบจำลองระบบสารสนเทศอาคาร รูปที่ 12 ได้นำเอาแบบจากเจ้าของโครงการที่ขออนุญาตการก่อสร้างแล้วมาทำการวางแผนดำเนินการในการทำระบบสารสนเทศอาคาร จุดประสงค์เพื่อหาความเป็นไปได้ในการก่อสร้าง และหาปริมาณวัสดุในงานก่อสร้างเพื่อประมาณต้นทุนในงานก่อสร้าง รูปที่ 13 – รูปที่ 15 จากการศึกษาจะต้องทำการวางท่อประปาและ sleep ท่อประปาก่อนถึงจะทำการเทพื้นได้ จึงควรเพิ่มระบบประปาเข้ามาในการวางแผนดำเนินการและท่อประปาในผนังจะต้องทำการฝังก่อนงานฉาบผนัง และงานระบบประปาและไฟฟ้าจะต้องติดตั้งให้แล้วเสร็จก่อน ถึงจะทำการติดตั้งฝ้าได้ จึงควรเพิ่มงานระบบไฟฟ้าและงานระบบประปา ในการวางแผนดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานสถาปัตยกรรม



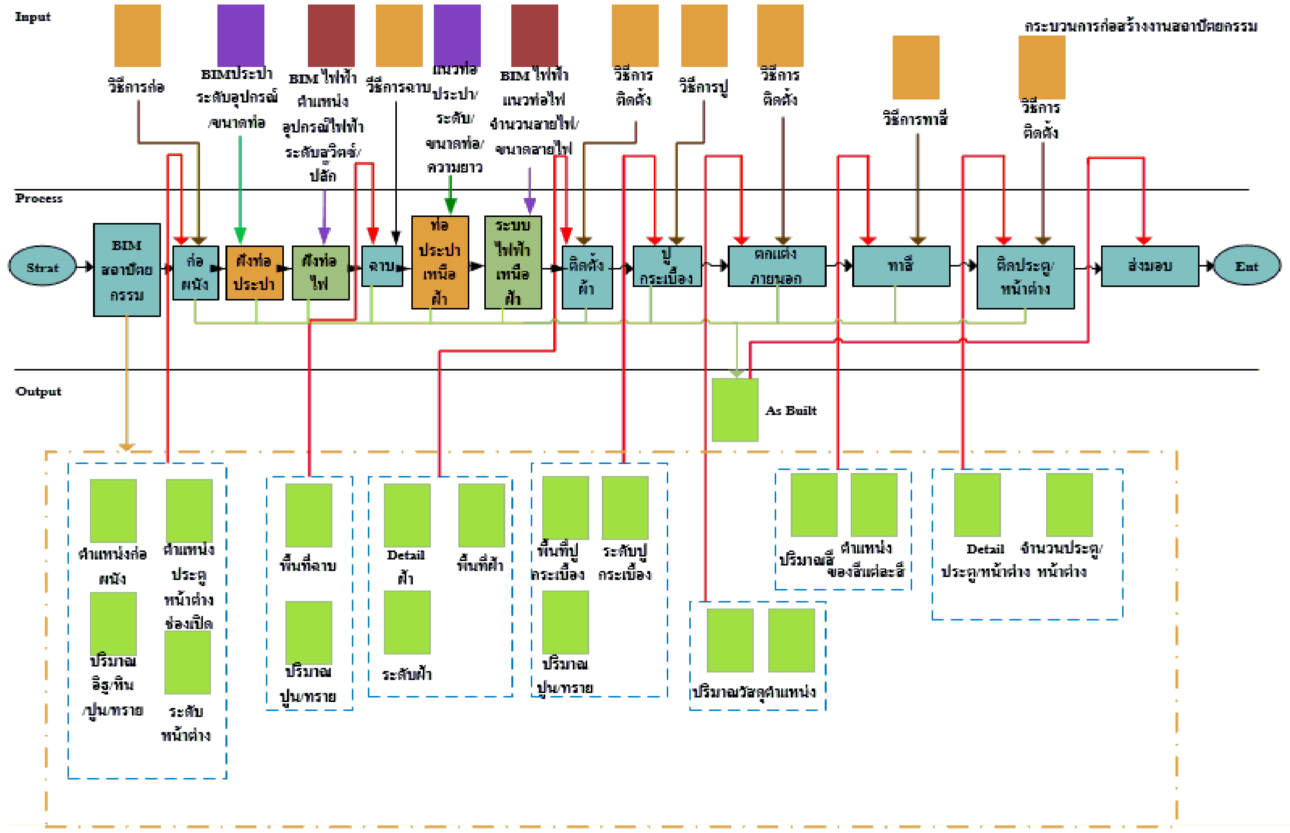
รูปที่ 12 การวางแผนดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานสถาปัตยกรรม กรณีที่ไม่ได้ออกแบบเอง



รูปที่ 13 เพิ่มงานระบบประปาเข้าไปในการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานโครงสร้าง บ้าน 1 ชั้น



รูปที่ 14 เพิ่มงานระบบประปาในการวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานโครงสร้างบ้าน 2 ชั้น



รูปที่ 15 การวางแผนการดำเนินการระบบสารสนเทศอาคาร งานประปา กรณีที่ไม่ได้ออกแบบเอง

5. บทสรุป

ผลจากการศึกษา เมื่อผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกฝ่ายในโครงการตั้งแต่เริ่มจนสิ้นสุดโครงการอยู่บน BIM process เดียวกัน และได้ข้อมูลที่ถูกต้องครบถ้วนตามต้นแบบการวางแผนแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่เหมาะสำหรับบ้านพักอาศัยขนาดเล็กที่ได้ออกแบบไว้ ก็จะส่งผลให้โครงการบรรลุเป้าหมายในการใช้ BIM ตามที่ได้ตั้งไว้ ตามที่แสดงในรูปที่ 7 ทำให้เจ้าของโครงการมีความเข้าใจในรูปทรงของที่พักอาศัยมากขึ้น ได้ปริมาณวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างใกล้เคียงกับการใช้งานจริง แบบที่ใช้ในการก่อสร้างมีความระเอียดลดปัญหาด้านความขัดแย้งระหว่างผู้ออกแบบและผู้รับเหมาก่อสร้าง ทำให้ผู้รับเหมาก่อสร้างทำงานได้สะดวก และลดค่าใช้จ่ายที่เกิดจากงานเพิ่มหรืองานแก้ไขที่เกิดจากความผิดพลาด โดยให้ความสำคัญกับปัญหาและวิธีป้องการความสูญเสียเกี่ยวกับค่าใช้จ่ายที่ไม่ควรจะเกิดขึ้น และสร้างมิตรภาพระหว่างสายงานการก่อสร้าง

สำหรับประเด็นในการศึกษาครั้งต่อไปควรทำการศึกษาการวางแผนแบบจำลองสารสนเทศอาคาร(BIMxP)สำหรับก่อสร้างตึกสูงหรืออาคารขนาดใหญ่ เพื่อเป็นประโยชน์ในการสนับสนุนการใช้ระบบสารสนเทศอาคารในงานก่อสร้างก่อสร้าง

กิตติกรรมประกาศ

ในงานวิจัยครั้งนี้ ขอขอบคุณ ผู้ที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้างและผู้ที่มีประสบการณ์ในการใช้ระบบสารสนเทศอาคาร ทุกท่านที่สละเวลาให้ได้พบปะขอข้อเสนอแนะ แลกเปลี่ยนข้อมูลแสดงความคิดเห็น และอนุญาตให้ทำการศึกษาค้นคว้าในครั้งนี้ลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] วุฒิ ไชยพงศ์ (2556). โอกาสในการเกิดปัญหาที่ส่งผลกระทบต่องานก่อสร้างที่พักอาศัยในจังหวัดนครราชสีมา. การบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, หน้า 45-51.

[2] สราวุธ ลีลเดชกุล (2556). กรอบสำหรับพัฒนาการนำ BIM ไปปฏิบัติเชิงกลยุทธ์และการประเมินผลความสมบูรณ์ขององค์กรสำหรับเจ้าของโครงการก่อสร้าง. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, หน้า 51-57.

[3] เนติบัย ซื่อสัตย์ (2561). บทเรียนออนไลน์ BIM Theory. ประเทศไทย

[4] จักรวาล พิมพ์พิทักษ์ (2560). การพัฒนาโปรแกรมสร้างโมเดลสารสนเทศอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามมิติ. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี,หน้าที่ 74-145

[5] Dariusz Walasek &Arkadiusz Barszcz. (2016). Analysis of the adoption rate of Building Information Modeling (BIM) and its Return on Investment (ROI).Warsaw University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Poland.

[6] อภิสิทธิ์ บัวเทศ และ กำพล ทรัพย์สมบูรณ์ (2019). การประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติในการจัดทำแบบสัญญา กรณีศึกษา "อาคาร Startup and Innovation คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร". *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 896-902.

[7] วิชิตา ท้าวหน่อ (2019).แบบจำลองสารสนเทศอาคารสี่มิติ สำหรับการปรับปรุงอาคารราชการขนาดใหญ่พิเศษ. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 920-927.

[8] ธนภูมิ ล้วนอำนวยโชค และ วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์ (2019).ระดับความเข้าใจในการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารของวิศวกรโยธาตามช่วงเวลาโครงการ.*การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 1149-1154.

[9] กมลทิพย์ จงจิตร (2018). อุปสรรคและการส่งเสริมของการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับผู้รับเหมาก่อสร้างขนาดกลางในจังหวัดกรุงเทพมหานคร, หลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษมบัณฑิต หน้า 7-15.

[10] BIM operate.construct.design.plan (2010). **Project Execution Planning Guide**, Version 2.0 . https://www.engr.psu.edu/bim/PxP, PP.9-52.

การเปรียบเทียบประสิทธิภาพการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศอาคารกับโครงการก่อสร้างจริง กรณีศึกษา โครงการ บูสท์ ฟิตเนส ยิม

Performance Compare of Building Information Modeling with Fact Construction Projects : A Case Study of the Boost and Fitness Gym Project

วิภาวี แป้นจุลสี[1] และ อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
[2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
E-mail: elmomangpor@gmail.com

บทคัดย่อ

ปัจจุบันการประมูลงานก่อสร้างมีการแข่งขันที่สูง ถูกบีบด้วยราคาประมูลและระยะเวลาในการถอดปริมาณงาน ความรวดเร็วและความแม่นยำในการถอดปริมาณงานเป็นสิ่งจำเป็นของบริษัทรับเหมาก่อสร้างทุกแห่ง บทความฉบับนี้มีจุดประสงค์หลัก เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของแบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling : BIM) ในการเข้ามาประยุกต์หรือแทนที่แผนกสำรวจปริมาณงาน (Quantity Surveyor) โดยเป็นกระบวนการสร้างแบบจำลองอาคารในระบบ 3 มิติ และสามารถถอดข้อมูลปริมาณงานก่อสร้างที่เกิดขึ้นในโครงการก่อสร้างได้ ใช้ในการประมาณราคาต้นทุนค่าก่อสร้างในบัญชีแสดงปริมาณวัสดุและราคา (Bill Of Quantities : BOQ) ที่ใช้ในการแข่งขันการประกวดราคาค่าก่อสร้าง ในการวิเคราะห์ผลมีการแบ่งชุดข้อมูลออกเป็น 3 ส่วน ส่วนแรกปริมาณงานที่ได้จากแบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร ส่วนที่สองปริมาณงานที่ได้จากบุคคลากรในแผนกสำรวจปริมาณงาน ส่วนที่สามปริมาณงานที่ได้จากการเก็บข้อมูลการก่อสร้างที่เกิดขึ้น ผลการวิจัยที่จะทำการนำเสนอ ได้แก่ ผลการเทียบปริมาณงานโครงสร้าง ผลการเทียบระยะเวลาในการดำเนินการถอดปริมาณงาน และ ผลการเทียบจำนวนบุคคลากรในการถอดปริมาณงาน พร้อมทั้งนำผลวิเคราะห์ให้ทางบริษัทที่สนใจได้พิจารณาการจัดซื้อซอฟต์แวร์แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารต่อไป

คำสำคัญ: แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร,การถอดปริมาณงาน, การประมูลงานก่อสร้าง

Abstract

Current bidding construction is highly competitive. Being Rushed by the bid price and the working duration. Fast and precision in the amount of quantity surveyor is required of all construction companies. This paper's main purpose. To evaluate the performance of Building Information Modeling (BIM) for apply or replace the quantity surveyor department. By a modeling process, building in 3D and the construction quantity caused in construction projects. The estimated cost of construction materials and the amounts shown in the accounts for Bill of Quantities (BOQ) used in the construction of competitive bidding. In analyzing the data set is divided into 3 parts, the first part quantity of Building Information Modeling (BIM). The second part quantity of the staff in the quantity surveying department. The third part quantity of the proceeds from collection of construction build. The findings will be presented the results of the Structural work. The results of the period to estimate the quantity and the number of personnel compared to estimate the quantity. Including present analysis results to interested companies to consider purchasing the software for building information technology model.

Keywords: Building Information Modeling , estimate the quantity, bidding construction

1. บทนำ

ในปัจจุบันเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling : BIM) ได้เข้ามามีบทบาทกับวงการงานก่อสร้างมากขึ้น เนื่องจากเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร เป็นเทคโนโลยีที่ควบคุมด้วยระบบคอมพิวเตอร์และพัฒนาระบบสำหรับอุตสาหกรรมการก่อสร้าง เริ่มตั้งแต่การออกแบบด้านสถาปัตยกรรมไปจนถึงการก่อสร้างจริง โดยระบบ BIM จะสร้างแบบจำลองเสมือนของอาคาร และแสดงผลออกมาในรูปแบบ 3 มิติ โดยข้อมูลที่ได้จาก BIM สามารถแบ่งแยกองค์ประกอบอาคารได้อย่างชัดเจน และทำให้สามารถเข้าใจแบบก่อสร้างได้ชัดเจนมากยิ่งขึ้น ซึ่งการทำงานของระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร(BIM) เป็นประโยชน์กับฝ่ายต่างๆที่เกี่ยวข้องกับงานด้านการก่อสร้างโดยตรง ประกอบไปด้วย วิศวกรโครงสร้าง , สถาปนิกผู้ออกแบบ วิศวกรงานระบบ หรือ ในเชิงธุรกิจ อาทิ

เช่น บริษัทรับเหมาก่อสร้าง และ บริษัทออกแบบ เป็นต้น เนื่องจากเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) เป็นการสร้างแบบจำลองในลักษณะ 3 มิติ (Three-dimensional model) ทำให้สามารถเข้าใจลักษณะทางกายภาพของอาคารได้ง่ายขึ้น อีกทั้งยังช่วยในเรื่องการจัดการข้อมูลได้อย่างมีประสิทธิภาพ การประสานงานของฝ่ายต่างๆ และช่วยให้สามารถทำงานร่วมกันภายในทีมได้อย่างมีระบบ จึงสามารถช่วยลดความผิดพลาดและความขัดแย้งของปัญหาต่างๆที่มักจะเกิดขึ้นจากแบบก่อสร้างที่มีรูปแบบ 2 มิติ เช่น ความขัดแย้งที่เกิดจากการดำเนินการเนื่องจากแบบก่อสร้างไม่เป็นปัจจุบัน และ การก่อสร้างผิดไปจากแบบ จึงทำให้ข้อมูลที่ได้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

ในการดำเนินการก่อสร้าง โครงการก่อสร้างในแต่ละโครงการจำเป็นต้องมีการประมาณราคาต้นทุนค่าก่อสร้าง เพื่อพิจารณางบประมาณค่าก่อสร้างในเบื้องต้น และ ศึกษาความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการก่อสร้าง เมื่อเจ้าของโครงการตัดสินใจที่จะเริ่มดำเนินการก่อสร้างโครงการดังกล่าว จากนั้นที่ปรึกษาโครงการ(Consult)จะดำเนินการเชิญผู้ที่เกี่ยวข้องประกอบไปด้วยผู้รับเหมาก่อสร้าง เข้าร่วมการประกวดราคาค่าก่อสร้างโครงการดังกล่าว และ จัดทำเอกสารแสดงปริมาณงานและราคาวัสดุก่อสร้าง (BOQ หรือ Bill of Quantities) โดยราคาค่าก่อสร้างที่เกิดขึ้นใน BOQ ส่วนหนึ่งจะขึ้นอยู่กับความถูกต้องของปริมาณงาน ที่ได้จากการประมาณราคาต้นทุนค่าก่อสร้าง ดังนั้น ผู้ประมาณราคาต้นทุนค่าก่อสร้างจะต้องอาศัยผู้ที่มีความชำนาญด้านงานก่อสร้าง มีประสบการณ์ในการทำงานเกี่ยวกับการก่อสร้าง มีความละเอียดรอบคอบ และสามารถเข้าใจในแบบก่อสร้าง เพื่อลดข้อผิดพลาดในการประมาณราคาต้นทุนของโครงการให้น้อยที่สุด

การประมาณราคาค่าก่อสร้างอาคารและสิ่งปลูกสร้าง โดยทั่วไปสามารถทำได้ 2 วิธี คือ

(1) วิธีประมาณราคาโดยสังเขป

(2) วิธีประมาณราคาโดยละเอียด

นอกจากนี้ ในการก่อสร้างโครงการขนาดใหญ่ หรือโครงการต่างๆที่มีการออกแบบโครงสร้าง และ งานสถาปัตยกรรมที่มีความซับซ้อน หากต้องการปริมาณที่ถูกต้อง และได้ผลการประมาณราคาที่เกิดค่าความผิดพลาดน้อยที่สุด ปัจจัยหลักๆ ที่ส่งผลโดยตรงกับปริมาณงาน คือ ความรู้และความเชี่ยวชาญของผู้ถอดปริมาณงาน ข้อจำกัดด้านเวลาในการถอดปริมาณงาน และ แบบก่อสร้างมีความไม่ชัดเจน หรือเปลี่ยนแปลงแบบโดยไม่มีการประสานงาน ทำให้แบบไม่ตรงกัน ปริมาณจึงไม่เท่ากันกับแบบก่อสร้างต้นฉบับ

การนำเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร มาใช้ในโครงการก่อสร้างนั้น ตั้งแต่การออกแบบ การเขียนแบบ จัดทำแบบการก่อสร้าง (As-built Drawing) รวมไปถึง การถอดปริมาณงาน เนื่องจาก BIM สามารถแสดงผลได้ทั้งรูปแบบ 2 มิติ และ แบบโมเดล 3 มิติ ทำให้สามารถเข้าใจลักษณะทางกายภาพของโครงการ ก่อนการก่อสร้างจริงได้ และ ช่วยลดข้อผิดพลาดจากลักษณะงานที่มีความซับซ้อน ลดระยะเวลาในการถอดปริมาณงาน BIM สามารถใช้ตรวจสอบหาความขัดแย้งของแบบก่อสร้าง อีกทั้งช่วยให้ผู้ที่เกี่ยวข้อง ประกอบไปด้วย วิศวกร สถาปนิกผู้ออกแบบ และ ผู้รับเหมา มีความเข้าใจในแบบก่อสร้างที่ถูกต้องและตรงกันมากขึ้น ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงานมากยิ่งขึ้น

ดังนั้น ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดในการนำ เทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling : BIM) สร้างแบบจำลองโมเดล 3 มิติ เพื่อศึกษาเกี่ยวกับการคิดปริมาณงาน และนำค่าปริมาณวัสดุที่ได้จากการประมวลผลโดยโปรแกรมBIM มาทำการเปรียบเทียบกับปริมาณวัสดุที่ใช้ในโครงการก่อสร้างจริงที่สร้างแล้วเสร็จ เพื่อนำผลการประเมินประสิทธิรูปที่ได้มาประยุกต์ใช้กับการแข่งขันประมูลงานในอนาคต

2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 หลักการและกระบวนการ BIM

การทำงานของ BIM คือ การสร้างแบบจำลองอาคาร (Building Model) จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ และจะทำการเก็บข้อมูลแบบจำลองพร้อมทั้งข้อมูลสารสนเทศ รวมไว้ที่ฐานข้อมูลกลางของระบบ โดยแบบจำลองจะประกอบขึ้นจากองค์ประกอบต่างๆของอาคาร (Building Component) เช่น พื้น ผนัง เสา ฝ้า ประตู-หน้าต่าง และ ข้อมูลด้านกราฟิก เช่น ขนาด สี และวัสดุ รวมไปถึง ข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟิก เช่น ข้อมูลผู้ผลิต รุ่น และราคา เป็นต้น และ BIM สามารถแสดงผลแบบจำลองอาคารให้อยู่ในรูปแบบของมุมมอง (View) ที่เหมาะสมตามการใช้งาน เช่น มุมมองแบบ 2 มิติ ประกอบไปด้วย พื้น รูปด้าน และรูปตัด ส่วนมุมมองแบบ 3 มิติ ประกอบด้วย รูปทัศนียภาพ และ รูป Isometric และสามารถแสดงผลข้อมูลต่างๆของแบบจำลองอาคาร อาทิเช่น ปริมาณวัสดุ และพื้นที่ใช้สอย

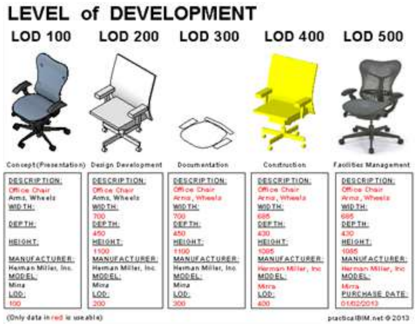
เนื่องจาก BIM จัดเก็บข้อมูลของแบบจำลองอาคารทั้งหมด รวมอยู่ในฐานข้อมูลกลางดังนั้นเมื่อต้องการทำการเปลี่ยนแปลงและแก้ไขแบบจำลองอาคารข้อมูลก็จะถูกส่งไปที่ฐานข้อมูลกลางของระบบจะส่งผลให้การแสดงผลในทุกมุมมองที่เกี่ยวข้องกับการแก้ไข มีความเปลี่ยนแปลงโดยอัตโนมัติ (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 2)

ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 2)

รูปที่ 1 อธิบายแนวคิดของ BIM

2.2 การกำหนดมาตรฐาน BIM

2.2.1 มาตรฐานรายละเอียดขององค์ประกอบอาคารและแบบจำลองอาคาร มาตรฐานนี้เรียกโดยย่อว่า แอลโอดี (LOD) หรือ Level of Development ซึ่งก็คือการกำหนดระดับรายละเอียดขององค์ประกอบอาคารและแบบจำลองอาคาร รวมทั้งข้อมูลสารสนเทศประกอบให้สอดคล้องกับการทำงานในขั้นตอนต่างๆ ในงานออกแบบสถาปัตยกรรม อาจจะกำหนดเป็นค่าตัวเลข เช่น LOD 100, LOD 200 ฯลฯ หรือ อาจจะกำหนดเป็นขั้นตอนในการทำงาน เช่น ขั้นตอนแนวความคิดในการออกแบบ (Conceptual design), ขั้นตอนพัฒนาแบบ (Design development) ฯลฯ ขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการนำ BIM ไปใช้ในการทำงานออกแบบสถาปัตยกรรม และเพื่อให้เกิดความเข้าใจที่ตรงกันของทุกฝ่ายที่เกี่ยวข้อง ดังแสดงในรูปที่ 2 ตัวอย่าง LOD ของเก้าอี้ โดยใช้ข้อมูลที่ไม่ใช้กราฟิก (Non-graphics) เพิ่มขึ้นตามระดับชั้นของโครงการในขณะที่ข้อมูลส่วนที่เป็นกราฟิก หรือรูปร่างหน้าของเก้าอี้ความละเอียดมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับการนำไปใช้งาน เช่น หากต้องการนำเสนอภาพทัศนียภาพในชั้นแบบร่างก็อาจต้องใช้กราฟิกที่มีความละเอียดมากกว่าในชั้นแบบก่อสร้าง



ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 4)

รูปที่ 2 แสดงตัวอย่าง LOD ของเก้าอี้

2.2.2 มาตรฐานการทำงานร่วมกันและการแบ่งปันข้อมูล

โดยเฉพาะในกรณีงานที่มีความซับซ้อนและมีผู้ร่วมทำงานหลายคน จำเป็นที่จะต้องกำหนดมาตรฐานในการทำงานร่วมกัน รวมถึงการแบ่งปันข้อมูลระหว่างกัน เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพในการทำงาน โดยมาตรฐานนี้จะเกี่ยวข้องกับการกำหนดผู้ใช้งาน ว่าสามารถทำงานในองค์ประกอบอาคารในแบบจำลองอาคารที่ส่วนใดได้บ้าง

2.2.3 มาตรฐานการกำหนดหมวดหมู่และประเภทของข้อมูลองค์ประกอบอาคาร

โดยเฉพาะในกรณี ที่มีการสร้างองค์ประกอบอาคารขึ้นมาใหม่เองประกอบไปด้วย มาตรฐานการตั้งชื่อรายละเอียดข้อมูลสารสนเทศประกอบ และตัวแปรที่เกี่ยวข้อง

ปัจจุบันมีการกำหนดมาตรฐาน BIM แล้วในหลายประเทศ เช่น ประเทศสิงคโปร์ ได้จัดทำ มาตรฐาน BIMสำหรับข้อมูลอาคารที่จะนำส่งให้หน่วยงานของรัฐบาล (http://www.bca.gov.sg/bim/bimlinks.html) และประเทศสหรัฐอเมริกา โดย AIA (The American Institute of Architects) ได้ออกมาตรฐานการทำ BIM ที่มี ชื่อเรียกว่า AA E202 BIM Protocol ขึ้น เป็นต้น (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 4)

2.3 การวางแผนการปฏิบัติงานด้วย BIM (Project BIM Execution Plan)

(1) กำหนดเป้าหมายของโครงการ BIM และการนำ BIM ไปใช้ประโยชน์ (Goals and Uses)

(2) กำหนดมาตรฐานของแบบจำลอง BIM ในโครงการ (Standards)

(3) กำหนดซอฟต์แวร์ BIM ที่จะใช้ และกำหนดว่าจะทำงานร่วมกันอย่างไร (Software Platform)

(4) กำหนดหัวหน้าโครงการ และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องต่างๆ ตามหน้าที่ และความรับผิดชอบ(Stakeholders)

(5) กำหนดความถี่ในการประชุมและผู้เข้าร่วมประชุม (Meetings)

(6) กำหนดรูปแบบที่จะใช้ในการส่งต่อหรือแลกเปลี่ยนข้อมูล (Project Deliverable)

(7) กำหนดจำนวนอาคาร ขนาด ตำแหน่ง ฯลฯ แบ่งงานและตารางงาน (Project Characteristics)

(8) กำหนดระบบพิกัดสำหรับแบบจำลอง BIM (BIM Shared Coordinates)

(9) กำหนดโครงสร้างการจัดการแบบจำลอง โดยที่ผู้เกี่ยวข้องในหลายสาขาอาชีพ และผู้ใช้หลายคนสามารถเข้าถึง และทำงานร่วมกันระหว่างช่วงต่างๆ ของโครงการ ด้วยข้อมูล BIM เดียวกัน (Data Segregation)

(10) กำหนดวิธีการตรวจสอบกระบวนการสร้างแบบจำลอง (Checking Validation)

(11) กำหนดวิธีการสื่อสาร และการแลกเปลี่ยนข้อมูลระหว่างกัน (Data Exchange)

(12) กำหนดระยะเวลาในการตรวจสอบและทบทวนแบบจำลอง BIM โดยที่ทุกฝ่ายต้องเข้ามาประชุมร่วมกัน (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 10)

2.3.1 การกำหนดขั้นตอนการทำแบบจำลอง BIM (BIM Modeling Process Setup)

ก่อนการสร้างแบบจำลอง BIM จำเป็นที่จะต้องวางแผนการสร้างแบบจำลอง โดยการแบ่งกลุ่มขององค์ประกอบอาคาร (Project Work Set) เช่น กลุ่มผนังภายนอกอาคาร กลุ่มผนังภายในอาคาร กลุ่มพื้นที่ใช้สอยร่วมภายในอาคาร (Common Area) กลุ่มทางสัญจรภายนอก เป็นต้น

นอกจากนี้ต้องมีการวางแผนการจัดการไฟล์ข้อมูลโครงการ (Project File Management) เนื่องจากแบบจำลอง BIM ประกอบไปด้วยชิ้นส่วนต่างๆของอาคารเป็นจำนวนมาก ซึ่งเมื่อรวมกันเข้าจะทำให้แบบจำลองมีขนาดใหญ่ และอาจจะไม่เหมาะสมสำหรับการเปิดใช้งาน ดังนั้นจึงควรแบ่งไฟล์ให้เป็นส่วนย่อยๆตามการออกแบบอาคาร เช่น แต่ละไฟล์อาจประกอบไปด้วยอาคารแต่ละหลัง โดยที่มีไฟล์หลักอีกไฟล์ ใช้เป็นที่

รวมของไฟล์ย่อยทั้งหมด (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 10)

2.3.2 การจัดทำมาตรฐานของส่วนต่างๆ ที่ใช้ในการเสริมแบบจำลอง BIM (Set up Project Standard)

(1) มาตรฐานกราฟิก (Graphic Standard) เป็นการทำมาตรฐานของสัญลักษณ์ และขนาดของเส้นต่างๆในรูปแบบของการนำเสนอแบบจากแบบจำลอง BIM

(2) การกำหนดหน่วย (Unit) ที่จะใช้ในการทำแบบจำลอง BIM

(3) การกำหนดมาตราส่วน และการแสดงผลรายละเอียด (Drawing Scale and Detail Display) เป็นการตั้งค่ามาตราส่วนของแบบและการจัดทำ Library ของแบบแสดงรายละเอียดมาตรฐานต่างๆ

(4) มาตรฐานแบบจำลององค์ประกอบอาคาร (Building Component Standard and Catalog) จัดทำแบบจำลององค์ประกอบของอาคารที่เป็นมาตรฐาน และจัดทำเป็น Catalog เพื่อที่จะสามารถค้นหาและนำมาใช้ได้ ในเวลาที่สร้างแบบจำลอง BIM (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 10)

2.3.3 ขั้นตอนการออกแบบและการเตรียมข้อมูลสำหรับการสร้างแบบจำลอง BIM (phasing)

ตารางที่ 1 ขั้นตอนการออกแบบงานสถาปัตยกรรมและการเตรียมข้อมูลสำหรับการสร้างแบบจำลอง

ระดับขั้นโครงการ	สิ่งที่ต้องส่งเพื่อให้ขั้นตอนต่อไปทำงานได้	สิ่งที่ต้องใช้ในการทำแบบจำลอง BIM
ขั้นแนวความคิดในการออกแบบ และการทำแบบร่าง (Conceptual & SchematicDesign)	- แบบจำลองของที่ตั้งและสภาพแวดล้อม โดยรอบ (Site Model) - ข้อจำกัดต่างๆ ในการออกแนบ (Design Restriction) - Building Mass Model - Shadow Analysis - พื้นที่ใช้สอยของส่วนต่าง (Area Tabulation) - ประมาณราคาอย่างคร่าวๆ - กำหนดวัสดุโดยคร่าว	- ขอบเขตที่ดิน และระดับความสูงต่ำ ของพื้นที่ (Site Boundary / Topography) - ข้อมูลจากการสำรวจพื้นที่ (Environmental Survey) - ภาพถ่ายทางอากาศ - ข้อมูลด้านกฎหมายที่เกี่ยวข้อง Building Mass Model - ตำแหน่งที่ตั้ง (Site Locaticn) เพื่อกำหนดตำแหน่งและเส้นทางของดวงอาทิตย์ และเวลาที่จะนำมาใช้ในการศึกษา - 3D Model
ขั้นการพัฒนาแบบ (Design Development)	- ผังบริเวณ (Site Layout) - ผังพื้น (Floor Plans) - รูปด้าน (Elevation) - รูปตัด (Section) - แบบขยายรายละเอียด (Details) - กำหนดวัสดุ	- แบบจำลองที่ตั้ง (Site Model) - แบบจำลอง BιMงานสถาปัตยกรรม (Architectural 3D BIM Model) - มุมมอง 2 มิติ / 3 มิติ - แผ่นแบบ (Sheets) - งบประมาณในการก่อสร้าง - ระยะเวลาที่ใช้ในการออกแบบและ ก่อสร้าง - ราคา/ตารางเมตร - Rendering
ขั้นการจัดทำแบบก่อสร้าง (Construction Documents)	- แบบจำลอง BIM - แบบ 2 มิติ (2D Drawing Sheets) - รายการประตู (Door Schedule) - รายการหน้าต่าง (Window Schedule) - รายการวัสดุตกแต่งผิวต่างๆ (Room Finishing Schedule)	- สัญลักษณ์ประกอบแบบ (Annotations) - รายละเอียด 2 มิติ (2D CAD Details) - ข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟิกประกอบการทำรายการต่างๆ (Non-graphic Data for Scheduling) - รายการประกอบแบบ (Specification)

ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 12)

2.4 ประโยชน์ที่ได้รับจากการทำงานด้วย BIM

2.4.1 ด้านการบริหารการก่อสร้าง (Construction Management; CM)

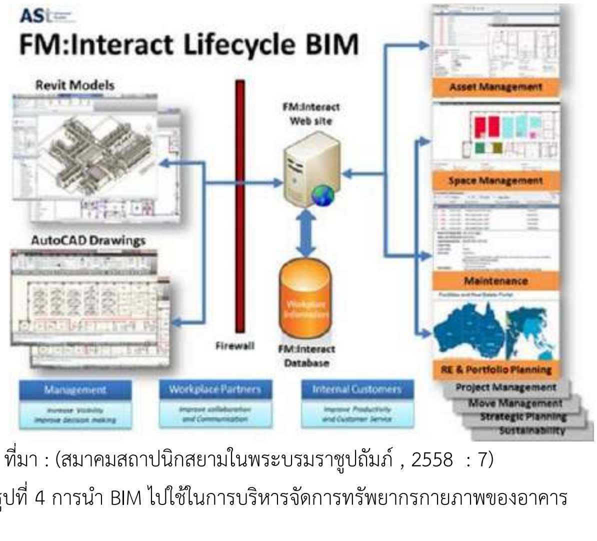
โดยการใส่ข้อมูลด้าน "เวลา" ประกอบเข้าไปกับองค์ประกอบอาคาร เช่น กำหนดวันเริ่มงานและวันแล้วเสร็จของงาน เมื่อประกอบเข้ากับข้อมูลปริมาณวัสดุที่ได้จาก BIM ผู้บริหารงานก่อสร้างและผู้รับเหมาก่อสร้างก็สามารถนำไปใช้ในการวางแผนบริหารการก่อสร้าง โดยสามารถแสดงเป็นภาพ 3 มิติของอาคารและองค์ประกอบต่าง ๆ ของอาคารเสมือนจริงได้อย่างชัดเจน และเป็นไปตามช่วงเวลาของแผนงานเปรียบเทียบกับการก่อสร้างจริง อีกทั้งยังสามารถคำนวณปริมาณวัสดุที่ต้องใช้งานในช่วงเวลานั้นๆ ได้อีกด้วย (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 5)

ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 6)

รูปที่ 3 การนำ BIM ไปใช้ในการบริหารงานก่อสร้าง

2.4.2 ด้านการบริหารจัดการทรัพยากรกายภาพอาคาร (Facility Management; FM)

เมื่อ BIM เป็นการสร้างแบบจำลองที่สามารถแสดงข้อมูลของอาคารได้แทบครบถ้วนก่อนอาคารสร้างเสร็จ ผู้ใช้งานจึงสามารถ "ทดลอง" บริหารจัดการอาคารโดยไม่ต้องรอให้อาคารสร้างเสร็จ เช่น การจัดการพื้นที่ทำงานของฝ่ายต่างๆ ที่สามารถแสดงขนาดพื้นที่ที่ต้องจัดสรรให้แต่ละผู้ใช้อาคารได้ทันที สามารถคาดการณ์ค่าใช้จ่ายในการใช้งานอาคารภายหลังจากอาคารสร้างแล้วเสร็จและใช้งานไปแล้วหลาย ๆ ปี สามารถนำมาใช้ในการวางแผนการบำรุงรักษาอาคาร โดยอาศัยข้อมูลที่เพิ่มเติมเข้าไป ทำให้เจ้าของโครงการหรือผู้บริหารอาคาร มองเห็นแนวทางในการดูแลและซ่อมบำรุง ตลอดจนค่าใช้จ่าย สามารถที่จะวางแผนการบริหารจัดการทรัพยากรกายภาพอาคารได้ล่วงหน้าก่อนที่อาคารจะถูกสร้างแล้วเสร็จ (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 6)

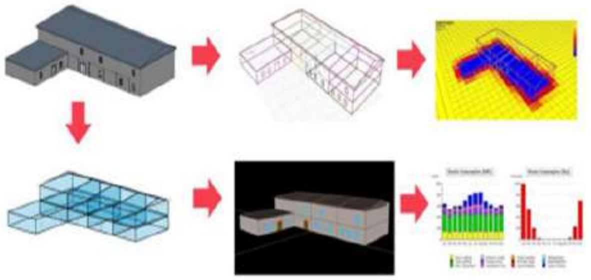


ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์ , 2558 : 7)

รูปที่ 4 การนำ BIM ไปใช้ในการบริหารจัดการทรัพยากรกายภาพของอาคาร

2.4.3 ด้านการประเมินสมรรถนะอาคาร (Building Simulation)

เนื่องจาก BIM ประกอบไปด้วยข้อมูลขององค์ประกอบต่างๆ ของอาคาร จึงสามารถนำข้อมูลเหล่านี้มาทำการจำลองเพื่อประเมินสมรรถนะของอาคารในด้านต่าง ๆ ได้ เช่น การวิเคราะห์การใช้พลังงานในอาคารการประเมินความเป็นอาคารเขียว การประเมินค้นความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว หรือแรงลม ตลอดจนการจำลองพฤติกรรมของผู้ใช้อาคารในสถานการณ์ต่าง ๆ เช่น ระยะเวลาที่ใช้ในการอพยพคนออกจากอาคาร เป็นต้น (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 6)

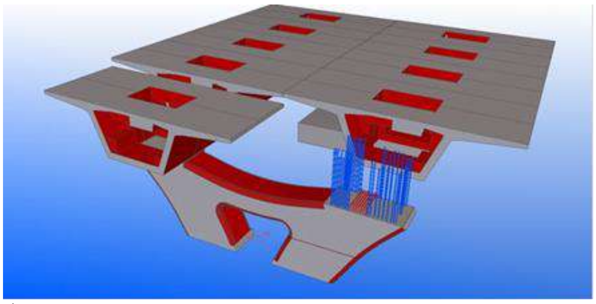


ที่มา : (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 7)

รูปที่ 5 การนำ BIM ไปใช้ในการวิเคราะห์การใช้พลังงานของอาคาร

2.5.4 ด้านการผลิตชิ้นส่วนองค์ประกอบอาคาร (Fabrication)

ด้วยความสามารถในการสร้างชิ้นส่วนต่าง ๆ ของอาคารเป็น 3 มิติ ในแบบจำลองของ BIM จึงสามารถส่งออกข้อมูลแบบ 3 มิตินี้ ไปยังระบบอื่นๆ เช่นระบบคอมพิวเตอร์ช่วยในการผลิต หรือ CAM (Computer Aided Manufacturing) เพื่อนำไปผลิตวัสดุก่อสร้างสำเร็จรูป หรือส่งออกไปยังเครื่องพิมพ์ 3 มิติ เพื่อสร้างเป็นชิ้นส่วนหรือหุ่นจำลองอาคารต้นแบบ (Prototype) ได้อย่างง่ายดาย โดยมีความถูกต้องแม่นยำตามความต้องการ (สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 8)



ที่มา : สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 : 8)

รูปที่ 6 การนำ BIM ไปใช้ในการสั่งผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตหล่อสำเร็จ

2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Jang (2011) ศึกษาเกี่ยวกับการพัฒนาการประมาณต้นทุนก่อสร้างโดยการใช้เทคโนโลยีแบบจำลองข้อมูลอาคาร โดยใช้กรณีศึกษาเป็นอาคาร 3 ชั้นในเมืองมิวนิคประเทศเยอรมนีเริ่มจากการใช้ซอฟต์แวร์ของ Autodesk Revit 2011 สร้างแบบจำลองข้อมูลอาคาร 3 มิติ พร้อมกับใส่รายละเอียดของข้อมูลในแบบจำลอง จากนั้นส่งออกไฟล์ข้อมูลจาก Autodesk Revit 2011 ไปยังซอฟต์แวร์ Autodesk QTO 2011 เพื่อทำการคำนวณปริมาณงาน เมื่อคำนวณปริมาณงานเสร็จแล้วส่งออกไฟล์ข้อมูลปริมาณงานไปยัง MS Excel เพื่อทำการสร้างความเชื่อมโยงกับราคาต่อหน่วยวัสดุและค่าแรง

จากนั้นใช้ MS Excel คำนวณราคาก่อสร้าง จากผลงานศึกษาของ jang (2011) พบว่ากระบวนการคำนวณปริมาณงานโดยอัตโนมัติของซอฟต์แวร์ Autodesk QTO 2011 สามารถช่วยให้การประมาณต้นทุนก่อสร้างเสร็จภายใน 15 นาที และจากการศึกษายังพบอีกว่าการประมาณต้นทุนก่อสร้างด้วยวิธีนี้สามารถลดจำนวนพนักงานและระยะเวลาในการประมาณต้นทุนก่อสร้าง รวมถึงเรื่องการเปลี่ยนแปลงแก้ไขแบบก่อสร้างได้ทันที แล้วยังช่วยให้เจ้าของโครงการสามารถตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงของต้นทุนได้รวดเร็วยิ่งขึ้น แต่อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ได้ระบุข้อจำกัดในการประยุกต์ใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารในการประมาณต้นทุนก่อสร้างในเรื่องของความไม่เพียงพอในการระบุข้อมูลที่มีความสำคัญลงในแบบจำลอง เนื่องจากข้อมูลที่ระบุลงในแบบจำลองมีความสำคัญต่อกระบวนการคำนวณปริมาณงานและการเชื่อมโยงฐานข้อมูลด้านราคาวัสดุ นอกจากนี้มีงานวิจัยของ (Hsu,2012) ที่นำเสนอแนวทางการประมาณต้นทุนก่อสร้างโดยการใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารโดยการใช้ซอฟต์แวร์ Autodesk Quantity Takeoff ในการคำนวณปริมาณงาน ผลงานวิจัยพบว่า การประยุกต์ใช้ BIM สามารถประหยัดเวลาในการประมาณต้นทุนการก่อสร้างและเป็นเครื่องมือที่มีประสิทธิภาพมาก อย่างไรก็ตามการประยุกต์ใช้ ยังพบปัญหาการคำนวณปริมาณงานบางรายการที่ไม่สามารถคำนวณปริมาณงานออกมาได้โดยตรงจากซอฟต์แวร์ BIM ซึ่งต้องใช้วิธีการคำนวณปริมาณงานแบบเดิม

3 การดำเนินการศึกษา

3.1 ศึกษาวิธีการที่ใช้ในการประมาณราคาก่อสร้าง

การประมาณราคาเป็นขั้นตอนที่สำคัญขั้นตอนหนึ่งในโครงการก่อสร้างเพื่อประเมินค่าใช้จ่ายเบื้องต้นของโครงการก่อสร้างนั้น ๆ วิธีการในการประมาณราคานั้นสามารถทำได้หลายวิธี ขึ้นอยู่กับความสำคัญและรายละเอียดในการประมาณราคาที่ต้องการ ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน มีการคิดค้นหาวิธีการประมาณราคาค่าก่อสร้างอย่างคร่าว ๆ หลายวิธีการเพื่อที่จะได้มาซึ่งความสามารถในการประมาณราคาให้ถูกต้องและรวดเร็ว

3.2 กำหนดกลุ่มตัวอย่างที่นำมาใช้ในกาศึกษาโดยใช้เกณฑ์การคัดเลือกดังต่อไปนี้

3.2.1 โครงการที่คัดเลือกมาใช้เก็บข้อมูล เป็นโครงการที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ ได้แก่ โครงการกรณีศึกษา โครงการ BOOST AND FITNESS GYM

3.2.2 ซอฟต์แวร์ที่เกี่ยวข้องกับเทคโนโลยี BIM ที่เลือกมาใช้ในการวิเคราะห์และสร้างข้อมูล ได้แก่ โปรแกรม ArchiCAD 22

3.2.3 ซอฟ์ตแวร์ที่ใช้เก็บข้อมูลปริมาณงานที่ก่อสร้างจริง ได้แก่ โปรแกรม พจมาน

3.2.4 ข้อมูลปริมาณที่ยื่นซองประมูลงาน

3.3 ตัวแปรที่ศึกษา

โครงการ BOOST AND FITNESS GYM ตั้งอยู่ที่ ถนน รามคำแหง กรุงเทพมหานคร อาคารโครงสร้างเหล็ก จำนวน 3 หลัง รายละเอียดดังนี้
อาคาร 01 (อาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น พาณิชย์-สำนักงาน)
อาคาร 02 (อาคารโครงสร้างเหล็ก 1 ชั้น พาณิชย์)
อาคาร 03 (อาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น อยู่อาศัยรวม)

ตัวแปรที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ ปริมาณงานหมวดโครงสร้างอาคาร 01 (อาคารโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น พาณิชย์-สำนักงาน) พื้นที่ใช้สอย 1,350 ตารางเมตร รายละเอียดดังนี้

(1) งานคอนกรีตหยาบ
(2) งานคอนกรีตโครงสร้าง
(3) งานเหล็กเสริม
(4) งานเหล็กรูปพรรณ

3.4 เก็บรวบรวมข้อมูล

ในงานวิจัยครั้งนี้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลที่ได้จากโครงการกรณีศึกษา โครงการ BOOST AND FITNESS GYM ซึ่งเป็นโครงการที่อยู่ในเขตกรุงเทพฯและปริมณฑล และเป็นโครงการที่ได้ทำการก่อสร้างแล้วเสร็จของโครงการ ดังนั้นข้อมูลด้านปริมาณงานเหล่านี้จึงเป็นข้อมูลที่เกิดขึ้นจริงในอดีต ซึ่งได้ทำการเก็บรวบรวมไว้เพื่อใช้ประโยชน์ในอนาคต การวิจัยครั้งนี้ได้รวบรวมข้อมูลราคางานก่อสร้างอาคารจำนวนทั้งหมด 1 อาคาร เนื่องจากข้อมูลด้านราคางานก่อสร้างที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้มาจากหน่วยงานเอกชน ซึ่งมีวิธีการประมาณราคาที่แตกต่างกัน เช่น การเผื่อปริมาณงาน การคิดกำไร เป็นต้น อย่างไม่มีรูปแบบที่ตายตัวเพราะเป็นการทำงานของคนจะแปรเปลี่ยนไปตามปัจจัยรอบข้าง ดังนั้น งานวิจัยครั้งนี้จึงตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับข้อมูลที่ได้มาว่าเป็นมาตรฐานและถูกต้องที่นำมาเปรียบเทียบข้อมูล

3.5 ทดสอบข้อมูลดิบกับแบบจำลองในการประมาณราคา

นำข้อมูลโครงการกรณีศึกษา โครงการ BOOST AND FITNESS GYM และ ข้อมูลส่วนที่เก็บจากการก่อสร้างจริงมาสร้างแบบจำลอง 3 มิติ ในการประมาณราคา จากทฤษฎีแบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารและเปรียบเทียบผลที่ได้ โดยข้อมูลที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง การประมาณราคานี้ ประกอบไปด้วย งานในหมวดของงานโครงสร้าง งานคอนกรีตหยาบ งานคอนกรีตโครงสร้าง งานเหล็กเสริม งานเหล็กรูปพรรณ โดยคาดหวังว่าแบบจำลองที่ได้สามารถใช้ประมาณราคาค่าก่อสร้างอาคารโครงการ BOOST AND FITNESS GYM ได้แม่นยำและมีประสิทธิภาพมากกว่าการถอดปริมาณและราคาด้วยบุคลากรในแผนก

3.6 สรุปผลงานวิจัยและเสนอแนะในการศึกษา

จากข้อมูลที่ได้ในข้อ 3.4 นำมาสรุปผลที่ได้ของระหว่างข้อมูลปริมาณจากบุคลากรในแผนกและ แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร

Building Information Modeling (BIM) นำมาเปรียบเทียบและวิเคราะห์กับปริมาณที่ใช้จริงหน้างานเพื่อประเมินการมีประสิทธิภาพ และความแม่นยำของข้อมูลที่ได้จากแบบจำลองสารสนเทศอาคารที่ใช้ เพื่อให้ได้ความแม่นยำมากขึ้น หลังจากได้สรุปผลงานวิจัย ทางผู้วิจัยได้นำข้อเสนอแนะไว้ในข้อนี้ด้วย

4. วิเคราะห์ผล

ผลการวิเคราะห์ในส่วนแบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารจะมีการถอดปริมาณใกล้กับใช้งานจริงมากกว่า เมื่อคิดรวมเป็นร้อยละเท่ากับ 98.65 สามารถแยกเป็นงานหมวดโครงสร้างได้ดังนี้

(1) งานคอนกรีตหยาบร้อยละ 137
(2) งานคอนกรีตโครงสร้างร้อยละ 69.46
(3) งานเหล็กเสริมร้อยละ 100.29
(4) งานเหล็กรูปพรรณร้อยละ 87.85

4.1 วิเคราะห์ปริมาณงานคอนกรีตหยาบ

ผลการเปรียบเทียบปริมาณคอนกรีตหยาบ การใช้ซอฟต์แวร์ในการถอดปริมาณงานคุ้มค่ากว่า เนื่องจากการถอดปริมาณงานจากคนมีการเผื่อเปอร์เซ็นต์ แต่ปริมาณงานที่ได้ น้อยกว่าที่ใช้จริง

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบปริมาณงานคอนกรีตหยาบ

ลำดับ	รายการ	ปริมาณคอนกรีตหยาบ			หน่วย
		ประมูลงาน	ซอฟต์แวร์สำเร็จรูป	หน้างานจริง	
1	คอนกรีตหยาบ	3.50	5.48	4.00	ลบ.ม.
คิดเป็นร้อยของการใช้งานจริง (%)		87.50	137.00		

ที่มา : ผู้วิจัย

4.2 วิเคราะห์ปริมาณงานคอนกรีตโครงสร้าง

ผลการเปรียบเทียบปริมาณคอนกรีตโครงสร้าง เนื่องจากปริมาณคอนกรีตโครงสร้างที่ใช้จริง มีปริมาณเกินกว่า ซอฟต์แวร์ และ คน เป็นจำนวนมาก อาจเกิดข้อผิดพลาดจากการทำงานจริง

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบปริมาณงานคอนกรีตโครงสร้าง

ลำดับ	รายการ	ปริมาณคอนกรีตโครงสร้าง			หน่วย
		ประมูลงาน	โปรแกรมสำเร็จรูป	หน้างานจริง	
1	คอนกรีต โครงสร้าง 280 Ksc .(Cyl)	138	109.05	157	ลบ.ม.
คิดเป็นร้อยของการใช้งานจริง (%)		87.90	69.46		

ที่มา : ผู้วิจัย

4.3 เปรียบเทียบปริมาณงานเหล็กเสริมคอนกรีต

ผลการเปรียบเทียบปริมาณเหล็กเสริมคอนกรีตการใช้ซอฟต์แวร์ถอดปริมาณงานคุ้มค่ากว่าเนื่องจาก สามารถคำนวณปริมาณได้ตามแบบจึงได้ปริมาณเทียบเท่าที่ใช้งานจริง

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบปริมาณงานเหล็กเสริมคอนกรีต

ลำดับ	รายการ	ปริมาณเหล็กเสริมคอนกรีต			หน่วย
		ประมูลงาน	โปรแกรมสำเร็จรูป	หน้างานจริง	
1	เหล็ก DB 12mm.	5,631	7,202.45	7,192.80	กก.
2	เหล็ก DB 16mm.	642	489.45	504.96	กก.
3	เหล็ก DB 20mm.	1,471	1,548.06	1,602.90	กก.
4	เหล็ก DB 25mm.	2,819	2908.56	2,812.69	กก.
รวม		10,563	12,148.52	12,113.35	กก.
คิดเป็นร้อยของการใช้งานจริง (%)		87.20	100.29		

ที่มา : ผู้วิจัย

4.4 เปรียบเทียบปริมาณงานเหล็กรูปพรรณ

ผลการเปรียบเทียบปริมาเหล็กรูปพรรณการใช้ซอฟต์แวร์ถอดปริมาณงานคุ้มค่ากว่าเนื่องจากใช้เวลาในการคำนวณน้อยกว่าใช้คนถอดถึงแม้ว่าปริมาณจะเท่ากัน

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบปริมาณงานเหล็กรูปพรรณ

ลำดับ	รายการ	ปริมาณเหล็กรูปพรรณ			หน่วย
		ประมูลงาน	โปรแกรมสำเร็จรูป	หน้างานจริง	
1	H-150x150x7x10 (31.50kg/m)	404	896.49	1,134	กก.
2	H-200x100x5.5x8 (21.30 kg/m)	7860	5,532.25	7,029	กก.
3	H-200x200x8x12 (49.90 kg/m)	16,840	19,645.63	20,359.2	กก.
4	H-300x150x6.5x9 (36.70kg/m)	20,736	19,523.54	22,680.6	กก.
5	H-400x200x8x13 (66.00kg/m)	5,940	6,336	7,920	กก.
รวม		51,780	51,939.91	59,122.8	กก.
คิดเป็นร้อยของการใช้งานจริง		87.58	87.85		

ที่มา : ผู้วิจัย

4.5 เปรียบเทียบปริมาณระยะเวลา

ผลการเปรียบเทียบระยะเวลา การใช้ซอฟต์แวร์ถอดปริมาณงานคุ้มค่ากว่าเนื่องจาก ปริมาณงานเท่ากันใช้เวลาน้อยกว่ามาก

ตารางที่ 5 การเปรียบเทียบระยะเวลา

ลำดับ	รูปแบบ	เวลา	หน่วย
1	คน	5	วัน
2	ซอฟต์แวร์สำเร็จรูป	2	วัน
	ส่วนต่าง	3 วัน	

ที่มา : ผู้วิจัย

5. สรุปผล

5.1 สรุปผล

จากผลวิเคราะห์พบว่า การประยุกต์ใช้ แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร สามารถประหยัดเวลาในการถอดปริมางานก่อสร้างและภาพรวมของปริมาณวัสดุใกล้เคียงที่ใช้จริงในงานก่อสร้าง แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารจะมีประสิทธิภาพก็ต่อเมื่อผู้ใช้ต้องมีความชำนาญในซอฟต์แวร์และต้องมีความละเอียดในการใส่รายละเอียด อย่างไรก็ตามการประยุกต์ใช้ ยังพบปัญหาการคำนวณปริมาณงานบางรายการที่ไม่สามารถคำนวณปริมาณงานออกมาได้โดยตรงจากซอฟต์แวร์ ซึ่งต้องใช้วิธีถอดปริมาณงานแบบเดิมควบคู่กันไปเพื่อได้งานที่มีประสิทธิภาพ

5.2 ข้อเสนอแนะ

จากผลสรุปการเปรียบเทียบ ไม่สามารถทดแทนบุคลากรในแผนกสำรวจปริมาณงาน (Quantity Surveyor : QS) ได้แต่สามารถนำมาประยุกต์ใช้งานแบบควบคู่กันไปเพื่อลดเวลาและเพิ่มประสิทธิภาพความแม่นยำในการถอดปริมาณงานก่อสร้าง ในการศึกษาครั้งต่อไป เห็นควรจะทำการศึกษาการเปรียบเทียบประสิทธิภาพการประยุกต์ใช้งานแบบควบคู่ในการถอดปริมาณงานก่อสร้าง ต่อ จำนวนบุคคลากรในการถอดปริมาณงาน

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณท่านอาจารย์ รศ. ดร. อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ ที่ให้คำปรึกษาและแนะนำเกี่ยวกับขั้นตอนดำเนินงานวิจัยทั้งหมด อีกทั้งการวิเคราะห์และสรุปผล รวมถึงที่ปรึกษาอื่น ๆที่สำคัญต่อการดำเนินงานวิจัย ขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา ที่ให้โอกาสให้การศึกษา และ ขอขอบคุณท่าน บิดามารดาที่ส่งเสริมในการศึกษาตลอดมา และขอขอบคุณทางบริษัท ไทย อิงเกอร์ จำกัด ที่ให้นำข้อมูลของบริษัทและซอฟต์แวร์แบบจำลองเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารเพื่อนำมาศึกษา

เอกสารอ้างอิง

[1] ท. ยมนาค.(2553)" Building Information Modeling สำหรับงานออกแบบก่อสร้าง" บทความวิชาการในโครงการประชุมวิชาการ ระดับบัณฑิตศึกษา คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์.

[2] ท. ยอดพฤติการณ์.(2555). การก่อสร้างโดยใช้ระบบโครงสร้าง คอนกรีตสำเร็จรูป. ครั้งที่ 1. สุนทร ฟิล์ม : กรุงเทพฯ,

[3] สมาคมสถาปนิกแห่งสยามในพระบรมราชูปถัมภ์. (2554). มาตรฐาน การเขียนแบบก่อสร้าง ฉบับปี พ.ศ. 2554. ครั้งที่ 1. พลัสเพรส จำกัด : กรุงเทพฯ,

[4] สมาคมสถาปนิกแห่งสยาม ในพระบรมราชูปถัมภ์.(2558). แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับประเทศไทย. ครั้งที่ 1.พลัสเพรส จำกัด : กรุงเทพฯ,

[5] โรจน์วัฒน์ อินทุ่ง (2545). การพัฒนาโปรแกรมเพื่อช่วยในการเขียนแบบและประเมินมูลค่าเบื้องต้นฝ่ายทดน้ำคอนกรีตชลประทานขนาดเล็ก. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต

สาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดิน ของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร

Causes of Delay in the Construction of Underground Conduit of Electrical Substations in Bangkok

ทรงยศ หวันสมาน[1*] และ วรรณวิทย์ แต้มทอง[2]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: liuyifirst@gmail.com*

บทคัดย่อ

การไฟฟ้านครหลวงได้มีโครงการท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินมาใช้เพิ่มมากขึ้นในปัจจุบัน เพื่อเพิ่มทัศนียภาพของเมืองให้มีความน่าอยู่และลดปัญหาของกิ่งไม้ที่พาดผ่านสายไฟฟ้า อีกทั้งเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพการจ่ายไฟในอนาคต แต่เนื่องจากโครงการก่อสร้างเกิดความล่าช้าไม่แล้วเสร็จตามสัญญาที่กำหนด จึงเป็นเหตุให้ผู้วิจัยทำการศึกษาเรื่อง สาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร โดยได้การทำการเก็บรวบรวมข้อมูลโดยการสัมภาษณ์ทางผู้เกี่ยวข้องในงานโครง การท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินจำนวน 3 โครงการ ได้แก่ โครงการสถานีไฟฟ้าต้นทางคลองรังสิต โครงการสถานีไฟฟ้าต้นทางคลองด่าน และโครงการสถานีไฟฟ้าย่อยนิมิตรใหม่ เก็บข้อมูลโดยการสัมภาษณ์ผู้ว่าจ้าง ผู้รับจ้าง ผู้รับเหมาย่อย และฝ่ายออกแบบของโครงการ ผลการศึกษาพบร้อยละของสาเหตุที่ก่อให้เกิดความล่าช้าต่อโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานครคือ ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่ 27% ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ 20% ด้านบุคลากร 18% ด้านการเงิน 14% ด้านวัสดุและอุปกรณ์ 12% ด้านเครื่องจักร 9% โดยสาเหตุความล่าช้าที่สำคัญคือ การขออนุญาตก่อสร้างไม่ได้รับอนุญาตจากทางผู้รับผิดชอบพื้นที่

คำสำคัญ:ท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดิน , ความล่าช้า, สถานีไฟฟ้าย่อย

Abstract

Underground conduit projects were expanded by Metropolitan Electricity Authority in order to improve city views and reduce the wire tearing problem caused by tree branches and to ameliorate the ability to supply electricity in the future. Due to the delay in most underground conduit construction project, this study aimed to investigate causes that brought delays in the underground conduit construction. Data was collected by interviewing person in charges who were owner, main contractors, sub-contractors, and designers. People from three projects, which are Klong-Rungsit High Voltage Electricity Substation, Klong-Dan High Voltage Electricity Substation, and Nimitmai Electrical Substation, were interviewed. The findings demonstrated that the factors impacted the delay in underground conduit construction are environmental and physical 27%, method procedure and design 20%, man staff 18%, financial 14%, material equipment 12%, and mechanic 9%. Moreover, the building permits which were not approved by the person in charges in the areas is the main causes of delay.

Keywords: Underground Conduit Projects, Delay of work, Electrical Substation

1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันปริมาณการใช้กระแสไฟฟ้าในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานครมีปริมาณที่เพิ่มขึ้นมากอย่างต่อเนื่อง โดยการไฟฟ้านครหลวงสังกัดกระทรวงมหาดไทยเป็นหน่วยงานที่มีภารกิจรับผิดชอบในการดำเนินงานก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพมหานคร เพื่อจ่ายกระแสไฟฟ้าให้ประชากรในกรุงเทพมหานคร เพื่อให้เกิดความครอบคลุมในการจ่ายกระแสไฟฟ้าในแต่ละพื้นที่อย่าง ทั่วถึงจึงต้องมีการพิจารณาตำแหน่งที่จะใช้ก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยเพื่อจ่ายกระแสไฟฟ้า ดำเนินการออกแบบ ประเมินราคา พิจารณาคุณสมบัติของผู้รับจ้าง ประกวดราคา รวมถึงควบคุมและตรวจสอบ การทำงานของผู้รับจ้างให้เป็นไปตามมาตรฐานและข้อกำหนดสัญญาของการไฟฟ้านครหลวง โดยต้องปฏิบัติงานให้แล้วเสร็จภายในกำหนดเวลาที่ระบุไว้ตามสัญญา นอกจากนี้ทางบริษัทผู้รับเหมาชั้นนำในตลาดก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยได้เล็งเห็นความต้องการที่มากขึ้น ทำให้ร่วมเข้ามาเสนอตัวเป็นผู้รับจ้างของการไฟฟ้านครหลวง แต่

ส่วนที่เป็นปัญหามักจะเกิดความล่าช้าคือ งานในส่วนของท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินที่ทำให้งานก่อสร้างไม่เสร็จตามแผนที่กำหนดในสัญญา โดยเมื่อเกิดความล่าช้าขึ้นแล้วส่งผลเสียหายให้กับทางบริษัททั้งในด้านเวลาที่สูญเสียไป งบประมาณที่เพิ่มขึ้น และทำให้ไม่สามารถจ่ายกระแสไฟฟ้าให้ประชากรในกรุงเทพมหานครอีกด้วย

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาหาสาเหตุสำคัญที่ก่อให้เกิดความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร โดยมีขอบเขตงานวิจัยคือโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินในสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร มีจำนวน 3 โครงการ ได้แก่ โครงการสถานีไฟฟ้าต้นทางคลองรังสิต โครงการสถานีไฟฟ้าต้นทางคลองด่าน และโครงการสถานีไฟฟ้าย่อยนิมิตใหม่

3. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาเรื่องสาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานครมีงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง 3 เรื่อง ได้แก่งานวิจัยของกนกลักษณ์ โอภาโสและวรรณวิทย์ แต้มทอง [1]ได้ศึกษาปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้าง กรณีศึกษาโครงการระบบรถไฟชานเมือง สายสีแดง บางซื่อ-รังสิต สัญญาที่ 1 โดยการเก็บข้อมูลปฐมภูมิจากแหล่งข้อมูลด้วยวิธีการสัมภาษณ์จากบุคลากรที่เกี่ยวข้อง 4 ฝ่าย ได้แก่ เจ้าของโครงการ ที่ปรึกษาออกแบบและควบคุมงาน ผู้รับจ้างและผู้รับเหมา และได้นำข้อมูลมาจัดรูปแบบแผนผังก้างปลาได้ 6 ด้านคือ1.ด้านบุคลากร 2.ด้านการเงิน 3.ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพ 4.ด้านวัสดุอุปกรณ์ 5.ด้านเครื่องจักร 6.ด้านวิธีการทำงานและแบบที่ใช้ในงานก่อสร้าง โดยปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้างสถานีกลางบางซื่อ 3 ลำดับแรกคือ1.ปัญหาจากบุคลากรทำให้งานล่าช้ามากที่สุด 2.ปัญหาจากสภาพแวดล้อมการทำงาน 3.ปัญหาจากขั้นตอนการทำงานที่มีสายบังคับบัญชาหลากหลายขั้นตอน โดยปัญหาหรือสาเหตุความล่าช้าในงานก่อสร้างนั้นมีปัจจัยที่แตกต่างกันไปตามโครงการ ปรัญชัย โสมบุตร์และสรกานต์ ศรีตองอ่อน [2]ได้ทำการวิจัยศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้าในงานก่อสร้างสะพานและทางลอดกรมทางหลวงพบว่าปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อความล่าช้าของโครงการ คือ ปัจจัยทางด้านบริหาร (38.32%) ปัจจัยทางด้านคน (20.49%) ปัจจัยทางด้านการเงิน (19.46%) ปัจจัยทางด้านเครื่องจักร (11.22%) และปัจจัยทางด้านวัสดุก่อสร้าง (10.51%) ปัจจัยรองที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของโครงการ 3 ลำดับแรกคือ 1.การดำเนินการรื้อย้ายสาธารณูปโภคของหน่วยงานล่าช้า (10.25%) 2.ความประมาทของผู้รับจ้างที่เร่งรัดการก่อสร้าง (5.05%) 3.การขาดสภาพคล่องทางการเงินของบริษัท (5.00%) จัตุพร อนันเอื้อและสันติ เจริญพรพัฒนา [3] ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเกิดความล่าช้าในงานวางท่อ ในโครงการก่อสร้างวางท่อน้ำประปาขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 400 มิลลิเมตรในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ นนทบุรี ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลงานก่อสร้างวางท่อประปา 3 กลุ่มที่มีสภาพหน้างานแตกต่างกัน 1.การวางที่ในไหล่ทาง 2.การวางท่อในพื้นที่จราจร 3.การวางท่อในทางเท้า ผลกระทบของปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเกิดความล่าช้าในงานวางท่อ ที่มีผลกระทบที่สุด 5 อันดับแรก ได้แก่ 1.ขาดสภาพคล่องทางการเงิน 2.พื้นที่ก่อสร้างอยู่บริเวณย่านธุรกิจและมีปริมาณการจราจรหนาแน่น 3.ประชาชนผู้ที่อยู่อาศัยได้รับผลกระทบจากการก่อสร้าง 4.ไม่มีแผนงานและการควบคุมงานในการดำเนินงาน 5.แรงงานขาดแคลนและปัญหาเชื้อชาติของแรงงาน โดยการศึกษาเรื่องสาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานครนี้ ได้นำวิธีการสัมภาษณ์บุคลากรทั้ง 4 ฝ่าย ผู้ว่าจ้าง ผู้รับจ้าง ผู้ควบคุมงาน และผู้ออกแบบของโครงการมาประยุกต์ใช้กับการศึกษาและการใช้ผังก้างปลาเพื่อนำเสนอข้อมูลสาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างโดยมี 6 ด้าน 5M1E คือ 1.ด้านบุคลากร(Man) 2.ด้านการเงิน(Money) 3.ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่(Environment) 4.ด้านวัสดุและอุปกรณ์(Material) 5.ด้านเครื่องจักร(Machine) 6.ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ(Method) และจัดเรียงลำดับร้อยละของสาเหตุที่ก่อให้เกิดความล่าช้าต่อโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร

4. วิธีการดำเนินงานวิจัย

ในการศึกษานี้ได้เลือกใช้แบบสัมภาษณ์เป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูลซึ่งใช้วัดความคิดเห็นของบุคคล ซึ่งเป็นการแสดงความคิดเห็นเกี่ยวกับความสำคัญของสาเหตุที่ก่อให้ก่อ ความล่าช้า ปัจจัยของปัญหาที่ก่อให้เกิดความล่าช้าที่เกิดขึ้น โดยแบบสัมภาษณ์จะสอบถามรายละเอียดความคิดเห็นส่วนตัวของผู้ตอบ ทั้งในฐานะที่เป็นผู้ว่าจ้าง ผู้รับจ้าง ผู้ควบคุมงาน และ ผู้ออกแบบรวมถึงความคิดเห็นเกี่ยวกับสาเหตุของความล่าช้า โดยแบ่งเป็น 3 ส่วนคือ ส่วนที่ 1 เป็นข้อมูลของผู้ตอบแบบสัมภาษณ์ ซึ่งต้องการทราบเกี่ยวกับชื่อ- นามสกุล ตำแหน่ง ส่วนที่ 2 เป็นข้อมูลสาเหตุความล่าช้า ซึ่งต้องการทราบเกี่ยวกับสาเหตุความล่าช้าในโครงการที่ได้ศึกษาโดยระบุปัญหาด้านต่างๆทั้งก่อนการก่อสร้าง ขณะการก่อสร้าง และหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จและให้คะแนนของผลกระทบของสาเหตุนั้นๆ ส่วนที่ 3 เป็นส่วนของแนวทางป้องกันสาเหตุความล่าช้า เพื่อทราบข้อมูลเกี่ยวกับแนวทางป้องกันสาเหตุความล่าช้าในโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ส่วนการวิเคราะห์ข้อมูลจะวิเคราะห์ 4 ส่วนได้แก่1.วิเคราะห์สาเหตุความล่าช้า 2.วิเคราะห์ความบ่อยครั้งและผลกระทบของสาเหตุความล่าช้า

$$\frac{a}{N}\times 100=A \qquad (1)$$

โดย A หมายถึงร้อยละความบ่อยครั้งของสาเหตุความล่าช้า a หมายถึงจำนวนผู้สัมภาษณ์ที่ตอบสาเหตุความล่าช้าที่ตรงกัน N หมายถึงจำนวนผู้ที่สัมภาษณ์ทั้งหมด

$$\frac{b}{N\times P}\times 100=B \qquad (2)$$

โดย B หมายถึงร้อยละผลกระทบของสาเหตุความล่าช้า b หมายถึงจำนวนการให้คะแนนของผู้สัมภาษณ์ N หมายถึงจำนวนผู้ที่สัมภาษณ์ทั้งหมด P หมายถึงคะแนนเต็มในแต่ละข้อสาเหตุความล่าช้าเท่ากับ 5

3.วิเคราะห์ร้อยละของแต่ละสาเหตุความล่าช้า

$$(A\times 50\%)+(B\times 50\%)=C \qquad (3)$$

โดย A หมายถึงร้อยละความบ่อยครั้งของสาเหตุความล่าช้า B หมายถึงร้อยละผลกระทบของสาเหตุความล่าช้า C หมายถึงร้อยละผลรวมของสาเหตุความล่าช้าได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่2-7

4.วิเคราะห์ร้อยละของแต่ละด้านของสาเหตุความล่าช้า

$$\frac{\frac{e}{E}+\frac{f}{F}}{2}=D \qquad (4)$$

โดย e หมายถึงจำนวนผู้สัมภาษณ์ที่ตอบสาเหตุความล่าช้าที่ตรงกันในด้านนั้นๆ E หมายถึงผลรวมจำนวนผู้สัมภาษณ์ที่ตอบสาเหตุความล่าช้าที่ตรงกันในทุกด้านเท่ากับ 408 f หมายถึงจำนวนการให้คะแนนผลกระทบของผู้สัมภาษณ์ในด้านนั้นๆ F หมายถึงผลรวมจำนวนการให้คะแนนผลกระทบของผู้สัมภาษณ์ในทุกด้านเท่ากับ 1360 D หมายถึงร้อยละของแต่ละด้านของสาเหตุความล่าช้าได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 8

5. ผลการศึกษา

จากการสัมภาษณ์บุคคลากรที่เกี่ยวข้องกับการโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ซึ่งประกอบบุคลากร 4 ฝ่ายประกอบด้วยฝ่ายผู้ว่าจ้าง 4 คน ฝ่ายผู้รับจ้าง 8 คน ฝ่ายผู้รับเหมารายย่อย 4 คน และฝ่ายผู้ออกแบบของโครงการ 3 คนรวมเป็น 19 คน ดังแสดงในตารางที่ 1 และจากทั้ง 3 โครงการ พบว่าสาเหตุความล่าช้าแบ่งออกเป็น 6 ด้าน และได้นำเสนอผลการวิเคราะห์ดังแสดงในตารางที่ 2-7

ตารางที่1 บุคลากรที่เกี่ยวข้องในการสอบสัมภาษณ์

ฝ่ายบุคลากร	จำนวน(คน)
ผู้ว่าจ้าง	4
ผู้รับจ้าง	8
ผู้รับเหมารายย่อย	4
ผู้ออกแบบของโครงการ	3
รวม	19

ด้านบุคลากร(Man) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือ ขาดประสบการณ์ในการทำงานต้องเรียนรู้กับงานเพิ่มเติมร้อยละ 63.68 และทักษะแรงงานฝีมือช่างไม่ดี คนงานไม่มีความชำนาญร้อยละ 54.74 สาเหตุลำดับที่ 3 คือ เกิดปัญหาไม่คาดคิดด้านบุคลากรเกิดขึ้น ทำให้การปฏิบัติงานช้ากว่าแผนงานร้อยละ 53.68 ส่วนสาเหตุอันดับที่ 4 ถึง 8 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 2

ตารางที่2 สาเหตุความล่าช้าของด้านบุคลากร(Man)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	ขณะ	ขาดประสบการณ์ในการทำงานต้องเรียนรู้กับงานเพิ่มเติม	63.68
2	ขณะ	ทักษะแรงงานฝีมือช่างไม่ดี คนงานไม่มีความชำนาญ	54.74
3	ขณะ	เกิดปัญหาไม่คาดคิดด้านบุคลากรเกิดขึ้นทำให้การปฏิบัติงานช้ากว่าแผนงาน	53.68
4	หลัง	เพิ่มบุคลากรในการเคลียแบบและข้อมูลความลึกแนวท่อตามความเป็นจริงและระบุค่าพิกัดต่างๆให้ตรงตามค่าจริง	52.11
5	ก่อน	งานเฉพาะทางบุคลากรทั่วไปไม่ค่อยมีประสบการณ์ต้องมาเรียนรู้ใหม่	42.63
6	ก่อน	คนงาน ทีมงาน ไม่มาตรงตามจำนวนกับแผนงานที่วางไว้	37.37
7	ก่อน	ขาดแคลนบุคลากรที่มีความชำนาญโดยตรง	20.00
8	ขณะ	มีการเปลี่ยนตัวบุคคล ผู้ที่จะอนุมัติแบบที่จะใช้ก่อสร้าง	7.89

ด้านการเงิน(Money) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือเงิน Advance จ่ายไม่เพียงพอทำให้จัดหาวัสดุมาแก้ไขงานล่าช้าร้อยละ 51.05 และช่วงระยะเวลาเบิกจ่ายหรือการรับเงินต้องคำนวณกับงานที่ต้องส่งงวดงานร้อยละ 44.74 สาเหตุลำดับที่ 3 คือระยะเวลาในการผลิตและการขนส่งร้อยละ 43.68 ส่วนสาเหตุอันดับที่ 4 ถึง 7 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 3

ตารางที่3 สาเหตุความล่าช้าของด้านการเงิน(Money)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	ขณะ	เงิน Advance จ่ายไม่เพียงพอทำให้จัดหาวัสดุมาแก้ไขงานล่าช้า	51.05
2	ขณะ	ช่วงระยะเวลาเบิกจ่ายหรือการรับเงินต้องคำนวณกับงานที่ต้องส่งงวดงาน	44.74
3	ก่อน	ระยะเวลาในการผลิตและการขนส่ง	43.68
4	หลัง	การใช้เงินในการซื้อเครื่องมือ อุปกรณ์ล่วงหน้าโดยไม่ได้แจ้งทำให้หลังจบงานต้องตรวจสอบ	36.32
5	ก่อน	การวางแผนงานการจัดซื้อการปริมานงานผิดพลาด	34.21
6	หลัง	การคืนเงินประกันและการต่อเวลาการประกันงาน	31.58
7	ก่อน	ต้นทุนในการจัดซื้อเนื่องจากสภาวะตลาดโลก	3.68

ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่(Environment) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือการขออนุญาตเข้าพื้นทำงานไม่ได้รับอนุญาตจากทางเจ้าของพื้นที่ร้อยละ 73.68 และสภาพหน้างานกับแบบก่อสร้างไม่ตรงกันร้อยละ 68.95 สาเหตุลำดับที่ 3 คือสภาพหน้างานไม่ตรงตามแบบก่อสร้างทำให้พบอุปสรรคร้อยละ 63.68 ส่วนสาเหตุอันดับที่ 4 ถึง 11 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 4

ตารางที่4 สาเหตุความล่าช้าของด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่ (Environment)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	ก่อน	การขออนุญาตเข้าพื้นทำงานไม่ได้รับอนุญาตจากทางเจ้าของพื้นที่	73.68
2	ก่อน	สภาพหน้างานกับแบบก่อสร้างไม่ตรงกัน	68.95
3	ขณะ	สภาพหน้างานไม่ตรงตามแบบก่อสร้างทำให้พบอุปสรรค	63.66
4	ขณะ	บางตำแหน่งก่อสร้างมีข้อจำกัดด้านเวลาการทำงาน	58.42
5	ขณะ	ตำแหน่งบริเวณก่อสร้างอยู่ใกล้พื้นที่เสี่ยง	55.79
6	ก่อน	มีการร้องเรียนของมวลชนบริเวณพื้นที่การก่อสร้าง	54.21
7	หลัง	แก้ไขปัญหาสิ่งไม่ตรงตามแบบทำให้การส่งงานช้า	44.72
8	หลัง	การขอใบรับรองการคืนสภาพหน้างานช้ามีหลากหลายขั้นตอน	34.20
9	ขณะ	แนวของท่อประปาและท่อระบายกีดขว้างการก่อสร้าง	12.63
10	ขณะ	ข้อร้องเรียนสภาพพื้นจราจร บริเวณก่อสร้าง	9.47
11	หลัง	การฟ้องร้องดำเนินคดีกับคู่พิพาททำให้ส่งมอบช้า	3.67

ด้านวัสดุและอุปกรณ์(Material) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือการจัดส่งวัสดุก่อสร้างไม่เป็นไปตามแผนงานที่กำหนดไว้ร้อยละ 53.68 และอุปกรณ์วัสดุไม่เพียงพอและไม่มีการตรวจสอบอุปกรณ์ก่อนการเริ่มงานร้อยละ 51.05 สาเหตุลำดับที่ 3 คือกระบวนการอนุมัติวัสดุของผู้ว่าจ้างล่าช้าร้อยละ 43.16 ส่วนสาเหตุอันดับที่ 4 ถึง 5 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 5

ตารางที่5 สาเหตุความล่าช้าของด้านวัสดุและอุปกรณ์(Material)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	ขณะ	การจัดส่งวัสดุก่อสร้างไม่เป็นไปตามแผนงานที่กำหนดไว้	53.68
2	ก่อน	อุปกรณ์วัสดุไม่เพียงพอและไม่มีการตรวจสอบอุปกรณ์ก่อนการเริ่มงาน	51.03
3	ก่อน	กระบวนการอนุมัติวัสดุของผู้ว่าจ้างล่าช้า	43.16
4	ขณะ	พบรอยรั่วในวัสดุท่อจากการทำงานทำให้เกิดเวลาในการแก้ไขโดยเฉพาะบริเวณจุดต่อ	42.09
5	หลัง	อุปกรณ์ขาดการบำรุงรักษาอย่างต่อเนื่อง	5.26

ด้านเครื่องจักร(Machine) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือทำพื้นที่ข้างเคียงเสียหายร้อยละ 50.53 และเครื่องจักรมีสภาพไม่สมบูรณ์เกิดการชำรุดขณะทำงานร้อยละ 47.89 สาเหตุลำดับที่ 3 คือจัดหาเครื่องจักรหนักไม่ได้ตรงตามแผนงานร้อยละ 42.11 สาเหตุลำดับที่ 4 คือฝาบ่อชั่วคราวเกิดปัญหาในขณะกลางวันร้อยละ 31.05 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 6

ตารางที่6 สาเหตุความล่าช้าของด้านเครื่องจักร(Machine)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	หลัง	ทำพื้นที่ข้างเคียงเสียหาย	50.53
2	ขณะ	เครื่องจักรมีสภาพไม่สมบูรณ์เกิดการชำรุดขณะทำงาน	47.89
3	ก่อน	จัดหาเครื่องจักรหนักไม่ได้ตรงตามแผนงาน	42.11
4	หลัง	ฝาบ่อชั่วคราวเกิดปัญหาในขณะกลางวัน	31.05

ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ(Method) พบสาเหตุสองลำดับแรกที่มีความถี่สูงสุด คือการขออนุญาตมีความล้าช้าในกระบวนการทำงานทุกๆหน่วยงานร้อยละ 63.16 และการเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างขณะก่อสร้างร้อยละ 55.26 สาเหตุลำดับที่ 3 คือขอบเขตงานไม่ชัดเจนแบบไม่ตรงกับหน้างานร้อยละ 45.26 ส่วนสาเหตุอันดับที่ 4 ถึง 9 ได้นำเสนอไว้ที่ตารางที่ 7

ตารางที่7 สาเหตุความล่าช้าของด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ (Method)

ข้อที่	เวลาที่พบ	สาเหตุ	ร้อยละ
1	ขณะ	การขออนุญาตมีความล้าช้าในกระบวนการทำงานทุกๆหน่วยงาน	63.16
2	ขณะ	การเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างขณะก่อสร้าง	55.26
3	ก่อน	ขอบเขตงานไม่ชัดเจน แบบไม่ตรงกับหน้างาน	45.26
4	ก่อน	ผู้ว่าจ้างต้องการเพิ่มเติมงานมากกว่าในสัญญา	37.89
5	หลัง	การขอใบรับรองการคืนสภาพผิวจราจรใช้ระยะเวลาในการพิจารณาค่อนข้างมาก	37.87
6	ก่อน	กระบวนการส่งแบบส่งมีหลายจุดและหลายสถานที่และหลากหลายผู้ให้การอนุมัติ	34.74
7	หลัง	มีการเปลี่ยนแปลงแบบขณะก่อสร้าง ทำให้ต้องจัดทำแบบAs-Built	34.19
8	ขณะ	การทำงานขาดความต่อเนื่อง เช่น การดันท่อ	31.56
9	ขณะ	การทำงานโดยไม่ได้ศึกษาแบบให้ละเอียด	12.63

ลำดับสาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ลำดับที่ 1 สาเหตุการขออนุญาตเข้าพื้นทำงานไม่ได้รับอนุญาตจากทางเจ้าของพื้นที่ เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 73.68 ลำดับที่ 2 สภาพหน้างานกับแบบก่อสร้างไม่ตรงกัน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 68.95 ลำดับที่ 3 สาเหตุขาดประสบการณ์ในการทำงานต้องเรียนรู้กับงานเพิ่มเติม เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 63.68 ลำดับที่ 4 สาเหตุสภาพหน้างานไม่ตรงตามแบบก่อสร้างทำให้พบอุปสรรค เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 63.66 ลำดับที่ 5 สาเหตุการขออนุญาตมีความล้าช้าในกระบวนการทำงานทุกๆหน่วยงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 63.16 ลำดับที่ 6 ข้อ สาเหตุบางตำแหน่งก่อสร้างมีข้อจำกัดด้านเวลาการทำงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 58.42 ลำดับที่ 7 สาเหตุตำแหน่งบริเวณ

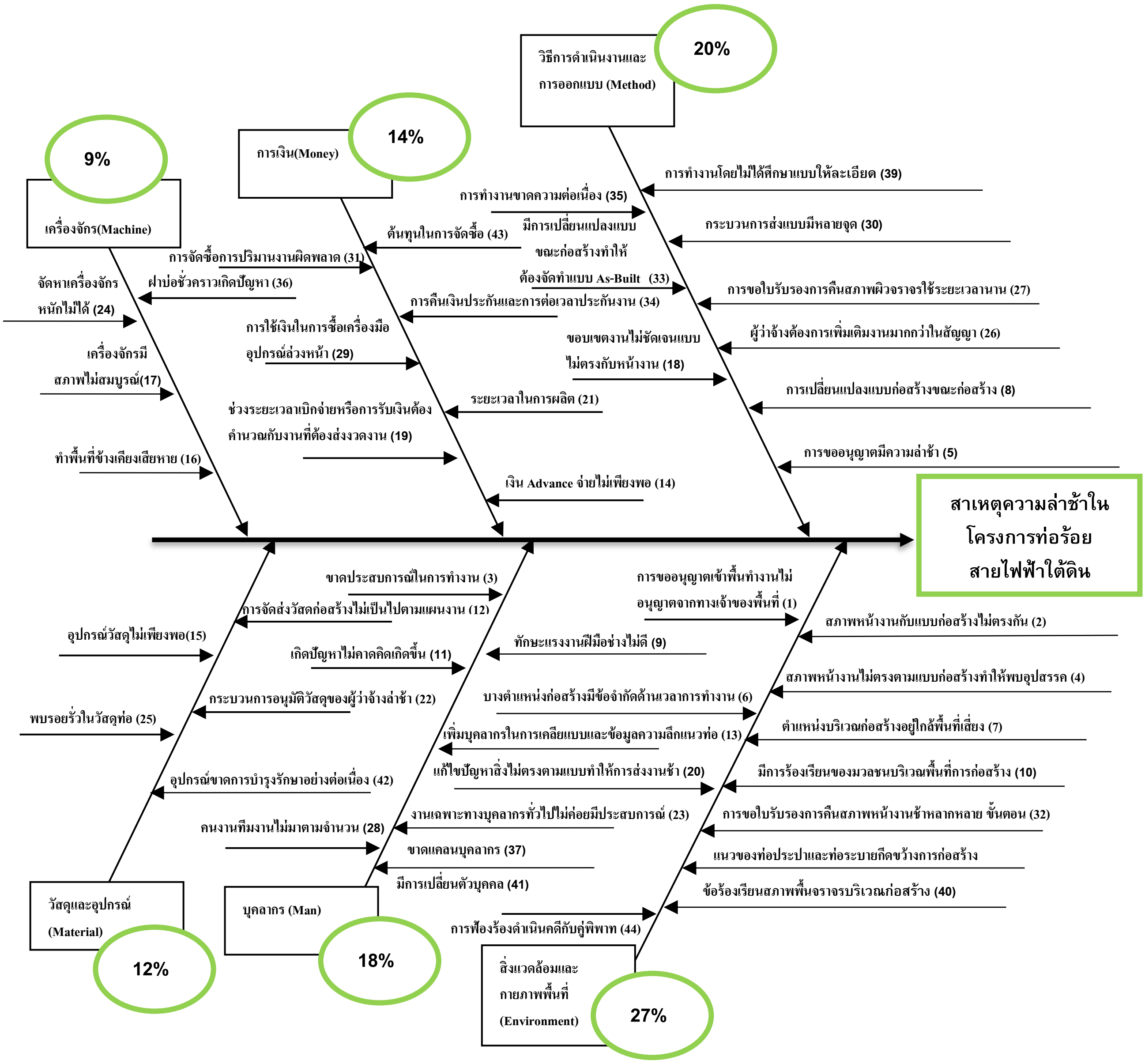
ก่อสร้างอยู่ใกล้พื้นที่เสี่ยง เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 55.79 ลำดับที่ 8 สาเหตุการเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างขณะก่อสร้าง เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 55.26 ลำดับที่ 9 สาเหตุทักษะแรงงานฝีมือช่างไม่ดี คนงานไม่มีความชำนาญ เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 54.74 ลำดับที่ 10 สาเหตุมีการร้องเรียนของมวลชนบริเวณพื้นที่การก่อสร้าง เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 54.21 ลำดับที่ 11 สาเหตุเกิดปัญหาไม่คาดคิดเกิดขึ้น ทำให้การปฏิบัติงานช้ากว่าแผนงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 53.68 ลำดับที่ 12 สาเหตุการจัดส่งวัสดุก่อสร้างไม่เป็นไปตามแผนงานที่กำหนดไว้ เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 53.68 ลำดับที่ 13 สาเหตุเพิ่มบุคลากรในการเคลียแบบและข้อมูลความลึกแนวท่อตามความเป็นจริงและระบุค่าพิกัดต่างๆให้ตรงตามค่าจริง เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 52.11 ลำดับที่ 14 สาเหตุเงิน Advance จ่ายไม่เพียงพอทำให้จัดหาวัสดุมาแก้ไขงานล่าช้า เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 51.05 ลำดับที่ 15 สาเหตุอุปกรณ์วัสดุไม่เพียงพอและไม่มีการตรวจสอบอุปกรณ์ก่อนการเริ่มงาน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 51.03 ลำดับที่ 16 สาเหตุทำพื้นที่ข้างเคียงเสียหาย เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 50.53 ลำดับที่ 17 สาเหตุเครื่องจักรมีสภาพไม่สมบูรณ์เกิดการชำรุดขณะทำงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 47.89 ลำดับที่ 18 สาเหตุขอบเขตงานไม่ชัดเจน แบบไม่ตรงกับหน้างาน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 45.26 ลำดับที่ 19 สาเหตุช่วงระยะเวลาเบิกจ่ายหรือการรับเงินต้องคำนวณกับงานที่ต้องส่งงวดงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 44.74 ลำดับที่ 20 สาเหตุแก้ไขปัญหาสิ่งไม่ตรงตามแบบทำให้การส่งงานช้า เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 44.72 ลำดับที่ 21 สาเหตุระยะเวลาในการผลิตและการขนส่ง เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 43.68 ลำดับที่ 22 สาเหตุกระบวนการอนุมัติวัสดุของผู้ว่าจ้างล่าช้า เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 43.16 ลำดับที่ 23 สาเหตุงานเฉพาะทางบุคลากรทั่วไปไม่ค่อยมีประสบการณ์ต้องมาเรียนรู้ใหม่ เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 42.63 ลำดับที่ 24 สาเหตุจัดหาเครื่องจักรหนักไม่ได้ตรงตามแผนงาน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 42.11 ลำดับที่ 25 สาเหตุพบรอยรั่วในวัสดุท่อจากการทำงานทำให้เกิดเวลาในการแก้ไขโดยเฉพาะบริเวณจุดต่อ เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 42.09 ลำดับที่ 26 สาเหตุผู้ว่าจ้างต้องการเพิ่มเติมงานมากกว่าในสัญญา เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 37.89 ลำดับที่ 27 สาเหตุการขอใบรับรองการคืนสภาพผิวจราจรใช้ระยะเวลาในการพิจารณาค่อนข้างมากเวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 37.87 ลำดับที่ 28 สาเหตุคนงาน ทีมงาน ไม่มาตรงตามจำนวนกับแผนงานที่วางไว้ เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 37.37 ลำดับที่ 29 สาเหตุการใช้เงินในการซื้อเครื่องมือ อุปกรณ์ล่วงหน้าโดยไม่ได้แจ้งทำให้หลังจบงานต้องตรวจสอบ เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 36.32 ลำดับที่ 30 สาเหตุกระบวนการส่งแบบส่งมีหลายจุดและหลายสถานที่และหลากหลายผู้ให้การอนุมัติเวลาที่พบสาเหตุก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 34.74 ลำดับที่ 31สาเหตุการวางแผนงานการจัดซื้อการปริมานงานผิดพลาด เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 34.21 ลำดับที่ 32 สาเหตุการขอใบรับรองการคืนสภาพหน้างานช้ามีหลากหลายขั้นตอน เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 34.20 ลำดับที่ 33 สาเหตุมีการเปลี่ยนแปลงแบบขณะก่อสร้างทำให้ต้องจัดทำแบบAs-Built เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 34.19ลำดับที่ 34 สาเหตุการคืนเงินประกันและการต่อเวลาการประกันงาน เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 31.58 ลำดับที่ 35 สาเหตุการทำงานขาดความต่อเนื่อง เช่น การดันท่อ เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 31.56 ลำดับที่ 36 สาเหตุฝาบ่อชั่วคราวเกิดปัญหาในขณะกลางวัน เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 31.05 ลำดับที่ 37 สาเหตุขาดแคลนบุคลากรที่มีความชำนาญโดยตรง เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 20.00 ลำดับที่ 38 สาเหตุแนวของท่อประปาและท่อระบายกีดขว้างการก่อสร้าง เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 12.63 ลำดับที่ 39 สาเหตุการทำงานโดยไม่ได้ศึกษาแบบให้ละเอียด เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 12.63 ลำดับที่ 40 สาเหตุข้อร้องเรียนสภาพพื้นจราจร บริเวณก่อสร้างเวลาที่พบสาเหตุขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 9.47 ลำดับที่ 41 สาเหตุมีการเปลี่ยนตัวบุคคล ผู้ที่จะอนุมัติแบบที่จะใช้ก่อสร้าง เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 7.89 ลำดับที่ 42สาเหตุอุปกรณ์ขาดการบำรุงรักษาอย่างต่อเนื่อง เวลาที่พบสาเหตุ หลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 5.26 ลำดับที่ 43 สาเหตุต้นทุนในการจัดซื้อเนื่องจากสภาวะตลาดโลก เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 3.68 ลำดับที่ 44 สาเหตุการฟ้องร้องดำเนินคดีกับคู่พิพาททำให้ส่งมอบช้า เวลาที่พบสาเหตุหลังการก่อสร้าง ผลรวมสาเหตุร้อยละ 3.67 ดังแสดงลำดับที่ไว้เป็นตัวเลขในวงเล็บในรูปที่ 1

สรุปผลจากตารางที่ 2-7 พบว่าสาเหตุความล่าช้าในการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ดังนี้ ลำดับที่ 1.ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภายพื้นที่ (Environment) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 27% ลำดับที่ 2.ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ (Method) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 20% ลำดับที่ 3.ด้านบุคลากร (Man) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 18% ลำดับที่ 4.ด้านการเงิน (Money) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 14% ลำดับที่ 5.ด้านวัสดุและอุปกรณ์ (Material) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 12% ลำดับที่ 6.ด้านเครื่องจักร (Machine) มีสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้าง 9% ดังแสดงในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 สาเหตุความล่าช้าของด้านต่างๆ

ด้าน	จำนวนข้อ	สาเหตุที่ตรงกัน	ผลกระทบสาเหตุ	ร้อยละ
บุคลากร	8	78	241	18
ด้านการเงิน	7	58	176	14
ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่	11	103	396	27
ด้านวัสดุและอุปกรณ์	5	45	171	12
ด้านเครื่องจักร	4	42	116	9
ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ	9	82	260	20
รวม	44	408	1360	100

จากข้อมูลในตารางสามารถนำมาเขียนในรูปผังก้างปลาแจกแจงปัญหาด้าน 5M 1E ที่มีเป็นสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้างโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร จากผลการศึกษาปัญหาและสัมภาษณ์บุคลากรที่เกี่ยวข้อง 4 ฝ่าย ทั้งผู้ว่าจ้าง ผู้รับจ้าง ผู้รับเหมารายย่อย และผู้ออกแบบโครงการทั้ง 3โครงการ ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ผังก้างปลาสาเหตุความล่าช้า

6. สรุปผลการวิจัย

สาเหตุสาเหตุความล่าช้าการก่อสร้างในโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร จากการศึกษา สาเหตุความล่าช้าการก่อสร้างในโครงการก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร พบว่า ลำดับที่ 1 คือสาเหตุการขออนุญาตเข้าพื้นที่ทำงานไม่ได้รับอนุญาตจากทางเจ้าของพื้นที่ เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ลำดับที่ 2 คือสาเหตุสภาพหน้างานกับแบบก่อสร้างไม่ตรงกัน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ลำดับที่ 3 คือสาเหตุ
ขาดประสบการณ์ในการทำงานต้องเรียนรู้กับงานเพิ่มเติม เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ลำดับที่ 4 คือสาเหตุสภาพหน้างานไม่ตรงตามแบบก่อสร้างทำให้พบอุปสรรค เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ลำดับที่ 5 คือสาเหตุการขออนุญาตมีความล้าช้าในกระบวนการทำงานทุกๆหน่วยงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง

แนวทางการป้องกันและแก้ไขสาเหตุความล่าช้าที่พบลำดับที่ 1 สาเหตุการขออนุญาตเข้าพื้นทำงานไม่อนุญาตจากทางเจ้าของพื้นที่ เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่ ประเภทความล่าช้า Excusable Delay สาเหตุเนื่องจากสัญญาการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยมีพื้นที่แบ่งออกเป็น2ส่วนส่วนแรกคือที่ดินของ การไฟฟ้านครหลวง ซึ่งใช้สำหรับก่อสร้างอาคารสถานีไฟฟ้าย่อย มักไม่ค่อยเกิดปัญหาเรื่องใบอนุญาต แต่พื้นที่ส่วนที่ 2 ใช้สำหรับก่อสร้างบ่อพัก และท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินซึ่งอยู่ในพื้นที่ สาธารณะต้องใช้เวลาในการพิจารณาเพื่ออนุญาตก่อสร้างจึงส่งผลมีความล่าช้าเรื่องการอนุญาตเป็นอย่างมาก แนวทางป้องกันก่อนเซ็นสัญญาจ้างการไฟฟ้านครหลวงควรมีการตรวจสอบใบอนุญาตก่อสร้างก่อน ว่าได้รับใบอนุญาตครบถ้วนแล้วหรือไม่ แนวทางแก้ไขต้องมีหน่วยงานสำหรับติดตามเรื่องการขออนุญาตโดยเฉพาะ เพื่อประสานงานและ ติดตามผลพิจารณากับหน่วยงานที่พิจารณาผลการอนุญาต ลำดับที่ 2 สาเหตุสภาพหน้างานกับแบบก่อสร้างไม่ตรงกัน เวลาที่พบสาเหตุ ก่อนการก่อสร้าง ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่ ประเภทความล่าช้า Excusable Delay สาเหตุเนื่องจากเมื่อออกแบบแล้วเสร็จการไฟฟ้านครหลวงไม่มีการประชุมร่วมกัน ภายในหน่วยงาน ที่เกี่ยวข้องว่าแบบมีข้อบกพร่อง หรือต้องการเพิ่มเติมส่วนใดหรือไม่ก่อนเข้าสู่ขั้นตอนการก่อสร้าง แนวทางป้องกัน เมื่อออกแบบแล้วเสร็จควรมีการประชุมร่วมกันภายในหน่วยงานที่เกี่ยวข้องว่า แบบมีข้อ บกพร่องหรือต้องการเพิ่มเติมส่วนใดเพื่อให้เหมาะสมกับ ใช้งาน ก่อนเข้าสู่ขั้นตอนการก่อสร้าง แนวทางแก้ไข
เก็บข้อมูลสรุปรายละเอียดข้อพกพร่องต่างๆของแบบก่อสร้างในโครงการเพื่อนำไปดำเนินการปรับปรุงแก้ไขในโครงการต่อไป ลำดับที่ 3 สาเหตุขาดประสบการณ์ในการทำงานต้องเรียนรู้กับงานเพิ่มเติม เวลาที่พบสาเหตุขณะก่อสร้าง ด้านบุคลากร ประเภทความล่าช้า Non-Excusable Delay สาเหตุเนื่องจาก แรงงานก่อสร้างส่วนใหญ่จะไม่ได้ทำอาชีพก่อสร้างเป็นหลัก แต่จะมาทำในช่วงว่าง จากงานเกษตรกรรม ทำให้แรงงานขาดแคลนในช่วงเวลาดังกล่าวและไม่มีความชำนาญในงานท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดิน จึงส่งผลกระทบให้โครงการ ก่อสร้างเกิดความล่าช้า แนวทางป้องกัน ควรมีการประเมินจำนวนและความสามารถทางด้านแรงงานและความชำนาญก่อนการประมูลงานเพื่อจะได้วางแผนการใช้แรงงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ ประการต่อมา จัดหาเครื่องจักรกลมาทดแทน แรงงานที่ไม่เพียงพอ ที่สามารถทางานทดแทนแรงงานได้ แนวทางแก้ไข การพิจารณาเงินพิเศษในการทางานช่วงเทศกาลและตามความสามารถประสบการณ์การทำงาน เพื่อสร้างแรงจูงใจต่อแรงงาน และ สำรวจปริมาณแรงงานล่วงหน้าก่อนถึงเทศกาลประการต่อมา จัดหาแรงงานต่างด้าวที่ถูกต้องตาม กฎหมายมาทำการทดแทนแรงงานที่ไม่เพียงพอ ลำดับที่ 4 สาเหตุสภาพหน้างานไม่ตรงตามแบบก่อสร้างทำให้พบอุปสรรค เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ด้านสิ่งแวดล้อมและกายภาพพื้นที่ ประเภทความล่าช้า Excusable Delay สาเหตุเนื่องจาก การไฟฟ้านครหลวงขาดบุคลากรในการตรวจสอบแบบและที่ผู้รับจ้างส่งขออนุมัติ จึงทำให้การอนุมัติแบบที่ใช้ในโครงการล่าช้า แนวทางป้องกัน กำหนดระยะเวลาในการตรวจสอบ อนุมัติแบบและตรวจสอบหน้างานจริงที่ต้องให้ผู้ว่าจ้าง พิจารณาในสัญญาจ้างเช่นภายใน30วัน หลังจากผู้รับจ้างดำเนินการส่งเอกสารขออนุมัติถ้าไม่ได้รับการตอบกลับ จากผู้ว่าจ้างจะถือว่าผู้ว่าจ้างเห็นชอบตามที่ผู้รับจ้างเสนอมา แนวทางแก้ไข ก่อนผู้รับจ้างจะดำเนินการจัดส่งแบบให้ผู้ว่าจ้างพิจารณา ควรมีการหารือร่วมกันก่อนเพื่อลดข้อผิดพลาดของแบบใช้ในโครงการ ประการต่อมา ควรมีหน่วยงานที่จัดตั้งขึ้นเป็นกรณีพิเศษในการพิจารณาตรวจสอบแบบที่ผู้รับจ้างขออนุมัติของงานก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินเพื่อแก้ไขปัญหาระยะเวลาเรื่องการส่งเอกสารภายในองค์กร และประสานงานกับผู้รับจ้าง เกี่ยวกับความถูกต้องของเอกสาร ลำดับที่ 5 สาเหตุการขออนุญาตมีความล้าช้าในกระบวนการทำงานทุกๆหน่วยงาน เวลาที่พบสาเหตุ ขณะก่อสร้าง ด้านวิธีการดำเนินงานและการออกแบบ ประเภทความล่าช้า Concurrent Delay สาเหตุเนื่องจากการไฟฟ้านครหลวงมิได้มีการตรวจสอบพื้นที่ก่อสร้างโครงการก่อนเซ็นสัญญาก่อสร้าง แนวทางป้องกัน ตรวจสอบพื้นที่ก่อสร้างร่วมกัน ระหว่างผู้ว่าจ้างและผู้รับจ้างว่าสามารถเข้าดำเนินการ ก่อสร้างได้หรือไม่ ก่อนสัญญามีผลบังคับใช้ แนวทางแก้ไขเมื่อพบปัญหาอุปสรรคที่ไม่สามารถเข้าพื้นที่ได้ต้องแจ้ง ผู้ว่าจ้างทันที พร้อมทั้ง ชี้แจง รายละเอียดของปัญหาอุปสรรค เพื่อหาทางออกร่วมกัน

ข้อเสนอแนะผู้ว่าจ้าง ผู้ออกแบบต้องดำเนินการเตรียมความพร้อมในการบริหารงานโครงการ การก่อสร้างท่อร้อยสายไฟฟ้าใต้ดินของสถานีไฟฟ้าย่อยในพื้นที่กรุงเทพมหานคร รวมถึงการปรับปรุงสัญญาของโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อยเพื่อให้เหมาะสมกับลักษณะงานของโครงการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าย่อย อีกทั้งผู้รับจ้าง ผู้รับเหมาย่อย ต้องมีแผนในการเตรียมความพร้อม ด้านการส่งอนุมัติแบบและวัสดุที่ต้องขออนุมัติต่อผู้ว่าจ้างเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดความล่าช้าต่อแผนงานก่อสร้าง และควรมีการบริหารจัดการทรัพยากรที่ใช้ในงานก่อสร้าง เพื่อลดความเสี่ยงที่จะเกิดปัญหาการขาดแคลนแรงงานที่ใช้ใน การก่อสร้าง โดยนำเอาแนวทางป้องกันปัญหาความล่าช้าที่ผู้วิจัยค้นพบมาปรับปรุงเพื่อเพิ่มผลิตภาพในการทำงาน

เอกสารอ้างอิง

[1] กนกลักษณ์ โอภาโส และวรรณวิทย์ แต้มทอง.(2560). ปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อความล่าช้าของงานก่อสร้าง กรณีศึกษาโครงการระบบรถไฟชานเมือง สายสีแดง บางซื่อ-รังสิต สัญญาที่ 1.การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22,นครราชสีมา,18-20 กรกฎาคม 2560 หน้า 839-843

[2] ปรัญชัย โสมบุตร์ และสรกานต์ ศรีตองอ่อน.(2560). ปัจจัยที่ส่งผลต่อความล่าช้าในงานก่อสร้างสะพานและทางลอดกรมทางหลวง.การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22,นครราชสีมา,18-20 กรกฎาคม 2560 หน้า 770-778

[3] จัตุพร อนันเอื้อ และสันติ เจริญพรพัฒนา.(2562) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเกิดความล่าช้าในงานวางท่อ.การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24,อุดรธานี,10-12 กรกฎาคม 2562 หน้า 1066-1072

เศษวัสดุประเภทเผื่อในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน
Material Contingency Waste in Office Construction Projects

ธนพล พฤกษ์สุนทร[1,*] และ วรรณวิทย์ แต้มทอง[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท XMCM ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: jojo_civil@hotmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาปริมาณเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน ซึ่งทางผู้วิจัยได้เห็นถึงความสำคัญในเรื่องนี้ เนื่องจากปริมาณเศษวัสดุประเภทเผื่อนั้นส่งผลต่อค่าใช้จ่ายของโครงการเป็นอย่างมาก จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาวัสดุที่ต้องสั่งเผื่อเพื่อการนำมาใช้ในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน โดยนำข้อมูลที่ได้จากการศึกษามาจัดทำแนวทางในการป้องกันและแนวทางในการจัดการวัสดุ เพื่อลดปัญหาการสูญเสียของวัสดุ และสามารถนำไปปรับปรุงและพัฒนาขั้นตอนการทำงานในแต่ละโครงการให้มีประสิทธิภาพที่ดีขึ้น กลุ่มตัวอย่างเป็นโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน ความสูง 2-3 ชั้น จำนวน 3 โครงการ มูลค่า 44,000,000 – 216,000,000 บาท โดยทำการศึกษาวัสดุ 6 ชนิด ได้แก่ เหล็กเส้น คอนกรีต ปูนก่อและฉาบ อิฐบล็อก กระเบื้อง และแผ่นฝ้า เก็บข้อมูลโดยการสำรวจปัญหาในโครงการและสัมภาษณ์ผู้ที่เกี่ยวข้องในแต่ละโครงการ ประกอบด้วย ผู้จัดการโครงการ 1 คน วิศวกรสนาม 2 คน สโตร์ 1 คน และโฟร์แมนสนาม 1 คน ผลการศึกษาพบว่า ร้อยละความสูญเสียของวัสดุเผื่อสำหรับ เหล็กเส้น คอนกรีต ปูนก่อและฉาบ อิฐบล็อก กระเบื้อง และแผ่นฝ้า มีค่าเท่ากับ 1.83-14.80, 5.25-9.81, 2.87-9.10, 3.00-10.88, 0.92-24.11 และ 4.68-13.95 ตามลำดับ สำหรับสาเหตุความสูญเสียของวัสดุในการศึกษาครั้งนี้พบว่าเกิดจาก กระบวนการออกแบบ

คำสำคัญ: การเผื่อวัสดุ, ของเสีย, ความสูญเสีย, วัสดุ

Abstract

This study focuses on material contingency wastes in office construction projects due to the fact that they impact on construction costs. Data were collected from three construction sites. They have 2-3 storeys heights, and their values are 44-216 million baht. The study focuses on 6 materials which are rebar, concrete, cement, bricks, tiles, and ceiling sheets. Data collections were done by visiting construction sites and interviewing the related persons. One project manager, two site engineers, one store man, and one site foreman were interviewed in each site. Material contingency wastes were found in this study. They are 1.83% – 14.80%, 5.25% – 9.81%, 2.87% – 9.10%, 3.00% – 10.88%, 0.92% – 24.11%, and 4.68% – 13.95% for rebar, concrete, cement, bricks, tiles, and ceiling sheets, respectively. The major cause of contingency wastes found in this study is in design processes.

Keywords: Loss, Material contingency, Material, Waste

1. บทนำ

วัสดุในงานก่อสร้างถือว่าเป็นทรัพยากรที่สำคัญ ซึ่งหากมีปัญหาที่เกี่ยวข้องกับวัสดุก่อสร้างย่อมส่งผลกระทบต่องานก่อสร้างโดยทันที การจัดการวัสดุในโครงการก่อสร้าง โดยเฉพาะเรื่องการวางแผนการใช้งานวัสดุ วิธีการดูแลจัดเก็บวัสดุ วิธีการใช้วัสดุ และการควบคุมขั้นตอนการทำงาน ซึ่งถ้าเรามาศึกษาถึงสาเหตุของการที่ผู้รับเหมาขาดทุน กำไรลดลงจากแผนที่วางไว้ หนึ่งในสาเหตุมาอาจมาจากเรื่องของวัสดุ การสูญเสียด้านวัสดุนั้นมีหลายสาเหตุ เช่น ต้นทุนราคาวัสดุสูงกว่าประมาณการ วัสดุสูญหาย วัสดุขึ้นราคา งานไม่ได้คุณภาพทำให้ต้องทุบทิ้งทำใหม่ และก็อาจมาจากการใช้วัสดุฟุ่มเฟือยกว่าแผนหรืองบประมาณที่มี ผู้รับเหมาจึงต้องป้องกันด้วยวิธีการจัดการวัสดุที่ดีจะทำให้ปัญหาเหล่านี้ลดลงได้

สำหรับการเผื่อวัสดุเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ใช้เงินเกินกว่าแผน ตามหลักการของการทำงานแบบทันเวลาพอดี [1] ผู้รับเหมาควรจะทำการสั่งวัสดุมาใช้เท่าที่จำเป็น เพราะส่วนที่เผื่อ คือ ของเสีย (Waste) งานวิจัยนี้จึงสนใจที่จะศึกษาของเสียที่เกิดจากการเผื่อวัสดุ เพื่อทำให้องค์กรของผู้รับเหมามีประสิทธิภาพการทำงานที่สูงขึ้น ดังนั้นจึงเป็นที่มาของการศึกษาในครั้งนี้

วัตถุประสงค์ของการศึกษา

- เพื่อศึกษาสาเหตุของการสูญเสียที่เกิดจากการเผื่อวัสดุ 6 ชนิดในโครงการก่อสร้าง ได้แก่ เหล็กเส้น คอนกรีต ปูนก่อและฉาบ อิฐบล็อก กระเบื้อง และแผ่นฝ้า
- นำเสนอแนวทางในการป้องกันและแนวทางในการจัดการวัสดุ เพื่อลดปัญหาการสูญเสียของวัสดุ

โดยมีขอบเขตของการวิจัย คือ ทำการศึกษาโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงาน ความสูง 2-3 ชั้น จำนวน 3 โครงการ

คำนิยามของความสูญเสียวัสดุในงานวิจัยนี้ คือส่วนต่างระหว่างวัสดุที่ใช้ติดตั้งจริง กับวัสดุที่สั่งเข้ามา ทำให้ครอบคลุมเรื่องความเสียหายของวัสดุ การสูญหายของวัสดุ เศษวัสดุที่เกิดขึ้นจากการทำงาน และวัสดุคงเหลือหลังจากดำเนินงานก่อสร้างแล้วเสร็จ

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การจัดการบริหารด้านวัสดุ [2] นั้น มีการมุ่งเน้นดังนี้

1. กำหนดช่วงเวลาการใช้วัสดุที่แน่นอน
2. การใช้วัสดุต้องมีการสูญเสียน้อยที่สุด
3. การเก็บรักษาที่ทำให้วัสดุเกิดความเสียหายและสูญหายน้อยที่สุด
4. การควบคุมสต็อกวัสดุที่มีประสิทธิภาพ
5. การเช็คปริมาณวัสดุที่กำหนดตามแผนให้มีความสอดคล้องกับการใช้งานจริงในแต่ละช่วงเวลา
6. การตรวจนับปริมาณและคุณภาพ
7. การกำหนดวันสั่งซื้อวัสดุต้องแน่นอน
8. การกำหนดระยะเวลาการรอคอยวัสดุ
9. การประสานงานที่ดีระหว่างหน่วยงานก่อสร้างกับฝ่ายจัดซื้อ

ส่วนปัญหาที่พบในการบริหารจัดการวัสดุในโครงการ มี 2 ประเด็นหลัก คือ ปริมาณการใช้วัสดุจริงสูงกว่าที่กำหนดไว้ในงบประมาณ และการจัดส่งวัสดุไม่ทันต่อการใช้งานตามแผน

ส่วนสาเหตุของการใช้วัสดุที่มากกว่าปริมาณที่กำหนด ครอบคลุม การสูญเสียเนื่องจากการจัดเก็บ การสูญเสียเนื่องจากการปฏิบัติงาน การสูญเสียเนื่องจากการโจรกรรม การสูญเสียเนื่องจากการเบียดบัง ซึ่งเป็นที่มาในการศึกษาวิจัยครั้งนี้

Kulkarni, V. และคณะ [3] ได้ทำการศึกษาแล้วพบว่า การบริหารจัดการวัสดุ คือ กระบวนการจัดหาวัสดุที่เหมาะสม ในราคาที่เหมาะสม ในสถานที่ที่เหมาะสม ในปริมาณที่เหมาะสม และในเวลาที่เหมาะสม ซึ่งการบริหารจัดการนี้จะเกี่ยวข้องกับการวางแผน การระบุ การจัดหา การเก็บรักษา การรับ และการกระจายของวัสดุ โดยที่องค์ประกอบพื้นฐานของการบริหารจัดการวัสดุประกอบด้วย 5 พื้นฐานหลัก ได้แก่ 1) การวิเคราะห์มูลค่า 2) การจัดซื้อ 3) การจัดการวัสดุ 4) การเก็บรักษา 5) การรีไซเคิลและการกำจัด

รัชมงคล วัฒนะโชติ และกมลวัลย์ ลือประเสริฐ [4] ได้ศึกษาเรื่องการศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุจากงานก่อสร้างบ้านจัดสรร มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุจากงานก่อสร้างบ้านจัดสรร และเพื่อเสนอแนวทางการบริหารและจัดการเศษวัสดุที่เกิดขึ้นจากงานก่อสร้างบ้านจัดสรร ทำการเก็บข้อมูลโดยใช้แบบสอบถามและแบบเก็บข้อมูล ในโครงการบ้านจัดสรรของบริษัทพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่ จำนวน 2 บริษัท ๆ ละ 1 โครงการ โดยที่ โครงการที่ 1 ใช้ระบบการก่อสร้างแบบโครงสร้างชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป ขนาดพื้นที่ 130 ตร.ม. และโครงการที่ 2 ใช้ระบบการก่อสร้างแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเทในที่ ขนาดพื้นที่ 145 ตร.ม. ผลการศึกษาพบว่า จากขั้นตอนการก่อสร้างทั้งหมด ได้แก่ การออกแบบและงานเอกสาร การจัดซื้อจัดหาวัสดุ ขั้นตอนการก่อสร้าง การขนย้ายและการจัดเก็บวัสดุก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้างเป็นปัจจัยที่ก่อให้เกิดปริมาณเศษวัสดุและผลกระทบต่อต้นทุนมากที่สุด

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

ในการศึกษาจะเก็บข้อมูลจากบุคลากรที่เกี่ยวข้องกับการจัดการวัสดุในโครงการก่อสร้าง อาคารสำนักงาน ความสูง 2-3 ชั้น จำนวน 3 โครงการ ได้แก่ โครงการที่ 1 เป็นอาคารสำนักงานโครงสร้างเหล็ก 3 ชั้น มูลค่าโครงการ 216,000,000 บาท โครงการที่ 2 เป็นอาคารสำนักงานคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น มูลค่าโครงการ 195,000,000 บาท และโครงการที่ 3 เป็นอาคารสำนักงานคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ชั้น มูลค่าโครงการ 44,000,000 บาท

ซึ่งประชากรที่ถูกสัมภาษณ์ในแต่ละโครงการ ได้แก่ ผู้จัดการโครงการ 1 คน วิศวกรสนาม 2 คน สโตร์ 1 คน และโฟร์แมนสนาม 1 คน สาเหตุที่เลือกสัมภาษณ์จำนวนประชากรเพียง 5 คนในแต่ละโครงการนั้น เนื่องมาจากโครงการที่ทำการเก็บข้อมูล ไม่ได้เป็นโครงการที่มีขนาดใหญ่มาก จึงมีข้อจำกัดในเรื่องของจำนวนพนักงาน และต้องการสัมภาษณ์เฉพาะผู้ที่เกี่ยวข้องโดยตรง

การเก็บรวบรวมข้อมูลในการศึกษาครั้งนี้ ข้อมูลที่ต้องการแบ่งได้เป็น 2 หัวข้อ คือ

- ข้อมูลปัญหาของวัสดุที่เกิดจากการจัดการวัสดุที่ไม่มีประสิทธิภาพ ซึ่งจะทำการเก็บข้อมูลโดยการลงสำรวจพื้นที่เพื่อค้นหาปัญหาที่เกิดขึ้นภายในโครงการก่อสร้าง โดยแบ่งหัวข้อเป็น ส่วนดังนี้ 2 ส่วนที่ 1 ข้อมูลโดยทั่วไปของโครงการ ได้แก่ ชื่อโครงการ มูลค่าโครงการ ลักษณะโครงการ ที่อยู่โครงการ ชื่อบริษัทเจ้าของโครงการ ชื่อบริษัทผู้รับเหมาหลัก และชื่อบริษัทที่ปรึกษาโครงการ ส่วนที่ 2 ข้อมูลปัญหาความสูญเสียของวัสดุ โดยจะเก็บข้อมูลของวัสดุจำนวน 6 ชนิด ได้แก่ เหล็กเส้น คอนกรีต ปูนก่อและฉาบ อิฐบล็อก กระเบื้อง และแผ่นฝ้า
- ข้อมูลความคิดเห็นจากประสบการณ์ของประชากรในกลุ่มตัวอย่างที่เกี่ยวข้องกับการจัดการวัสดุก่อสร้างให้มีประสิทธิภาพ ซึ่งจากการรวบรวมข้อมูลในการศึกษาทฤษฎี เอกสาร และบทความที่เกี่ยวข้องทางวิชาการต่าง ๆ นำมาวิเคราะห์เพื่อสร้างกรอบแนวทางการสัมภาษณ์ โดยแบ่งหัวข้อเป็น ส่วนดังนี้ 2 ส่วนที่ 1 ข้อมูลโดยทั่วไปของผู้ให้สัมภาษณ์ ได้แก่ ชื่อ-นามสกุล สถานที่ทำงาน ตำแหน่ง และประสบการณ์ในการทำงาน ส่วนที่ 2 ความคิดเห็นในการจัดการวัสดุ ได้แก่ กระบวนการจัดการวัสดุของบริษัท และแนวทางป้องกันปัญหาความสูญเสียของวัสดุที่เกิดจากการจัดการที่ไม่มีประสิทธิภาพ

การวิเคราะห์ข้อมูล

การวิเคราะห์ข้อมูลจากการสัมภาษณ์ ทำการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงพรรณนา (Descriptive Analysis) โดยการนำข้อมูลจากแบบสอบถามมาทำการสรุปแนวทางในการจัดการวัสดุ ปัญหาความสูญเสียของวัสดุที่เกิดขึ้นจากการจัดการวัสดุที่ไม่มีประสิทธิภาพ แล้วนำปัญหาที่พบ นำไปสัมภาษณ์

ประชากรกลุ่มตัวอย่างเพื่อวิเคราะห์หาแนวทางการป้องกัน เพื่อไม่ให้เกิดปัญหา

การวิเคราะห์ข้อมูลความสูญเสียของวัสดุ ทำการวิเคราะห์ข้อมูลปริมาณความสูญเสียของวัสดุจากหน่วยงานก่อสร้าง ใช้สมการดังนี้

$$\text{ร้อยละความสูญเสียของวัสดุ} = \frac{\text{ปริมาณความสูญเสียที่เกิดขึ้น}}{\text{ปริมาณวัสดุที่ใช้งาน}} \times 100\%$$

โดยที่ ข้อมูลปริมาณวัสดุที่ใช้งานนำมาจาก BOQ หลักของโครงการ ซึ่งเป็นโครงการเดียวกับที่ไปสัมภาษณ์ประชากรในกลุ่มตัวอย่างและข้อมูลปริมาณความสูญเสียที่เกิดขึ้นนำมาจากยอดปริมาณการสั่งซื้อวัสดุจากฝ่ายจัดซื้อมาหักลบกับปริมาณวัสดุใน BOQ หลักของโครงการ โดยที่ BOQ หลักของโครงการ คือ BOQ ที่ได้มาจากการประมูลโครงการ

4. ผลการวิจัย

ข้อมูลความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 1 ดังแสดงในตารางที่ 1 พบว่า

- เหล็กเส้น เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 32,170.45 กก.
- คอนกรีต เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 174.25 ลบ.ม.
- ปูนก่อและฉาบ เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 207 ถุง
- อิฐบล็อก เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 2,230 ก้อน
- กระเบื้อง เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 27 แผ่น
- แผ่นฝ้า เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 11 แผ่น

ตารางที่ 1 ร้อยละความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 1

ประเภทของวัสดุ	หน่วย	ปริมาณที่ใช้	ปริมาณความสูญเสีย	ร้อยละความสูญเสีย
เหล็กเส้น	กก.	217,397	32,170.45	14.80%
คอนกรีต	ลบ.ม.	1,777	174.25	9.81%
ปูนก่อและฉาบ	ถุง	2,274	207	9.10%
อิฐบล็อก	ก้อน	20,495	2,230	10.88%
กระเบื้อง	แผ่น	112	27	24.11%
แผ่นฝ้า	แผ่น	106	11	10.38%

ข้อมูลความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 2 พบว่า

- เหล็กเส้น เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 2,754 กก.
- คอนกรีต เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 68.25 ลบ.ม.
- ปูนก่อและฉาบ เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 19 ถุง
- อิฐบล็อก เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 150 ก้อน
- กระเบื้อง เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 16 แผ่น
- แผ่นฝ้า เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 149 แผ่น

ตารางที่ 2 ร้อยละความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 2

ประเภทของวัสดุ	หน่วย	ปริมาณที่ใช้	ปริมาณความสูญเสีย	ร้อยละความสูญเสีย
เหล็กเส้น	กก.	150,645	2,754	1.83%
คอนกรีต	ลบ.ม.	1,300	68.25	5.25%
ปูนก่อและฉาบ	ถุง	662	19	2.87%
อิฐบล็อก	ก้อน	5,000	150	3.00%
กระเบื้อง	แผ่น	1,739	16	0.92%
แผ่นฝ้า	แผ่น	3,184	149	4.68%

ข้อมูลความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 3 ดังแสดงในตารางที่ 3 พบว่า

- เหล็กเส้น เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 8,876 กก.
- คอนกรีต เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 44.75 ลบ.ม.
- ปูนก่อและฉาบ เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 86 ลูก
- อิฐบล็อก เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 500 ก้อน
- กระเบื้อง เกิดการสูญเสียเล็กน้อย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 20 แผ่น
- แผ่นฝ้า เกิดการสูญเสีย ปริมาณการสูญเสียเท่ากับ 640 แผ่น

ตารางที่ 3 ร้อยละความสูญเสียของวัสดุในโครงการที่ 3

ประเภทของวัสดุ	หน่วย	ปริมาณที่ใช้	ปริมาณความสูญเสีย	ร้อยละความสูญเสีย
เหล็กเส้น	กก.	86,850	8,876	10.22%
คอนกรีต	ลบ.ม.	750	44.75	5.97%
ปูนก่อและฉาบ	ถุง	2,598	86	3.31%
อิฐบล็อก	ก้อน	6,688	500	7.48%
กระเบื้อง	แผ่น	1,309	20	1.53%
แผ่นฝ้า	แผ่น	4,589	640	13.95%

ตารางที่ 4 ตารางเปรียบเทียบร้อยละความสูญเสียของวัสดุทั้ง 3 โครงการ

ประเภทของวัสดุ	ร้อยละความสูญเสีย		
	โครงการที่ 1	โครงการที่ 2	โครงการที่ 3
เหล็กเส้น	14.80%	1.83%	10.22%
คอนกรีต	9.81%	5.25%	5.97%
ปูนก่อและฉาบ	9.10%	2.87%	3.31%
อิฐบล็อก	10.88%	3.00%	7.48%
กระเบื้อง	24.11%	0.92%	1.53%
แผ่นฝ้า	10.38%	4.68%	13.95%

จากข้อมูลเปรียบเทียบร้อยละความสูญเสียของวัสดุดังแสดงในตารางที่ 4 พบว่า

- เหล็กเส้น ในโครงการที่ 2 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการใช้วิธีการตัดและดัดเหล็ก โดยวิธี Cut and Bend จากโรงงานผลิต

เหล็กเส้น และมีการตรวจสอบและอนุมัติแบบ Bar Cut List ก่อนนำไปใช้งาน

- คอนกรีต ในโครงการที่ 2 และ 3 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการมีการตรวจสอบและอนุมัติแบบจากหน่วยงาน พร้อมทั้งผู้จัดการโครงการมีการเน้นย้ำในเรื่องของคุณภาพงานเทคอนกรีต และมีการจัดทำขั้นตอนการทำงานให้แก่ผู้ควบคุมงาน

- ปูนก่อและฉาบ ในโครงการที่ 2 และ 3 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการมีการจัดทำระบบการควบคุมดูแลวัสดุที่ได้มาตรฐาน มีการควบคุมดูแลโดยพนักงานสโตร์ ทำให้สามารถควบคุมปัจจัยต่าง ๆ ที่จะทำให้เกิดความสูญเสียของปูนก่อฉาบได้ และมีการประสานงานที่ดีกับผู้รับเหมางานระบบ

- อิฐบล็อก ในโครงการที่ 2 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการมีการตรวจสอบและอนุมัติแบบจากหน่วยงาน ผู้ออกแบบและเจ้าของงานทุกครั้ง ก่อนนำไปทำงาน

- กระเบื้อง ในโครงการที่ 2 และ 3 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการมีการวางแผนตรวจสอบวิธีการขนย้ายกระเบื้องก่อนทุกครั้ง

- แผ่นฝ้า ในโครงการที่ 2 มีร้อยละความสูญเสียน้อย เนื่องจากทางโครงการมีการตรวจสอบและอนุมัติแบบก่อสร้างจากหน่วยงาน ผู้ออกแบบและเจ้าของงานทุกครั้ง รวมถึงมีการประสานงานร่วมกับผู้รับเหมางานระบบพร้อมทั้งมีการตรวจสอบงานระบบเหนือฝ้า ก่อนติดตั้งฝ้า

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาปัญหาความสูญเสียที่เกิดขึ้นในขั้นตอนของการจัดการวัสดุจำนวน 6 ชนิด ได้แก่ เหล็กเส้น คอนกรีต ปูนก่อและฉาบ อิฐบล็อก กระเบื้อง และแผ่นฝ้า ภายในโครงการก่อสร้างอาคารสำนักงานจำนวน 3 โครงการ ผลการศึกษาพบว่า 1) ร้อยละความสูญเสียของเหล็กเส้น มีค่าเท่ากับ 1.83 - 14.80 เนื่องจากมีการเปลี่ยนแปลงแบบ ขาดการตรวจสอบแบบ Bar Cut List การขาดทักษะและความชำนาญทางด้านการอ่านแบบของช่างหน้างาน 2) ร้อยละความสูญเสียของคอนกรีต มีค่าเท่ากับ 5.25 - 9.81 เนื่องจากมีการเปลี่ยนแปลงแบบ ขาดการตรวจสอบ Shop Drawing การขาดการเน้นย้ำในเรื่องของคุณภาพงานคอนกรีตจากผู้จัดการโครงการ 3) ร้อยละความสูญเสียของปูนก่อและฉาบ มีค่าเท่ากับ 2.87 – 9.10 เนื่องจากขาดการประสานงานที่ดีกับผู้รับเหมางานระบบและขาดการจัดทำระบบควบคุมดูแลวัสดุ 4) ร้อยละความสูญเสียของอิฐบล็อกมีค่าเท่ากับ 3.00 - 10.88 เนื่องจากมีการนำแบบก่อสร้างที่ยังไม่ได้ตรวจสอบอย่างสมบูรณ์ไปทำงานก่อน ทำให้มีการทุบรื้อผนัง 5) ร้อยละความสูญเสียของกระเบื้อง มีค่าเท่ากับ 0.92 - 24.11 เนื่องจากการขาดความระมัดระวังในการขนย้ายกระเบื้อง 6) ร้อยละความสูญเสียของแผ่นฝ้า มีค่าเท่ากับ 4.68 – 13.95 เนื่องจากมีการนำแบบไปทำงานก่อนมีการอนุมัติจากหน่วยงาน และขาดการประสานงานที่ดีกับผู้รับเหมางานระบบ

จากการเก็บข้อมูลความสูญเสียของวัสดุของทั้ง 3 โครงการพบว่า 1) ความสูญเสียหลักของเหล็กเส้น พบในกระบวนการออกแบบ 2) ความสูญเสียหลักของคอนกรีต พบในกระบวนการออกแบบ 3) ความสูญเสียหลักของปูนก่อและฉาบ พบในกระบวนการทำงาน 4) ความสูญเสียหลักของอิฐบล็อก พบในกระบวนการออกแบบ 5) ความสูญเสียหลักของกระเบื้อง พบในกระบวนการจัดเก็บและขนย้ายวัสดุ 6) ความสูญเสียหลักของแผ่นฝ้า พบในกระบวนการทำงาน ดังนั้นจากการเก็บข้อมูลความสูญเสียของวัสดุทั้ง 6 ชนิด จึงสรุปได้ว่าความสูญเสียของวัสดุ พบในกระบวนการออกแบบเป็นหลัก

ส่วนแนวทางในการจัดการวัสดุในโครงการ ทางผู้ที่เกี่ยวข้องกับการจัดการวัสดุในโครงการก่อสร้าง ได้ให้ความคิดเห็นไปในทางเดียวกัน คือ 1) จัดทำ Master Schedule 2) จัดทำ Material Delivery Schedule 3) จัดทำ Temporary Site Plan 4) ถอดปริมาณวัสดุจากแบบก่อสร้างแล้วนำมาเทียบกับ BOQ 5) ก่อนการสั่งซื้อ ควรมีการเปรียบเทียบราคาวัสดุอย่างน้อย 3 ร้านค้า 6) มีการควบคุมขั้นตอนของการจัดส่งและจัดเก็บวัสดุ 7) ควรมีการทำ Shop Drawing โดยการรวมแบบโครงสร้าง แบบสถาปัตย์ และแบบงานระบบเข้าด้วยกัน พร้อมทั้งมีการตรวจสอบและได้รับการอนุมัติก่อนทำงานทุกครั้ง 8) ควรมีการใช้เอกสารการตรวจสอบงานที่เป็นมาตรฐานของบริษัท และมีการควบคุมดูแลขั้นตอนการทำงานของคนงานโดยวิศวกรและโฟร์แมน 9) ควรมีการประสานงานกับผู้รับเหมางานระบบทุกครั้งก่อนเริ่มงาน

นอกจากนี้ควรมีแนวทางการออกแบบเพื่อการก่อสร้างที่เพิ่มผลิตภาพโดยใช้หลักของการเพิ่มความสามารถในการก่อสร้างได้ (Constructibility) [1] เข้ามาปรับแบบก่อสร้างก่อนเริ่มงาน

เอกสารอ้างอิง

[1] วรรณวิทย์ แต้มทอง. (2558). การเพิ่มผลิตภาพในการก่อสร้าง Construction Productivity Improvement. พิมพ์ครั้งที่ 3. ศูนย์ผลิตตำราเรียน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[2] กวี หวังนิเวศน์กุล. (2557). การบริหารงานวิศวกรรมก่อสร้าง. (ฉบับปรับปรุงเพิ่มเติม). กรุงเทพมหานคร : บริษัท ส. เอเชียเพรส (1989) จำกัด.

[3] Kulkarni, V., et al. (2017). Factors Affecting Material Management on Construction Site. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) Volume: 04 Issue: 01 Jan-2017: 474-478

[4] รัชมงคล วัฒนะโชติ และกมลวัลย์ ลือประเสริฐ. (2558). การศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุจากงานก่อสร้างบ้านจัดสรร. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 วันที่ 8-10 กรกฎาคม 2558 จ.ชลบุรี

การศึกษาปริมาณเศษวัสดุและการปรับปรุงผลิตภาพของกระบวนการผลิตชิ้นส่วนบ้านสำเร็จรูป 2 ชั้น ด้วยวิธีการประเมินแบบราย 5 นาที

A study of scrap material amounts and precast productivity improvement in two floor single detached house precast manufacture by Five Minutes Rating Method

สุภาณีย์ พิริยะสุรวงศ์[1,*] และ วรรณวิทย์ แต้มทอง[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท XMCM ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: suphanee-med@hotmail.com*

บทคัดย่อ

เนื่องจากงานก่อสร้างในปัจจุบันพบปัญหาด้านแรงงานไม่เพียงพอ การขาดแคลนช่างฝีมือ ปัญหาด้านคุณภาพ ส่งผลกระทบในเรื่องของระยะเวลาในการก่อสร้างบ้าน จากปัญหาดังกล่าวจึงได้นำวิธีการก่อสร้างบ้านระบบพรีคาสท์มาใช้เพื่อควบคุมเวลาและคุณภาพในการก่อสร้างบ้าน การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อ ศึกษาผลิตภาพและศึกษาแนวทางการเพิ่มผลิตภาพในการผลิตชิ้นส่วนสำเร็จรูป และศึกษาเศษวัสดุที่พบในกระบวนการผลิต ของโรงงานผลิตแผ่นพรีคาสท์ประเภทบ้านเดี่ยว 2 ชั้น จำนวน 1 สายการผลิต โดยได้ใช้วิธีการเก็บข้อมูลภาคสนามด้วยวิธีการประเมินแบบราย 5 นาที (Five Minutes Ratings) กับแรงงานจำนวน 4 ชุด ในงานเทคอนกรีต พบว่ามีผลิตภาพก่อนปรับปรุงเฉลี่ยของแรงงานชุดที่ 1, 2, 3, และ 4 มีเท่ากับ 72%, 89%, 77%, และ 88% ตามลำดับ และหลังปรับปรุงมีผลิตภาพเฉลี่ยเท่ากับ 87%, 89%, 84%, และ 91% ตามลำดับ ส่วนการศึกษาด้านเศษวัสดุพบปัญหาการจัดการเศษเหล็กตะแกรง (Wire Mesh) ขนาด 6 มิลลิเมตร และ 8 มิลลิเมตรโดยพบเศษวัสดุคิดเป็น 18% และ 23% ตามลำดับ นอกจากนี้ยังพบปัญหาที่ส่งผลต่อผลิตภาพคือ ด้านเครื่องจักร ที่มีจำนวนไม่เพียงพอต่อการใช้งาน ทำให้เกิดการรองาน

คำสำคัญ: การประเมินราย 5 นาที, บ้านสำเร็จรูป, ชิ้นส่วนสำเร็จรูป, ผลิตภาพ, เศษวัสดุ

Abstract

In current situations, problems in housing construction are found in three categories which are insufficient labor, shortage of skillful labors, and quality of work. These problems lead to the delay in housing construction. To reduce such problems, prefabrication housing system is selected for construction of housing projects. This study has three objectives which are to study construction productivity, to improve productivity, and to study the scrap materials from the precast processing. Data was collected from a production line of two-floor-single-detached-house in a precast factory. Five Minutes Rating method was used to investigate productivity rate. Four groups of labors performing concrete activity are samples of this study. Productivity of labors before the improvement of the four groups are 72%, 89%, 77%, and 88%, respectively. After the improvement, the productivity are 87%, 89%, 84%, and 91%, respectively. On the other hand, waste of materials were found related to 6 mm. and 8 mm. wire meshes used in the precast production. Scrap materials were found for 6 mm. and 8 mm. wire meshes for 18% and 23%, respectively. Moreover, insufficient of equipment also causes waiting time and delay in construction, as well.

Keywords: 5 Minutes Ratings, Precast member, Prefabricated house, Productivity, Scrap materials

1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

เนื่องด้วยปัจจุบันในโครงการการสร้างโครงการหมู่บ้านจัดสรรต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นทาวน์โฮม ทาวเฮ้าส์ บ้านแฝด รวมไปถึงบ้านเดี่ยว มีระบบการก่อสร้างหลัก อยู่ 2 แบบ คือ การก่อสร้างด้วยระบบเสา - คาน การก่ออิฐการฉาบปูน หรือที่เรียกว่าการก่อสร้างแบบดั้งเดิม (Conventional) และการก่อสร้างด้วยระบบพรีคาสท์ (Precast) ทั้งนี้การก่อสร้างด้วยระบบพรีคาสท์เริ่มถูกนำมาแทนที่การก่อสร้างแบบดั้งเดิมในการก่อสร้างบางประเภท เช่น การทำหมู่บ้านจัดสรร การทำคอนโด เป็นต้น เนื่องจากปัญหาด้านคนและระยะเวลาก่อสร้างเป็นหลัก ปัญหาการขาดแคลนแรงงาน ปัญหาการขาดแคลนช่างฝีมือ ปัญหาด้านคุณภาพของงาน ส่งผลให้เกิดปัญหาในเรื่องของระยะเวลาในการก่อสร้างทำให้การก่อสร้างในปัจจุบันถูกแทนที่ด้วยการก่อสร้างด้วยระบบพรีคาสท์มากขึ้น แทนการก่อสร้างแบบ

ดั้งเดิม ย่อมเป็นที่แน่นอนว่า อาจทำให้โรงงานเกิดปัญหาการผลิต และส่งไม่ทันการประกอบติดตั้ง ทั้งนี้โรงงานที่ทำการศึกษายังมีการใช้แรงคนเป็นหลัก ในการผลิต ทำให้ไม่สามารถผลิตได้ทันท่วงที เท่ากับโรงงานที่มีการใช้เครื่องจักรช่วยในการผลิต ผู้ศึกษาจึงสนใจศึกษาปัญหาด้านผลิตภาพ โดยศึกษาเฉพาะสายการผลิต เพื่อหาแนวทางการเพิ่มผลิตภาพที่เป็นไปได้จริงและเหมาะสมกับโรงงานที่ทำการศึกษา

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

เพื่อศึกษาผลิตภาพและเพิ่มผลิตภาพในการผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปในโรงงาน และเพื่อศึกษาเศษวัสดุที่พบในกระบวนการผลิต

3. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

- *ความหมายของคำว่า "ผลิตภาพ"*

"ผลิตภาพ" [1] คือ การแสดงให้เห็นถึงความสามารถ ในการทำงานของงานที่กำลังทำ งานหนึ่ง ผ่านการใช้ทรัพยากร มีสมการคือ

$$\text{ผลิตภาพ} = \frac{\text{ผลผลิต (Output)}}{\text{ต้นทุนการผลิต (Input)}}$$

โดยหากโรงงานสามารถเพิ่มผลิตภาพได้ นั่นหมายถึงโรงงานสามารถลดต้นทุนในการผลิตได้ด้วย ซึ่งผลิตภาพ (Productivity) เป็นเพียงด้านหนึ่งของประสิทธิภาพเท่านั้น

"ผลิตภาพ" [2] หรือ "Productivity" คือ ค่าคงที่ค่าหนึ่งของสิ่งที่ได้รับออกมา นำมาหารด้วยสิ่งที่ใส่เข้าไปหรือจำนวนชั่วโมงการทำงานของแรงงาน ส่วนทางมุมมองของเจ้าของโครงการ อาจมองในรูปแบบของเงินต่อหน่วยผลผลิตที่ทำได้ หรือมุมมองของผู้รับเหมาอาจมองในสัดส่วนของการทำงานกับจำนวนเงินที่ได้รับจากเจ้าของว่ามีปริมาณสูงหรือต่ำกว่าที่วางแผนไว้เท่าใด โดยมีการวัดผลิตภาพการทำงานในแต่ละด้าน

"ผลิตภาพ" [3] หมายถึง ขนาดของผลผลิต (Output) ที่ผลิตได้จากการใส่ปัจจัยการผลิต (Input) เข้าไปในกระบวนการผลิต ซึ่งการวัดผลิตภาพการผลิตสามารถวัดได้ 2 ลักษณะ คือ การวัดผลิตภาพ การผลิตบางส่วน (Partial productivity) และการวัดผลิตภาพการผลิตรวม (Total Factor Productivity: TFP)

- *ความสูญเสียทั้ง 7 ประการ (7 Wastes)* [1]

เนื่องจากในการศึกษานี้ เกี่ยวข้องกับกระบวนการผลิตในโรงงาน ดังนั้นต้องมีการศึกษาเรื่องของความสูญเสียประกอบด้วย ความสูญเสีย 7 ประการประกอบด้วย

1. ความสูญเสียเนื่องจากการผลิตมากเกินไป (Overproduction)
2. ความสูญเสียเนื่องจากการเก็บวัสดุคงคลัง (Inventory)
3. ความสูญเสียเนื่องจากการขนส่ง (Transportation)
4. ความสูญเสียเนื่องจากการเคลื่อนไหว (Motion)
5. ความสูญเสียเนื่องจากกระบวนการผลิต (Processing)
6. ความสูญเสียเนื่องจากการรอคอย (Delay)
7. ความสูญเสียเนื่องจากการผลิตของเสีย (Defect)

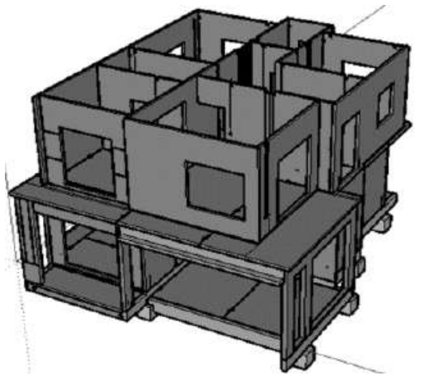
- *การประเมินแบบราย 5 นาที (Five Minutes Ratings)* [1]

เป็นวิธีการสังเกตพฤติกรรมกลุ่มตัวอย่างคนงานในช่วง ระยะเวลาสั้นๆ เพื่อประเมินผลิตภาพแรงงานอย่างคร่าวๆ โดยจะทำการบันทึกผล "งานที่มีประสิทธิผล" และ "งานที่ไม่มีประสิทธิผล" และระยะเวลาที่ทำการประเมิน อาจทำการประเมิน 1 นาที หรือ 5 นาที ก็ได้ ทั้งนี้ช่วงเวลารวมที่ทำการประเมินแต่ละรอบจะเป็นการประเมินช่วงสั้นๆ

4. วิธีการดำเนินงานวิจัย

ทำการศึกษาโรงงานผลิตแผ่นพรีคาสท์ สำหรับโครงการบ้านจัดสรร เป็นโรงงานผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปกลางแจ้ง (ไม่มีหลังคาปกคลุม) มีพื้นที่เฉพาะส่วนสายการผลิต ประมาณ 31,180 ตารางเมตร (รวมพื้นที่สโตร์ โรงดัดเหล็ก และพื้นที่กองเก็บแผ่น) แบ่งสายการผลิตได้ทั้งหมด 4 สายการผลิต แต่ละสายการผลิตมีโรงเหล็กสายการผลิตละ 1 โรง ประกอบด้วยเครื่องดัดและตัดเหล็ก อย่างละ 1 เครื่อง ทั้งนี้ผู้ศึกษาได้เลือกทำการศึกษาในส่วนของสายการผลิตที่ 1 คือแบบบ้าน VIT เป็นประเภทบ้านเดี่ยวมีจำนวนแผ่นพรีคาสท์ทั้งหมด 67 ชิ้น ประกอบด้วย ชิ้นส่วนคานคอดิน จำนวน 14 ชิ้น คานชั้น 2 จำนวน 3 ชิ้น พื้นชั้น 1 จำนวน 8 ชิ้น ผนังชั้น 1 จำนวน 17 ชิ้น พื้นชั้น 2 จำนวน 8 ชิ้น และผนังชั้น 2 จำนวน 17 ชิ้น มีจำนวนแรงงานทั้งหมดจำนวน 4 ชุด (20 คน) และเลือกทำการศึกษาข้อมูลด้านผลิตภาพแรงงานเฉพาะงานเทคอนกรีต และศึกษาเศษวัสดุที่หลัก 7 ชนิด ที่พบจากกระบวนการผลิตดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2

รูปที่ 1 ภาพแสดงพื้นที่สายการผลิตที่ทำการศึกษา (สายการผลิตที่ 1)



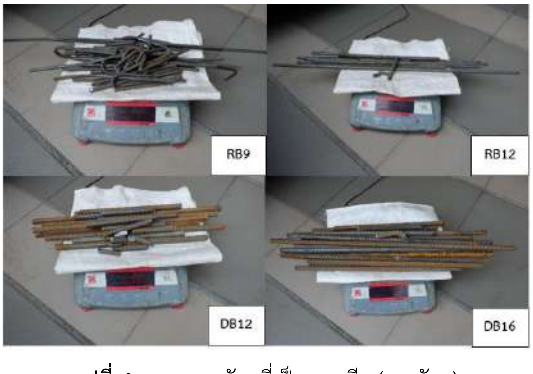
รูปที่ 2 ภาพแสดงแบบบ้าน VIT

- *การเก็บข้อมูล*

เก็บข้อมูลจากหน้างานโดยการสำรวจ เก็บข้อมูล และบันทึกผลลงแบบฟอร์ม ประกอบด้วยข้อมูลด้านแรงงาน (เฉพาะงานเทคอนกรีต) ซึ่งเก็บข้อมูลด้วยวิธีการประเมินแบบ 5 นาที (Five Minutes Ratings) โดยใช้ผู้สังเกต 2 ราย ทำการบันทึกวิดีโอการทำงานของแรงงานทั้งหมด 20 คน แล้วจึงนำมาบันทึกผลประเมินผลในภายหลัง สำหรับการศึกษาด้านวัสดุ ทำโดยเก็บข้อมูล 3 รูปแบบ คือ วัสดุที่ใช้จากแบบ วัสดุที่ใช้จริง และวัสดุที่เป็นของเสีย ดังแสดงในรูปที่ 3 และ 4

รูปที่ 3 ภาพแรงงานขณะเทคอนกรีต

จากรูปที่ 3 แสดงให้เห็นถึงการเก็บข้อมูลแรงงานขณะเทคอนกรีตชิ้นส่วนต่างๆ ของแบบบ้าน VIT โดยในขั้นตอนนี้จะทำการเก็บข้อมูลการทำงานของแรงงานด้วยวิธีการประเมินแบบ 5 นาที (Five Minutes Ratings) ลงในแบบฟอร์ม โดยจะทำการบันทึก “งานที่มีประสิทธิผล” หากแรงงานมีการทำงาน ได้แก่ ให้สัญญาณการเทคอนกรีต เกลี่ยคอนกรีต จี้คอนกรีต หรือปาดคอนกรีต และทำการบันทึก “งานที่ไม่มีประสิทธิผล” หากแรงงานไม่ทำงาน ได้แก่ การหยุดพักงาน พูดคุยเรื่องที่ไม่เกี่ยวกับงาน หรือมองดู



รูปที่ 4 ภาพแสดงวัสดุที่เป็นของเสีย (เศษวัสดุ)

จากรูปที่ 4 แสดงให้เห็นถึงปริมาณเศษวัสดุประเภทเหล็กเส้นของการผลิตบ้าน 1 หลัง ได้แก่ เหล็กเส้นกลมขนาด 9 มิลลิเมตร (RB9), เหล็กเส้นกลมขนาด 12 มิลลิเมตร (RB912), เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มิลลิเมตร (DB16), และเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มิลลิเมตร (DB16)

5. ผลการวิจัย

- *ด้านผลิตภาพการผลิตชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป*

สายการผลิตที่ทำการศึกษาเป็นการผลิตชิ้นส่วนแบบบ้าน VIT จำนวน 67 ชิ้น มีแรงงานทั้งหมด 4 ชุด ชุดละ 5 คน โดยสายการผลิตที่ทำการศึกษาจะสามารถผลิตบ้าน VIT ได้จำนวน 1 หลังต่อวัน หรือสามารถผลิตได้เท่ากับ 439 ตารางเมตรต่อวัน โดยใช้ระยะเวลาในขั้นตอนประกอบแบบ ขัดแบบ 1 ชั่วโมง ขั้นตอนงานเหล็ก 3 ชั่วโมง ขั้นตอนงานเทคอนกรีต 4 ชั่วโมง หากนำมาคำนวณตามอัตราการผลิต จะสามารถสรุปค่าผลิตภาพแรงงานต่อคนวันได้ดังนี้

$$\text{ผลิตภาพของแรงงาน} = \frac{\text{ตารางเมตรที่ผลิตได้}}{\text{แรงงานต่อวัน}}$$

$$= \frac{439}{20/1}$$

$$= 22 \text{ ตร.ม./คน/วัน}$$

เมื่อทำการศึกษาในส่วนของผลิตภาพเฉพาะแรงงานเทคอนกรีต พบว่าจากการเก็บข้อมูลผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีตทั้งหมด 67 ชิ้น ด้วยวิธีการประเมินแบบ 5 นาที (Five Minutes Ratings) กับแรงงานทั้ง 4 ชุด โดยพบค่าผลิตภาพเฉลี่ยของแรงงานชุดที่ 1, 2, 3 และ 4 มีค่าเท่ากับ 72%, 89%, 77%, และ 88% ดังแสดงข้อมูลในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตารางสรุปผลค่าผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีต ก่อนการปรับปรุง

ผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีต ก่อนปรับปรุง					
ชุดที่ 1					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	65	68	64	80	86
เฉลี่ย (%)	72				
ชุดที่ 2					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	95	93	90	91	81
เฉลี่ย (%)	89				
ชุดที่ 3					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	76	87	78	80	67
เฉลี่ย (%)	77				
ชุดที่ 4					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	91	85	84	93	89
เฉลี่ย (%)	88				

จากตารางที่ 1 เป็นตารางสรุปผลการเก็บข้อมูลผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีต โดยค่าที่ได้ก่อนการสรุปผลมาจากการเก็บข้อมูลด้วยวิธีการประเมินแบบ 5 นาที (Five Minutes Ratings) ในรายชิ้นส่วนทั้งหมด 67 ชิ้นส่วน มีเวลาการเก็บข้อมูลเป็นระยะเวลาทั้งหมด 5 วัน และทำการรวบรวมข้อมูลจำนวนครั้งการทำงานของแรงงานทั้งหมดในช่วงระยะเวลาการเก็บข้อมูล (Effective) ส่วนด้วยคาบเวลาการทำงานทั้งหมดของแรงงานคูณกับจำนวนแรงงานต่อชุด (5 คน) จะได้ค่าประสิทธิผลของ

แรงงานในแต่ละคนของชุดนั้นๆ (Effectiveness) แล้วนำมาหาค่าเฉลี่ยต่อชุด และเมื่อทำการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้ทั้งหมด 67 ชิ้น พบว่ามีชิ้นส่วนที่ทำให้ค่าประสิทธิภาพของแรงงานต่ำลงอยู่ 9 ชิ้นส่วน เนื่องจากมีการว่างงานเกิดขึ้นมากในช่วงคาบเวลาท้ายของชิ้นส่วนนั้นและเกิดขึ้นกับชิ้นส่วนสุดท้ายของการโหลดคอนกรีตของแต่ละช่วงเวลาของรถปูนในแต่ละคัน โดยการว่างงานเกิดขึ้นเมื่อแรงงานที่ทำหน้าที่นั้นๆ ทำหน้าที่ของตนแล้วเสร็จ ไม่มีการช่วยเหลือแรงงานในหน้าที่อื่น กล่าวคือ แรงงานที่ทำหน้าที่ให้สัญญาณการเทคอนกรีต เกลี่ยคอนกรีต จี้คอนกรีต เมื่อทำงานแล้วเสร็จ เกิดการพักงาน แต่ยังคงเหลือแรงงานที่ทำหน้าที่ปาดคอนกรีตในชิ้นส่วนนั้นๆ ทำงานอยู่ จึงทำให้ค่าประสิทธิผลที่ได้ในการเก็บข้อมูลในชิ้นส่วนดังกล่าวมีค่าต่ำกว่าที่ควรจะเป็น ดังแสดงข้อมูลในตารางที่ 2 และ 3

ตารางที่ 2 ตารางแสดงที่มาของข้อมูลค่าประสิทธิผลจากการเก็บข้อมูลของ 9 ชิ้นส่วนที่ต้องมีการปรับปรุง

วันที่เก็บข้อมูล	รหัสชิ้นส่วน	เวลาเริ่มต้น	เวลาสิ้นสุด	คาบ	จำนวนแรงงาน	Effective
31/8/62	2W629	14.22 น.	14.29 น.	8	5	13
31/8/62	2W626	15.09 น.	15.19 น.	11	5	19
31/8/62	2W635	15.18 น.	15.29 น.	12	5	23
4/9/62	1W605	17.08 น.	17.15 น.	8	5	18
7/9/62	1W609	15.23 น.	15.35 น.	13	5	30
1/11/62	GB614	14.37 น.	14.48 น.	12	5	25
1/11/62	1W615	12.05 น.	12.18 น.	14	5	54
16/11/62	1W606	9.55 น.	10.07 น.	13	5	35
16/11/62	WB620	10.04 น.	10.09 น.	6	5	10

ตารางที่ 3 ตารางแสดงค่าประสิทธิผลของแรงงานขณะเทคอนกรีต 9 ชิ้นส่วนที่ต้องมีการปรับปรุง (ก่อนการปรับปรุง)

รหัสชิ้นส่วน	ชุดช่าง	ค่าประสิทธิผลก่อนปรับปรุง
2W629	ชุดที่ 1	33%
2W626	ชุดที่ 1	35%
2W635	ชุดที่ 1	38%
1W605	ชุดที่ 3	45%
1W609	ชุดที่ 1	46%
GB614	ชุดที่ 4	42%
1W615	ชุดที่ 4	77%
1W606	ชุดที่ 3	54%
WB620	ชุดที่ 1	33%

จากตารางที่ 3 แสดงให้เห็นถึงชิ้นส่วนที่ต้องมีการปรับปรุงกระบวนการทำงานของแรงงานจำนวน 9 ชิ้นส่วน ทำการปรับปรุงโดยการเพิ่มกิจกรรมงานเกลี่ยคอนกรีตให้กับแรงงานที่ทำหน้าที่ให้สัญญาณการเทคอนกรีตแล้วเสร็จ และเพิ่มกิจกรรมงานปาดคอนกรีตให้กับแรงงานที่ทำหน้าที่เกลี่ยคอนกรีตและจี้คอนกรีตแล้วเสร็จ เพื่อให้งานเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องและเป็นการช่วยกิจกรรมของเพื่อนร่วมงาน เมื่อปรับปรุงพบว่า ค่าประสิทธิผลหลังการปรับปรุงมีค่าเพิ่มขึ้น ดังแสดงข้อมูลในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ตารางแสดงค่าประสิทธิผลของแรงงานขณะเทคอนกรีตชิ้นส่วนหลังการปรับปรุง

รหัสชิ้นส่วน	ชุดช่าง	ค่าประสิทธิผลหลังปรับปรุง	ความแตกต่างก่อนและหลังปรังปรุง
2W629	ชุดที่ 1	78%	44%
2W626	ชุดที่ 1	75%	40%
2W635	ชุดที่ 1	87%	49%
1W605	ชุดที่ 3	73%	28%
1W609	ชุดที่ 1	77%	31%
GB614	ชุดที่ 4	72%	30%
1W615	ชุดที่ 4	84%	7%
1W606	ชุดที่ 3	78%	25%
WB620	ชุดที่ 1	67%	33%

จากตารางที่ 4 พบว่าหลังการปรับปรุงกระบวนการทำงานของแรงงานทั้งหมด 3 ชุด (เฉพาะงานเทคอนกรีต) ดังกล่าว ส่งผลทำให้ได้ค่าประสิทธิผลที่ได้เพิ่มขึ้น เมื่อนำมาคิดเป็นเปอร์เซ็นต์เฉลี่ย จะมีค่าเพิ่มขึ้นอยู่ที่ 29% และเมื่อนำกลับไปคิดค่าผลิตภาพของแรงงานทั้ง 4 ชุด หลังปรับปรุงกระบวนการทำงานพบค่าผลิตภาพเฉลี่ยของแรงงานชุดที่ 1, 2, 3 และ 4 มีค่าเท่ากับ 87%, 89%, 84%, และ 91% ตามลำดับ โดยผลิตภาพแรงงานชุดที่ 2 มีค่าเท่าเดิม เนื่องจากไม่ได้มีการว่างงานในช่วงคาบเวลาท้าย จึงไม่ได้ทำการปรับปรุงการทำงานของแรงงาน ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ตารางสรุปผลค่าผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีตหลังการปรับปรุง

ผลิตภาพแรงงานขณะเทคอนกรีต หลังปรับปรุง					
ชุดที่ 1					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	88	91	81	84	93
เฉลี่ย (%)	87				
ชุดที่ 2					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	95	93	90	91	81
เฉลี่ย (%)	89				
ชุดที่ 3					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	87	95	88	80	72
เฉลี่ย (%)	84				
ชุดที่ 4					
แรงงาน	1	2	3	4	5
Effectiveness	94	88	89	93	93
เฉลี่ย (%)	91				

- *ด้านเศษวัสดุที่พบในกระบวนการผลิต*

ผู้ศึกษาได้ทำการศึกษาข้อมูลวัสดุหลักที่ใช้ในการผลิตบ้าน VIT (จำนวน ต่อ 1 หลัง) เก็บข้อมูลเฉพาะวัสดุหลักที่ใช้ซึ่งมี 7 ประเภท คือ เหล็กเส้นกลมขนาด 9 มิลลิเมตร (RB9), เหล็กเส้นกลมขนาด 12 มิลลิเมตร (RB12), เหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มิลลิเมตร (DB12), เหล็กข้ออ้อยขนาด

16 มิลลิเมตร (DB16), เหล็กตะแกรง (Wire Mesh) ขนาด 6 มิลลิเมตร, เหล็กตะแกรง (Wire Mesh) ขนาด 8 มิลลิเมตร และคอนกรีตกำลังอัด 240 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร (ทรงลูกบาศก์ที่ 28 วัน) โดยเก็บข้อมูล 3 ประเภท ได้แก่ จำนวนวัสดุที่ใช้ตามแบบ จำนวนวัสดุที่ใช้จริง และจำนวนวัสดุที่เป็นของเสีย พร้อมทั้งคิดราคาซื้อและขายเศษวัดุ โดยจะคิดราคาวัสดุขายคืนที่กิโลกรัมละ 10 บาท เฉพาะวัสดุประเภทเหล็กเส้นและเหล็กตะแกรง รายละเอียดข้อมูลเศษวัสดุหลักที่ใช้สามารถแสดงได้ดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ตารางแสดงข้อมูลวัสดุหลักที่ใช้ในการผลิตบ้าน 1 หลัง

ตารางบันทึกข้อมูลวัสดุหลักที่ใช้ในการผลิตบ้าน 1 หลัง

แบบบ้าน......VIT...... ไลน์ผลิตที่......1...... วันที่เก็บข้อมูล......18/11/62

ลำดับ	ประเภทวัสดุ	จำนวนตามแบบ	หน่วย	จำนวนที่ใช้จริง	หน่วย	จำนวนของเสีย	หน่วย
1	เหล็กเส้น RB 9	913	กก.	907	กก.	6	กก.
2	เหล็กเส้น RB 12	218	กก.	214	กก.	4	กก.
3	เหล็กเส้น DB 12	1,410	กก.	1,402	กก.	8	กก.
4	เหล็กเส้น DB 16	481	กก.	447	กก.	34	กก.
5	Wire Mesh ขนาด 6 มม.	918	กก.	750	กก.	168	กก.
6	Wire Mesh ขนาด 8 มม.	641	กก.	490	กก.	151	กก.
7	คอนกรีต 240 ksc.	52.5	ลบ.ม.	52.4	ลบ.ม.	0.1	ลบ.ม.

หมายเหตุ: การคิดปริมาณวัสดุ จัดทำโดยผู้ว่าจ้างภายนอก ทวนสอบโดยวิศวกรโรงงาน

จากตารางที่ 6 พบข้อมูลวัสดุหลักที่ใช้ในการผลิตบ้าน 1 หลัง มีรายละเอียดดังนี้

1. เหล็กเส้นกลมขนาด 9 มิลลิเมตร (RB9) มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 913 กิโลกรัม พบเศษวัสดุที่เป็นของเสีย 6 กิโลกรัม คิดเป็น 0.6% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 93 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 58 บาท
2. เหล็กเส้นกลมขนาด 12 มิลลิเมตร (RB12) มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 218 กิโลกรัม พบเศษวัสดุที่เป็นของเสีย 4 กิโลกรัม คิดเป็น 2% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 67 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 43 บาท
3. เหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มิลลิเมตร (DB12) มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 1,410 กิโลกรัมพบเศษวัสดุที่เป็นของเสีย 8 กิโลกรัม คิดเป็น 0.6% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 154 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 83 บาท
4. เหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มิลลิเมตร (DB16) มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 481 กิโลกรัม พบเศษวัสดุที่เป็นเสีย 34 กิโลกรัม คิดเป็น 7% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 621 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 335 บาท
5. เหล็กตะแกรง (Wire Mesh) ขนาด 6 มิลลิเมตร มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 918 กิโลกรัม พบเศษวัสดุที่เป็นของเสีย 168 กิโลกรัม คิดเป็น 18% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 3,354 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 1,677 บาท
6. เหล็กตะแกรง (Wire Mesh) ขนาด 8 มิลลิเมตร มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 641 กิโลกรัม พบเศษวัสดุที่เป็นของเสีย 151 กิโลกรัม คิดเป็น 24% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 3,028 บาท และสามารถขายเศษวัสดุได้เป็นจำนวนเงิน 1,514 บาท
7. คอนกรีตกำลังอัด 240 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร (ทรงลูกบาศก์ที่ 28 วัน) มีจำนวนที่ใช้ตามแบบ 52.4 ลูกบาศก์เมตร พบเศษวัสดุของเสีย 0.1 ลูกบาศก์เมตร คิดเป็น 0.2% เมื่อเทียบเศษวัสดุที่พบกับปริมาณวัสดุที่นำมาใช้ คิดเป็นราคาเศษวัสดุที่พบเป็นจำนวนเงิน 165 บาท และไม่สามารถนำเศษวัสดุไปขายได้

6. สรุปผลการวิจัย

สรุปผลจากการเก็บข้อมูลและปรับปรุงในด้านของผลิตภาพของแรงงานเทคอนกรีต ด้วยวิธีการเพิ่มผลิตภาพแรงงานเทคอนกรีตโดยปรับปรุงกระบวนการทำงานให้กับแรงงานที่ว่างงานในชิ้นส่วนสุดท้ายของการเทคอนกรีตในแต่ละช่วงเวลา โดยใน 1 ชุดแรงงาน จะประกอบด้วยแรงงาน 5 คน มีหน้าที่คือ ให้สัญญาณปล่อยคอนกรีต เกลี่ยคอนกรีต จี้คอนกรีต และปาดคอนกรีต ทำการปรับปรุงโดยการเพิ่มกิจกรรมงานเกลี่ยคอนกรีตให้กับแรงงานที่ทำหน้าที่ให้สัญญาณการเทคอนกรีตแล้วเสร็จ เนื่องจากแรงงานในหน้าที่นี้จะเป็นคนแรกที่เกิดการว่างงาน และเพิ่มกิจกรรมปาดคอนกรีตให้กับแรงงานที่ทำหน้าที่เกลี่ยคอนกรีตและจี้คอนกรีตแล้วเสร็จ เนื่องจากกิจกรรมการปาดคอนกรีตเป็นกิจกรรมลำดับสุดท้ายของขั้นตอนงานเทคอนกรีต ต้องมีการปาดให้เรียบ ได้ระดับ และเก็บเศษคอนกรีต จึงเป็นขั้นตอนที่ใช้เวลานานที่สุด หลังการปรับปรุงกระบวนการทำงานดังกล่าวพบว่าค่าผลิตภาพเฉลี่ยของชุดแรงงานที่ได้นั้นมีค่าสูงขึ้น โดยแรงงานชุดที่ 1, 3, และ 4 มีค่าผลิตภาพเพิ่มขึ้นเฉลี่ยต่อชุดเท่ากับ 14%, 6%, และ 3% ตามลำดับ ส่วนแรงงานชุดที่ 2 มีผลิตภาพที่สูงอยู่แล้ว จึงไม่ได้มีการปรับปรุงกระบวนการทำงาน

ด้านของเศษวัสดุที่พบในกระบวนการผลิต โดยรวมพบว่าทางโรงงานมีการจัดการด้านวัสดุได้ค่อนข้างดี อาจมีปัญหาในเรื่องการบริหารเศษเหล็กตะแกรงเนื่องจากพบเศษค่อนข้างมากเมื่อเทียบกับเศษของเหล็กเส้นและเมื่อนำข้อมูลของวัสดุหลักทั้ง 7 ชนิด มาทำการรวบรวมและวิเคราะห์พบว่า ในการผลิตบ้านแบบ VIT 1 หลัง มีราคาวัสดุสั่งซื้อรวมเท่ากับ 170,776 บาท ราคารวมวัสดุของเสียเท่ากับ 7,483 บาท และเมื่อนำเศษวัสดุที่เหลือทำการขายคืนพบว่าสามารถขายได้ทั้งหมดรวมเป็นเงินเท่ากับ 3,712 บาท

จากทฤษฎีความสูญเสียทั้ง 7 ประการ ในการศึกษาครั้งนี้พบความสูญเสีย (Wastes) 5 ประการ กล่าวคือ 1. ความสูญเสียเนื่องจากการผลิตมากไป (Overproduction) พบว่าในบางช่วงที่สินค้ามีความต้องการสูงทางโรงงานได้มีการผลิตเป็นจำนวนมาก แต่ความต้องการในตลาดบางครั้งมีความผันผวนสูง เมื่อความต้องการลดลงทำให้สินค้าที่ผลิตไม่สามารถ

ระบายออกได้ ทำให้ต้นทุนจมโดยไม่ได้ผลตอบแทนกลับมา เกิดเป็นสินค้าคงคลัง 2. ความสูญเสียเนื่องจากการเก็บวัสดุคงคลัง (Inventory) พบว่าเกิดผลกระทบต่อพื้นที่จัดเก็บชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูป พื้นที่กองเก็บเหล็กและวัสดุอื่นๆ 3. ความสูญเสียเนื่องจากการเคลื่อนไหว (Motion) พบว่าแรงงานมีการเคลื่อนย้ายเหล็กไปตัดหน้าโต๊ะแบบหล่อ ทำให้เกิดผลเสียคือแรงงานทำงานได้ประสิทธิภาพลดลงและล่าช้า เนื่องจากการยกของที่หนักทำให้ร่างกายเกิดความล้า หรือได้รับบาดเจ็บ 4. ความสูญเสียเนื่องจากการรอคอย (Delay) พบว่าแรงงานมีการรอคิวการใช้เครน เครื่องตัดเหล็ก และเครื่องดัดเหล็ก เนื่องจากในสายการผลิตที่ทำการศึกษามีเครน เครื่องดัดเหล็ก และเครื่องตัดเหล็กเพียงตัวเดียว 5. ความสูญเสียเนื่องจากการผลิตของเสีย (Defect) เนื่องจากแรงงานบางคนขาดทักษะในการอ่านแบบ ทำให้เกิดความผิดพลาดในเรื่องของระยะช่องเปิด การลงอุปกรณ์ต่างๆ ในแบบก่อนการเทคอนกรีต ทำให้ต้องมีการแก้ไขงาน และในบางครั้งชิ้นงานถูกส่งกลับโรงงาน ไม่สามารถติดตั้งได้เนื่องจากผิดไปจากแบบ

แนวทางการลดความสูญเสีย (Wastes) ที่พบคือ 1. ใช้วิธีการทำ Bar Cut List ช่วยในการบริหารการใช้วัสดุประเภทเหล็กตะแกรง ซึ่งเป็นการลดความสูญเสียเนื่องจากการเก็บวัสดุคงคลัง (Inventory) และลดความสูญเสียเนื่องจากกระบวนการผลิต (Processing) นอกจากนี้ยังพบแนวทางอื่นๆ ของการจัดการเศษวัสดุประเภทเหล็กตะแกรง (Wire Mesh) คือ การนำเศษวัสดุมาเสริมบริเวณช่องเปิดต่างๆ เพื่อช่วยลดการแตกร้าว เพิ่มคุณภาพของงาน และลดต้นทุนการซ่อมแซม 2. มีการประสานกับทางผู้ส่งมอบคอนกรีตให้มีการตั้ง Plant คอนกรีตอยู่บริเวณข้างเคียงโรงงาน เป็นการช่วยลดความสูญเสียเนื่องจากการขนส่ง (Transportation) ในเรื่องของระยะเวลา ค่าใช้จ่ายในการขนส่ง และลดความสูญเสียเนื่องจากการรอคอย (Delay) เนื่องจากสามารถควบคุมเวลาในการให้ผู้ส่งมอบส่งของได้ภายในเวลาที่กำหนด

เอกสารอ้างอิง

[1] ชูเกียรติ ชูสกุล, ดุสิต ชูพันธ์, ขวัญชีวา หยงสตาร์ และสุรศักดิ์ เกตุบุญนาค. (2560). การประเมินค่าผลิตภาพแรงงานต่างด้าวในการทำงานโครงสร้างของโครงการก่อสร้างด้วยการประเมินแบบ 5 นาที. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22, นครราชสีมา, 18-20 กรกฎาคม 2560, หน้า 917-924.

[2] วรรณวิทย์ แต้มทอง. (2558). การเพิ่มผลิตภาพในการก่อสร้าง Construction Productivity Improvement. ศูนย์ผลิตตำราเรียน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, หน้า 1-49.

[3] สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ. (2551). [ออนไลน์]. ผลิตภาพการผลิตการพัฒนาเศรษฐกิจของไทย. [สืบค้นวันที่ 2 กรกฎาคม 2562]. จาก https://www.nesdb.go.th/article_attach/Binder6.pdf.

การวิเคราะห์ความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้างของบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่

Cost Overruns Risk Analysis from Construction Material Price Changes of Two-Story House in Chiang Mai Province

ปาณัสม์ ลิ้มพัสถาน[1,*] และ ดำรงศักดิ์ รินชุมภู[2]

[1] *นักศึกษาระดับปริญญาโท หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้างมหาวิทยาลัยเชียงใหม่; email: panat_limp@cmu.ac.th*
[2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่; email: damrongsak.r@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

ปัญหาที่พบในการสร้างบ้าน ส่วนหนึ่งคือปัญหาเกี่ยวกับค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ โดยมีปัจจัยที่สามารถควบคุมได้และไม่สามารถควบคุมได้ ในการศึกษาครั้งนี้ ศึกษาถึงปัจจัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ คือปัจจัยด้านการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง ที่จะเพิ่มขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง เพื่อป้องกันการเกิดปัญหาที่ ส่งผลให้เกิดต้นทุนทางการเงินที่สูงขึ้นและระยะเวลาแล้วเสร็จต่อการสร้างบ้านเกิดความล่าช้า เพื่อศึกษาหามูลค่าความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้างของบ้านเดี่ยวสองชั้น ในจังหวัดเชียงใหม่ โดยรวบรวมข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้างบ้านเดี่ยว 2 ชั้น และข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างของกระทรวงพาณิชย์ 5 ปีย้อนหลังของการก่อสร้างบ้านแต่ละหลังจำนวน 5 ชุดข้อมูล ใช้แบบสถานการณ์จำลองมอนติคาร์โล บนโปรแกรม ModelRisk ในการวิเคราะห์ ผลจากการวิจัยครั้งนี้ทำให้สามารถคาดการณ์ถึงโอกาสความเป็นไปได้ของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่จะเกิดขึ้นในการสร้างบ้านเดี่ยว 2 ชั้น เมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้าง และทราบความแปรปรวนของราคาวัสดุก่อสร้างในแต่ละหมวด ประโยชน์ของการวิจัยทำให้ทราบถึงขั้นตอนการหามูลค่าความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่เกิดจากการผันผวนของราคาวัสดุก่อสร้าง โดยใช้เทคนิควิธีการจำลองสถานการณ์มอนติคาร์โล เพื่อใช้ประกอบการตัดสินใจ วางแผนให้กับเจ้าของบ้านหรือผู้รับเหมาก่อสร้าง

คำสำคัญ: การวิเคราะห์มูลค่าความเสี่ยง, การเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง, ค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ, แบบสถานการณ์จำลองมอนติคาร์โล

Abstract

When constructing a house, ones of the biggest problem is a price changes in overruns, which related on the uncontrol variables. The study shows variable that cannot control, which is a changes in cost of construction material price that will rise depends on the change of construction materials costs to prevent an increasing investment problem and an long period construction problem. This research objective aim to evaluate the cost overruns risk of construction material price changes in of two-story house in Chiang Mai province by collecting the bill of quantities in the construction and data of index price of material of five houses retrospect five years from Ministry of Commerce, then using Monte Carlo Stimulation on ModelRisk program to analyze. The results of this research are the evaluation of the cost overruns risk from two different example, two-story house in Chiang Mai province, when compared the bill of quantities and the variation of materials costs in each category show that the cost overruns period is 1.88% to 5.37%. The advantage of the research is to acknowledge the cost overruns risk of construction material price changes by using Monte Carlo Simulation for decision making and planning for house owners or contractors.

Keywords: Risk Value Analysis, Material Price Changes, Cost Overruns, Monte Carlo Stimulation

1. ที่มาและความสำคัญ

จังหวัดเชียงใหม่ เป็นจังหวัดที่ตั้งอยู่ทางเหนือของประเทศไทย มีพื้นที่ประมาณ 20,107 ตารางกิโลเมตร และมีประชากร 1,732,712 คน [1] บ้านถูกใช้เป็นสถานที่พักอาศัยส่วนใหญ่ของประชากรในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ สาเหตุเนื่องมาจากบ้าน จัดเป็นความต้องการขั้นพื้นฐานในการดำรงชีวิต และยังแสดงถึงความมั่นคงในชีวิตความเป็นอยู่ ประกอบกับมูลค่าที่ดินในจังหวัดเชียงใหม่ยังมีราคาที่ไม่สูงมากจนเกินไป และยังมีการคมนาคมที่สะดวก รวดเร็ว มีสภาพแวดล้อมหรือบรรยากาศในการอยู่อาศัยที่ดี และมีทำเลส่วนมากที่อยู่ใกล้กับแหล่งสาธารณูปโภค ทำให้ที่อยู่อาศัยประเภทบ้านถูกให้ความสนใจ และความต้องการสร้างขึ้นอย่างต่อเนื่องโดยลักษณะบ้านที่นิยมสร้างส่วนใหญ่เป็นประเภทบ้านเดี่ยว 2 ชั้น ประชากรส่วนใหญ่ที่ต้อง

สร้างบ้านนั้น เป็นผู้ที่อยู่ในช่วงอายุที่กำลังเริ่มต้นมีครอบครัว หรือต้องการย้ายไปยังพื้นที่ใหม่ จึงขาดความชำนาญหรือไม่มีประสบการณ์ในการสร้างบ้าน

ปัญหาที่พบในการสร้างบ้าน ส่วนหนึ่งคือปัญหาเกี่ยวกับค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ โดยมีปัจจัยที่สามารถควบคุมได้และไม่สามารถควบคุมได้ ในการศึกษาครั้งนี้ ผู้ศึกษาจะศึกษาถึงปัจจัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ คือปัจจัยด้านการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง [2] เจ้าของบ้านหรือผู้ลงทุนควรทราบค่าใช้จ่ายที่จะเพิ่มขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้าง เพื่อป้องกันการเกิดปัญหาอื่น ๆ เกิดขึ้นตามมา เช่น ไม่สามารถจ่ายเงินให้ผู้รับเหมา ผู้รับเหมาทิ้งงาน เสียดอกเบี้ยจากการกู้ยืมธนาคารเป็นต้น ปัญหาเหล่านี้ส่งผลให้เกิดต้นทุนทางการเงินที่สูงขึ้นและระยะเวลาแล้วเสร็จต่อการสร้างบ้านเกิดความล่าช้า ดังนั้นการวิเคราะห์หามูลค่าความเสี่ยง จึงเป็นเครื่องมือที่ช่วยในการตัดสินใจหรือวางแผนให้กับเจ้าของบ้านหรือผู้ลงทุน

การศึกษาการวิเคราะห์มูลค่าความเสี่ยง เป็นการนำเอาข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างในอดีตซึ่งเป็นปัจจัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ นำมาคิดโอกาสความเป็นไปได้ของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่จะเกิดขึ้นในการสร้างบ้านเดี่ยว 2 ชั้น โดยก่อนเริ่มทำการก่อสร้างเจ้าของบ้านหรือผู้ลงทุนสามารถรู้ข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้าง (BOQ) และปริมาณวัสดุก่อสร้างแต่ละประเภทได้ว่ามีสัดส่วนเป็นเท่าไหร่ ซึ่งวัสดุเหล่านี้จะมีการผันผวนทางด้านราคา ส่งผลราคาค่าก่อสร้างเกิดการเปลี่ยนแปลง เมื่อเทียบกับตอนประมาณราคาในเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้าง (BOQ) ตอนต้น

2. ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 มูลค่าความเสี่ยง

สำหรับการวัดความเสี่ยงจากการลงทุนนั้นในอดีตการคำนวณออกมาเป็นตัวเลขหรือระดับความเสี่ยงค่อนข้างยากเป็นนามธรรม ทำให้นักลงทุนไม่เห็นภาพความเสี่ยงที่ชัดเจน ไม่สามารถนำมาใช้เปรียบเทียบหลักทรัพย์แต่ละประเภทหรือหาความคุ้มค่าของการลงทุนได้ จนกระทั่งปลายทศวรรษที่ 1980 ต่อเนื่องถึงต้นทศวรรษที่ 1990 ได้เกิดแนวคิดที่เกี่ยวข้องกับการวัดความเสี่ยงสมัยใหม่ เพื่อนำไปใช้รับมือกับวิกฤตการณ์ทางการเงินโลก ที่เป็นการนำความรู้ด้านต่าง ๆ (Integrated Sciences) อาทิคณิตศาสตร์ สถิติ เศรษฐศาสตร์การเงิน รวมถึงเทคโนโลยีด้านอื่นมาประยุกต์เข้ารวมกัน ได้ออกมาเป็น “มูลค่าความเสี่ยง” (Value at Risk หรือ VaR) นับว่าเป็นเครื่องมือที่ช่วยบริหารความเสี่ยงทางการเงินที่เป็นรูปธรรมและสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการบริหารธุรกิจได้อย่างมีประสิทธิภาพ จึงได้รับการพัฒนาด้านเทคนิคและความซับซ้อนอย่างต่อเนื่อง จนสามารถวัดระดับความเสี่ยงที่มีความซับซ้อนได้อย่างแม่นยำ [3]

การบริหารความเสี่ยงในการลงทุนเป็นสิ่งสำคัญที่เจ้าของโครงการ นักลงทุน ผู้บริหารองค์กร ตลอดจนผู้ที่เกี่ยวข้องต้องทำความเข้าใจ เพื่อให้การบริหารการลงทุนสอดคล้องกับความเสี่ยงที่ต้องการ โดยปัจจัยสำคัญต่าง ๆมีการเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา ขึ้นอยู่กับข้อมูลที่นำมาใช้วิเคราะห์หามูลค่าความเสี่ยงนั้นเป็นข้อมูลรูปแบบไหน และใช้วิธีการใดในการคำนวณหามูลค่าความเสี่ยง

โดยวิธีการหามูลค่าความเสี่ยงนั้นมีวิธีการหลากหลายได้แก่ วิธีการ Variance-Covariance Approach เป็นการตั้งสมมติฐานเกี่ยวกับการกระจายตัวของผลตอบแทนแจกแจงแบบปกติ (normal distribution) โดยวัดจากความแปรปรวนของแต่ละผลตอบแทนและความแปรปรวนร่วมระหว่างกัน วิธีการ Historical Simulation Approach เป็นการนำข้อมูลในอดีตที่เกิดขึ้นจริงมาใช้ในการคำนวณทางสถิติ เพื่อหามูลค่าความเสี่ยง และ วิธีการ Monte Carlo Simulation Approach เป็นการนำข้อมูลในอดีตมาใช้ในหามูลค่าความเสี่ยงซึ่งคล้ายกับ วิธีการ Historical Simulation Approach แต่ต่างกัน ตรงที่การสร้างแบบจำลองนั้น เป็นอิสระต่อกันไม่จำเป็นต้องมีการกระจายตัวเหมือนในอดีต ผลลัพธ์ที่ได้จะขึ้นอยู่กับการสุ่มค่าจากการแจกแจงที่กำหนด (ไม่จำเป็นต้องมีการแจกแจงแบบปกติ) [4] ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ ผู้ศึกษาจะเลือกใช้วิธีการ Monte Carlo Simulation Approach เป็นวิธีการในการศึกษา

2.2 ค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ

ค่าก่อสร้างเกินงบประมาณในโครงการการลงทุนในสินทรัพย์ขนาดใหญ่นั้นสามารถก่อให้เกิดความเสียหายขนาดใหญ่ ความเสียหายที่ไม่สามารถเปลี่ยนแปลงได้ทั้งของเจ้าของบ้าน ผู้รับเหมา หรือนักลงทุน ค่าใช้จ่ายเกินงบประมาณ แสดงถึงต้นทุนที่คาดการณ์ซึ่งหักออกจากต้นทุนที่แท้จริง เป็นการวัดค่าด้วยสกุลเงินท้องถิ่น มีราคาคงที่ และ ราคาประเมินเบื้องต้นที่มีความสอดคล้องกัน โดยทั่วไปแล้ว ส่วนเกินนี้สามารถถูกวัดเป็นค่าร้อยละจากงบประมาณที่ถูกคาดการณ์ ค่าบวกเป็นสิ่งที่แสดงถึงค่างบประมาณส่วนเกินและค่าลบบ่งบอกถึงค่าที่ต่ำกว่างบประมาณ ขนาดความถี่ และการแจกแจงของค่างบประมาณส่วนเกินทั้งหมดควรถูกประมาณค่าโดยเป็นส่วนหนึ่งของค่างบประมาณส่วนเกินสำหรับการก่อสร้างบ้าน สำหรับผู้ที่ต้องการวัดค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ เมื่อประมาณค่าค่าก่อสร้างเกินงบประมาณสำหรับบ้านที่มีความเฉพาะเจาะจงตัวอย่างจากบ้านที่ถูกใช้จะต้องสะท้อนข้อมูลของประชากรได้อย่างเหมาะสม บ้านที่เกี่ยวข้องทุกหลังจะต้องมีความถูกต้องและมีข้อมูลที่น่าเชื่อถือถึงจะสามารถนำข้อมูลมาใช้ได้ อีกทั้งยังควรรวมข้อมูลดังกล่าวนี้ไว้ในกลุ่มตัวอย่างด้วย แต่ต้องทำการตัดสินใจอย่างระมัดระวังหากมีข้อมูลที่ผิดพลาดอยู่ในกลุ่มตัวอย่าง เราสามารถหลีกเลี่ยงการเกิดค่าค่าก่อสร้างเกินงบประมาณได้อย่างที่ดีที่สุด โดยการเตรียมความพร้อมในการจัดหาเงินทุน รวมไปถึงการใช้อ้างอิงจากการพยากรณ์ หรือ วิธีการคล้าย ๆ กัน เพื่อสร้างความน่าเชื่อถือ การประมาณค่าเพื่อลดข้อผิดพลาดของต้นทุนที่สามารถตอบสนองความต่อความเสี่ยงของลูกค้า การสร้างโครงสร้างแรงจูงใจซึ่งดึงดูดให้ทุกอย่างคงอยู่บนต้นทุนที่เหมาะสม และการจ้างทีมงานที่คอยติดตามรายงานผลการทดสอบสำหรับตอบคำถามด้านต้นทุนการลงทุนโดยเฉพาะ [5]

2.3 วิธีการประมาณราคาก่อสร้าง

2.3.1 การประมาณราคาข้างต้น (preliminary estimating)

จะมีการประมาณราคาโดยราคาต่อหน่วยการใช้ เป็นการประมาณราคาที่ค่อนข้างหยาบ อาจมีความคลาดเคลื่อนของผลลัพธ์มากกว่า 20% ถึง 30% ได้แต่ใช้เวลาน้อย และการประมาณราคาโดยราคาต่อหน่วยพื้นที่หรือหน่วยปริมาตร มีความถูกต้องมากกว่าการประมาณราคาต่อหน่วยการใช้ แต่ยังมีความคลาดเคลื่อนอยู่ในช่วง 15% ถึง 20% ทั้งนี้งานออกแบบต้องดำเนินจนได้ แบบร่างแล้วแต่ไม่จำเป็นต้องทำแบบรายละเอียด และสุดท้ายการประมาณราคาโดยราคาประกอบต่อหน่วย หมายถึงราคาต่อหน่วยต่อส่วนของงานก่อสร้าง ซึ่งโดยทั่วไปจะแจกแจงหัวข้อตามระบบต่าง ๆ ของงานก่อสร้าง

2.3.2 การประมาณราคาอย่างละเอียด (detailed estimating)

โดยทั่วไปจะหมายถึง การประมาณราคาเมื่อแบบและข้อกำหนดงานก่อสร้างเรียบร้อยสมบูรณ์แล้ว ทำให้สามารถคำนวนปริมาณงานและราคางานได้อย่างละเอียด ถูกต้อง [6]

2.4 ดัชนีราคาวัสดุก่อสร้าง

ดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างที่จัดทำขึ้นครั้งแรกโดย กรมเศรษฐกิจการพาณิชย์ จัดว่าเป็นดัชนีราคาขายส่ง เนื่องจากเป็นดัชนีที่ใช้วัดการเปลี่ยนแปลงของราคาสินค้าที่ซื้อขายกันในระดับขายส่งในเวลาหนึ่งเปรียบเทียบกับราคาสินค้าชนิดเดียวกันในปีฐาน และนอกจากนี้การซื้อขายสินค้าในระบบเศรษฐกิจไทยยังคงมีระดับขายส่งอยู่ ไม่จำเป็นที่ผู้ผลิตจะเป็นผู้จำหน่ายโดยตรงต่อผู้ใช้เสมอไป ดังนั้นดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างที่จัดทำขึ้นจึงเป็นดัชนีราคาขายส่ง ไม่ใช่ดัชนีราคาผู้ผลิตอย่างเช่นที่ประเทศอื่นทำ [7] ซึ่งสามารถกำหนดหมวดวัสดุ

2.4.1 หมวดไม้และผลิตภัณฑ์จากไม้

ประกอบด้วย ไม้พื้นไม้ฝา ไม้คาน ไม้โครงคร่าว ไม้แบบ ไม้ปาร์เก้ แผ่นไม้อัด วงกบประตู วงกบหน้าต่าง บานประตู บานหน้าต่าง

2.4.2 หมวดซีเมนต์

ประกอบด้วย เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก เสาเข็มคอนกรีตอัดแรง พื้นคอนกรีตสำเร็จรูปอัดแรง คานคอนกรีตสำเร็จรูป ท่อระบายน้ำคอนกรีต คอนกรีตบล็อกก่อผนัง คอนกรีตบล็อกก่อผนังมวลเบา คอนกรีตบล็อกปูพื้น คอนกรีตผสมเสร็จ คอนกรีตหยาบ ถังซีเมนต์สำเร็จรูป

2.4.3 หมวดผลิตภัณฑ์คอนกรีต

ประกอบด้วยวัสดุพื้น คอนกรีตสำเร็จรูปอัดแรง คานคอนกรีตสำเร็จรูป คอนกรีตผสมเสร็จและคอนกรีตหยาบ

2.4.4 หมวดเหล็กและผลิตภัณฑ์เหล็ก

ประกอบด้วย วัสดุเหล็กเส้นกลมผิวเรียบ เหล็กเส้นกลมผิวข้ออ้อย ลวดเหล็กเสริม คอนกรีตอัดแรง ท่อเหล็กเคลือบ สังกะสี ท่อเหล็กกลวงสี่เหลี่ยมจัตุรัส แผ่นเหล็กเรียบดำ เหล็กแผ่นเคลือบ สังกะสีชนิดแผ่นเรียบ ตะแกรงเหล็กสำเร็จรูป

2.4.5 หมวดกระเบื้อง

ประกอบด้วย กระเบื้องคอนกรีตมุงหลังคา กระเบื้องซีเมนต์ใยหิน กระเบื้องเคลือบบุผนัง กระเบื้องเคลือบปูผิว กระเบื้องยางพีวีซีปูพื้น กระเบื้องซีเมนต์ใยหินแผ่นเรียบ

2.4.6 หมวดวัสดุฉาบผิว

ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์สำหรับฉาบทุกชนิด

2.4.7 หมวดเครื่องสุขภัณฑ์

ประกอบด้วยวัสดุโถส้วม ชักโครก อ่างล้างหน้าเซรามิค ที่ปัสสาวะเซรามิค และอ่างอาบน้ำเซรามิค

2.4.8 หมวดอุปกรณ์ไฟฟ้าและประปา

ประกอบด้วยวัสดุ สายเคเบิล (THW) สายไฟฟ้า (VVF) หลอดไฟฟ้าฟลูออเรสเซนต์ หลอดไฟฟ้ามีไส้ เต้ารับ ปลั๊กเสียบ ท่อร้อยสายไฟและสายโทรศัพท์ พีวีซีเครื่องตัดไฟอัตโนมัติ ท่อพีวีซี ท่อร้อยสายไฟฟ้าพอลีเอทีลีน ชนิดความหนาแน่นสูง (HDPE) สำหรับงานไฟฟ้าน้ำเสียและงานวางท่อน้ำทั่วไป เครื่องสูบน้ำ ถังเก็บน้ำไฟเบอร์กลาส ถังเก็บน้ำแสตนเลส และถังบำบัดน้ำเสีย

2.4.9 หมวดวัสดุก่อสร้างอื่น ๆ

ประกอบ ด้วยวัสดุทรายหยาบ ทรายละเอียด อิฐมอญ อิฐโปร่ง อิฐหนา กระจกใส กระจกสีตัดแสง กระจกนิรภัย แผ่นยิปซัมธรรมดา อลูมิเนียมแผ่นเรียบ อลูมิเนียมเส้น สีเคลือบน้ำมัน สีน้ำพลาสติกทาภายใน สีน้ำพลาสติกทาภายนอก สีรองพื้นปูน สีรอง พื้นโลหะ สีทาถนนชนิดสะท้อนแสง สีทาถนนชนิดไม่สะท้อนแสง น้ำมันเคลือบแข็งภายในและน้ำมันเคลือบแข็งภายนอก ไม้พื้น ไม้ฝา ไม้คาน ไม้โครงคร่าว ไม้ปาร์เก้ แผ่นไม้อัด วงกบประตู วงกบหน้าต่าง บานประตู บานหน้าต่าง [8]

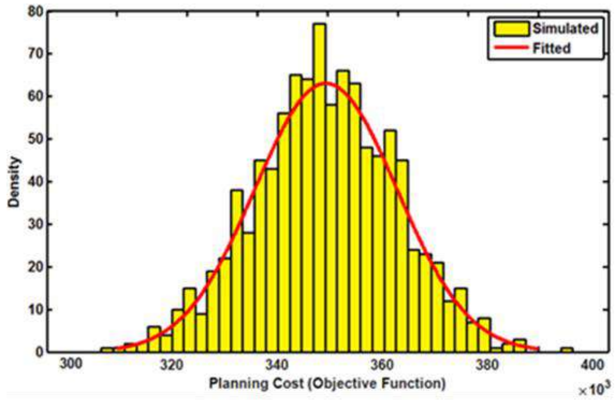
โดยดัชนีราคาวัสดุก่อสร้าง กระทรวงพาณิชย์ เริ่มจัดทำข้อมูลเปรียบเทียบจากราคาปีฐานที่ 100 ณ. พ.ศ. 2553 แสดงตัวอย่างดังรูปที่ 1

หมวด	สัดส่วนน้ำหนัก	ม.ค.62
ดัชนีรวม	100.00	107.2
ไม้และผลิตภัณฑ์ไม้	6.80	124.4
ซีเมนต์	12.60	105.3
ผลิตภัณฑ์คอนกรีต	16.30	134.2
เหล็กและผลิตภัณฑ์เหล็ก	22.07	96.3
กระเบื้อง	6.78	103.3
วัสดุฉาบผิว	3.55	108.3
สุขภัณฑ์	2.07	106.7
อุปกรณ์ไฟฟ้าและประปา	12.48	92.1
วัสดุก่อสร้างอื่น ๆ	17.34	113.4

รูปที่ 1 ดัชนีราคาวัสดุก่อสร้าง กระทรวงพาณิชย์ เดือนมกราคม 62

2.5 เทคนิควิธีการจำลองแบบมอนติคาร์โล (Monte Carlo Simulation)

เป็นเทคนิคที่ช่วยในการจำลองสถานการณ์ (Simulation) โดยอาศัยตัวเลขสุ่ม (Random Number) มาสร้างตัวแปรให้เหมือนกับสถานการณ์จริงและทดลองซ้ำหลายๆ ครั้ง เพื่อให้ได้ค่าที่แน่นอนที่จะใช้เป็นข้อสรุปหรืออธิบายปรากฏการต่างๆในสถานการณ์จริง หรือช่วยหาคำตอบและเลือกทางที่ดีที่สุดในเรื่องราวต่างๆ ที่ยังไม่แน่ใจในผลที่จะเกิดขึ้น [9] โดยมีภาพตัวอย่างการจำลองแสดงตัวอย่างดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ผลลัพธ์ที่ได้จากการจำลองสถานการณ์ Monte Carlo สามารถแสดงในรูปแบบกราฟหรือแผนภาพแสดงการแจกแจงความน่าจะเป็น

เทคนิคนี้ประกอบด้วยขั้นตอนสำคัญ 6 ขั้นตอนดังนี้

1. กำหนดตัวแปรในการจำลองสถานการณ์ วัตถุประสงค์และการตรวจสอบผลลัพธ์ที่ได้จากการจำลองสถานการณ์
2. คาดการณ์รูปแบบการกระจายตัวของตัวแปรในการจำลองสถานการณ์ โดยการกำหนดให้เป็นการกระจายตัวตามเหตุการณ์จริงของชุดข้อมูล (Custom Distribution)
3. สร้างการสุ่มข้อมูลจากชุดตัวแปรในการจำลองสถานการณ์ จากการคาดการณ์ความน่าจะเป็นในการกระจายตัวของข้อมูล
4. คำนวณหาผลลัพธ์จากชุดตัวแปรตั้งต้นโดยวิธีการในข้อ 3
5. ทำการคำนวณในขั้นตอนที่ 3 และ 4 ซ้ำกันประมาณ 100-1,000 ครั้ง
6. แสดงผลลัพธ์ของข้อมูลที่ได้จากการคำนวณในรูปแบบของกราฟ หรือแผนภาพแสดงการแจกแจงความน่าจะเป็น

ผลลัพธ์ที่ได้จากการจำลองสถานการณ์สามารถแสดงในรูปแบบกราฟหรือแผนภาพแสดงการแจกแจงความน่าจะเป็น ตามการตรวจสอบผลลัพธ์ที่กำหนดไว้ในขั้นต้นได้ [10]

3. ระเบียบวิจัย

ในการก่อสร้างบ้านเดี่ยวสองชั้นนั้น ยังมีปัจจัยที่ไม่สามารถควบคุมได้ คือปัจจัยด้านการเปลี่ยนแปลงราคาวัสดุก่อสร้างทำให้ต้นทุน และค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างบ้านนั้นมีการเปลี่ยนแปลงไปจากที่ประมาณการไว้เบื้องต้น เป็นความเสี่ยงที่จะส่งผลกระทบโดยตรงต่อเจ้าของบ้าน หรือผู้รับเหมา ซึ่งเป็นเหตุให้เกิดปัญหาตามมา ทั้งนี้การประเมินมูลค่าความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณนั้นมีหลากหลายวิธี สำหรับการศึกษาครั้งนี้ ผู้ศึกษาได้กำหนดและเลือกวิธีการศึกษาตามขั้นตอนดังนี้

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้ ได้ทำการศึกษาแนวคิด ทฤษฎี หนังสือ และงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ มูลค่าความเสี่ยง ค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ วิธีการประมาณราคาก่อสร้าง และดัชนีราคาวัสดุก่อสร้าง โดยเลือกบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ แบ่งประเภทงาน 13 ประเภท ได้แก่ งานเตรียมการพื้นที่ก่อสร้าง งานโครงสร้างอาคาร งานโครงสร้างหลังคาและวัสดุมุง งานผนังก่ออิฐฉาบปูน และฐานครองราก งานวัสดุผิวพื้น และซีเมนต์ปรับระดับ งานวัสดุกรุผนัง งานฝ้าเพดานภายนอก และภายใน งานสี งานประตูหน้าต่าง งานเบ็ดเตล็ด และส่วนประกอบสถาปัตยกรรมอื่น ๆ งานระบบไฟฟ้า งานสุขภัณฑ์และอุปกรณ์ห้องน้ำ และงานระบบประปา และสุขาภิบาล โดยใช้ข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างของกระทรวงพาณิชย์ 9 หมวด ได้แก่ หมวดไม้และผลิตภัณฑ์จากไม้ หมวดซีเมนต์ หมวดผลิตภัณฑ์คอนกรีต หมวดเหล็กและผลิตภัณฑ์เหล็ก หมวดกระเบื้อง หมวดวัสดุฉาบผิว หมวดเครื่องสุขภัณฑ์ หมวดอุปกรณ์ไฟฟ้าและประปา และหมวดวัสดุก่อสร้างอื่น ๆ เพื่อนำมาใช้เป็นข้อมูลตั้งต้นในการวิเคราะห์หารูปแบบความแปรปรวนของแต่ละหมวดงาน ค่าความเสี่ยงที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุด และมูลค่าเงินเผื่อเหลือเผื่อขาดที่เกิดจากค่าก่อสร้างเกินงบประมาณ โดยยึดค่าจ้างแรงงานเป็นค่าคงที่

3.2 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การเก็บรวบรวมข้อมูลในการศึกษาครั้งนี้ ประกอบด้วย ข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้างบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ที่สร้างแล้วเสร็จ มีขนาดพื้นที่ใช้สอย 150 ถึง 400 ตารางเมตร ระยะเวลาเริ่มก่อสร้างอยู่ในช่วง พ.ศ. 2558-2561 เป็นบ้านโครงสร้างเสริมเหล็กที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน จำนวน 5 หลัง และข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างกระทรวงพาณิชย์ 5 ปีย้อนหลังก่อนเริ่มก่อสร้างบ้านแต่ละหลัง

3.3 การวิเคราะห์ข้อมูล

แบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 3 ประเภทได้แก่ การวิเคราะห์หารูปแบบความแปรปรวนของแต่ละหมวดวัสดุก่อสร้าง โดยการนำข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างกระทรวงพาณิชย์ย้อนหลังมาป้อนเข้าโปรแกรม ModelRisk เพื่อหาค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และหารูปแบบการกระจายตัวที่เหมาะสมที่สุดเพื่อเป็นตัวแทนของชุดข้อมูลในหมวดงานนั้น การวิเคราะห์ความเป็นเอกพันธ์ของบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ และการวิเคราะห์หาค่าความเสี่ยงที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุด นำตัวแทนของชุดข้อมูล ที่ได้จากการสุ่ม 10,000 ครั้ง มาคำนวณเพื่อหาร้อยละของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุด จากการเลือกช่วงความเชื่อมั่น (Confidence interval) ที่ระดับความเชื่อมั่น 95 %

4. ผลการวิจัย

4.1 ผลการวิเคราะห์หารูปแบบความแปรปรวนของแต่ละหมวดวัสดุก่อสร้าง

จากข้อมูลดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างกระทรวงพาณิชย์ในแต่ละหมวดข้อมูลที่ใช้เป็นดัชนีย้อนหลัง 5 ปี นับจากปีที่เริ่มทำการก่อสร้างบ้านแต่ละหลัง โดยมีช่วงข้อมูลอยู่ในปี พ.ศ.2553-2561 เมื่อนำมาป้อนเข้าโปรแกรม ModelRisk เพื่อคำนวณรูปแบบความแปรปรวนของวัสดุก่อสร้างในแต่ละหมวด มีรูปแบบการกระจายตัวที่ใกล้เคียงกัน สามารถสรุปลักษณะการกระจายตัวของข้อมูลที่ดีที่สุด ค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สรุปรูปแบบความแปรปรวนของแต่ละหมวดวัสดุก่อสร้าง

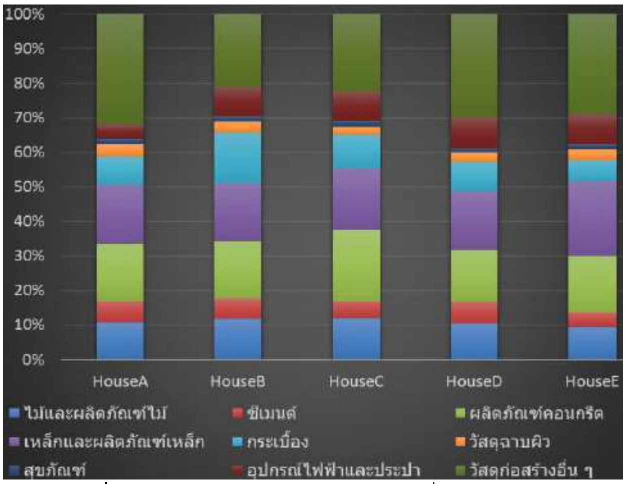
หมวดวัสดุก่อสร้าง	HouseA (2558) Distribution (Mean,SD)	HouseB (2559) Distribution (Mean,SD)	HouseC (2561) Distribution (Mean,SD)	HouseD,E (2560) Distribution (Mean,SD)
ไม้และผลิตภัณฑ์ไม้	Normal (107.46,4.39)	Normal (109.52,3.67)	Lognormal (112.79,1.98)	Normal (110.66,2.70)
ซีเมนต์	Normal (111.59,5.49)	Lognormal (112.56,3.92)	Normal (110.52,6.06)	Normal (111.83,4.72)
ผลิตภัณฑ์คอนกรีต	Normal (119.39,12.23)	Normal (125.02,8.15)	Normal (129.59,1.88)	Normal (127.83,3.77)
เหล็กและผลิตภัณฑ์เหล็ก	Normal (105.43,5.92)	Normal (101.61,10.00)	Normal (95.10,8.18)	Normal (98.41,9.96)
กระเบื้อง	Normal (100.43,1.16)	Normal (100.90,0.38)	Normal (100.90,0.39)	Lognormal (101.01,0.23)
วัสดุฉาบผิว	Normal (104.56,2.52)	Normal (105.85,0.94)	Lognormal (106.94,0.92)	Lognormal (106.27,0.80)
สุขภัณฑ์	Normal (105.62,2.78)	Normal (106.91,1.54)	Normal (107.81,0.24)	Normal (107.43,0.98)
อุปกรณ์ไฟฟ้าและประปา	Normal (101.67,2.30)	Normal (100.36,3.65)	Lognormal (96.73,3.39)	Normal (99.19,3.94)
วัสดุก่อสร้างอื่น ๆ	Normal (114.33,7.77)	Normal (117.52,4.69)	Normal (117.20,4.23)	Normal (118.03,3.59)

4.2 ผลการวิเคราะห์ความเป็นเอกพันธ์ของบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่

ตารางที่ 2 สรุปสัดส่วนวัสดุของบ้านที่ใช้ในแต่ละหลัง

House	ไม้และผลิตภัณฑ์ไม้	ซีเมนต์	ผลิตภัณฑ์คอนกรีต	เหล็กและผลิตภัณฑ์เหล็ก	กระเบื้อง	วัสดุฉาบผิว	สุขภัณฑ์	อุปกรณ์ไฟฟ้าและประปา	วัสดุก่อสร้างอื่น ๆ
HouseA	10.70%	6.19%	16.69%	16.96%	8.29%	3.40%	1.68%	4.10%	32.00%
HouseB	11.74%	5.93%	16.61%	16.62%	14.76%	3.25%	1.42%	8.62%	21.06%
HouseC	12.00%	4.81%	20.66%	17.79%	9.71%	2.37%	1.85%	8.39%	22.43%
HouseD	10.40%	6.32%	15.03%	16.77%	8.54%	2.95%	1.13%	9.03%	29.84%
HouseE	9.36%	4.21%	16.46%	21.56%	6.08%	3.29%	1.29%	8.67%	29.08%

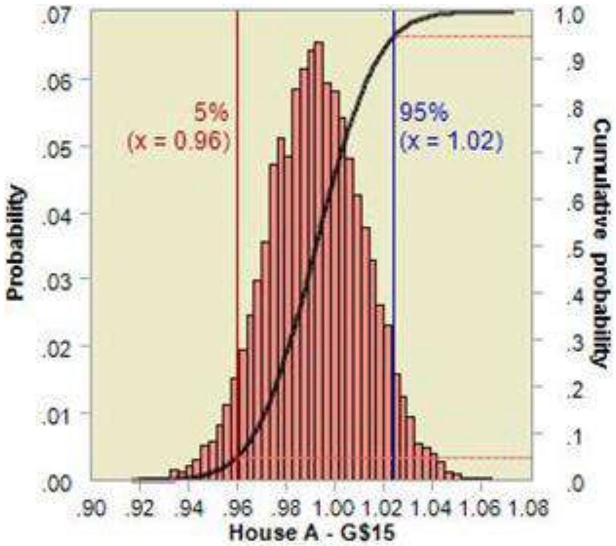
ทำการแยกประเภทหมวดวัสดุจากข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้างบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ แบ่งออกเป็น 9 หมวด ดังแสดงในตารางที่ 2 และเมื่อเปรียบเทียบสัดส่วนวัสดุก่อสร้าง 9 หมวดของตัวอย่างบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ แสดงให้เห็นว่า บ้านแต่ละหลังมีสัดส่วนวัสดุที่มีความคล้ายคลึงกันแสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 กราฟเปรียบเทียบสัดส่วนวัสดุของบ้านที่ใช้ในแต่ละหลัง

4.3 ผลการวิเคราะห์หาค่าความเสี่ยงที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุด

จากการเลือกช่วงความเชื่อมั่น (Confidence Interval) ที่ระดับความเชื่อมั่น 95 % ทำให้สามารถบอกมูลค่าความเสี่ยงของบ้านตัวอย่างทั้ง 5 หลังแสดงตัวอย่างบ้าน HouseA ดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 ผลข้อมูลรูปแบบฮิสโตแกรมกับ S-Curve

เมื่อทำการวิเคราะห์หาค่าความเสี่ยงที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุดของบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ทุกหลังได้ค่าดังแสดงในตารางที่ 3 โดยมีปัจจัยที่ทำให้บ้านแต่ละหลังมีค่าก่อสร้างเกินงบประมาณที่แตกต่างกันคือความแตกต่างของสัดส่วนวัสดุก่อสร้างของบ้านแต่ละหลัง ดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างแต่ละประเภท และปีที่ก่อสร้างบ้าน

ตารางที่ 3 การวิเคราะห์หาค่าความเสี่ยงที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุด

House	COR	%COR	มูลค่าค่าก่อสร้าง (บาท)	มูลค่าความเสี่ยง (บาท)
HouseA	1.0247	2.47%	1,753,884	43,321
HouseB	1.0410	4.10%	1,819,549	74,602
HouseC	1.0188	1.88%	4,301,987	80,877
HouseD	1.0476	4.76%	1,814,266	86,359
HouseE	1.0537	5.37%	1,363,106	73,199

5. บทสรุป

การวิเคราะห์มูลค่าความเสี่ยงของค่าก่อสร้างเกินงบประมาณบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ ด้วยวิธีการ Monte Carlo Simulation จากโปรแกรม ModelRisk โดยอาศัยข้อมูลจากการเปลี่ยนแปลงค่าดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างย้อนหลัง 60 เดือนในบ้านแต่ละหลัง พบว่าการจำลองสถานการณ์สุ่มค่าตัวแปรทั้ง 9 หมวดงานที่พร้อมกันจำนวนทั้งสิ้น 10,000 รอบ สะท้อนให้เห็นค่าที่ควรเตรียมการเผื่องบประมาณจากความเสี่ยง โดยมีค่าก่อสร้างเกินงบประมาณจากการเปลี่ยนแปลงค่าดัชนีราคาวัสดุก่อสร้างที่สามารถเกิดขึ้นได้มากที่สุด อยู่ในช่วง 1.88% ถึง 5.37% ทั้งนี้เมื่อเปรียบเทียบผลการศึกษาที่ผ่านมาของ [8] และ [11] ที่ระบุช่วงค่าความเสี่ยงเกินงบประมาณโครงการอาคารชุดพักอาศัยระดับกลางหรืออาคารสูงอยู่ที่ 6.19% และโครงการสำนักงาน 6 ชั้น อยู่ที่ 5% สามารถเปรียบเทียบความแตกต่างค่าความเสี่ยงของบ้านเดี่ยวสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ มีค่าน้อยกว่า สาเหตุเพราะมีจุดประสงค์การใช้งานส่งผลถึงองค์ประกอบของสัดส่วนวัสดุก่อสร้างที่แตกต่างกัน และระยะเวลาในการก่อสร้างที่น้อยกว่า และความแตกต่างของค่าความเสี่ยงนั้นเกิดจากปัจจัยหลักได้แก่ ปีที่ก่อสร้างบ้าน สัดส่วนวัสดุก่อสร้าง และความแปรปรวนของแต่ละหมวดวัสดุก่อสร้าง เจ้าของบ้าน ผู้รับเหมา ผู้ลงทุนหรือเจ้าของโครงการทราบวิธีการหามูลค่าความเสี่ยง ช่วงความเสี่ยงของการสร้างบ้านเดี่ยวสองชั้น และสามารถนำไปใช้ในการกำหนดงบประมาณที่เผื่อค่าความเสี่ยงที่เหมาะสมได้อย่างมีประสิทธิภาพ

กิตติกรรมประกาศ

ในการศึกษาครั้งนี้ ขอขอบคุณบุคลากรและหน่วยงานที่กรุณาให้ข้อมูลเอกสารแสดงราคากลางในการก่อสร้างบ้านสองชั้นในจังหวัดเชียงใหม่ที่สร้างแล้วเสร็จนำมาใช้วิเคราะห์ และผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านที่ช่วยเหลือให้คำปรึกษาตลอดระยะเวลาที่ทำการวิจัยครั้งนี้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

เอกสารอ้างอิง

[1] กลุ่มงานยุทธศาสตร์และข้อมูลเพื่อการพัฒนาจังหวัด สำนักงานจังหวัดเชียงใหม่ (2560). บรรยายสรุปจังหวัดเชียงใหม่ ข้อมูลทั่วไปของจังหวัดเชียงใหม่, หน้า 5.

[2] ศศิหงส์ เยี่ยงยงค์ และ กองกุณฑ์ โตชัยวัฒน์ (2557). ปัจจัยที่มีผลต่อต้นทุนสูงกว่าคาดการณ์ของโครงการก่อสร้างอพาร์ทเม้นท์ที่มีความสูงไม่เกิน 23 เมตร. การประชุมวิชาการระดับบัณฑิตศึกษา 5th Graduate Integrity (GI 5), 20 มีนาคม 2557, หน้า 13.

[3] ฝ่ายวิจัยและพัฒนาศูนย์ซื้อขายตราสารหนี้ไทย. เกร็ดความรู้ : ทำความรู้จักกับ Value at Risk (VaR).

[4] นันทรัตน์ ตรีพรชัยศักดิ์, นงนภัส แก้วพลอย และ กนกพรรณ แก้วเนตร (2560). การเปรียบเทียบมูลค่าความเสี่ยงของกลุ่มหลักทรัพย์ภายใต้การลงทุนที่มีความเสี่ยงแตกต่างกัน. การประชุมนำเสนอผลงานวิจัยระดับ บัณฑิตศึกษาครั้งที่ 12, 17 สิงหาคม 2560, หน้า 1500-1501.

[5] Bent Flyvbjerg (2018). Transportation Research Part A : Five things you should know about cost overrun. The University of Oxford's Saïd Business School, United Kingdom, pp. 174-190.

[6] วิสูตร จิระดำเกิง (2555). การประมาณราคาก่อสร้างฉบับปรับปรุงครั้งที่ 2 , กรุงเทพฯ : วรรณกวี. 2555

[7] กรมเศรษฐกิจการพาณิชย์ (2537). ดัชนีราคาของประเทศไทย ครึ่งศตวรรษของการพัฒนากรุงเทพมหานคร. โรงพิมพ์ชุมนุมสหกรณ์การเกษตรแห่งประเทศไทย จำกัด.

[8] สิทธิพร ทำมาหากิน (2554). แนวทางการจัดการความเสี่ยงด้านราคาวัสดุก่อสร้างสำหรับกระบวนการออกแบบและพัฒนาโครงการอาคารชุดพักอาศัยระดับกลางในพื้นที่กรุงเทพมหานคร. วารสารวิชาการคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น ปีที่ 10 ประจำปี 2554, หน้า 112.

[9] ดร.อัชฌา ชื่นบุญ (2561). การจำลองข้อมูลด้วยวิธีมอนติคาร์โลโดยใช้ LISREL สำหรับการวิเคราะห์โมเดลสมการโครงสร้างแบบไม่เป็นเส้นตรง , บทความวิชาการ ปีที่ 18 ฉบับที่ 1 2561

[10] Nakaya , T. (1999). A Study of Risk Analysis Tool and Techniques Applicable to BOT Project. Asian Institute of Technology School of Civil Engineering, pp.48.

[11] ชลธิชา กาญจนมุกดา และ กสิณะ อุบลเจริญ (2562). การวิเคราะห์ความเสี่ยงค่าก่อสร้างเกินงบประมาณของอาคารสำนักงาน 6 ชั้น. โครงงานลำดับที่ 55 , ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่, หน้า 47.

แนวทางการศึกษาค่าใช้จ่ายความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างงานอาคาร
Guidelines for studying the Safety Cost Optimization of Building Construction Projects.

ทองพูล ทาสีเพชร[1*] วุฒิกร แก้วเงินลาด[2] และ เสกสรรค์ ปลื้มสวาสดิ์[3]

[1,2,3] **สาขาวิชาวิศวกรรมก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีตะวันออก กทม.**
**Corresponding author; E-mail address: deanthongpoon@yahoo.com*

บทคัดย่อ

สถิติการเกิดอุบัติเหตุและการได้รับบาดเจ็บของคนงานก่อสร้างในประเทศไทยนั้นมีอัตราที่ค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับนานาประเทศ นักวิจัยหลายท่านพยายามแก้ปัญหาดังกล่าวด้วยการประเมินหาค่าใช้จ่ายเพื่อป้องกันอุบัติเหตุที่จะเกิดขึ้น รัฐบาลไทยเองก็กำหนดนโยบายให้ผู้รับเหมาต้องนำเสนอแผนปฏิบัติงานด้านความปลอดภัยพร้อมค่าใช้จ่ายเพื่อให้อุบัติเหตุลดน้อยลงอย่างไรก็ตามยังมีคนงานได้รับบาดเจ็บอยู่มากเช่นเดิม บทความวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อเสนอกรอบแนวคิดในการศึกษาค่าใช้จ่ายระบบความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างงานอาคาร ซึ่งเก็บข้อมูลด้วยการสอบถามผู้รับเหมาในการลงทุนด้านความปลอดภัย และการสูญเสียอันเกิดจากอุบัติเหตุ จากนั้นคำนวณหาค่าสัดส่วนการลงทุนด้านความปลอดภัย สัดส่วนการสูญเสียจากอุบัติเหตุ และดัชนีการเกิดอุบัติเหตุ แล้วนำค่ามาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างสมรรถภาพความปลอดภัยกับมูลค่าโครงการตามสัญญาและค่าเปอร์เซ็นต์การลงทุนด้านความปลอดภัยที่เหมาะสมกับมูลค่าโครงการตามสัญญา จากการสำรวจเบื้องต้นพบว่า รายการที่มีผลต่อการลงทุนด้านความปลอดภัย คือ ผู้ดูแลความปลอดภัย มาตรการป้องกัน การฝึกอบรมและการฝึกปฏิบัติ การรณรงค์ส่งเสริม และการเกิดอุบัติเหตุในหน่วยงาน ดังนั้นการที่สามารถประมาณค่าใช้จ่ายที่เหมาะสมได้ล่วงหน้า จะเป็นแนวทางหนึ่งที่ช่วยแก้ปัญหาการอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของไทยให้ลดน้อยลงได้

คำสำคัญ: ค่าใช้จ่ายความปลอดภัยที่เหมาะสม, การลงทุนด้านความปลอดภัย, โครงการก่อสร้างอาคาร

ABSTRACT

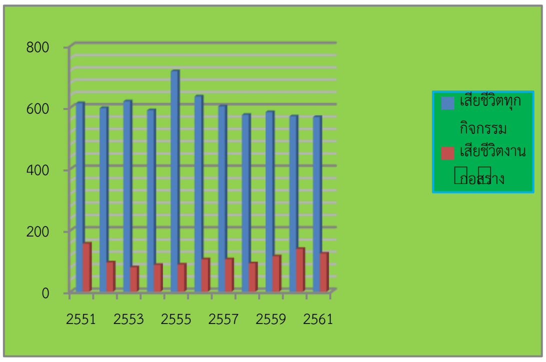
Statistics of construction accidents and injuries in Thailand shows a high rate of occurrences in comparison to several countries. Many researchers have tried to assess the costs of accident prevention. Thai government also set up a policy to impose contractors to submit their safety plans together with costs for reducing the accidents but even then, lots of injuries still exist. This research aims to propose a conceptual model of safety cost optimization of building construction projects. Data will be collected by interviewing the contractors with regard to their safety investments and losses arising from accidents. Then, the proper safety investment ratio, Accident loss ratio and Accident occurrence index will be calculated. By obtaining these, the relationship between Safety Performance and contract sums, percentage of safety optimization investment vs. contract sums. A preliminary study revealed that the safety investment will be under the influence of safety supervisor, preventive measures, training and practices, safety campaigns, and accident occurrences on the jobsite. If the optimal cost of safety investment can be estimated beforehand, it will play a vital part in helping diminish the construction accidents in Thailand.

Keywords: Safety Cost Optimization, Safety Investment Building, **Construction Projects**

1. บทนำ

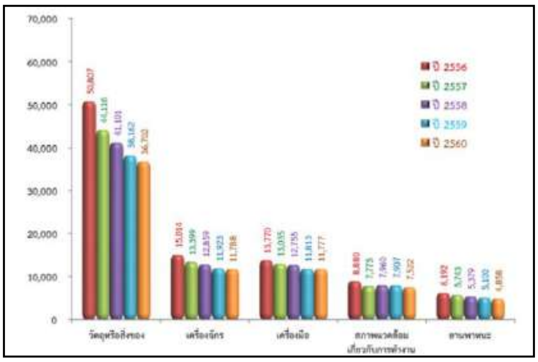
ในปัจจุบันอุตสาหกรรมงานก่อสร้างไทย มีการพัฒนาและก้าวหน้าเป็นอย่างมาก ทั้งด้านการจัดการและวิธีการก่อสร้าง ได้มีการนำเครื่องมือเครื่องจักรกลและเทคโนโลยีที่ทันสมัยตลอดจนวิทยาการใหม่ๆมาใช้อย่างแพร่หลาย เพื่อให้การดำเนินงานมีประสิทธิภาพที่ดีและสะดวกรวดเร็วขึ้น หว่าการบริหารงานด้านความปลอดภัยกลับไม่ได้รับการพัฒนาเท่าที่ควร ทำให้เกิดอุบัติเหตุขึ้นบ่อยๆและคนงานได้รับบาดเจ็บเป็นจำนวนมาก [6] จากสถิติผู้เสียชีวิตจากการทำงานในประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 1 พบว่า กิจการก่อสร้างเป็นกลุ่มที่มีผู้ได้รับบาดเจ็บมีจำนวนมากเมื่อเปรียบเทียบกับทุกกลุ่มประเภทกิจการ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าผู้ควบคุมงานมีการจัดการที่หน้างานไม่ดี ไม่ตระหนักถึงความปลอดภัย และมีพฤติกรรมการปฏิบัติงานที่ไม่ปลอดภัย Lam et al (1998) ในฮ่องกง กล่าวว่าคนงานก่อสร้างส่วนใหญ่ขาดการศึกษาด้านความปลอดภัย ขาดการฝึกอบรมและขาดฝึกทักษะในสาขาการก่อสร้าง อีกทั้งโครงการก่อสร้างมีกิจกรรมที่ซับซ้อนและมีกิจกรรมหลายอย่างในโครงการเดียวกัน คนงานมีทักษะที่แตกต่างกัน นอกจากนี้ระยะเวลาก่อสร้างมีเวลาสั้น มีการหมุนเวียนและอพยพคนงานค่อนข้างสูง มีการระดมคนงานในการทำงาน คนงานไม่มีสถานที่ทำงานที่ถาวร และใน

แต่ละวันคนงานก่อสร้างจะมีการปฏิบัติงานด้วยการเคลื่อนไหวและปีนป่ายอยู่ตลอดเวลา ด้วยเหตุผลนี้คนงานก่อสร้างจึงมีโอกาสสูงที่จะได้รับภัยอันตรายจากการทำงานอย่างแน่นอน ฉะนั้นคนงานก่อสร้างจึงต้องมีการฝึกอบรมด้านความปลอดภัยบ่อยๆ และสวมใส่อุปกรณ์ป้องกันส่วนบุคคล มีการควบคุมดูแล มีความรู้ความปลอดภัยและมาตรฐานการทำงานและกฎระเบียบ Thanet (2007) จากรายงานประจำปี พ.ศ.2561 ของกองทุนเงินทดแทน สำนักงานการประกันสังคม กระทรวงแรงงาน มีคนงานก่อสร้างประมาณ 9,638 คนได้รับภัยอันตรายและการเจ็บป่วยจากการทำงาน นอกจากนี้คนงานได้เสียชีวิตมากถึง 124 คน ดังนั้นการจัดการความปลอดภัยในการก่อสร้างจึงถือได้ว่าเป็นสิ่งสำคัญสูงสุดและควรที่จะนำมาใช้ในการป้องกันอุบัติเหตุให้กับคนงาน ดังนั้นคณะรัฐมนตรีจึงมีมติกำหนดให้มีนโยบาย (2543) "มาตรการป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของรัฐ" เพื่อส่งเสริมความปลอดภัยในหน่วยงาน และผู้รับเหมาที่ทำงานก่อสร้างของภาครัฐ จะต้องจัดทำแผนปฏิบัติงานด้านความปลอดภัยตามมติฯดังกล่าว และควรแสดงค่าใช้จ่ายป้องกันอุบัติเหตุจากแผนปฏิบัติด้านความปลอดภัยเช่นกัน



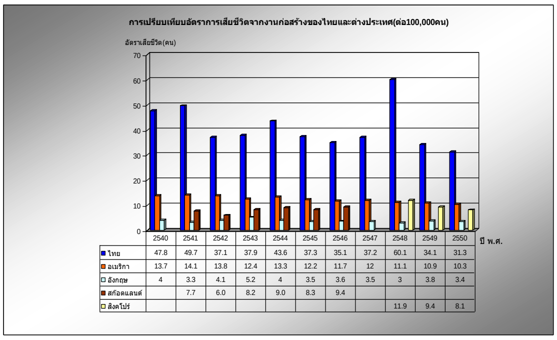
รูปที่1 แสดงสถิติการเสียชีวิตของกิจการงานก่อสร้างกับทุกกลุ่มประเภทกิจการปี 2551-2561

นอกจากนี้ยังพบว่าสิ่งที่ทำให้ลูกจ้างประสบอันตรายหรือเจ็บป่วยเนื่องจากการทำงานสูงสุด 5 อันดับ แรก ปี พ.ศ. 2556-2560 คือวัตถุหรือสิงของ เครื่องจักร เครื่องมือ สภาพแวดล้อมเกี่ยวกับการทำงาน ยานพาหนะดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 สิ่งที่ทำให้ลูกจ้างประสบอันตรายหรือเจ็บป่วยเนื่องจากการทำงานสูงสุด 5 อันดับ แรก ปี พ.ศ. 2556-2560

หากนำสถิติการเสียชีวิตจากการทำงานก่อสร้างของประเทศไทยมาเปรียบเทียบกับต่างประเทศ เช่น อเมริกา อังกฤษ สก๊อตแลนด์ สิงคโปร์ [12] ก็ยังเห็นได้ว่าสถิติการเสียชีวิตของคนงานก่อสร้างในไทยยังสุงกว่าประเทศเหล่านั้นมาก ดังแสดงในรูปที่3



	2540	2541	2542	2543	2544	2545	2546	2547	2548	2549	2550
ไทย	47.8	49.7	37.1	37.9	43.6	37.3	35.1	37.2	60.1	34.1	31.3
อเมริกา	13.7	14.1	13.8	12.4	13.3	12.2	11.7	12	11.1	10.9	10.3
อังกฤษ	4	3.3	4.1	5.2	4	3.5	3.6	3.5	3	3.8	3.4
สก๊อตแลนด์		7.7	6.0	8.2	9.0	8.3	9.4				
สิงคโปร์									11.9	9.4	8.1

รูปที่ 3 แสดงสถิติการเสียชีวิตในการทำงานก่อสร้างของประเทศไทยกับต่างประเทศปี พ.ศ.2540-2550 (ต่อ 100, 000 คน)

มีนักวิจัยในหลายประเทศท่านพยายามศึกษาปัญหาดังกล่าวและหาแนวทางประเมินค่าใช้จ่ายสำหรับป้องกันอุบัติเหตุที่จะเกิดขึ้นเช่น ในปี 1995 ที่ประเทศฮ่องกง Tangและคณะ[17] พบว่าค่าใช้จ่ายเพื่อป้องกันอุบัติเหตุต่ำสุดเท่ากับ 0.60% ของสัญญารวม ถ้ารวมเอาการปฐมพยาบาลและอุบัติเหตุเล็กน้อยเข้าไปด้วยเพิ่มเป็น 0.80 % ของสัญญารวม ในปี 1982 ที่อเมริกาพบว่า มีค่าใช้จ่าย 2 ส่วน คือ ค่าใช้จ่ายทางตรง และค่าใช้จ่ายทางอ้อม โดยคิดเป็น 6.50 % ของมูลค่าก่อสร้าง และในปี 1996 ได้เพิ่มเป็น 7.90%-15% [13] ระหว่างปี 1993-1995 นักวิจัยประเทศเกาหลีใต้พบว่ามีค่าใช้จ่ายเป็น 1.20-1.30% ของสัญญารวม [16] จะสังเกตได้ว่าแต่ละประเทศจะมีค่าใช้จ่ายที่แตกต่างกันไป สำหรับประเทศไทยภาครัฐได้กำหนดให้มีมาตรการป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุในงานก่อสร้างขึ้น โดยให้ผู้รับเหมาจัดทำแผนปฏิบัติงานความปลอดภัย แต่อุบัติเหตุกลับไม่ได้ลดลง จากปัญหาดังกล่าว ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดเพื่อค้นหาวิธีการในการวิเคราะห์ค่าใช้จ่ายการลงทุนด้านความปลอดภัยที่เหมาะสมเพื่อที่จะช่วยแก้ปัญหาและป้องกันการเกิดอุบัติเหตุในงานก่อสร้างให้ลดลง

1.1 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อเป็นแนวทางการศึกษาค่าใช้จ่ายระบบความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่ โดยแสดงถึงความสัมพันธ์ของค่าใช้จ่ายในการลงทุนด้านความปลอดภัย การสูญเสียที่เกิดจากอุบัติเหตุและระดับสมรรถภาพความปลอดภัย ตลอดจนลำดับความสำคัญของมาตรการความปลอดภัยและหัวข้ออื่นๆ ที่ควรลงทุนในด้านความปลอดภัย

1.2 ขอบเขตการศึกษา

ทำการศึกษาโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่ ที่ได้จดทะเบียนกับสำนักงานกองทุนเงินทดแทน ที่ก่อสร้างอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล จำนวน 30 โครงการ

1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.3.1 *ทำให้ทราบถึงแนวทางการศึกษาค่าใช้จ่ายเพื่อการลงทุนระบบความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่*

1.3.2 ทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ของค่าใช้จ่ายในการลงทุนเพื่อป้องกันอุบัติเหตุ ค่าใช้จ่ายที่เกิดจากการสูญเสียอุบัติเหตุและระดับสมรรถภาพความปลอดภัยในโครงการก่อสร้าง

1.3.3 ทำให้ทราบถึงลำดับความสำคัญของมาตรการป้องกันอุบัติเหตุและหัวข้อในการลงทุนด้านความปลอดภัย

1.3.4 ทำให้ทราบถึงแนวทางในการคำนวณค่าใช้จ่ายด้านระบบความปลอดภัยของโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่

2. ทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 คำนิยาม [4]

2.1.1 ความปลอดภัย (Safety)

หมายถึง การปรารถจากภัย ซึ่งในทางปฏิบัติเป็นไปไม่ได้ที่จะขจัดภัยทุกชนิดให้หมดไปโดยสิ้นเชิง ความปลอดภัยจึงให้รวมถึงการปรารถจากอันตรายที่มีโอกาสจะเกิดขึ้นด้วย

2.1.2 อุบัติเหตุ (Accident)

หมายถึง เหตุการณ์ที่เกิดขึ้นโดยมิได้วางแผนไว้ล่วงหน้า ซึ่งก่อให้เกิดการบาดเจ็บ พิการหรือตาย และ/หรือทำให้ทรัพย์สินได้รับความเสียหาย นอกจากนี้ความหมายในเชิงวิศวกรรมความปลอดภัยนั้น “อุบัติเหตุ ยังมีความหมายครอบคลุมถึง เหตุการณ์ที่เกิดขึ้นแล้ว มีผลกระทบกระเทือนต่อกระบวนการผลิตปกติ ทำให้เกิดความล่าช้า หยุดชะงัก หรือเสียเวลา แม้จะไม่ก่อให้เกิดการบาดเจ็บ พิการ ก็ตาม

2.1.3 ความปลอดภัยอาชีวอนามัยและสภาพแวดล้อมในการทำงาน

หมายความว่า การกระทำหรือสภาพการทำงานซึ่งปลอดจากเหตุอันจะทำให้เกิดการประสบอันตรายต่อชีวิต ร่างกาย จิตใจ หรือสุขภาพอนามัยอันเนื่องจากการทำงานหรือเกี่ยวกับการทำงาน

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวกับอุบัติเหตุ

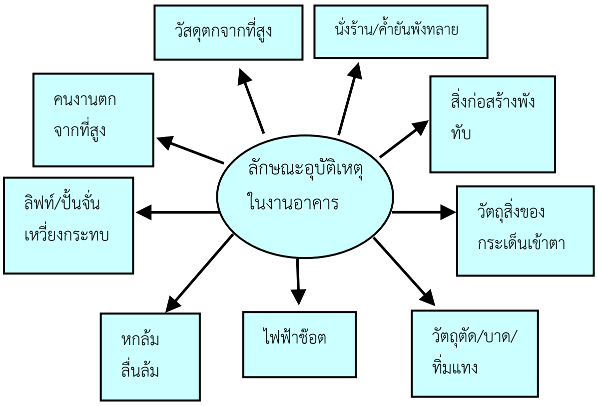
ทฤษฎีโดมิโน [1] กล่าวไว้ว่า การบาดเจ็บและความเสียหายต่างๆ เป็นผลสืบเนื่องโดยตรงมาจากอุบัติเหตุ ซึ่งเปรียบเหมือนตัวโดมิโนที่เรียงกันและล้มลง ซึ่งสามารถป้องกันไม่ให้ล้มได้

2.3 สาเหตุของการเกิดอุบัติเหตุ

สาเหตุที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุในงานอุตสาหกรรมก่อสร้าง [4] พบว่ามีสาเหตุจากคน 88 % จากเครื่องจักร10 % และจากธรรมชาติ2% ระหว่างปี 1990-2001 ในประเทศสหรัฐอเมริกาได้วิจัยศึกษาการตกจากที่สูง [19] พบว่าคนงานก่อสร้างมีการตกจากที่สูงจากอาคารเป็นจำนวนมาก ซึ่งเป็นสาเหตุปัจจัยหลักมาจากราคาค่าก่อสร้างที่มีราคาต่ำ

2.4 ลักษณะของอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง

อุบัติเหตุที่เกิดขึ้นในงานก่อสร้างอาคารมีอยู่หลายลักษณะดังแสดงในภาพที่ 4 [6]



รูปที่ 4 แสดงลักษณะอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นในอาคาร

2.5 กฎหมายและมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง

2.5.1 พระราชบัญญัติความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำ งาน พ.ศ.2554 [7]

โดยมีการออกกฎหมายให้มีความเหมาะสมกับสภาวการณ์ด้านแรงงานรวมทั้ง สอดคล้องกับภาวะทางเศรษฐกิจและสังคม กฎหมายด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และ สภาพแวดล้อมในการทำงานเป็นมาตรฐานขั้นต่ำใช้สำหรับการบริหารจัดการในสถานประกอบ กิจการ เพื่อคุ้มครองให้ลูกจ้างทำงานอย่างปลอดภัย เพื่อให้ทันสมัยและเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารและการจัดการในเรื่องความปลอดภัยของผู้ใช้แรงงานในปัจจุบัน ดังนั้น นายจ้างหรือผู้ที่ทำงานด้านความปลอดภัย รวมทั้งผู้ใช้แรงงานควรจะต้องศึกษาถึงข้อกำหนดต่างๆ ในข้อกฎหมาย เพื่อจะได้วางแผนงานการดำเนินการด้านความปลอดภัยในการทำงาน ให้สอดคล้องกับ พ.ร.บ. ความปลอดภัยฯ พ.ศ. 2554 พ.ร.บ.คุ้มครองแรงงาน (ฉบับที่ 4) พ.ศ. 2553

2.5.2 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ. 2549 [8]

2.5.3 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับงานก่อสร้าง พ.ศ. 2551 [9]

2.5.4 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน (ฉบับที่2) พ.ศ.2553 [10]

2.5.5 ประกาศกฎกระทรวงหลายฉบับ

2.5.6 มาตรฐาน วสท. และระเบียบอื่นๆ

2.5.7 พ.ร.บ. คุ้มครองแรงงาน พ.ศ.2541

2.5.8 พ.ร.บ.ประกันสังคม พ.ศ. 2533

2.5.9 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่2) พ.ศ. 2537

2.5.10 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่3) พ.ศ. 2542

2.5.11 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่4) พ.ศ. 2558

2.5.12 พ.ร.บ.เงินทดแทน พ.ศ. 2537

2.5.13 มติคณะรัฐมนตรี นร.0205/ว 84 ลงวันที่ 28 มิถุนายน 2543 เรื่องมาตรการป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของรัฐ [11]

ในการค้นหาหัวข้อในด้านการป้องกันอุบัติเหตุและค่าใช้จ่ายเนื่องจากการสูญเสียจากการเกิดอุบัติเหตุ มีพระราชบัญญัติความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำ งาน พ.ศ.2554 และกฎกระทรวง กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ.2549 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับงานก่อสร้าง พ.ศ. 2551 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน (ฉบับที่2) พ.ศ.2553 กฎหมายกระทรวง และมาตรฐานที่เกี่ยวข้องด้านความปลอดภัยคือ ประกาศของกระทรวงมหาดไทย ว่าด้วยเรื่องความปลอดภัยในการทำงาน จำนวน 15 ฉบับ [2], [4], [5] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย พ.ศ.2518 แบ่งมาตรฐานความปลอดภัยออกเป็น 13 หมวด [3] และกฎหมายอื่นๆ เช่น ตามพระราชบัญญัติเงินทดแทน พ.ศ. 2537 เป็นต้น

2.6 ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากอุบัติเหตุ

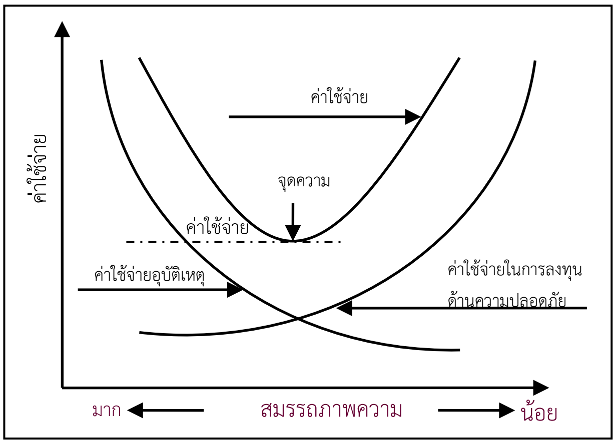
ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของสหรัฐอเมริกาในปี 1990 [16] พบว่า ค่าใช้จ่ายทางตรง ค่าใช้จ่ายทางอ้อมมีค่ามากกว่าที่ Heinrich ได้ศึกษาไว้ซึ่งมีสัดส่วน 1:4 และค่าใช้จ่ายดังกล่าวเปรียบเสมือนภูเขาน้ำแข็ง และในปี 1999 มีนักวิจัยในประเทศไทยได้ศึกษาความสัมพันธ์ของระดับมาตรการความปลอดภัยกับค่าใช้จ่ายที่เกี่ยวข้องกับความปลอดภัยของโครงการก่อสร้างอาคารสูง [5] พบว่า มีมูลค่าการลงทุนในการป้องกันและการสูญเสียจากอุบัติเหตุ เฉลี่ย 319 บาท /คน ต่อมาในปี 2002 [2] พบว่า อาคารที่ไม่มีชั้นใต้ดินมีมูลค่าป้องกันอุบัติเหตุ 2.23% ถึง 0.95% ของมูลค่าโครงการหรือ 177.5-103.92 บาท/ตารางเมตร และอาคารที่มีชั้นใต้ดินลึก 1-2 ชั้นพบว่า มีมูลค่าป้องกันอุบัติเหตุมีค่า 3.42% ถึง 1.66% ของมูลค่าโครงการหรือ 747.92-113.12 บาท/ตารางเมตร

2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับความปลอดภัยของสถานที่ก่อสร้าง

ได้มีนักวิจัยหลายท่านได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับความปลอดภัยของสถานที่ก่อสร้าง [14] ในซาอุอาระเบีย พบว่าโครงการขนาดเล็กมีความปลอดภัยต่ำกว่าโครงการขนาดใหญ่ ซึ่งมีระดับความปลอดภัยเฉลี่ย 65.21% และ 84.55% ตามลำดับ และในปี 1994-1995 ประเทศไทย [18] พบว่าบริษัทก่อสร้างที่ทำงานขนาดเล็กมีการจัดการการมาตรการป้องกันน้อยกว่าบริษัทขนาดใหญ่ อัตราการเสียชีวิตสูงกว่าประเทศทางตะวันตกถึง 2-5 เท่า ซึ่งมีการป้องกันที่ไม่ดีจึงได้รับบาดเจ็บและการตายสูง

2.8 ค่าใช้จ่ายในการลงทุนด้านความปลอดภัยในโครงการอาคาร

ค่าใช้จ่ายในการลงทุนระบบความปลอดภัยในโครงการอาคารแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ [17]



รูปที่ 5 แสดงค่าใช้จ่ายกับสมรรถภาพความปลอดภัย

2.8.1 ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากการเกิดอุบัติเหตุ

จากภาพที่ 5 ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากการเกิดอุบัติเหตุ (Accident costs = AC) แบ่งออกเป็นค่าใช้จ่ายทางตรงและค่าใช้จ่ายทางอ้อม สมมุติฐานว่า สมรรถภาพความปลอดภัยกับค่าใช้จ่ายอุบัติเหตุมีความสัมพันธ์กันเป็นรูปแบบเอ็กโพเนนเชียล (Exponential Method) กล่าวคือ “ยิ่งสมรรถภาพความปลอดภัยมากค่าใช้จ่ายในการเกิดขึ้นของอุบัติเหตุก็จะต่ำ” ในทางตรงกันข้าม “ยิ่งสมรรถภาพความปลอดภัยน้อยค่าใช้จ่ายในการเกิดขึ้นของอุบัติเหตุก็จะสูง”

2.8.2 ค่าใช้จ่ายในการลงทุนเพื่อป้องกันอุบัติเหตุ

ค่าใช้จ่ายในการลงทุนด้านความปลอดภัย (Safety Investment = SI) อาจสมมุติฐานว่า “ยิ่งลงทุนป้องกันอุบัติเหตุที่มากกว่าก็ยิ่งจะทำให้มีสมรรถภาพความปลอดภัยที่ดีกว่า” ในทางตรงกันข้าม “ยิ่งลงทุนป้องกันอุบัติเหตุที่ต่ำกว่าก็ยิ่งจะทำให้มีสมรรถภาพความปลอดภัยที่ต่ำกว่า” นำค่าใช้จ่ายที่สูญเสียจากการเกิดอุบัติเหตุและค่าใช้จ่ายในการลงทุนด้านความปลอดภัยรวมกัน เรียกว่า ค่าใช้จ่ายทั้งหมด (Total Cost = TC) จะได้สมการ

$$TC = AC+SI \tag{1}$$

หาค่าต่างๆที่เกี่ยวข้องดังนี้ [5]

อัตราความถี่ของการประสบอันตราย (Injury Frequency Rate = I.F.R.)

$$I.F.R = (N/MH)*1,000,000 \tag{2}$$

อัตราความรุนแรงการประสบอันตราย (Injury Severity Rate = I.S.R.)

$$I.S.R = (DL/MH)*1,000,000 \tag{3}$$

ดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยการประสบอันตราย (Average Severity Rate = A.S.I.)

A.S.I = (DL/N) = I.S.R./I.F.R. (4)

ดัชนีการประสบอันตราย (Disabling Injury Index) = D.I.I.)

D.I.I = (DL/N) = (I.S.R.*I.F.R.)*1,000 (5)

โดยที่

N = จำนวนคนงานที่ได้รับบาดเจ็บต้องหยุดงาน

MH = จำนวนชั่วโมงการทำงานทั้งสิ้นของคนงาน

DL = จำนวนวันสูญเสียของคนงานที่ได้รัยบาดเจ็บ

จากภาพที่ 5 นำค่าระดับสมรรถภาพความปลอดภัย มาพล็อตร่วมกับสมการ AC, SI และTC ด้วยรูปแบบการถดถอย (Regression Method) จะได้ค่าการลงทุนที่เหมาะสม และถ้าพิจารณาค่าของเงินเฟ้อเข้ามาเกี่ยวข้อง ก็สามารถที่จะทำนายค่าใช้จ่ายในการลงทุนในปีต่อไปได้ใกล้เคียงเช่นกัน อนึ่งในการปฏิบัติงานก่อสร้างเป็นอาชีพที่อาจได้รับบาดเจ็บอยู่เสมอเพราะคนงานก่อสร้างจะต้องปีนป่าย และขึ้นลงในการทำงานอยู่ตลอดเวลา อุบัติเหตุอาจเกิดขึ้นได้ง่ายมากกว่าคนงานของอาชีพอื่นๆ ฉะนั้นจึงมีความจำเป็นจะต้องหาวิธีการเพื่อป้องกันอุบัติเหตุในงานก่อสร้างให้ลดน้อยลงไป

2.9 งานวิจัยเกี่ยวข้องกับการจัดการความปลอดภัย

ในปี 2005 ประเทศฮ่องกง [15] พบว่า ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการจัดการความปลอดภัยในหน่วยงานก่อสร้าง มี 8 หลักการคือ นโยบายและมาตรฐานความปลอดภัย องค์กรความปลอดภัย การฝึกความปลอดภัย สภาพอันตราย โปรแกรมการป้องกันเฉพาะบุคคล การวางแผนและเครื่องมือ การรณณรงค์ส่งเสริมความปลอดภัย และการจัดการพฤติกรรมของคนงาน

3. กรอบแนวคิดการดำเนินการวิจัย

ในที่นี้จะกล่าวถึงกรอบแนวคิดในการดำเนินการวิจัย*ด้วยการทำแบบสอบถามและหัวข้อตรวจสอบหน้างาน (Check List) ดังนี้*

3.1 รวบรวมหัวข้อของมาตรการความปลอดภัย กฎหมาย กฎกระทรวง ประกาศกฎกระทรวง มาตรฐานต่างๆที่เกี่ยวข้อง บทความวิจัย งานวิจัย

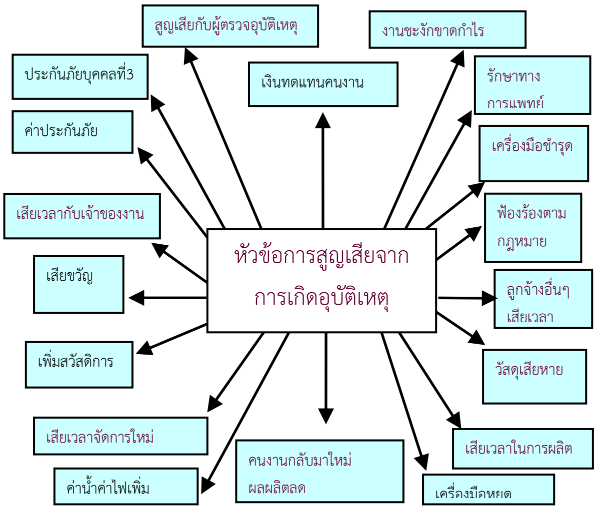
รวบรวมหัวข้อของมาตรการความปลอดภัย กฎกระทรวง ประกาศกฎกระทรวง มาตรฐานต่างๆที่เกี่ยวข้อง บทความวิจัย งานวิจัย มติคณะคณะรัฐมนตรี ประกาศกระทรวงมหาดไทย และวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ที่มีเนื้อหาใกล้เคียงกันมาใช้เป็นหัวข้อศึกษา พระราชบัญญัติเงินทดแทน พ.ศ. 2537 และ พ.ร.บ.ประกันสังคม พ.ร.บ คุ้มครองแรงงาน เป็นต้น เพื่อเปรียบเทียบและคัดเลือกหัวข้อเป็นแบบสอบถาม

3.2 หัวข้อค่าใช้จ่ายระบบความปลอดภัยในโครงการอาคาร

คัดเลือกหัวข้อจากข้อมูลต่างๆแยกได้ดังนี้

3.2.1 หัวข้อค่าใช้จ่ายจากการสูญเสียอุบัติเหตุ

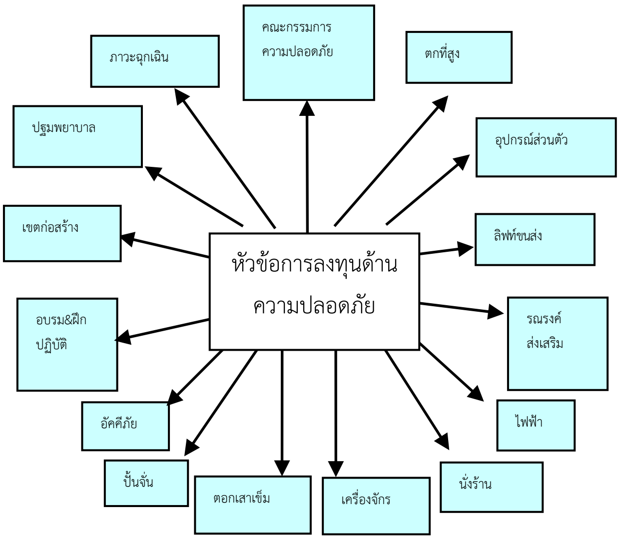
จากภาพที่ 6 เป็นหัวข้อค่าใช้จ่ายทางตรงและค่าใช้จ่ายทางอ้อมในเบื้องต้น เช่น การรักษาพยาบาล ค่าแรงต่าง ๆ การสูญเสียเวลา ของกองทุนเงินทดแทนและผู้รับเหมา เป็นต้น ซึ่งเป็นหัวข้อที่ต้องใช้แบบสำรวจที่ได้ออกแบบไว้นำไปเก็บข้อมูลร่วมกับเจ้าหน้าที่ของโครงการจนเสร็จโครงการ



รูปที่ 6 หัวข้อค่าใช้จ่ายอุบัติเหตุต่อ 1 เหตุการณ์

3.2.2 หัวข้อในการลงทุนด้านความปลอดภัยของโครงการ

เป็นหัวข้อค่าใช้จ่ายการลงทุนด้านความปลอดภัยเบื้องต้น ซึ่งเป็นหัวข้อที่ต้องใช้แบบสำรวจที่ได้ออกแบบไว้นำไปเก็บข้อมูลร่วมกับเจ้าหน้าที่ของโครงการรวมทั้งมูลค่าการลงทุนอุปกรณ์ที่มีในอดีตและมูลค่าการลงทุนปัจจุบัน จนเสร็จโครงการ ดังแสดงภาพที่ 7



รูปที่ 7 หัวข้อในการลงทุนความปลอดภัยต่อ 1 โครงการ

3.2.3 รายละเอียดโครงการ

เช่น พื้นที่ใช้สอยของอาคาร มูลค่างานการก่อสร้าง ระยะเวลาก่อสร้าง จำนวนแรงงาน เป็นต้น เพื่อหาค่าความสัมพันธ์ต่างๆ ต่อไป

3.3 แนวคิดเกี่ยวกับลำดับความสำคัญมาตรการความปลอดภัยและหัวข้ออื่นๆ ที่ควรลงทุนในด้านความปลอดภัย

นำหัวข้อในการลงทุนมาลำดับความสำคัญด้วยการหาค่าดัชนีจากการประสบอันตรายจากข้อมูลที่ผ่านมาในอดีต จากการเสียชีวิต 1 คนเทียบเท่ากับวันที่ต้องหยุดงาน 6000 วัน [1] นำไปคำนวณหาความรุนแรง โดยให้คะแนนเป็นเปอร์เซ็นต์ ด้วยการใช้แบบสำรวจที่ได้ออกแบบไว้จัดเก็บข้อมูลร่วมกับเจ้าหน้าที่ที่รับผิดชอบของโครงการจนเสร็จโครงการ

3.4 แนวคิดเกี่ยวกับของความสัมพันธ์ระหว่างค่าใช้จ่ายในการลงทุนด้านความปลอดภัย การสูญเสียของอุบัติเหตุและระดับสมรรถภาพความปลอดภัย

นำค่าใช้จ่ายที่ได้จากการสูญเสียอุบัติเหตุ การลงทุนด้านการป้องกันอุบัติเหตุจากแบบสอบถาม และระดับสมรรถภาพความปลอดภัยจากการ*ตรวจสอบหน้างาน (Check List)* ด้วยการใช้โปรแกรมปรับโค้งวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของสมการที่เหมาะสม ทำให้ได้ค่าใช้จ่ายต่ำสุดต่อมูลค่าโครงการ ต่อพื้นที่ หรือต่อบุคคล ได้สมการค่าใช้จ่ายที่เหมาะสม และจุดนี้มองว่าเป็นค่าใช้จ่ายที่เหมาะสมนั่นเอง

4. แนวความคิดในการวิเคราะห์ผลการศึกษา

วิเคราะห์หาหัวข้อในการลงทุนป้องกันอุบัติเหตุ และหัวข้อที่เกิดการสูญเสียจากอุบัติเหตุได้จาก *พระราชบัญญัติความปลอดภัย ชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ.2554* พ.ร.บ. ต่างๆ กฎกระทรวง ประกาศกฎกระทรวง *มาตรฐาน วสท.* ข้อบังคับและกฎระเบียบต่างๆ ทฤษฎีที่เกี่ยวกับอุบัติเหตุ สาเหตุของการเกิดอุบัติเหตุ ลักษณะของอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากอุบัติเหตุ งานวิจัย และอื่นๆ สามารถวิเคราะห์หัวข้อได้ดังนี้

4.1 พ.ร.บ.ความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำ งาน พ.ศ.2554

4.1.1 นายจ้างจัดและดูแลสถานประกอบการให้มีสภาพแวดล้อมที่ปลอดภัย ถูกสุขลักษณะ

4.1.2 นายจ้างส่งเสริมและสนับสนุนการทำงานของลูกจ้างมิให้เกิดอันตรายต่อชีวิต ร่างกาย จิตใจ และสุขภาพอนามัย

4.1.3 นายจ้างต้อง บริหาร จัดการ และดำเนินการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

4.1.4 นายจ้างจัดทำเอกสารหรือรายงานใด โดยมีการ ตรวจสอบหรือรับรองโดยบุคคล หรือนิติบุคคลตามที่กำหนดในกฎกระทรวง ขึ้นทะเบียนตรวจสอบ รับรอง

4.1.5 นายจ้างจัดให้มีเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยในสถานประกอบการ

4.1.6 นายจ้างจัดทำข้อบังคับและคู่มือไว้หน่วยงานและแจกลูกจ้าง

4.1.7 นายจ้างติดประกาศสัญลักษณ์เตือนอันตรายและเครื่องหมายความปลอดภัย

4.1.8 นายจ้างจัดให้ผู้บริหาร หัวหน้างาน ลูกจ้างทุกคนเข้าอบรมความปลอดภัย

4.1.9 นายจ้างจัดและดูแลให้ลูกจ้างให้สวมใส่อุปกรณ์คุ้มครองความปลอดภัยส่วนบุคคล

4.1.10นายจ้างต้องควบคุม กำกับ ดูแลความปลอดภัย ประเมินอันตราย

4.1.11นายจ้างศึกษาผลกระทบของสภาพแวดล้อมในการทำงานที่มีผลต่อลูกจ้าง

4.1.12นายจ้างจัดทำแผนการดำเนินงานด้านความปลอดภัย

4.1.13นายจ้างต้องเข้าประกันตนกับกองทุนเงินทดแทน

4.2 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ.2549

4.2.1 กิจกรรมงานก่อสร้างต้องจัดการบริหารด้านความปลอดภัย

4.2.2 นายจ้างต้องจัดทำข้อบังคับและคู่มือไว้หน่วยงาน

4.2.3 นายจ้างจัดให้คนงานใหม่ต้องเข้าฝึกอบรม

4.2.4 นานจ้างต้องแจ้งข้อมูลอันตรายและวิธีป้องกันให้กับลูกจ้าง

4.2.5 สถานประกอบการที่มีคนงานตั้งแต่2คนขึ้นไป ให้นายจ้างต้องแต่งตั้ง จป.หัวหน้างานภายใน 180 วัน

4.2.6 เจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับหัวหน้างานต้องมีคุณสมบัติตามที่กำหนด

4.2.7 นายจ้างต้องแต่งตั้งเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับหัวหน้างาน

เป็นเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับเทคนิค

4.2.8 นายจ้างต้องแต่งตั้งเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับเทคนิคเป็นเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับเทคนิคขั้นสูง

4.2.9 นายจ้างแต่งตั้งลูกจ้างระดับบริหารทุกคนเป็นเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยระดับบริหาร

4.2.10 สถานประกอบการที่มีลูกจ้างตั้งแต่ 50 คนขึ้นไปจัดให้มีคณะกรรมการความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน และองค์ประกอบอื่น

4.2.11ให้นายจ้างจัดให้คณะกรรมการได□ รับการอบรมเกี่ยวกับบทบาทและหน้าที่ตามกฎหมาย ตามหลักเกณฑ์และวิธีการที่อธิบดีประกาศ

4.2.12 นายจ้าต้องสนับสนุนและส่งเสริมการปฏิบัติหน้าที่ของกรรมการและเจ้าหน้าที่ ความปลอดภัยในการทำงาน

4.2.13 ให้นายจ้างเผยแพร□และปิดประกาศรายชื่อและหน้าที่รับผิดชอบของคณะกรรมการ โดยเปิดเผย ณ สถานประกอบกิจการเพื่อให้ลูกจ้างทราบ

4.2.14 ให้นายจ้างแต่งตั้งลูกจ้างคนหนึ่งเป็นหัวหน้าหน่วยงานความปลอดภัย เพื่อทำหน้าที่ บังคับบัญชาและรับผิดชอบในการปฏิบัติงานของหน่วยงานความปลอดภัย

4.2.15 ให้นายจ้างแจ้งชื่อเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยในการทำงานตามหมวด 1 เพื่อขึ้นทะเบียน ต□อกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงานตามหลักเกณฑ์และวิธีการที่อธิบดีประกาศกำหนด

4.2.16 ให้นายจ้างส่งรายงานผลการดำเนินงานของเจหาหน้าที่ความปลอดภัยในการทำงาน ระดับเทคนิคขั้นสูงและระดับวิชาชีพต่ออธิบดีหรือผู้ซึ่งอธิบดีมอบหมาย

4.2.17เมื่อลูกจ้างประสบอันตราย เจ็บป่วย หรือสูญหายตามกฎหมายว่าด้วยเงินทดแทน ให□นายจ้างแจ้งการประสบอันตราย เจ็บป่วยหรือสูญหายต่ออธิบดี

4.2.18ให้นายจ้างปิดประกาศมติของที่ประชุมคณะกรรมการเกี่ยวกับความปลอดภัย ในการทำงานไว□ในที่เปิดเผยเพื่อให้ลูกจ้างทราบภายในเจ็ดวันนับแต่วันประชุม

4.2.19 นายจ้างต้องจัดทำสำเนาบันทึก รายงานการดำเนินงาน หรือรายงานการประชุม เกี่ยวกับการดำเนินการของคณะกรรมการและหน่วยงานความปลอดภัย

4.2.20 ให้นายจ้างส่งสำเนารายชื่อคณะกรรมการและหน้าที่รับผิดชอบตามข้อ 32 ต่ออธิบดี หรือผู้ซึ่งอธิบดีมอบหมายภายในสิบห้าวันนับแต่วันที่แต่งตั้งหรือเปลี่ยนแปลงกรรมการ

4.3 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับงานก่อสร้าง พ.ศ. 2551

4.3.1 นายจ้างมีการติดป้ายหมายเลขโทรศัพท์ของหน่วยงาน รพ. ดับเพลิง บรรเทาสาธารณภัยในเขตก่อสร้าง (ข้อ12)

4.3.2 นายจ้างติดตั้งป้ายเตือนและป้ายบังคับในงานก่อสร้าง เช่น ให้ระวัง ห้ามเข้า ป้ายสวมใส่อุปกรณ์คุ้มครอง ที่เข้าใจง่าย (ข้อ 13)

4.3.3 นายจ้างจัดทำข้อบังคับและคู่มือไว้หน่วยงาน

4.3.4 นายจ้างจัดทำระบบป้องกันตามหมวดงาน (หมวด2-15)

4.3.5 นายจ้างจัดคนงานใหม่ต้องเข้าฝึกอบรม

4.3.6 นายจ้างแต่งตั้งลูกจ้างเป็น จป.ระดับหัวหน้างาน และตามขนาดลูกจ้าง ส่งชื่อไปกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน

4.4 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน (ฉบับที่2) พ.ศ. 2553

4.4.1 สถานประกอบกิจการที่มีลูกจ้างตั้งแต่ห้าสิบคนขึ้นไป ให้นายจ้างจัดให้ มีระบบ การจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงานของสถานประกอบกิจการ โดยนำจัดให้มีคู่มือดังนี้

1) นโยบายด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

2) โครงสร้างการบริหารด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

3) แผนงานด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน และการนำไปปฏิบัติ

4) การประเมินผลและทบทวนการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

5) การดำเนินการปรับปรุงด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

การจัดทำระบบการจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงานตามวรรคหนึ่ง ให้เป็นไปตาม ระยะเวลา หลักเกณฑ์และวิธีการที่อธิบดีประกาศกำหนด ให้นายจ้างปรับปรุงและพัฒนาระบบการจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงานอย่างน้อยปีหนึ่งครั้ง

4.4.2 ให้นายจ้างดำเนินการให้เป็นไปตามระบบการจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงาน

4.4.3 ให้นายจ้างจัดทำเอกสารเกี่ยวกับการจัดให้มีระบบการจัดการด้านความปลอดภัย ในการทำงาน

4.4.4 นายจ้างต้องจัดให้ลูกจ้างสามารถเข้าถึงข้อมูลต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับระบบ การจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงานได้

4.5 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหาร จัดการ และดำเนินการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับการป้องกันและระงับอัคคีภัย พ.ศ. 2555

4.6 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับความร้อน แสงสว่าง และเสียง พ.ศ. 2559

4.7 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัยและสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับเครื่องจักร ปั้นจั่น และหม้อน้ำ พ.ศ. 2552

4.8 กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับไฟฟ้า พ.ศ. 2554

4.9 ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง กำหนดมาตรฐานอุปกรณ์คุ้มครองความปลอดภัยส่วนบุคคล พ.ศ. 2554

4.10ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง สัญลักษณ์เตือนอันตราย เครื่องหมายเกี่ยวกับความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน และข้อความแสดงสิทธิและหน้าที่ของนายจ้างและลูกจ้าง พ.ศ. 2554

4.11ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง หลักเกณฑ์ วิธีการและเงื่อนไขการฝึกอบรมผู้บริหาร หัวหน้างาน และลูกจ้าง ด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

4.12ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง หลักเกณฑ์ วิธีการและเงื่อนไขการฝึกอบรมความปลอดภัยในการทำงานเกี่ยวกับไฟฟ้าสำหรับลูกจ้างซึ่งปฏิบัติงานเกี่ยวกับไฟฟ้า

4.13ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง หลักเกณฑ์และวิธีการ การใช้เชือก ลวดสลิง และรอก พ.ศ. 2553

4.14ประกาศกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน เรื่อง หลักเกณฑ์และวิธีการฝึกอบรมเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยในการทำงาน (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2553

4.15 ประกาศคณะกรรมการบริหารกองทุนความปลอดภัย อาชีวอนามัยและสภาพแวดล้อมในการทำงาน เรื่อง หลักเกณฑ์และเงื่อนไขการจัดสรรเงินกองทุนความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน

4.16คำชี้แจงกระทรวงแรงงาน เรื่อง กฎกระทรวงกำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับความร้อน แสงสว่าง และเสียง พ.ศ. 2549

4.17คำชี้แจงกระทรวงแรงงาน เรื่อง กฎกระทรวงกำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ. 2549

4.18ระเบียบกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน ว่าด้วยหลักเกณฑ์และวิธีการขึ้นทะเบียนเป็นหน่วยงานฝึกอบรม เจ้าหน้าที่ความปลอดภัยในการทำงาน และการดำเนินการฝึกอบรม พ.ศ. 2549

4.19ระเบียบกรมสวัสดิการและคุ้มครองแรงงาน ว่าด้วยหลักสูตรการฝึกอบรมเจ้าหน้าที่ความปลอดภัยในการทำงาน (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2553

4.20 ระเบียบคณะกรรมการบริหารกองทุนความปลอดภัย อาชีวอนามัยและสภาพแวดล้อมในการทำงาน ว่าด้วยหลักเกณฑ์ วิธีการ และเงื่อนไขการให้เงินช่วยเหลือและเงินอุดหนุน การขอเงินช่วยเหลือและเงินอุดหนุน การอนุมัติเงินทดรองจ่าย การขอเงินทดรองจ่าย การให้กู้ยืมเงิน และการชำระเงินคืนแก่กองทุนความปลอดภัย อาชีวอนามัยและสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ. 2559

4.21 มาตรฐาน วสท. จำนวน 13 ฉบับ

4.22 พ.ร.บ. คุ้มครองแรงงาน พ.ศ.2541

4.23 พ.ร.บ.ประกันสังคม พ.ศ. 2533

4.24 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่2) พ.ศ. 2537

4.25 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่3) พ.ศ. 2542

4.26 พ.ร.บ.ประกันสังคม (ฉบับที่4) พ.ศ. 2558

4.27 พ.ร.บ.เงินทดแทน พ.ศ. 2537

4.28 มติคณะรัฐมนตรี นร.0205/ว 84 ลงวันที่ 28 มิถุนายน 2543 เรื่องมาตรการป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของรัฐ

4.28.1 อนุมัติหลักการให้หน่วยงานราชการและรัฐวิสาหกิจ กำหนดให้มีค่าใช้จ่ายเกี่ยวกับระบบการจัดการความปลอดภัยในการทำงานก่อสร้างในโครงการก่อสร้างของรัฐ เพื่อให้เกิดความปลอดภัยและสุขภาพอนามัยในการทำงานแก่ลูกจ้างที่ปฏิบัติงานโนโครงการของรัฐ โดยมอบหมายให้สำนักงานปลัดสำนักนายกรัฐมนตรีไปพิจารณาดำเนินการในส่วนที่เกี่ยวข้องต่อไป

4.28.2 กำหนดให้ผู้รับเหมาก่อสร้างที่ยื่นซองประกวดราคา จัดทำเอกสารแนบท้ายเอกสารประกวดราคาเกี่ยวกับ "ระบบการจัดการความปลอดภัยในการทำงานก่อสร้าง" ตามข้อ 1 เพื่อป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุที่เกิดขึ้น ตามมาตรฐานความปลอดภัยฯ ของกระทรวงแรงงานฯ และกฎหมายอื่นๆ ที่เกี่ยวข้อง โดยให้กำหนดเฉพาะประเภทของงานก่อสร้าง คือ

1) งานอาคารขนาดใหญ่ ที่มีพื้นที่อาคารรวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันเกิน 2,000 ตารางเมตร หรืออาคารที่มีความสูงตั้งแต่ 15.00 เมตร ขึ้นไปและมีพื้นที่อาคารรวมกันทุกชั้นหรือชั้นหนึ่งชั้นใดในหลังเดียวกันเกิน 1,000 ตารางเมตร แต่ไม่เกิน 2,000 ตารางเมตร

2) งานสะพานที่มีความยาวช่วงเกิน 30.00 เมตร หรืองานสะพานข้ามทางแยกหรือทางยกระดับ หรือสะพานกลับรถยนต์ หรือทางแยกต่างระดับ

3) งานขุด หรือซ่อมแซม หรือรื้อถอนระบบสาธารณูปโภค ที่ลึกเกิน 3.00 เมตร

4) งานอุโมงค์ หรือทางลอด

5) งานก่อสร้างที่มีงบประมาณค่าก่อสร้างเกิน 300 ล้านบาท

โดยนำจัดให้มีคู่มือระบบการจัดการด้านความปลอดภัยในการทำงานดังนี้

ก. กำหนดนโยบายความปลอดภัยและสุขภาพอนามัยในการทำงาน

ข. การจัดองค์กรความปลอดภัยฯ ในการก่อสร้างและหน้าที่ความรับผิดชอบ

ค. กฎหมาย และข้อกำหนดต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง

ง. การฝึกอบรมด้านความปลอดภัย

จ. กำหนดมาตรการป้องกันและควบคุมอันตราย

ฉ. การตรวจความปลอดภัยในการทำงานก่อสร้าง

ช. กำหนดกฎความปลอดภัยในการทำงานก่อสร้าง

ซ. การควบคุม ดูแลความปลอดภัยฯ ของผู้รับเหมาช่วง

ฌ. การตรวจสอบ และการติดตามผลความปลอดภัยฯ

ญ. การรายงานอุบัติเหตุ และการสอบสวน วิเคราะห์อุบัติเหตุ

ฎ. การรณรงค์ส่งเสริมความปลอดภัย ฯ

ฏ. การปฐมพยาบาล

ฐ. การวางแผนฉุกเฉิน

ฑ. การจัดเก็บเอกสารที่เกี่ยวข้อง

ฒ. อื่นๆ

จากทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องดังกล่าวนำมาจัดเรียงและนำมาคัดเลือกหัวข้อด้านการลงทุนวิเคราะห์เป็นค่าใช้จ่ายทางตรง และค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากอุบัติเหตุเป็นค่าใช้จ่ายทางอ้อมนั่นเอง หาความสัมพันธ์ระหว่างการลงทุนป้องกันอุบัติเหตุและการสูญเสียจากอุบัติเหตุกับระดับสมรรถภาพความปลอดภัยจากหน้างาน ด้วยการใช้โค้งผ่านระบบคอมพิวเตอร์หาค่า แล้วจะได้ค่าใช้จ่ายด้านความปลอดภัยที่เหมาะสมจากสมการรูปแบบเอ็กโพเนนเชียล โดยคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ของมูลค่าโครงการหรือต่อพื้นที่ใช้สอย หรือต่อคน ถ้าพิจารณาหัวข้อลงทุนด้านความปลอดภัยและค่าเงินเฟ้อเพิ่มเข้าไปควรจะเป็นมูลค่าเท่าใดเพิ่มเติมได้อีก และถ้าทำนายค่าใช้จ่ายในปีต่อไปของโครงการ ค่าใช้จ่ายความปลอดภัยควรจะเป็นเท่าใด เป็นต้น

5. สรุปผลและเสนอแนะ

กรอบแนวคิดการศึกษาค่าใช้จ่ายความปลอดภัยที่เหมาะสมของโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่ ในเขตกรุงเทพฯและปริมณฑลนี้ ด้วยการเก็บข้อมูลจากแบบสอบถามและการตรวจสอบระดับสมรรถภาพความปลอดภัยหลายๆ โครงการ จากกฎหมายและมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง เบื้องต้นพบว่า รายการจากทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องที่มีผลต่อลงทุนความปลอดภัย คือ ผู้ดูแลความปลอดภัย มาตรการป้องกัน การฝึกอบรมและการฝึกปฏิบัติ การรณรงค์ส่งเสริม และการเกิดอุบัติเหตุในหน่วยงานมีค่าใช้จ่ายทั้งทางตรงทางอ้อม กับระดับสมรรถภาพความปลอดภัยจากหน้างาน จึงจะสามารถประมาณการเปอร์เซ็นต์ค่าใช้จ่ายของการลงทุนที่เหมาะสมได้ และเปอร์เซ็นต์ค่าใช้จ่ายนี้สามารถประมาณการสมรรถภาพความปลอดภัยได้ล่วงหน้าได้ กรอบแนวคิดนี้สามารถใช้เป็นแนวทางหนึ่งที่ช่วยแก้ปัญหาการอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของไทยให้ลดน้อยลงได้

ข้อเสนอแนะ นักวิจัยต้องแสวงหาวิธีการต่างๆเพื่อวิเคราะห์หาค่าใช้จ่ายจากการลงทุนด้านความปลอดภัยและการสูญเสียอุบัติเหตุให้ใกล้เคียงความเป็นจริง เช่น หัวข้อต่างๆ เวลาในการเก็บและวิเคราะห์ข้อมูล ตลอดจนจำนวนโครงการที่ศึกษา เป็นต้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณอาจารย์ ในสาขาวิชาวิศวกรรมก่อสร้าง วิทยาเขตอุเทนถวาย ที่ชี้นำการเขียนวิจัย ตลอดจนอาคม บุญปัญญาและหน่วยงานฝึกอบรมพัฒนาบุคลากรท้องถิ่น ปทุมธานี ที่แนะนำหัวข้อสำหรับการอบรมสัมมนาและเป็นแนวทางการเขียนบทวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1]กิตติ อินทรานนท์, (2540). วิศวกรรมความปลอดภัย .กรุงเทพฯ: โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[2] ธนารักษ์ วรปรีชาพันธ์, (2544). การศึกษาองค์ประกอบในการคิดราคางานการป้องกันอุบัติเหตุของงานก่อสร้างอาคาร.วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[3] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, (2518). มาตรฐานความปลอดภัยสำหรับงานก่อสร้างอาคาร. กรุงเทพฯ:

[4] สุนันท์ มนต์แก้ว, (2540). การตรวจสอบความปลอดภัยของสถานที่ก่อสร้าง. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[5]เสริมสิน วชิราพรพฤฒ, (2542). ความสัมพันธ์ของระดับมาตรการความปลอดภัยกับค่าใช้จ่ายที่เกี่ยวข้องกับความปลอดภัยของโครงการก่อสร้างอาคารสูง.วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[6] สำนักงานประกันสังคมกระทรวงแรงงานและสวัสดิการสังคม,(2556-2561). *สถิติงานประกันสังคม ปีพ.ศ. 2556-2561* . กรุงเทพฯ:

[7] *พ.ร.บ.ความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ.2554* เล่ม 128 ตอนที่ 4 ก ราชกิจจานุเบกษา 17 มกราคม 2554

[8] *กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน พ.ศ.2549.* เล□ม 123 ตอนที่ 64 ก ราชกิจจานุเบกษา 21 มิถนายน ุ 2549.

[9] *กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงานเกี่ยวกับงานก่อสร้าง พ.ศ. 2551*. เล□ม 125 ตอนที่ 110 ก ราชกิจจานุเบกษา 16 ตุลาคม 2551.

[10] *กฎกระทรวง กำหนดมาตรฐานในการบริหารและการจัดการด้านความปลอดภัย อาชีวอนามัย และสภาพแวดล้อมในการทำงาน (ฉบับที่2) พ.ศ. 2553* เล□ม 127 ตอนที่ 43 ก ราชกิจจานุเบกษา 9 กรกฎาคม 2553.

[11] มติคณะรัฐมนตรี นร.0205/ว 84 ลงวันที่ 28 มิถุนายน 2543. *เรื่องมาตรการป้องกันและควบคุมอุบัติเหตุในงานก่อสร้างของรัฐ.*

[12] Iain Cameron., Billy Hare., and Rhys Davies. (2008*). Fatal and Major Construction Accident: A Comparison between Scotland and the rest of Great Britain.* Journal of Construction Management and Economic46: 692-708.

[13]John, G.Everett., and Perter B, Frank Jr. (1996). “Cost of Accidents and Injuries to the construction Industry.” *Journal of Construction Engineering and Management122*:158-164.

[14] Osama Jannadi., and Sadi Assaf.(1998). *Safety Assessment in the Built Enviroment of Saudi Arabia.Journal of Safety Science29* :15-24.

[15] Rafiq, Choudhry, M., Dongping Fang., and Syed, Ahmed, M. (2008). *Safety Management in Construction: Best Practices in Hong Kong.Journal of International Issues in Engineering Education and Practice134*:.20-32

[16] Son, K.S., Melchers, R.E., and Kal, W.M. (2000). *An Analysis of Safety control Effectiveness.* Journal of Reliability Engineering and System Safety68:187-194.

[17]Tang, S.L., Lee, H.K., and Wong, K. (1997).*Safety Cost Optimization of Building Project in Hong Kong.Journal of Construction Management and Economic*15:177-186.

[18]Veerasakdi Chongsuvivatwong., and Pirom Kamolrattanakul.(1998). *A Multi-Centre Cross-Sectional Survey on Safety at Construction Sites in Thailand1994-1995. Journal of Occupational Health*40:319-324.

[19]Xingu Huang., and Jimmie Hinze (2003).*Analysis of Construction Worker Fall Accidents.Journal of Construction Engineering and Managemen*129:262-271

การกำหนดเพื่อเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างเขตพื้นที่กรุงเทพมหานคร

Method for Determine of Selection Decision of Migrant Construction Workers

ฐิติวัฒน์ ตรีวงศ์[1*] ถิรรัตน์ นาคาคง[2] กนกวรรณ ไชยนุรักษ์[3] และ จำรูญ หฤทัยพันธ์[4]

[1,2,3,4] ภาคเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร

**ผู้เขียนบทความ; E-mail address: titiwat.t@cit.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

อุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทยขณะนี้กำลังเผชิญกับภาวะขาดแคลนแรงงานมีฝีมือในประเทศ เนื่องด้วยแรงงานฝีมือเหล่านี้เปลี่ยนไปทำอาชีพที่มีรายได้แน่นอนกว่าและสูงกว่า ดังนั้นแรงงานต่างด้าวจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่สำคัญในอุตสาหกรรมก่อสร้างไทย โดยเฉพาะในเขตกรุงเทพมหานคร เพื่อให้เกิดการพัฒนาฝีมือแรงงานต่างด้าวอย่างยั่งยืน จึงจำเป็นที่เราต้องเข้าใจปัญหาและให้ความสนใจอย่างจริงจัง การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อกำหนดปัจจัยที่เป็นองค์ประกอบทำให้แรงงานไทยและแรงงานต่างด้าวแตกต่างกันในอุตสาหกรรมก่อสร้างในเขตกรุงเทพมหานคร ทั้งโครงการก่อสร้างอาคารสูงและโครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยในมุมมองผู้ว่าจ้างคนไทย การวิจัยครั้งนี้เป็นการสัมภาษณ์ตัวแทนผู้ประกอบการ 3 กลุ่ม ได้แก่ วิศวกรโครงการ วิศวกรคุมงานและโฟร์แมน จำนวน 32 คน ด้วยวิธีดัชนีความสำคัญสัมพัทธ์ ผลจากศึกษาพบว่าแรงงานต่างด้าวส่วนใหญ่เป็นชาวกัมพูชาและพม่า ตามลำดับ ในอุตสาหกรรมก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยพบว่ามีแรงงานต่างด้าวทำงานมากกว่าในอุตสาหกรรมก่อสร้างอาคารสูง อีกทั้งพบว่าปัจจัยเพศและการจ่ายเงินล่วงเวลาให้ค่าดัชนีความสำคัญสัมพันธ์สูงทั้งงานอาคารสูงและอาคารที่พักอาศัย ส่งผลให้การเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างเขตกรุงเทพมหานครเป็นที่น่าสนใจ

คำสำคัญ: แรงงานก่อสร้างต่างด้าว, ชนิดอุตสาหกรรมก่อสร้าง, กำหนดการเลือกใช้, ดัชนีความสำคัญสัมพันธ์

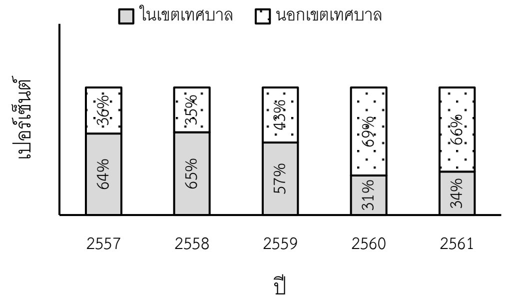
Abstract

The Thailand construction industry is facing a severe skilled labor shortage. Since, skilled laborers are finding secure jobs and better opportunities. Therefore, foreign laborers play a crucial role in the Thai construction industry, especially Bangkok. Sustainability, foreign laborers have seriously been supervised and understood to the problem. The objective of this study was to determine the differences in factors between Thai and foreign laborers in the construction industry in Bangkok. Both the high-rise buildings and the residential building works were examined based on the Thai employer's perspective. This study was a survey by interviews. The group comprised 32 persons in 3 entrepreneur representatives, such as project engineer, site engineer, and foreman. Factors causing differentiate Thai and foreign laborers were analyzed using Relative Important Index (RII). The results revealed that most of the foreign workers were Cambodians and Burmese, respectively. The residential building works were more foreign laborers than the high-rise buildings. Furthermore, it was also found that the gender factor and the overtime pay factor provide a high score of RII regarding the high-rise buildings and the residential buildings works. As a result, the determine of selection decision of foreign laborers in the construction industry is interesting.

Keywords: Foreign Construction Laborer, Type of Construction Industry, Selection Decision, Relative Important Index

1. คำนำ

ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลตั้งแต่ปี 2557-2561 พบว่ามีจำนวนสิ่งปลูกสร้างใหม่เพื่ออยู่อาศัยทั้งบ้านและอาคารชุดมีจำนวนเฉลี่ยเพิ่มขึ้นร้อยละ 3.8 ต่อปี [1 - 6] ดังรูปที่ 1 ในขณะที่แรงงานก่อสร้างชาวไทยลดลงตลอด เนื่องด้วยรัฐให้การศึกษาประชากรดีขึ้นและการกลับภูมิลำเนาเพื่อทำการเกษตรตามฤดูกาลจึงส่งผลอย่างต่อเนื่องสำหรับการขาดแคลนแรงงานภาคการก่อสร้าง ผู้ประกอบการจึงสนใจหันมาเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างไทย เนื่องด้วยแรงงานต่างด้าวขยันตั้งใจและอดทน สามารถทำงานหนัก งานสกปรก งานอันตรายโดยไม่เรียกร้องค่าจ้างมากกว่าแรงงานไทย อีกทั้งค่าจ้างแรงงานต่างด้าวต่ำกว่าแรงงานไทย และเมื่อจ่ายค่าจ้างที่เท่ากัน จึงเป็นเหตุผลที่ผู้ประกอบการจึงสนใจที่จะเลือกใช้บริการแรงงานก่อสร้างต่างด้าวมากกว่า [7]



รูปที่ 1 จำนวนสิ่งก่อสร้างใหม่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

การพัฒนาระบบสาธารณูปโภคและการขยายตัวภาคอสังหาริมทรัพย์ในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง ฉะนั้นจึงเกิดความต้องการด้านแรงงานโดยเฉพาะแรงงานก่อสร้างเพิ่มขึ้นเป็นเงาตามตัว แต่เนื่องจากแรงงานไทยขาดแคลนและมีจำกัด แรงงานต่างด้าวภาคอุตสาหกรรมก่อสร้างจึงถูกเลือกมาใช้บริการเพื่อสนับสนุนงานก่อสร้างที่กำลังจะตามมา สอดคล้องกับ [8] ผู้ประกอบการในไทยนิยมหันมาใช้บริการแรงงานต่างด้าวเป็นจำนวนมาก แรงงานต่างด้าวส่วนใหญ่มาจากประเทศเพื่อนบ้านได้แก่ พม่า ลาวและกัมพูชา เนื่องจากมีพรมแดนติดต่อกับประเทศไทยจึงเป็นเหตุผลให้แรงงานต่างด้าวเดินเข้าสู่ประเทศมากขึ้น จากสำนักงานบริหารแรงงานต่างด้าว กระทรวงแรงงาน [9] ได้รายงานว่าแรงงานต่างด้าวในกิจการก่อสร้างมีตัวเลขสูงเป็นอันดับหนึ่งคิดเป็นร้อยละ 23 ของแรงงานต่างด้าวทั้งหมดที่จำแนกตามกิจการทุกกิจการ และพบว่าแรงงานต่างด้าวกิจการก่อสร้างชาวพม่าและกัมพูชาคิดเป็นร้อยละ 49.8 และ 47.8 ตามลำดับ ซึ่งนับเป็นลำดับที่หนึ่งและสองของแรงงานต่างด้าวในกิจการก่อสร้าง ซึ่งเป็นไปตามรายงานการศึกษาจากองค์การแรงงานระหว่างประเทศ (ILO) พบว่าแรงงานต่างด้าวจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างมากในช่วงหลายทศวรรษโดยเฉพาะภาคส่วนงานก่อสร้างในภูมิภาคเอเชียใต้และเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ ซึ่งจะส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงในภูมิภาคนี้อย่างรวดเร็ว ถ้าไม่มีมาตรการหรือแนวทางการรับมือ [10]

ปัจจุบันประเทศไทยกำลังเผชิญกับภาวะขาดแคลนแรงงานก่อสร้างที่มีฝีมือ เนื่องจากแรงงานก่อสร้างทั้งไทยและต่างด้าวไม่ได้รับการเอาใจใสอย่างต่อเนื่อง [11 – 13] เนื่องจากธรรมชาติอุตสาหกรรมก่อสร้างมีลักษณะที่ซับซ้อนและมีการเคลื่อนย้ายจึงส่งผลให้ผู้ประกอบการไม่สามารถพัฒนาแรงงานก่อสร้างได้อย่างต่อเนื่อง [14] ปัญหาแรงงานต่างด้าวที่เข้ามาทำงานในประเทศไทยที่เป็นแรงงานในภาคอุตสาหกรรมก่อสร้าง ได้แก่ ปัญหาด้านความมั่นคง และปัญหาด้านความสามารถและพฤติกรรม พบว่าแรงงานต่างด้าวส่วนใหญ่มักเป็นแรงงานไร้ฝีมือ ขาดประสบการณ์ในการทำงาน แต่ค่าจ้างถูกและทำงานไม่เกี่ยง กลับกันแรงงานไทยเป็นแรงงานที่มีฝีมือ และประสบการณ์ในการทำงาน แต่ต้นทุนสูงกว่า จากการศึกษาเปรียบเทียบผลิตภาพแรงงานของไทยและแรงงานต่างด้าวชาวกัมพูชา ในงานก่อสร้างบ้านพักอาศัย พบว่า แรงงานต่างด้าวชาวกัมพูชามีค่าการทำงานที่ประสิทธิผลมากกว่าแรงงานไทย ซึ่งมีค่าสัดส่วนเกินกว่าร้อยละ 50 แต่ในเรื่องต้นทุนค่าแรง แรงงานไทยมีค่าแรงที่สูงกว่าแรงงานต่างด้าวชาวกัมพูชาและมีคุณภาพมากกว่า ทั้งในงานก่ออิฐ งานฉาบปูน งานปูกระเบื้องพื้น งานติดตั้งโครงสร้างเหล็ก และงานทาสี [7] อีกทั้งมีการศึกษาถึงปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการตัดสินใจเลือกใช้แรงงานต่างด้าวของผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้างในจังหวัดสงขลา พบว่าด้านคุณสมบัติลูกจ้าง ด้านการขาดแคลนแรงงาน ด้านต้นทุนของกิจการ ด้านกฎหมายและนโยบายของรัฐบาล ตามลำดับ ซึ่งมีผลต่อการตัดสินใจจ้างแรงงานต่างด้าวของผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง และผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้างเห็นว่าคุณสมบัติลูกจ้างมีความสำคัญสูงสุงในการเลือกมาทำงาน เนื่องจากขยันอดทน ไม่ลางานบ่อย เต็มใจทำงานตามที่สั่ง และมีความจงรักภักดี

กรุงเทพมหานครมีโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยและอาคารสูงเป็นจำนวนมาก ผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้างมีตัวเลือกในการตัดสินใจเรื่องแรงงานไม่มากนัก จากที่กล่าวมาปัญหาด้านแรงงานในระดับโครงการพบว่า เรื่องความสามารถและพฤติกรรมของแรงงานเป็นสำคัญ ผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้างจึงประสบปัญหาในการเลือกใช้แรงงานต่างด้าวและแรงงานไทยอย่างเหมาะสม ผู้วิจัยจึงเห็นความสำคัญถึงการศึกษาลำดับปัจจัยที่สำคัญในการเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้าง โดยในงานวิจัยนี้จะค้นหาปัจจัยทั้งแรงงานไทยและแรงงานต่างด้าวที่เป็นชาวพม่าและกัมพูชาซึ่งมีปริมาณมากสุดในประเทศมาทำการศึกษาจากความคิดเห็นของผู้ประกอบการรับเหมาก่อสร้างที่รับผิดชอบแรงงานเหล่านี้ ซึ่งผลที่ได้จากการจัดลำดับความสำคัญปัจจัยแรงงานก่อสร้างต่างด้าวตามประเภทโครงการก่อสร้างในเขตกรุงเทพมหานครจะสามารถช่วยให้ผู้ประกอบการตัดสินใจในการเลือกใช้แรงงานก่อสร้างต่างด้าวอย่างเหมาะสม

2. วิธีการศึกษา

การศึกษาในครั้งนี้เป็นการเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในโครงการก่อสร้างบ้านพักอาศัยและโครงการก่อสร้างอาคารสูงบริเวณรอบกรุงเทพมหานคร เพื่อให้ตรงตามวัตถุประสงค์ของผู้ประกอบการมากที่สุด ดังนั้นผู้ประกอบการควรต้องทราบปัจจัยที่เกี่ยวข้องทั้งในฝ่ายนายจ้างและแรงงาน เพื่อให้ผู้ประกอบการสามารถเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างอย่างมีระบบ เพื่อนำมาใช้เป็นแนวทางในการกำหนดเกณฑ์ในการเลือกใช้แรงงานก่อสร้างอย่างเหมาะสม

2.1 การเก็บรวบรวมข้อมูล

ในการเก็บรวบข้อมูลครั้งนี้เป็นการวิจัยเชิงปริมาณ การรวบรวมข้อมูลงานวิจัยจากเอกสารและบทความในประเด็นแรงงานต่างด้าวภาคอุตสาหกรรมก่อสร้าง เพื่อกำหนดในการสร้างแบบสอบถามและแบบสัมภาษณ์ การรวบรวมข้อมูลจากตัวแทนผู้ประกอบการที่ผู้มีส่วนเกี่ยวข้อง 3 กลุ่ม แบบเจาะจง ได้แก่ วิศวกรโครงการ วิศวกรคุมงาน และโฟร์แมน ในเขตกรุงเทพมหานคร

กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา ผู้วิจัยเลือกกลุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง (Purposive sampling) ที่ให้ความร่วมมือในการเก็บข้อมูลครั้งนี้ ซึ่งเป็นที่นิยมมากในงานวิจัยเชิงคุณภาพที่คำนึงถึงความเหมาะสมและความเป็นไปได้

ในการเข้าเก็บข้อมูล เนื่องจากกลุ่มตัวอย่างเข้าถึงได้ยากและมีเวลาจำกัด [15] อีกทั้งข้อมูลพื้นฐานของผู้ประกอบการกับแรงงานต่างด้าวค่อนข้างเป็นข้อมูลอ่อนไหวที่อาจส่งผลต่อการดำเนินการธุรกิจได้จึงมีกลุ่มตัวอย่างที่ให้ความอนุเคราะห์ในการเข้าเก็บรวบรวมข้อมูลในเขตกรุงเทพมหานครค่อนข้างจำกัด จากโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัย 3 โครงการ โดยผู้ให้ข้อมูลมีทั้งวิศวกรโครงการ วิศวกรคุมงาน และโฟร์แมน จำนวน 11 คน ที่มีประสบการณ์ในการทำงาน 5 – 10 ปี และโครงการก่อสร้างอาคารสูง 3 โครงการ มีทั้งวิศวกรโครงการ วิศวกรคุมงาน และโฟร์แมน จำนวน 21 คนมีประสบการณ์ในการทำงาน 5 – 10 ปีเช่นกัน

2.2 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

การวิจัยใช้แบบสอบถามและแบบสัมภาษณ์ในการเก็บรวบข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่าง โดยสร้างมาจากแนวคิด ทฤษฎี เอกสาร บทความและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง แบบสอบถามและแบบสัมภาษณ์ใช้สำหรับเก็บรวบรวมข้อมูลจากผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ เพื่อเก็บข้อมูลทั่วไปของสถานประกอบการ ปัจจัยแรงงาน การทำงานของแรงงาน และความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถามเกี่ยวกับการใช้แรงงาน

แบบสอบถามถูกแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่ 1 เป็นแบบสอบถามเกี่ยวกับข้อมูลทั่วไปของผู้ประกอบการ เช่น เพศ อายุ ระดับการศึกษา อัตราค่าจ้างเป็นต้น การวัดระดับความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ แบ่งเกณฑ์การวัดเป็น 5 ระดับดังนี้ มากที่สุด =5, มาก = 4, ปานกลาง = 3, น้อย = 2, น้อยที่สุด = 1 ส่วนที่ 2 เป็นข้อมูลเกี่ยวกับคุณสมบัติของแรงงานที่ได้จากการทบทวนวรรณกรรม [7,16] และสัมภาษณ์จากผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการทั้ง 6 โครงการที่พบบ่อยทั้งข้อดีและข้อเสียของแรงงานจากการทำงานที่ผู้ควบคุมงานมีประสบการณ์ รวมถึงคุณลักษณะเฉพาะของแรงงาน เช่น เชื้อชาติ วัฒนธรรม ที่สะท้อนการทำงานของแรงงานทำให้เกิดความแตกต่างกัน ดังนั้นจากที่กล่าวมาสามารถสรุปปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวในโครงการก่อสร้างบ้านพักอาศัยและโครงการก่อสร้างอาคารสูงได้ 5 ด้าน ได้แก่ ปัจจัยด้านทักษะในการทำงาน ปัจจัยด้านการสื่อสาร ปัจจัยด้านการจ้างงาน ปัจจัยด้านสัญชาติ และปัจจัยด้านกายภาพ ซึ่งแต่ละด้านมีปัจจัยย่อยประกอบดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ปัจจัยของแรงงานต่างด้าวในโครงการก่อสร้างแยกตามลักษณะ

ปัจจัยหลักของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	ปัจจัยย่อยแยกตามลักษณะ
1. ด้านทักษะในการทำงาน	1. แรงงานมีความขยันและอดทนในการทำงาน 2. แรงงานไม่ขาดงานหรือลางานโดยไม่มีเหตุอันสมควร 3. แรงงานปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัด 4. แรงงานปฏิบัติงานที่ได้รับมอบหมายด้วยความเต็มใจ 5. แรงงานสามารถทำงานล่วงเวลาได้ทุกครั้งที่นายจ้างกำหนดให้ทำ 6. แรงงานสามารถคิดและแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการทำงานได้ด้วยตัวเอง
2. ด้านการสื่อสาร	1. ภาษาที่แตกต่างส่งผลให้ประสิทธิภาพในการทำงานลดลง 2. หัวหน้าคนงานสามารถสื่อสารทำความเข้าใจกับแรงงานได้
3. ด้านการจ้างงาน	1. รายวัน/ครั้ง 2. รายสัปดาห์/ครั้ง 3. 2 สัปดาห์/ครั้ง 4. รายเดือน/ครั้ง 5. ค่าล่วงเวลา
4. ด้านสัญชาติ	1. สัญชาติไทย 2. สัญชาติพม่า 3. สัญชาติกัมพูชา
5. ด้านกายภาพ	1. เพศชาย อายุ 20 – 30 ปี 2. เพศชาย อายุ 31 – 40 ปี 3. เพศชาย อายุ 41 – 60 ปี 4. เพศหญิง อายุ 20 – 30 ปี 5. เพศหญิง อายุ 31 – 40 ปี 6. เพศหญิง อายุ 41 – 60 ปี

2.3 การวิเคราะห์ข้อมูล

การวิเคราะห์ข้อมูลเชิงปริมาณที่ได้จากแบบสอบถามนำมาประมวลผลด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ และวิเคราะห์โดยใช้สถิติ ได้แก่ ค่าร้อยละ ส่วนข้อมูลเชิงคุณภาพที่ได้จากการสัมภาษณ์ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการในการวิเคราะห์โดยเทคนิคการวิเคราะห์เนื้อหา จากนั้นผู้วิจัยนำแบบสอบถามดังกล่าวมาแจกแจงข้อมูลแล้วทำการวิเคราะห์ข้อมูลต่อไป โดยการวิเคราะห์ผลการศึกษาเป็นการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงสถิติแบบเชิงพรรณนา (Descriptive statistical) ข้อมูลทั่วไปของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ เช่น เพศ อายุ และระดับการศึกษา อีกส่วนหนึ่งเป็นข้อมูลทั่วไปในส่วนแรงงานที่ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการดูแล เช่น ระยะเวลาจ้างแรงงาน จำนวนแรงงาน และอัตราค่าจ้าง และข้อมูลความคิดเห็นจากผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการนำมาหาดัชนีความสำคัญสัมพันธ์ (Relative Importance Index : RII) [17] ของกลุ่มตัวอย่าง ซึ่งข้อมูลที่เก็บรวบรวมได้จากแบบสอบถามทั้งหมด ผู้วิจัยดำเนินการจัดการข้อมูลดังนี้

1. ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม หาค่าร้อยละ (Percentage)
2. ข้อมูลความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถามต่อปัจจัยของแรงงานก่อสร้างทั้งสองลักษณะงานก่อสร้างในเขตกรุงเทพมหานคร จากมาตราส่วนประมาณค่าระดับของลิเคิร์ท (Likert scale) และโดยการหาค่าดัชนีความสำคัญสัมพันธ์ (Relative Importance Index : RII) เพื่อจัดลำดับความสำคัญ (Ranking) จากคะแนนที่ได้รับ โดยคะแนนที่ใช้ในการคำนวณมาจากความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถามที่เป็นผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการทั้ง 3 กลุ่ม ซึ่งสามารถจัดลำดับความสำคัญได้จากสมการ (1)

$$RII = \frac{\sum_{i=1}^{5} W_i X_i}{AN} \times 100\% \qquad (1)$$

เมื่อ W_i หมายถึงเกณฑ์การวัดระดับ มีค่าตั้งแต่ 1 – 5

X_i หมายถึงจำนวนของการตอบในแต่ละเกณฑ์

A หมายถึงเกณฑ์การวัดที่สูงสุด คือ 5

N หมายถึงจำนวนแบบสอบถามทั้งหมด

3. ผลการศึกษา

ผลจากการศึกษาข้อมูลพื้นฐานของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 6 โครงการทั้งโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยและโครงการก่อสร้างอาคารสูง และจากงานวิจัยในอดีต ประเด็นข้อมูลพื้นฐานของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานมีหลายลักษณะทั้งจากตนเองและกลุ่มงานที่เกี่ยวข้อง รวมถึงลักษณะงานที่ทำ ผลจากการทบทวนวรรณกรรม จึงสรุปประเด็นข้อมูลพื้นฐานของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 6 โครงการ ในโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยและโครงการก่อสร้างอาคารสูง ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ข้อมูลพื้นฐาน

ลักษณะ	โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย	โครงการก่อสร้างอาคารสูง
1. เพศของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ	ชาย 12 คน	ชาย 16 คน หญิง 5 คน
2. อายุของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ	อายุระหว่าง 21-50 ปี	อายุระหว่าง 21-60 ปี
3. ระดับการศึกษาของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการ	ตั้งแต่ระดับอาชีวศึกษาจนถึงระดับปริญญาโท	ตั้งแต่ระดับประถมศึกษาจนถึงระดับปริญญาตรี
4. ระยะเวลาจ้างแรงงานต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการ	ต่ำกว่า 1 ปี จนถึงมากกว่า 5 ปี	ต่ำกว่า 1 ปี จนถึงมากกว่า 5 ปี
5. จำนวนแรงงานต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการ	ต่ำกว่า 100 คน	มากกว่า 250 คน
6. อัตราค่าจ้างแรงงานผู้ชายต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการ	ตั้งแต่ 320 บาทขึ้นไป	ตั้งแต่ 300 บาทขึ้นไป
7. อัตราค่าจ้างแรงงานผู้หญิงต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการ	ตั้งแต่ 280 บาทขึ้นไป	ตั้งแต่ 220 บาทขึ้นไป

จากตารางที่ 2 โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย พบว่า ผู้ให้สัมภาษณ์ที่เป็นวิศวกรโครงการมีจำนวน 5 คน คิดเป็นร้อยละ 50 และ 5 คน มีตำแหน่งการทำงานเป็นวิศวกรควบคุมงาน จำนวน 2 คน เป็นโฟร์แมนคุมงานก่อสร้างคิดเป็นร้อยละ 30 และ 20 ตามลำดับ เป็นผู้ชายทั้งหมด อายุเฉลี่ย 21 ถึง 50 ปี การศึกษาระดับปริญญาโท 1 คนเป็นวิศวกรโครงการโดยส่วนใหญ่ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการจะจ้างแรงงานต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการเป็นระยะเวลามากกว่า 5 ปี แต่ในช่วง 1-3 ปีไม่พบข้อมูลการจ้าง ส่วนใหญ่จำนวนแรงงานต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการไม่เกิน 100 คน สุดท้ายจำนวนแรงงานต่างด้าวทั้งชายและหญิงที่อยู่ในสถานประกอบการก่อสร้างมีอัตราค่าจ้างที่สูงพอกัน

สำหรับโครงการก่อสร้างอาคารสูงจากตารางที่ 2 พบว่า ผู้ให้สัมภาษณ์ที่เป็นวิศวกรโครงการมีจำนวน 10 คน คิดเป็นร้อยละ 47.6 และ 6 คน มีตำแหน่งการทำงานเป็นวิศวกรควบคุมงาน สุดท้ายจำนวน 5 คน เป็นโฟร์แมนคุมงานก่อสร้างคิดเป็นร้อยละ 28.6 และ 23.8 ตามลำดับ มีทั้งชายและหญิงที่มีอายุเฉลี่ย 21 – 30 ปี แต่มีช่วงอายุ 51-60 ปีที่ยังถูกจ้าง 3 คน ส่วนใหญ่จบระดับปริญญาตรีและมีระดับประถมศึกษา 1 คน ในการจ้างแรงงานต่างด้าวที่อยู่ในสถานประกอบการสำหรับโครงการก่อสร้างอาคารสูงมีระยะเวลามากกว่า 5 ปี ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการมีความเห็นว่าแรงงานต่างด้าวส่วนใหญ่มีจำนวนมากกว่า 250 คนขึ้นไป จำนวนแรงงานต่างด้าวหญิงที่ได้รับอัตราค่าจ้างที่สูงมีมากกว่าแรงงานต่างด้าวชาย

3.1 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้างโดยรวม

ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้างโดยรวมตามสมการที่ (1) จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 6 โครงการ ตามตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้างโดยรวม

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	ด้านทักษะในการทำงาน	68%	5
2	ด้านการสื่อสาร	70%	4
3	ด้านการจ้างงาน	81%	2
4	ด้านสัญชาติ	76%	3
5	ด้านกายภาพ	82%	1

จากผลการวิเคราะห์ค่า RII จัดลำดับความสำคัญของปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้าง จากความคิดเห็นของกลุ่มตัวอย่างทั้งหมด ลำดับที่ 1 ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านกายภาพ (RII 82%) ในงานก่อสร้างจำเป็นต้องใช้แรงงานเป็นหลัก สาเหตุจากอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทยยังใช้เครื่องจักรกลและเครื่องทุ่นแรงน้อยเนื่องจากต้นทุนสูง ดังนั้นถ้าแรงงานนั้นให้กำลังมากและมีต้นทุนต่ำเป็นตัวเลือกอันดับต้นซึ่งเป็นความคิดเห็นจากผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการทั้ง 6 โครงการ ลำดับที่ 2 ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงาน (RII 81%) จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายเจ้าของ ได้ให้ความเห็นว่าลักษณะอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทยที่แตกต่างจากอุตสาหกรรมอื่นเนื่องจากงานก่อสร้างเป็นกิจกรรมกลางแจ้ง ที่สัมผัสกับสภาพภูมิอากาศที่เปลี่ยนแปลงตลอดเวลา อีกทั้งงานก่อสร้างเป็นงานที่มีความเสี่ยงสูงและมีแผนปฏิบัติงานในที่ก่อสร้างที่มีเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาแบบวันต่อวัน โดยงานก่อสร้างเป็นงานที่ขึ้นกับช่างฝีมือและแรงงานทั้งหมด แต่ได้ค่าจ้างต่ำ

ฉะนั้นเมื่องานก่อสร้างไม่ว่าโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยหรือโครงการก่อสร้างอาคารสูงจำเป็นต้องอาศัยแรงงานเป็นหลัก ประกอบกับปัจจัยในงานก่อสร้างดังที่กล่าวมา จะพบว่าผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการพยายามเลือกใช้กลยุทธ์เพื่อให้งานประสบความสำเร็จ การจ่ายค่าจ้างจึงเป็นแรงจูงใจที่สำคัญ

ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวในโครงการก่อสร้างโดยรวมลำดับที่ 3 และ 4 ได้แก่ ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านสัญชาติ (RII 76%) และปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสาร (RII 70%) ตามลำดับถือเป็นตัวเลือกที่สำคัญในงานก่อสร้าง แต่จากเหตุผลที่กล่าวมา แรงงานไทยถือเป็นแรงานที่ขาดแคลนในประเทศแต่พบว่ามีคุณภาพมากที่สุดเมื่อเทียบกับแรงงานต่างด้าว จึงเป็นเหตุผลให้ผู้ประกอบการใดที่มีความสามารถหาแหล่งแรงงานใดได้ก็จะหามาเพื่อแก้ปัญหาแรงงานไทยที่ขาดแคลน สุดท้ายลำดับที่ 5 ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านทักษะในการทำงาน (RII 68%) ถือเป็นปัจจัยที่สำคัญแต่ในทางปฏิบัติพบว่า ปัจจัยนี้ผู้ประกอบการควบคุมได้ยาก แรงงานมีฝีมือและทักษะจะอยู่กับผู้ประกอบไม่นาน ทำให้ผู้ประกอบการมีต้นทุนที่สูงขึ้น แต่ในอนาคตประเทศไทยจำเป็นต้องทำเพื่อการแข่งขันที่ยั่งยืน

3.2 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย

ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยตามสมการที่ (1) จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 3 โครงการ ตามตารางที่ 4 – 8

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านทักษะในการทำงาน (โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	แรงงานมีความขยันและอดทนในการทำงาน	72%	2
2	แรงงานไม่ขาดงานหรือลางานโดยไม่มีเหตุอันสมควร	72%	2
3	แรงงานปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัด	80%	1
4	แรงงานปฏิบัติงานที่ได้รับมอบหมายด้วยความเต็มใจ	72%	2
5	แรงงานสามารถทำงานล่วงเวลาได้ทุกครั้งที่นายจ้างกำหนดให้ทำ	68%	3
6	แรงงานสามารถคิดและแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการทำงานได้ด้วยตัวเอง	64%	4

จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 3 โครงการในโครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยตามตารางที่ 4 ให้ความสำคัญกับแรงงานที่ปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัดเป็นลำดับที่ 1 (RII 80%) แต่ในลำดับที่ 2 มีสามปัจจัยได้แก่ ปัจจัยแรงงานมีความขยันและอดทนในการทำงาน ปัจจัยแรงงานไม่ขาดงานหรือลางานโดยไม่มีเหตุอันสมควร และปัจจัยแรงงานปฏิบัติงานที่ได้รับมอบหมายด้วยความเต็มใจ ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการในโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยมองว่าแรงงานต่างด้าวที่ดีจะต้องมีปัจจัยสามตัวนี้ ส่วนปัจจัยที่เหลือถือเป็นความสามารถพิเศษรายบุคคลที่ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการควบคุมได้ยาก มีความหลายหลายทางวัฒนธรรมเข้ามาเกี่ยวข้อง จากนั้นตารางที่ 5 ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสารเป็นที่ชัดเจนว่าหัวหน้าคนงานสำคัญในการทำงานก่อสร้างที่มีแรงงานต่างด้าว

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสาร (โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	ภาษาที่แตกต่างส่งผลให้ประสิทธิภาพในการทำงานลดลง	60%	2
2	หัวหน้าคนงานสามารถสื่อสารทำความเข้าใจกับแรงงานได้	80%	1

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงาน (โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	รายวัน/ครั้ง	60%	3
2	รายสัปดาห์/ครั้ง	56%	4
3	2 สัปดาห์/ครั้ง	76%	2
4	รายเดือน/ครั้ง	52%	5
5	ค่าล่วงเวลา	80%	1

ตามตารางที่ 6 เป็นที่ชัดเจนว่าการจ่ายค่าล่วงเวลาถือเป็นปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงานที่สำคัญที่สุด (RII 80%) ลำดับที่ 2 จ่ายสองสัปดาห์ต่อครั้ง (RII 76%) และลำดับที่ 3 จ่ายรายวันต่อครั้ง (RII 60%) จากตารางที่ 7 แรงงานไทยยังคงเป็นแรงงานที่ต้องการที่สุด (RII 76%) ตามด้วยแรงงานกัมพูชาและพม่า (RII 72%, RII 60%) ตามลำดับ

ตารางที่ 7 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านสัญชาติ (โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	สัญชาติไทย	76%	1
2	สัญชาติพม่า	60%	3
3	สัญชาติกัมพูชา	72%	2

ตารางที่ 8 จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างในโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยเห็นพ้องว่าเพศชายอายุ 20

– 30 ปี เป็นวัยทำงานที่สำคัญและจำเป็นที่สุด (RII 80%) ลำดับที่ 2 เพศชายอายุ 31 – 40 ปี (RII 76%) และเพศหญิงอายุ 20 – 30 ปี (RII 68%) มีความเห็นว่าอายุที่น้อยกว่าจะให้ผลิตภาพงานที่มากกว่าแม้เพศจะต่างกัน

ตารางที่ 8 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านกายภาพ (โครงการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	เพศชาย อายุ 20 – 30 ปี	80%	1
2	เพศชาย อายุ 31 – 40 ปี	76%	2
3	เพศชาย อายุ 41 – 60 ปี	64%	4
4	เพศหญิง อายุ 20 – 30 ปี	68%	3
5	เพศหญิง อายุ 31 – 40 ปี	52%	5
6	เพศหญิง อายุ 41 – 60 ปี	48%	6

3.3 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงการก่อสร้างอาคารสูง

ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวของโครงก่อสร้างอาคารสูงตามสมการที่ (1) จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 3 โครงการ ตามตารางที่ 9 – 13

ตารางที่ 9 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านทักษะในการทำงาน (โครงการก่อสร้างอาคารสูง)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	แรงงานมีความขยันและอดทนในการทำงาน	80%	3
2	แรงงานไม่ขาดงานหรือลางานโดยไม่มีเหตุอันสมควร	76%	4
3	แรงงานปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัด	84%	1
4	แรงงานปฏิบัติงานที่ได้รับมอบหมายด้วยความเต็มใจ	74%	5
5	แรงงานสามารถทำงานล่วงเวลาได้ทุกครั้งที่นายจ้างกำหนดให้ทำ	82%	2
6	แรงงานสามารถคิดและแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการทำงานได้ด้วยตัวเอง	68%	6

จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการงานก่อสร้างทั้ง 3 โครงการในโครงการก่อสร้างอาคารสูงตามตารางที่ 9 ให้ความสำคัญกับแรงงานที่ปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัดเป็นลำดับที่ 1 (RII 84%) ลำดับที่ 2 ปัจจัยแรงงานสามารถทำงานล่วงเวลาได้ทุกครั้งที่นายจ้างกำหนดให้ทำ ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการในโครงการก่อสร้างอาคารสูงเห็นว่าโครงการก่อสร้างอาคารสูงจะมีช่วงเวลาที่ต้องทำงานเกินเวลามากและต่อเนื่องมากกว่าโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัย เช่น กรณีเทคอนกรีต เป็นต้น ดังนั้นแรงงานจะต้องมีความพร้อมในการทำงานตลอดเวลา ลำดับที่ 3 ถึง 6 ผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการมีความเห็นว่าปัจจัยที่เหลือถือเป็นความสามารถพิเศษรายบุคคล

ตารางที่ 10 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสาร (โครงการก่อสร้างอาคารสูง)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	ภาษาที่แตกต่างส่งผลให้ประสิทธิภาพในการทำงานลดลง	68%	2
2	หัวหน้าคนงานสามารถสื่อสารทำความเข้าใจกับแรงงานได้	80%	1

ตามตารางที่ 10 โครงการก่อสร้างอาคารสูงปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสารเป็นที่ชัดเจนว่าหัวหน้าคนงานให้ความสำคัญของการสื่อสารที่ส่งผลต่องานและความเข้าใจในทำงานก่อสร้างที่มีแรงงานต่างด้าวเป็นสำคัญ หัวหน้าคนงานต้องสั่งงานได้

ตารางที่ 11 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงาน (โครงการก่อสร้างอาคารสูง)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	รายวัน/ครั้ง	60%	5
2	รายสัปดาห์/ครั้ง	62%	4
3	2 สัปดาห์/ครั้ง	88%	2
4	รายเดือน/ครั้ง	70%	3
5	ค่าล่วงเวลา	94%	1

ตารางที่ 12 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านสัญชาติ (โครงการก่อสร้างอาคารสูง)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	สัญชาติไทย	84%	1
2	สัญชาติพม่า	64%	3
3	สัญชาติกัมพูชา	70%	2

ตามตารางที่ 11 การจ่ายค่าล่วงเวลาถือเป็นปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงานที่สำคัญที่สุด (RII 80%) และลำดับที่ 2 จ่ายสองสัปดาห์ต่อครั้ง (RII 76%) ส่วนลำดับที่ 3 จ่ายรายเดือนต่อครั้ง (RII 60%) จากลำดับที่ของการจ่ายค่าล่วงเวลาที่สูงในปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงานทั้งโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยและอาคารสูง

สะท้อนให้เห็นถึงต้นทุนแรงงานในอุตสาหกรรมก่อสร้างที่สูง ในตารางที่ 12 แรงงานไทยยังคงเป็นแรงงานที่ต้องการที่สุด (RII 84%) ตามด้วยแรงงานกัมพูชาและพม่า (RII 70%, RII 64%) ตามลำดับ

ตารางที่ 13 ผลการวิเคราะห์ลำดับปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านกายภาพ (โครงการก่อสร้างอาคารสูง)

ลำดับ	ปัจจัยของแรงงานก่อสร้างต่างด้าว	RII	ผลการจัดลำดับ
1	เพศชาย อายุ 20 – 30 ปี	92%	1
2	เพศชาย อายุ 31 – 40 ปี	78%	2
3	เพศชาย อายุ 41 – 60 ปี	66%	4
4	เพศหญิง อายุ 20 – 30 ปี	74%	3
5	เพศหญิง อายุ 31 – 40 ปี	56%	5
6	เพศหญิง อายุ 41 – 60 ปี	52%	6

ตารางที่ 13 จากความคิดเห็นของผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการโครงการก่อสร้างอาคารสูงซึ่งเห็นพ้องว่าเพศชายอายุ 20 – 30 ปี เป็นวัยทำงานที่สำคัญและจำเป็นที่สุด (RII 92%) ลำดับที่ 2 เพศชายอายุ 31 – 40 ปี (RII 78%) และเพศหญิงอายุ 20 – 30 ปี (RII 74%) มีความเห็นไปในทิศทางเดียวกันกับโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยว่าอายุที่น้อยกว่าจะให้ผลิตภาพงานที่มากกว่าแม้เพศจะต่างกัน

4. สรุปผลการศึกษา

ผลการวิจัยการกำหนดเพื่อเลือกใช้แรงงานต่างด้าวในอุตสาหกรรมก่อสร้างเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครจากการวิเคราะห์ความคิดเห็นของกลุ่มตัวอย่างโดยรวมและความคิดเห็นของกลุ่มตัวอย่างดังนี้

1. กลุ่มผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการโดยรวม ให้ความสำคัญในการเลือกแรงงานในด้านกายภาพ (RII 82%) มากกว่าคุณภาพ (RII 68%) สอดคล้องกับ [18] ซึ่งได้ศึกษารูปแบบการจัดการความเสี่ยงธุรกิจก่อสร้างในประเทศกลุ่มแอฟริกาใต้ที่กล่าวว่าความเสี่ยงที่เกิดขึ้นในกลุ่มประเทศที่กำลังพัฒนา เช่น ความเสี่ยงด้านการเมือง (Political risk) หรือความเสี่ยงจากการชำระเงิน (Payment risk) เป็นต้น แม้กระทั่งทรัพยากรหรือความสามารถในการผลิตหรือทางเลือกใดที่จะลดความเสี่ยงดังกล่าวมีน้อยมาก จึงส่งผลให้ผู้ประกอบการงานก่อสร้างจำเป็นต้องตัดสินใจบนสถานการณ์ที่ไม่แน่นอนในประเทศ ซึ่งยากแก่การยอมรับความเสี่ยงนั้นนั้นในการดำเนินธุรกิจ ดังนั้นการตัดสินใจเลือกเพศและจำนวนของแรงงานก่อสร้างในการแก้ปัญหาแรงงานขาดแคลนในประเทศที่กำลังพัฒนาเช่นเดียวกับประเทศไทย จึงเป็นการตัดสินใจที่อาจสวนกระแสกับหลักการจัดการแรงงานอย่างยั่งยืนในประเทศที่พัฒนาแล้ว [11]

2. กลุ่มผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการโครงการอาคารที่พักอาศัย ให้ความสำคัญเลือกใช้แรงงานที่ปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัด (RII 80%) สามารถสื่อสารทำความเข้าใจกับหัวหน้าคนงานได้ (RII 80%) สามารถถูกจ้างงานแบบล่วงเวลาได้ (RII 80%) และเป็นเพศชายอายุ 20 – 30 ปี (RII 80%) โดยเน้นที่ผลิตภาพงานที่ได้ต้องมาก่อนเสมอซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัย [19] ที่พูดถึงแรงงานก่อสร้างชาวลาตินที่ทำงานอยู่ในประเทศสหรัฐอเมริกาซึ่งเป็นกลุ่มอาคารที่พักอาศัย (Residential construction workers) ดังนั้นผลที่ตามมาเป็นเรื่องการรับรู้ถึงความปลอดภัยในการทำงานและอุบัติเหตุที่จะเกิดขึ้น ในกลุ่มนี้นับว่าเป็นกลุ่มที่รับรู้น้อยที่สุด

3. กลุ่มผู้ควบคุมงานฝ่ายผู้ประกอบการโครงการก่อสร้างอาคารสูงให้ความสำคัญเลือกใช้แรงงานที่ปฏิบัติงานตรงเวลาและปฏิบัติตามคำสั่งของหัวหน้างานอย่างเคร่งครัด RII 84%) และที่สำคัญต้องทำงานล่วงเวลาได้ตลอดเวลา (RII 82%) โดยสามารถสื่อสารทำความเข้าใจกับหัวหน้าคนงาน (RII 80%) สามารถถูกจ้างงานแบบล่วงเวลาได้ (RII 94%) เป็นเพศชายอายุ 20 – 30 ปี (RII 92%) โดยยังคงเน้นที่ผลิตภาพงานที่ได้ต้องมาก่อนเสมอแต่เพิ่มเติมในข้อบังคับและเกณฑ์ปฏิบัติที่มากกว่าโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัย เนื่องจากเป็นโครงการก่อสร้างอาคารสูงมีความเสี่ยงสูงกว่าโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัย [19] งานโครงการก่อสร้างอาคารสูงแรงงานส่วนใหญ่ต้องรับรู้กฎและระเบียบทั้งในงานเทคนิคก่อสร้างและความปลอดภัยเป็นพิเศษ

4. ผลการเปรียบเทียบปัจจัยโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยและโครงการก่อสร้างอาคารสูง พบว่า 4 ปัจจัยที่มีความเหมือนกัน ได้แก่ ปัจจัยแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านทักษะในการทำงาน ปัจจัยแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการสื่อสาร ปัจจัยแรงงานต่างด้าวด้านสัญชาติ และปัจจัยแรงงานต่างด้าวด้านกายภาพ ปัจจัยทั้งสี่มีลำดับความสำคัญย่อยทั้งหมดที่เหมือนกัน เนื่องจากผู้ควบคุมงานได้ให้ความเห็นไปในทิศทางเดียวกันเพราะปัจจัยทั้งสี่เป็นลักษณะหนึ่งในปัจจัยที่ส่งผลต่อผลิตภาพของแรงงานงานต่างด้าวสอดคล้องกับงานวิจัย [16] ในประเทศเกาหลีใต้ได้ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อผลิตภาพและสมรรภาพของแรงงานต่างด้าว โดยพบว่าปัจจัยที่ส่งผลต่อผลิตภาพเป็นลักษณะคุณสมบัติและบุคลิกภาพของแรงงานต่างด้าวที่ติดตัวมา ดังนั้นถ้าต้องการพัฒนาแรงงานต่างด้าวต้องเข้าใจลักษณะเฉพาะก่อนจึงจะสามารถพัฒนาและจูงใจให้พวกเขาทำงานได้สำเร็จ เช่นเดียวกับปัจจัยทั้งสี่ในงานวิจัยนี้เป็นมุมมองผ่านทางประสบการณ์ของผู้ควบคุมงานที่ได้ให้ความเห็น

ปัจจัยที่มีความเห็นต่างกัน คือปัจจัยแรงงานก่อสร้างต่างด้าวด้านการจ้างงาน มีทั้งความคิดเห็นเหมือนกันและต่างกัน กรณีที่เหมือนกัน คือปัจจัยค่าล่วงเวลา ค่าล่วงเวลาเป็นกลยุทธ์อย่างหนึ่งในการจูงใจและจัดการให้แรงงานทำงานตามที่สั่งได้ตามต้องการ แต่ในกรณีที่ความเห็นต่างกันโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยมองว่าการจ้างงานแบบรายเดือนผู้รับเหมางานในโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยจะต้องแบกรับภาระดูแลแรงงานมาก อีกทั้งโครงการก่อสร้างอาคารบ้านอาศัยเป็นงานใช้ฝีมือและแรงงานเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นผู้รับเหมาจึงมักเลือกใช้แรงงานเป็นครั้งคราวไม่จำเป็นต้องเป็นรายเดือน ส่วนในโครงการก่อสร้างอาคารสูงมองว่าการจ้างรายวันเป็นทางเลือกสุดท้ายที่จะทำ เนื่องจากการจ้างงานในโครงการก่อสร้างอาคารสูงมักจ้างเป็นรายเดือนเพื่อลดต้นทุน ซึ่งสอดคล้อง

กับงานวิจัย [16] พบว่าการจ่ายผลตอบแทนเป็นปัจจัยระบบการจัดการในสถานที่ ซึ่งเป็นความสามารถของผู้จัดการโครงการหรือวิศวกรโครงการที่จะต้องเข้าใจพฤติกรรมของแรงงานและลักษณะงานที่ตนทำ เป็นส่วนช่วยเพิ่มหรือส่งเสริมให้แรงงานมีผลิตภาพในการทำงานที่ดีขึ้น

สุดท้ายประเทศไทยหรือประเทศที่กำลังพัฒนาส่วนใหญ่โครงการก่อสร้างไม่ว่าจะเป็นโครงการก่อสร้างอาคารบ้านพักอาศัยหรืออาคารสูงผู้ประกอบการมุ่งเน้นไปที่ลดต้นทุนในการก่อสร้างมากที่สุดเพื่อลดความเสี่ยงที่ไม่สามารถควบคุมได้ [18] ถึงแม้ว่าเครื่องมือเครื่องจักรและแผนงานนั้นสามารถควบคุมปรับเปลี่ยนได้ง่ายก็ตาม แต่แรงงานก่อสร้างเป็นมนุษย์ยากในการปรับเปลี่ยน ยิ่งถ้าเป็นช่วงเวลาที่เศรษฐกิจผันผวนดังเช่นปัจจุบันภัยธรรมชาติซ้ำเติม ผู้ประกอบการในงานการก่อสร้างยากที่จะควบคุมได้ ฉะนั้นงานวิจัยนี้สะท้อนให้เห็นถึงผู้ประกอบการงานก่อสร้างไทยได้เลือกและกำหนดแรงงานต่างด้าวที่มีลักษณะทางกายภาพเป็นทางแก้ปัญหาที่จับต้องได้เป็นสำคัญ เช่น เพศ อายุ จำนวนแรงงาน เชื้อชาติ เป็นต้น ส่วนเรื่องทักษะในการทำงานและการสื่อสาร ผู้ประกอบการเห็นว่าสามารถมาเสริมได้ในระหว่างทำงานโดยไม่ให้ต้นทุนเพิ่ม สุดท้ายแม้ว่าผู้ประกอบการจะเลือกใช้แรงงานต่างด้าวตามสภาพและสถานการณ์ที่เป็นจริงในประเทศก็ตาม แต่ผลที่จะตามมาในอนาคตอาจส่งผลในเรื่องความแตกต่างด้านวัฒนธรรม (National Cultural Difference) ที่ส่งผลต่อการรับรู้และความเข้าใจในการทำงานอย่างปลอดภัย [19] ฉะนั้นผู้ประกอบการงานก่อสร้างไทยควรจัดให้มีฝ่ายคัดเลือกและอบรมแรงงานที่เข้มแข็งเพื่อช่วยในการตัดสินใจ การตัดสินใจใดผู้ประกอบการควรต้องใช้ข้อมูลหลากหลายมิติเป็นองค์ประกอบในการตัดสินใจและตระหนักถึงการใช้แรงงานทั้งไทยและต่างด้าวเป็นสำคัญ

5. ข้อเสนอแนะในการศึกษาครั้งต่อไป

ในการศึกษาครั้งนี้มีกลุ่มตัวอย่างน้อยมาก ผู้วิจัยจึงเสนอให้เพิ่มจำนวนกลุ่มตัวอย่างในการศึกษาครั้งต่อไปมากขึ้น และควรศึกษามิติในด้านการรับรู้ถึงความเสี่ยงของแรงงานก่อสร้างต่างด้าวทั้งภาครัฐและเอกชน

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2557). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2557.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 35.

[2] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2558). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2558.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 31.

[3] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2558). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2558.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 31.

[4] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2559). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2559.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 37.

[5] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2560). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2560.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 48.

[6] สำนักงานสถิติแห่งชาติ (2561). *การประมวลข้อมูลพื้นที่การก่อสร้าง พ.ศ.2561.* สำนักสถิติพยากรณ์, หน้า 52.

[7] อทิตยา สุวรรณโณ (2558). *ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการตัดสินใจเลือกใช้แรงงานต่างด้าวของผู้ประกอบการธุรกิจรับเหมาก่อสร้างในจังหวัดสงขลา.* บริหารธุรกิจมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยหาดใหญ่, ไทย.

[8] สำนักงานคณะกรรมการเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ (2560). *รายงานภาวะเศรษฐกิจไทย*, ธนาคารแห่งประเทศไทย, หน้า 7.

[9] สำนักบริหารแรงงานต่างด้าว (2562). *สถิติจำนวนคนต่างด้าวที่ได้รับอนุญาตทำงานคงเหลือทั่วราชอาณาจักร ประจำเดือนธันวาคม 2562.* กลุ่มพัฒนาระบบควบคุมการทำงานของต่างด้าว, หน้า 59-60.

[10] Buckley, M., Zendel, A. Biggar, J., Frederksen, L. and Wells, J. (2016) *Migrant Work & Employment in the Construction Sector.* International Labour Oganization, pp.10-11.

[11] Ling, F.Y.Y., Dulaimi, M.F. and Chua, M.H. (2013). Strategies for managing migrant construction workers from China, India, and the Philippines. *Journal of Professional Issues in Engineering Education & Practice*, 139(1), pp.19-26.

[12] Lin, K.Y., Lee, W., Azari, R. and Migliaccio, G.C. (2018). Training of low-literacy and low-english-proficiency hispanic workers on construction fall fatality. *Journal of Management in Engineering*, 34(2), pp.1-13.

[13] Al-Bayati, A.J. (2019). Satisfying the need for diversity training for hispanic construction workers and their supervisors at US construction workplaces: a case study. *Journal of Management in Engineering*, 145(6), pp.1-8.

[14] ภาวิณี คำประวัติ และ วรรณวิทย์ แต้มทอง (2562). การเปรียบเทียบผลิตภาพของแรงงานไทยและแรงงานต่างด้าว. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 1-6.

[15] ธวัชชัย วรพงศธร (2561). ประชากร ตัวอย่าง และขนาดตัวอย่างสำหรับงานวิจัย. *วารสารการส่งเสริมสุขภาพและอนามัยสิ่งแวดล้อม*, ฉบับที่ 41, หน้า 11-22.

[16] Han, S.H., Park, S.H., Jin, E.J., Kim, H. and Seong, Y.K. (2008). Critical Issues and possible solutions for motivating foreign construction workers. *Journal of Management in Engineering*, 24(4), pp.217-226.

[17] Odeh, A.M. and Battaineh, H.T. (2002). Cause of construction delay: traditional contracts. *International Journal of Project Management*, 20, pp.67-73.

[18] Odediran, S.J. and Windapo, A.O. (2017). Mitigating risks in African construction markets through the interactive behavior of resources and capabilities in multinational construction companies and entry decisions. *Journal of Management in Engineering*, 33(2), pp.1-14.

[19] Puerto, C.L., Clevenger, C.M., Boremann, K. and Gilkey, D.P. (2014). Exploratory study to identify perceptions of safety and risk among residential latino construction workers as distinct from commercial and heavy civil construction workers. *Journal of Construction Engineering and Management,* 140(2), pp.1-7.

[20] อลงกต ฐานวัฒนศิริ (2556). *การวิเคราะห์ปัญหาการจ้างแรงงานต่างด้าวของผู้รับเหมาก่อสร้างไทย : ปัญหาการขาดแคลนแรงงานไทยเกิดขึ้นในช่วงที่สภาวะเศรษฐกิจและการก่อสร้างมีขยายตัวสูง.* วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, ไทย.

การพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์

The development of control system and construction quality check list of the Building Construction under the Supervision of Local Administration Authorities In Amphoe Muang Uttaradit Province

กฤษณพงค ฟองสินธุ์[1]

[1] *สาขาวิชาวิศวกรรมบริหารงานก่อสร้าง คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์ จ.อุตรดิตถ์*
**Corresponding author; E-mail address: sfongsin1@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมืองจังหวัดอุตรดิตถ์ โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูลของกลุ่มวิศวกร หัวหน้าส่วนโยธา นายช่างโยธา ผู้ช่วยช่างโยธา หรือผู้ที่มีหน้าที่ในการผู้ควบคุมงานและตรวจงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นที่เกี่ยวข้องในจังหวัดอุตรดิตถ์ จำนวน 19 แห่ง โดยใช้การสุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง จำนวน 38 ตัวอย่าง โดยศึกษาหาข้อมูลเบื้องต้นจากฝ่ายผู้ควบคุมงานในลักษณะการประชุมกลุ่มย่อย เพื่อหาข้อดีและข้อบกพร่องของการควบคุมงานก่อสร้างระบบเดิมและได้แบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นแบบใหม่ขึ้นมา และนำไปทดลองใช้จริงในงานก่อสร้างอาคาร เพื่อวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสรุปได้ว่า แบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารแบบใหม่อยู่ในระดับดีมาก โดยหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยมากที่สุด คือ หมวดงานตรวจสอบหลังคามีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.50 จาก 5.00 อยู่ในระดับดีมาก และหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยที่น้อยที่สุดคือ บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวันมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.14 จาก 5.00 อยู่ในระดับดี

คำสำคัญ: ตรวจสอบคุณภาพ, งานก่อสร้างอาคาร, องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น

Abstract

The development of control system and construction quality check list of the Building Construction under the Supervision of Local Administration Authorities In Amphoe Muang Uttaradit Province. The data was collected from 38 samples in 19 places by using a questionnaire from civil engineer, chief civil engineer, construction engineer, supervisor or inspector and other relevant people of local administration authorities in the provinces of Uttaradit. The data were preliminary collected from the small conference to study advantages and faults when comparing with the previous inspection system , getting the new form to be used in the new inspection system and would be taken for using at jobsite of the Building Construction. Statistical analysis consisted of mean, standard deviation. Following the study, it could be determined that the form of new inspection system was considered excellent. The roof work had the maximum average of 4.50 from 5.00 which was rated excellent, while the daily report had the minimum average of 4.14 from 5.00 that was considered good.

Keywords: construction quality check list, Building Construction, Supervision of Local Administration Authorities

1. บทนำ

ด้วยนโยบายของรัฐบาลมีความพยายามที่จะกระจายอำนาจด้านการบริหารการปกครองอย่างเต็มรูปแบบให้กับองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น (อปท.) ซึ่งประกอบด้วยองค์การบริหารส่วนจังหวัด (อบจ.) เทศบาล (ตำบล เมือง นคร) องค์การบริหารส่วนตำบล (อบต.) กรุงเทพมหานคร (กทม.) และเมืองพัทยา ตามพระราชบัญญัติกำหนดแผนและขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น พ.ศ. 2542 ซึ่งมีเนื้อหาสาระในการกำหนดอำนาจและหน้าที่ในการจัดบริการสาธารณะระหว่างรัฐกับองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น และระหว่างองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นด้วยกันเอง โดยพยายามถ่ายโอนภารกิจหน้าที่หลายประการที่รัฐดำเนินการอยู่ในปัจจุบัน ซึ่งเป็นการบริหารราชการส่วนท้องถิ่นในรูปแบบการกระจายอำนาจ (Decentralization of Power) โดยองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นมีอำนาจใน

การบริหารการใช้งบประมาณรายได้จากการเก็บภาษีต่างๆ ภายในท้องถิ่นและรายได้จากการได้รับการสนับสนุนจากส่วนกลาง คือ กรมส่งเสริมการปกครองท้องถิ่น กระทรวงมหาดไทย และแหล่งเงินได้จากการสนับสนุนจากหน่วยงานอื่นๆ

ซึ่งรัฐบาลในปัจจุบันมีนโยบายการปฏิรูปท้องถิ่นเป็นวาระแห่งชาติตามแผนยุทธศาสตร์ชาติ 20 ปี (พ.ศ. 2560–2579) เพื่อปรับสมดุลและพัฒนาระบบการบริหารจัดการภาครัฐและการบริหารงบประมาณให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น โดยมีแนวคิดที่จะยุบองค์การบริหารส่วนตำบล (อบต.) และการกำหนดเกณฑ์จำนวนประชากร เพื่อนำไปสู่การควบรวมพื้นที่เป็นเทศบาล ซึ่งตอนนี้อยู่ระหว่างที่กระทรวงมหาดไทยพิจารณา เมื่อพิจารณาแล้วเสร็จก็ต้องส่งให้กฤษฎีกา หลังจากนั้นก็ส่งเข้าให้คณะรัฐมนตรี (ครม.) พิจารณาแล้วเสร็จก็ต้องให้สภานิติบัญญัติแห่งชาติ (สนช.) พิจารณา ซึ่งต้องใช้เวลาอีกนานพอสมควร

ตามพระราชบัญญัติกำหนดแผนและขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น พ.ศ. 2542 มาตรา 16 ให้องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นมีอำนาจและหน้าที่ต้องรับผิดชอบในด้านงานโยธา พอสรุปได้ดังนี้ 1) งานสำรวจ ออกแบบ เขียนแบบ ถนน อาคาร สะพาน แหล่งน้ำ 2) งานประมาณการค่าใช้จ่ายตามโครงการ 3) งานควบคุมอาคาร 4) งานก่อสร้าง ซ่อมบำรุง ควบคุม โดยงบประมาณส่วนใหญ่ที่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นได้จัดเก็บและได้รับการอุดหนุนจากภาครัฐ ได้ถูกนำมาใช้ในการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานเป็นส่วนใหญ่ อาทิเช่น อาคาร ถนน สะพาน ทางเดินเท้า ชลประทาน เป็นต้น ซึ่งในปัจจุบันงานก่อสร้างอาคาร ถนน รวมถึงระบบสาธารณูปโภคมักเกิดปัญหาที่เกี่ยวข้องกับคุณภาพของงานก่อสร้างเป็นจำนวนมาก โดยคุณภาพของงานก่อสร้างจะมีผลเกี่ยวพันกันกับด้านความปลอดภัยของชีวิตและทรัพย์สินของผู้ที่มาใช้งานและรวมถึงสิ่งก่อสร้างอื่นๆ ในบริเวณข้างเคียง โดยเฉพาะงานที่เกิดการพังทลายหรือชำรุดขององค์อาคาร ก็จะสร้างความเสียหายและทำให้เกิดความเดือดร้อนเป็นวงกว้างได้ ทำให้องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นต้องเสียค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซม หรือบางครั้งอาจเกิดอันตรายถึงแก่ชีวิตและทรัพย์สินได้ ถ้าการก่อสร้างไม่ตรงตามมาตรฐานหรือการละเลยของช่าง รวมถึงการหมดอายุการใช้งานของวัสดุก่อสร้าง ปัญหาเหล่านี้จึงเป็นปัญหาที่ต้องมีการป้องกันมิให้เกิดขึ้น โดยการตรวจสอบและแก้ไข ซึ่งอาศัยความสามารถของผู้ควบคุมงาน และระบบการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างที่มีประสิทธิภาพ

ตามรายงานผลการปฏิบัติงานของสำนักงานการตรวจเงินแผ่นดินประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 ซึ่งเป็นปีล่าสุดที่รายงาน พบว่างานก่อสร้างไม่เป็นไปตามแบบแปลน หรือใช้วัสดุไม่ถูกต้องตามคุณลักษณะเฉพาะตามเงื่อนไข หรือแบบรูปรายการที่กำหนดแนบท้ายสัญญา และผู้ควบคุมงานปฏิบัติหน้าที่บกพร่อง หรือไม่เป็นไปตามระเบียบพัสดุ ที่กำหนดในเรื่องการควบคุมงาน และการรายงานผลการควบคุมงาน ฯลฯ โดยมีหน่วยงานขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นจำนวน 100 หน่วยงาน พบข้อบกพร่อง เป็นจำนวนเงิน 12.29 ล้านบาท [1] ซึ่งในปัจจุบันพบว่าระบบวิธีการตรวจสอบและระบบเอกสารด้านการควบคุมงานก่อสร้างในส่วนต่างๆ ของงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นส่วนใหญ่ยังมีข้อบกพร่องอยู่หลายประการ ทำให้ต้องใช้เวลาในการประชุมเพื่อปรึกษาหารือแก้ไขงานก่อสร้างที่มีปัญหาอยู่บ่อยครั้ง

จากปัญหาดังกล่าวข้างต้นจึงทำให้นักวิจัยสนใจที่จะศึกษาการพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ โดยให้ความสำคัญกับการตรวจสอบงานก่อสร้างอาคารเป็นอย่างยิ่ง ทั้งนี้จำเป็นต้องรวบรวมปัญหาด้านการควบคุมงานก่อสร้างจากผู้ที่ได้รับมอบหมายให้เป็นผู้ควบคุมงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น เพื่อนำมาพัฒนาเป็นรูปแบบในการควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารให้มีแนวทางปฏิบัติที่ชัดเจนและมีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

เพื่อพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ ให้มีแนวทางปฏิบัติที่ชัดเจนและมีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น

3. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

[2] การควบคุมงานเป็นกระบวนการสำคัญอย่างหนึ่ง ที่จะคอยควบคุมคุณภาพของงานก่อสร้าง และเป็นวิธีการที่จะทำให้ผู้ว่าจ้างมั่นใจได้ว่าได้งานตามที่ต้องการ เพื่อให้งานก่อสร้างเป็นไปตามวัตถุประสงค์ของงานก่อสร้าง จึงกำหนดหน้าที่ของผู้ควบคุมงานไว้ดังนี้

(1) ควบคุมดูแลการก่อสร้างให้ดำเนินการไปตามแบบรูปรายการและข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องให้ถูกต้องตามหลักวิชาการ

(2) ควบคุมดูแลการใช้วัสดุก่อสร้างให้เป็นไปตามที่อนุมัติ และ/หรือเทียบเท่าซึ่งได้รับความเห็นชอบจากผู้ว่าจ้างแล้ว

(3) ประสานงานกับผู้เกี่ยวข้องทุกฝ่ายให้งานก่อสร้างดำเนินการต่อไปได้

(4) ทำรายงานที่เกี่ยวข้องกับงานในหน้าที่ ได้แก่

- รายงานประจำวัน
- รายงานประจำสัปดาห์
- รายงานประจำเดือน
- รายงานประจำงวด

(5) บันทึกรายงานความก้าวหน้าของโครงการในรูปแบบแผนงานแสดงความก้าวหน้าของโครงการ (Progress Chart)

(6) ทำรายงานสรุปผลความก้าวหน้าของงานแต่ละเดือนหรือแต่ละงวด

(7) รวบรวมผลการทดสอบคุณภาพวัสดุทางวิศวกรรม เช่น คอนกรีต เหล็กที่ผู้รับจ้างเสนอ หากพบว่าคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐานที่กำหนด ต้องรีบรายงานนายช่างควบคุมงาน และคณะกรรมการตรวจการจ้างให้รับทราบโดยเร็ว

(8) ตรวจสอบผลงานทั้งด้านคุณภาพ และปริมาณในแต่ละงวด ตามที่กำหนดในสัญญา ก่อนจะมีการตรวจรับงาน

(9) รวบปัญหาที่ไม่สามารถตกลงกันได้ และอุปสรรคต่างๆ เสนอต่อวิศวกร สถาปนิก หรือคณะกรรมการตรวจการจ้าง แล้วแต่กรณี

(10) ตรวจสอบเรื่องความปลอดภัยและสุขลักษณะในหน่วยงาน รวมทั้งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมที่อาจจะเกิดขึ้น

ในส่วนของแนวทางปฏิบัติในการควบคุมงานก่อสร้างนั้นเมื่อได้รับทราบคำสั่งฯ แต่งตั้งจากหัวหน้าส่วนราชการที่เกี่ยวข้องให้มีหน้าที่ไปควบคุมงานก่อสร้าง ซ่อมแซมหรือกรณีใดๆ ผู้ควบคุมงานต้องแสดงออกซึ่งความรับผิดชอบ โดยการริเริ่มและเริ่มต้นงานด้านเอกสารที่เกี่ยวข้องกับตนทันที โดยลำดับตามหัวข้อที่เห็นว่าสำคัญดังต่อไปนี้

1. ศึกษารายละเอียดของสัญญา วัตถุประสงค์ ความมุ่งหมายและข้อกำหนดต่อท้ายสัญญาว่ามีอะไรบ้าง โดยศึกษาให้เข้าใจอย่างถ่องแท้ นั่นคือการอ่านอย่างวิเคราะห์ ถ้ามีข้อสงสัยหรือไม่เข้าใจต้องติดต่อสอบถามสถาปนิกผู้ออกแบบ วิศวกรผู้ออกแบบ หรือขอรับคำชี้แจงจากเจ้าหน้าที่อื่นที่เกี่ยวข้องทันที รายการสัญญาที่สำคัญควรต้องศึกษาคือเลขที่สัญญา งานอะไร จ้างเหมาก่อสร้าง หรืองานซ่อมบำรุงสิ่งก่อสร้าง สัญญาก่อสร้างนี้ใครเป็น “ผู้ว่าจ้าง”และบริษัทหรือห้างหุ้นส่วน ห้างร้านใดเป็น “ผู้รับจ้าง” งานโครงการอะไร วงเงินงบประมาณเท่าใด กำหนดเวลาทำงานจำนวนกี่วัน วันเริ่มต้นงานในสัญญาเมื่อใด วันสิ้นสุดสัญญาเมื่อใด ความรับผิดชอบในการชำรุดบกพร่องของงานจ้าง (รับรองสภาพงานกี่ปี) การกำหนดค่าปรับและข้อสงวนสิทธิ์พิเศษ เป็นต้น ผู้ควบคุมงานต้องศึกษาให้เข้าใจ และจำขึ้นใจให้ได้ทุกตัวอักษรในสัญญา เพราะนั่นคือข้อตกลงที่มีผลทางกฎหมาย ซึ่งตนเองต้องรับทั้งผิดและชอบ อาจมีโทษทั้งทางแพ่งและอาญาด้วย

2. ศึกษาแบบรูปรายการว่างานที่ตนเองต้องรับผิดชอบในการควบคุมงานนั้นว่ามีหน่วยใดเป็นผู้รับผลประโยชน์ มีที่ตั้งอยู่แห่งใด โดยศึกษาจากแผนผังสังเขป พร้อมทั้งทำการศึกษาแบบสถาปัตยกรรม เพื่อทราบมิติความกว้างยาวของอาคารสิ่งก่อสร้าง จำนวนห้องและจำนวนเสาฐานรากรวมทั้งข้อกำหนดในวัตถุประสงค์ต่อรายการนั้นๆ จากนั้นต้องทำการศึกษาเรื่องฐานราก และแบบโครงสร้างทางวิศวกรรมว่าในรายละเอียดเป็นอย่างไร เช่น การกำหนดเหล็กเสริมใน Footing Beam และ Slab เมื่อเข้าใจแล้วให้ศึกษาแบบขยายของโครงสร้างที่เกี่ยวข้อง ดูขนาดเหล็กเสริมจำนวนเหล็กเสริมดูวิธีการวางเหล็ก การผูกเหล็กปลอก เมื่อเข้าใจดีแล้วจึงศึกษาในส่วนอื่นๆ ต่อไป เช่น แบบระบบไฟฟ้า ประปา ระบบระบายน้ำ ระบบระบายน้ำเสียต่อไป ตามลำดับ จนถึงงานติดตั้งสุขภัณฑ์ และครุภัณฑ์ตามแบบกำหนด ในการศึกษาแบบรูปนี้ต้องดูให้ถ้วนถี่ทุกบรรทัดทุกตัวอักษร เพราะรายละเอียดดังกล่าวเป็นส่วนหนึ่งของสัญญาที่ทำต่อกันไว้ระหว่าง “ผู้ว่าจ้าง”และ“ผู้รับจ้าง” ทุกฝ่ายจะต้องปฏิบัติตาม เมื่อทำการศึกษาเบื้องต้นดังกล่าวแล้วถ้าพบข้อขัดแย้งหรือข้อความที่ไม่ตรงกันตั้งแต่เบื้องต้นจะได้รีบรายงานให้ผู้เกี่ยวข้องดำเนินการแก้ไขก่อนที่จะไปถึงที่ตั้งแหล่งงาน และจะได้ไม่เสียเวลาการทำงานของทั้งสองฝ่ายในภายหลัง

3. ขั้นการเตรียมงานทางด้านธุรการ ขั้นตอนนี้ผู้ควบคุมงานต้องเป็นผู้ริเริ่มก่อน โดยประสานงานกับเจ้าหน้าที่ที่เกี่ยวข้องในการออกคำสั่งเดินทางไปราชการ เช่น วันเดินทางไป และวันเดินทางกลับ การแลกตั๋วการขนส่ง การลงหลักฐาน รายงานตัวออกจากหน่วย เป็นต้น

4. การเตรียมการด้านเอกสาร เพื่อประกอบการรายงานดังที่ทราบกันอยู่แล้วว่าผู้ควบคุมงานมีหน้าที่ในการบันทึกผลการปฏิบัติงานของผู้รับจ้าง ตามห้วงระยะเวลาที่กำหนด เช่น การรายงานประจำวัน การรายงานประจำสัปดาห์ การรายงานความก้าวหน้าประจำเดือน ฯลฯ

หากพิจารณาถึงงานก่อสร้างโดยตรง จะสามารถแบ่งกลุ่มปัจจัยที่ส่งผลถึงคุณภาพออกได้ตามช่วงต่างๆ ของโครงการเป็น 2 ช่วง คือ [3]

1. คุณภาพในกระบวนการออกแบบ กระบวนการออกแบบ เป็นกระบวนการที่นำความต้องการของเจ้าของงาน ที่เป็นนามธรรมมาแปลงเป็นแบบ (Drawing) ที่สามารถนำไปใช้ก่อสร้างเกิดเป็นก่อสร้างที่เป็นรูปธรรมได้ ซึ่งงานแบบที่ดีนั้นจะต้องประกอบไปด้วยองค์ประกอบหรือการดำเนินการที่สำคัญหลายประการ เพื่อที่จะได้ผลงานตามที่เจ้าของงานต้องการ อันดับแรกจะต้องมีการแปลงความต้องการของเจ้าของงานซึ่งเป็นนามธรรม ให้เป็นข้อกำหนดเบื้องต้นที่เป็นรูปธรรมยิ่งขึ้น โดยมากมักจะกระทำผ่านการเข้าพบเจ้าของงานของผู้ออกแบบ เพื่อที่จะประเมินความต้องการออกมาเป็นสรุปความต้องการเบื้องต้น (Initial Brief) เช่น เจ้าของต้องการสร้างที่อยู่อาศัยแต่ยังไม่ทราบรูปแบบ ขนาด และรายละเอียดอื่นๆ ที่ชัดเจน ดังนั้นจึงต้องสรุปความต้องการเบื้องต้น เช่น ที่อยู่อาศัยขนาดพื้นที่ประมาณเท่าใดที่ดินประมาณเท่าใด อยู่ในบริเวณใดในเขตที่ดิน จำนวนห้องนอน และห้องต่างๆ ในบ้าน จำนวนที่จอดรถ เพื่อนำมาใช้ในการออกแบบรายละเอียดต่อไป และใช้ในการคิดงบประมาณเพื่อศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นอีกด้วยบุคลากรที่เกี่ยวข้องในการออกแบบนั้น ได้แก่ สถาปนิก วิศวกรโครงสร้าง วิศวกรงานระบบต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง หรือวิศวกรผู้ออกแบบเฉพาะด้านสำหรับงานก่อสร้างบางประเภท เช่น โรงงานอุตสาหกรรม เขื่อน สนามบิน เป็นต้น ดังนั้นคุณภาพในกระบวนการออกแบบจะขึ้นอยู่กับข้อสรุปความต้องการเบื้องต้น (Initial Brief) รายละเอียดของความต้องการซึ่งจะนำมาใช้เป็นพื้นฐานในการออกแบบรวมถึงเป็นพื้นฐานในการคัดเลือกรายละเอียดและรายการประกอบต่างๆ ความละเอียดชัดเจนของรายการประกอบแบบก็เป็นส่วนสำคัญอีกประการหนึ่งของคุณภาพในงานแบบ รวมถึงความถูกต้องของการประเมินค่าวัสดุ ค่าแรงงาน ค่าบริหารโครงการ และค่าโสหุ้ยต่างๆ ที่เกี่ยวข้อง และรวมถึงการประเมินประโยชน์ที่ได้รับจากการใช้สอย ความปลอดภัยในการใช้งาน การประหยัดพลังงาน และที่สำคัญคือความสามารถและประสบการณ์ของผู้ออกแบบในการประเมินความเป็นไปได้ ความรู้ทางด้านกฎหมายที่เกี่ยวข้อง ความรู้ความสามารถในการออกแบบให้ตรงกับความต้องการในการใช้สอย โดยยังมีระดับความสวยงามความรู้ในการออกแบบให้เกิดความปลอดภัยและเหมาะสมในการใช้งาน ความรู้ในการออกแบบให้เกิดการประหยัดพลังงานและความคงทนตามต้องการ และการประสานงานของผู้ออกแบบส่วนต่างๆ

2. คุณภาพในกระบวนการก่อสร้าง ขั้นตอนการก่อสร้างเป็นขั้นตอนหลักอีกขั้นตอนหนึ่งที่ส่งผลถึงคุณภาพของงานก่อสร้าง การก่อสร้างเป็นการแปลงความต้องการของเจ้าของงานซึ่งได้ถูกเป็นแบบสถาปัตยกรรม แบบก่อสร้างและรายการประกอบแบบ จากช่วงออกแบบมาแล้วให้เป็นสิ่งก่อสร้าง โดยการก่อสร้างให้เป็นไปตามรูปแบบและรายการที่ได้กำหนดไว้ จะเห็นได้ว่า คุณภาพในขั้นตอนการก่อสร้างนั้นจะขึ้นอยู่กับคุณภาพของงานแบบด้วย ดังนั้นปัจจัยที่ส่งผลถึงคุณภาพของงานก่อสร้างนั้น ได้แก่ แบบและรายการประกอบแบบ การจัดการในองค์กรที่ทำหน้าที่ก่อสร้าง ขั้นตอน

เทคนิคและวิธีการก่อสร้างที่เลือกใช้ รวมถึงฝีมือและความสามารถของผู้รับเหมาก่อสร้างในการอ่านแบบ จัดหาวัสดุ แรงงานที่มีฝีมือ ทรัพยากรต่างๆ เพื่อให้ได้มาซึ่งสิ่งปลูกสร้างตามที่กำหนดในแบบและรายการประกอบแบบ โดยไม่เกินงบประมาณและระยะเวลาที่กำหนด

[4] ได้ศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลกระทบต่อคุณภาพของกระบวนการก่อสร้างในวัฎจักรของการก่อสร้าง ในการศึกษานี้ผู้วิจัยได้รวบรวมปัจจัยทั้งหมดที่มีผลกระทบต่อคุณภาพของกระบวนการก่อสร้างในแต่ละขั้นตอน แล้วจัดทำแบบสอบถามขึ้นมา 3 ชุดแยกตามขั้นตอนต่างๆ โดยแบบสอบถามแต่ละชุดนั้นจะถูกเลือกส่งไปยังผู้ที่เกี่ยวข้องในขั้นตอนนั้น ข้อมูลที่ได้ถูกนำมาหาค่าความสำคัญทางสถิติ ซึ่งวัฎจักรของการก่อสร้างนั้นประกอบไปด้วยขั้นตอนหลัก 3 ขั้น คือ การออกแบบ การดำเนินการก่อสร้าง และการใช้งานสิ่งก่อสร้าง ซึ่งสรุปได้ว่า ในขั้นตอนของการออกแบบ ปัจจัยที่มีผลกระทบมากที่สุดคือ ความร่วมมือกันระหว่างฝ่ายต่างๆ ที่มีความเกี่ยวข้องกับการออกแบบ สำหรับขั้นตอนของการก่อสร้าง ปัจจัยที่มีความสำคัญที่สุดคือความเป็นผู้นำของผู้บริหารงานก่อสร้าง ส่วนในขั้นตอนของการใช้งานสิ่งก่อสร้างนั้น การฝึกอบรมผู้ที่เกี่ยวข้องกับการใช้อาคารนั้นๆ จะมีความสำคัญมากที่สุด

[5] ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อความสำเร็จของโครงการก่อสร้างโดยอ้างถึงการที่มีนักวิจัยหลายท่านพยายามที่จะศึกษาถึงปัจจัยอันมีผลกระทบต่อความสำเร็จรวมไปถึงคุณภาพของโครงการก่อสร้าง แต่ยังไม่มีการรวบรวมความคิดของนักวิจัยดังกล่าว รวมถึงยังไม่มีผลสรุปถึงปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อโครงการก่อสร้าง ผู้วิจัยกลุ่มนี้จึงได้ทำการรวบรวมปัจจัยโดยแบ่งเป็น 5 กลุ่ม คือ ลักษณะของโครงการก่อสร้าง ปัจจัยของขั้นตอนการดำเนินการของโครงการก่อสร้าง ปัจจัยที่เกิดจากการวางแผนและบริหารโครงการก่อสร้าง ปัจจัยที่เกิดจากสภาพแวดล้อมภายนอกโครงการ และปัจจัยที่เกิดจากคนทำงาน

[6] ได้ศึกษาทักษะของผู้ควบคุมงานก่อสร้างไว้ 3 ด้าน คือ ทักษะส่วนบุคคล ทักษะงานเทคนิค และทักษะการบริหาร การกำหนดทักษะในแต่ละด้านได้ศึกษาทบทวนวรรณกรรมว่าด้วยคุณสมบัติของผู้ควบคุมงานก่อสร้างรูปแบบการบริหารงานและควบคุมงาน ในการทำงานที่เกี่ยวกับภาคธุรกิจโครงการหมู่บ้านจัดสรร โดยลักษณะของผู้ควบคุมงานก่อสร้างที่มีคุณภาพในทักษะทั้ง 3 ด้าน สามารถสรุปได้ดังนี้

1. ทักษะส่วนบุคคล
    - 1.1 ด้านการสื่อสาร
    - 1.2 ด้านมนุษย์สัมพันธ์
    - 1.3 การใฝ่หาความรู้ทางด้านทฤษฎีและปฏิบัติ
    - 1.4 ความช่างสังเกต
    - 1.5 การปรับตัวให้เข้ากับสิ่งแวดล้อม
    - 1.6 การนำเสนอ
    - 1.7 ด้านภาษาอังกฤษ
    - 1.8 ความเป็นผู้นำ
    - 1.9 จรรยาบรรณในวิชาชีพ
2. ทักษะงานเทคนิค
    - 2.1 การตีความในสัญญาและรูปแบบรายการ
    - 2.2 การใช้วัสดุ
    - 2.3 การทดสอบวัสดุ
    - 2.4 วิธีการก่อสร้างและเครื่องจักรในการก่อสร้าง
    - 2.5 การสำรวจเพื่อการก่อสร้าง
    - 2.6 การควบคุมงานให้อยู่ในงบประมาณก่อสร้าง
    - 2.7 การป้องกันอันตรายจากการทำงาน
    - 2.8 การจัดทำเอกสาร
    - 2.9 การอ่านแบบ
    - 2.10 การประมาณราคาก่อสร้าง
    - 2.11 การใช้โปรแกรมไมโครซอฟท์ออฟฟิศ
3. ทักษะการบริหาร
    - 3.1 ด้านรับฟังความคิดเห็นของผู้อื่น
    - 3.2 ความสามารถในความเข้าใจถึงวัตถุประสงค์ของงาน
    - 3.3 ด้านความเที่ยงธรรม
    - 3.4 การวางตัวตามสายบังคับบัญชา
    - 3.5 ด้านการเจรจาต่อรอง
    - 3.6 ความอ่อนโยนมีเมตตา
    - 3.7 การแก้ไขปัญหาความขัดแย้ง
    - 3.8 การทำงานเป็นทีม
    - 3.9 การตัดสินใจ
    - 3.10 ระเบียบวินัยในการทำงาน
    - 3.11 การประสานงาน

[7] ได้ศึกษาถึงป□จจัยความเสี่ยงของโครงการก่อสร้างสาธารณูปโภคในประเทศไทยที่มีมูลค□าตั้งแต□ 100 ล□านบาท โดยใช□กลุ□มตัวอย□างจากบริษัทรับเหมาก□อสร□างงานสาธารณูปโภค 63 บริษัท จากการศึกษาพบว□าระดับความเสี่ยงจากป□จจัยภายใน (ได□แก□ บุคลากร เครื่องมือเครื่องจักร วัสดุก□อสร□าง การบริหารงานก□อสร□าง และการเงิน) มีระดับสูงกว่าป□จจัยภายนอก (ได□แก□ ป□จจัยที่ไม□สามารถควบคุมได□ เช□น ราคาเชื้อเพลิง ราคาวัสดุ สภาวะอากาศ และป□จจัยด□านเศรษฐกิจ) เล็กน□อย โดยสามอันดับแรกของป□จจัยภายในที่มีระดับความเสี่ยงสูงสุด ได้แก่ เจ□าของโครงการเปลี่ยนแปลงขอบเขตของงาน การขาดสภาพคล□องทางการเงินของผู□รับเหมา และเครื่องมือเครื่องจักรชำรุดจากการใช□งาน ตามลำดับ และสามอันดับแรกของป□จจัยภายนอกที่มีระดับความเสี่ยงสูงสุด ได□แก□ ราคาเชื้อเพลิงเปลี่ยนแปลง ราคาวัสดุเปลี่ยนแปลง และอุปสรรคจากภูมิอากาศ ตามลำดับ นอกจากนี้เมื่อวิเคราะห□เหตุการณ□ความเสี่ยง จำแนกตามประเภทของบริษัทรับเหมาก□อสร□าง เช□น งานอาคาร ถนน และงานชลประทาน พบว□าไม่□มีความแตกต□างกันในระดับความเสี่ยงมากนัก

[8] ได้ศึกษาปัญหาอุปสรรคการบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลตำบลและองค์การบริหารส่วนตำบล 18 แห่งในเขตอำเภอเมืองอุตรดิตถ์ โดยทำการสอบถามจากผู้เกี่ยวข้อง 90 คน จาก 5 กลุ่มตำแหน่ง คือ นายกองค์การ

บริหารส่วนตำบล ปลัดองค์การบริหารส่วนตำบล หัวหน้าส่วนการคลัง หัวหน้าส่วนโยธา และผู้ควบคุมงาน ด้วยแบบสอบถามแสดงความคิดเห็นเกี่ยวกับปัจจัยและปัญหาจำนวน 23 และ 30 ประการตามลำดับ ซึ่งแบ่งเป็น 5 ระดับ เพื่อวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ย ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ผลการวิเคราะห์ข้อมูล พบว่าร้อยละ 77.8 เป็นเพศชาย ร้อยละ 27.8 มีอายุ 31-40 ปี และอายุ 41-50 ปี ร้อยละ 37.8 มีระดับการศึกษาต่ำกว่าปริญญาตรี ร้อยละ 61.1 มีอายุการทำงานมากกว่า 4 ปี เมื่อพิจารณาปัจจัยที่สำคัญต่อการบริหารงานก่อสร้าง พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามให้ระดับความคิดเห็นว่า การก่อสร้างตามระยะเวลาเป็นปัจจัยที่ควรคำนึงถึงในการก่อสร้างอยู่ในระดับมาก โดยมีค่าเฉลี่ยมากที่สุดเท่ากับ 3.73 ส่วนอีก 17 ประการที่เหลือให้ระดับความคิดเห็นในระดับปานกลาง เมื่อพิจารณาระดับคะแนนความสำคัญของความคิดเห็นที่มีต่อปัญหาอุปสรรค ซึ่งส่งผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้าง พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามให้ระดับคะแนนปานกลางทั้งหมด 30 ประการ

4. วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้ได้ทำการสอบถามจากโครงการก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ จำนวน 19 แห่ง โดยใช้การสุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง จำนวน 38 ตัวอย่าง โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูลของกลุ่มวิศวกร หัวหน้าส่วนโยธา นายช่างโยธา ผู้ช่วยช่างโยธา หรือผู้ที่มีหน้าที่ในการผู้ควบคุมงานและตรวจงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นที่เกี่ยวข้องในจังหวัดอุตรดิตถ์ แบบสอบถามแสดงความคิดเห็นในด้านต่างๆ ซึ่งแบ่งออกเป็น 5 ระดับ คือ เห็นด้วยมากที่สุด (5) เห็นด้วยมาก (4) เห็นด้วยปานกลาง (3) เห็นด้วยน้อย (2) และเห็นด้วยน้อยที่สุด(1) จากนั้นทำการประมวลผลข้อมูลวิเคราะห์หา ค่าเฉลี่ย ความแปรปรวน และกำหนดเกณฑ์ในการพิจารณาดังนี้ 4.21 – 5.00 หมายถึง ดีมาก, 3.41 –4.20 หมายถึง ดี, 2.61 – 3.40 หมายถึง ปานกลาง, 1.81 –2.60 หมายถึง พอใช้, 1.00 –1.80 หมายถึง แก้ไข/ปรับปรุง

4.1 ศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวข้อง

ศึกษาข้อมูลการควบคุมงานระบบเดิมขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ เพื่อวิเคราะห์หาข้อบกพร่อง รวมถึงสำรวจข้อมูลปัญหาจากคณะผู้ควบคุมงานก่อสร้างโดยผ่านทางการจัดประชุมย่อย

4.2 ออกแบบแบบฟอร์มตรวจสอบงานก่อสร้างและวิเคราะห์แบบฟอร์มตรวจสอบงานก่อสร้างจนกระทั่งได้แบบฟอร์มตรวจสอบงานก่อสร้างที่เหมาะสม

นำข้อมูลที่ได้มาสร้าง Model ระบบการควบคุมงานใหม่ที่ปรับปรุงพัฒนารูปแบบวิธีการควบคุมงาน ระบบเอกสารการควบคุมงาน สำหรับเป็นแบบพิมพ์แบบตรวจสอบงานก่อสร้างที่ใช้ในการควบคุมงานก่อสร้างอาคารขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ โดยผ่านกระบวนการตรวจสอบการใช้งาน จากกลุ่มผู้ควบคุมงานและผู้เกี่ยวข้องโดยอาศัยวิธีการจัดประชุมย่อย จนกระทั่งได้Model การควบคุมงานที่เหมาะสมกับการควบคุมงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์

4.3 หาประสิทธิภาพของแบบฟอร์มตรวจสอบงานก่อสร้าง

นำ Model การควบคุมงานใหม่ไปทดลองใช้ในโครงการก่อสร้างอาคารขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ และหาประสิทธิภาพของการสร้าง Model ระบบการควบคุมงานใหม่ พร้อมทั้งจัดทำคู่มือการควบคุมงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ เพื่อใช้เป็นแนวทางปฏิบัติของผู้ควบคุมงานต่อไป

5. ผลการวิจัย

5.1 ผลการศึกษาข้อบกพร่องของการควบคุมงานระบบเดิมขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์

จากการจัดประชุมกลุ่มย่อยเพื่อวิเคราะห์หาข้อบกพร่อง รวมถึงสำรวจข้อมูลปัญหาจากคณะผู้ควบคุมงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ สรุปได้ดังนี้

1. งานเสาเข็มตอก

- ผู้ควบคุมงานไม่ค่อยมีเวลาในการควบคุมงานตลอดเวลา
- ไม่ค่อยมีการตรวจสอบเสาเข็มที่นำมาส่ง เสาเข็มบางต้นอาจหัก แตก หรืองอ
- การตรวจสอบเสาเข็มที่ไม่ได้แนวดิ่งหรือเอียง ให้ครบทุกต้นไม่ละเอียดพอ

2. งานเสาเข็มเจาะ

- มีการสุ่มเก็บตัวอย่างคอนกรีตไม่มากพอเพื่อให้ได้กำลังเสาเข็มตามที่ออกแบบไว้ เนื่องจากคนงานแอบเติมน้ำทำให้เสาเข็มเสียกำลังได้

3. งานคอนกรีตเสริมเหล็ก

- ไม่ได้ควบคุมการบ่มคอนกรีตให้ดีพอและสม่ำเสมออย่างทั่วถึง
- ถอดแบบก่อนครบกำหนด
- กรณีเหล็กเสริมหนาแน่นบางครั้งคนงานไม่มีการใช้เครื่องจี้คอนกรีต ทำให้เกิดฟองอากาศ เวลาถอดแบบออกมาจึงไม่สวยงาม
- บางครั้งคนงานแอบเติมน้ำในคอนกรีต mix เพื่อให้ทำงานง่ายขึ้นในการเทคอนกรีต

4. งานเสา

- เสาไม่ได้ตำแหน่ง และอาจไม่ได้ศูนย์กลางตามที่ออกแบบไว้ เนื่องจากระยะเวลาในการควบคุมงานน้อยเกินไป
- เสาบางต้นมีโพรงเกิดขึ้นเนื่องจากมีการเติมน้ำของคนงานก่อสร้าง และไม่ได้ใช้เครื่องจี้คอนกรีต

5. พื้น

- บางครั้งมีการตรวจสอบเหล็กเสริมในงานพื้นหล่อกับที่ไม่ดีพอ เนื่องจากใช้เหล็กหลายขนาด และบางจุดก็ไม่ได้หักคอม้า

5.2 การวิเคราะห์ข้อมูลของผู้ตอบแบบสอบถาม

ตารางที่ 1 ข้อมูลทั่วไป หน่วย : คน (ร้อยละ)

รายการ		วิศวกรและผู้ควบคุมงาน
เพศ	ชาย	36 (94.74)
	หญิง	2 (5.26)
	รวม	38 (100)
อายุ	20 -30 ปี	10 (26.32)
	31-40 ปี	9 (23.68)
	41-50 ปี	15 (39.47)
	51 ปีขึ้นไป	4 (10.53)
	รวม	38 (100)
ตำแหน่ง	วิศวกร	2 (5.26)
	หัวหน้าส่วนโยธา	12 (31.58)
	นายช่างโยธา	14 (36.84)
	ผู้ช่วยช่างโยธา	10 (26.32)
	รวม	38 (100)
ประสบการณ์ในการทำงาน	1-5 ปี	10 (26.32)
	6-10 ปี	11 (28.95)
	11-15 ปี	8 (21.05)
	16-20 ปี	5 (13.16)
	21-25 ปี	3 (7.89)
	26 ปีขึ้นไป	1 (2.63)
	รวม	38 (100)

จากตารางที่ 1 พบว่า ร้อยละ 94.74 ของผู้ตอบแบบสอบถามเป็นเพศชาย ร้อยละ 39.47 อายุ 41 -50 ปี ร้อยละ 36.84 เป็นนายช่างโยธา และร้อยละ 28.95 มีประสบการณ์ในการทำงาน 6-10 ปี

ตารางที่ 2 การเปรียบเทียบผลการศึกษาการควบคุมงานระบบเดิมกับระบบที่พัฒนาขึ้นมาใหม่

ระบบที่พัฒนาขึ้นมาใหม่	ระบบเดิม
1. งานเสาเข็มตอก - มีการตรวจสอบเสาเข็มก่อนลงมือปฏิบัติงานโดยตรวจสอบขนาดเสาเข็มและผ่านมาตรฐานมอก. - ระยะตอกถูกต้องตามแบบที่กำหนด - มีการตรวจสอบ Blow Count ทุกต้น - มีการสุ่มทดสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มทุก site งาน	- ไม่ค่อยมีการตรวจสอบเสาเข็มที่นำมาส่งเสาเข็มบางต้นอาจหัก แตก หรืองอ - การตรวจสอบเสาเข็มที่ไม่ได้แนวดิ่งหรือเอียง ให้ครบทุกต้นไม่ละเอียดพอ

ตารางที่ 2 (ต่อ) การเปรียบเทียบผลการศึกษาการควบคุมงานระบบเดิมกับระบบที่พัฒนาขึ้นมาใหม่

ระบบที่พัฒนาขึ้นมาใหม่	ระบบเดิม
2. งานเสาเข็มเจาะ - มีการตรวจสอบขนาดและความลึกของเสาเข็มเจาะให้ถูกต้องตามแบบ - มีการทดสอบ Dynamic Pile Load Test - มีการตรวจสอบการใช้ Casing ชั่วคราว ตรวจสอบแนวดิ่งของ Casing และแกนของเครื่องเจาะด้วยกล้อง Theodolite - มีการตรวจสอบความลึก และการพังทลายของดินก้นหลุม รวมทั้งตะกอนก้นหลุม	- มีการสุ่มเก็บตัวอย่างคอนกรีตไม่มากพอเพื่อให้ได้กำลังเสาเข็มตามที่ออกแบบไว้เนื่องจากคนงานแอบเติมน้ำทำให้เสาเข็มเสียกำลังได้
3. งานคอนกรีตเสริมเหล็ก - มีการตรวจสอบเหล็กเสริมตามแบบก่อนเทคอนกรีตทุกครั้ง - มีการตรวจสอบน้ำหนักและขนาดของเหล็กถูกต้องตามมาตรฐานมอก. - มีการสุ่มหรือการเก็บตัวอย่างคอนกรีตอย่างต่อเนื่องและทดสอบ Slump Test ทุกครั้งก่อนเทคอนกรีตเพื่อให้ได้กำลังตามที่ต้องการ - มีการจี้คอนกรีตอย่างต่อเนื่องและสม่ำเสมอทุกครั้ง - การต่อเหล็กถูกต้องตามหลักวิชาการ เช่น เหล็กล่างห้ามต่อกลางคาน เหล็กบนห้ามต่อที่จุดรองรับ	- ไม่ได้ควบคุมการบ่มคอนกรีตให้ดีพอและสม่ำเสมออย่างทั่วถึง - ถอดแบบก่อนครบกำหนด - กรณีเหล็กเสริมหนาแน่นบางครั้งคนงานไม่มีการใช้เครื่องจี้คอนกรีต ทำให้เกิดฟองอากาศ เวลาถอดแบบออกมาจึงไม่สวยงาม - บางครั้งคนงานแอบเติมน้ำในคอนกรีต mix เพื่อให้ทำงานง่ายขึ้นในการเทคอนกรีต
4. งานเสา - มีการตรวจสอบขนาดหน้าตัด ตำแหน่งของเสาถูกต้องตามแบบที่กำหนด - มีการตรวจสอบขนาด จำนวนของเหล็กข้ออ้อยและการต่อเหล็กในเสาให้เป็นไปตามแบบที่กำหนด	- เสาไม่ได้ตำแหน่ง และอาจไม่ได้ศูนย์กลางตามที่ออกแบบไว้ เนื่องจากระยะเวลาในการควบคุมงานน้อยเกินไป - เสาบางต้นมีโพรงเกิดขึ้นเนื่องจากมีการเติมน้ำของคนงานก่อสร้าง และไม่ได้ใช้เครื่องจี้คอนกรีต
5. พื้น - มีการตรวจสอบ ระยะ covering ในแบบของการเทคอนกรีตแต่ละครั้ง - มีการตรวจสอบหนุนลูกปูนก่อนการเทคอนกรีตทุกครั้ง - มีการตรวจสอบขนาดของเหล็กว่าตรงตามแบบที่กำหนด - กรณีพื้นสำเร็จ ต้องมีใบรับรองคุณภาพจากบริษัทที่หล่อพื้นสำเร็จ	- บางครั้งมีการตรวจสอบเหล็กเสริมในงานพื้นหล่อกับที่ไม่ดีพอ เนื่องจากใช้เหล็กหลายขนาด และบางจุดก็ไม่ได้หักคอม้า

รายการ	ระดับความคิดเห็น		
	$\bar{x}$	SD	ระดับ
1. บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวัน	4.14	0.690	ดี
2. งานก่อสร้างเบื้องต้น	4.43	0.787	ดีมาก
3. งานวางผัง	4.43	0.535	ดีมาก
4. งานเสาเข็มตอก			
4.1 ก่อนการตอกเข็ม	4.29	0.488	ดีมาก
4.2 ขณะตอกเข็ม	4.29	0.488	ดีมาก
5. งานทำฐานรากตอม่อ			
5.1 งานขุดฐานราก-เทคอนกรีตก้นหลุม	4.29	0.488	ดีมาก
5.2 งานตัดหัวเข็ม	4.29	0.488	ดีมาก
5.3 งานตีผังหาศูนย์	4.14	0.690	ดี
5.4 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจเหล็กฐานราก	4.29	0.488	ดีมาก
5.5 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจแบบหล่อ	4.29	0.488	ดีมาก
5.6 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจความพร้อม	4.14	0.378	ดี
5.7 ขณะเทคอนกรีต	4.14	0.690	ดี
5.8 หลังเทคอนกรีต/การกลบดินฐานราก	4.29	0.488	ดีมาก
6. คานคอดิน พื้น-เสา			
6.1 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจเหล็ก	4.00	0.816	ดี
6.2 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจแบบหล่อคอนกรีต	4.14	0.690	ดี
6.3 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจแผ่นพื้นสำเร็จรูป	4.14	0.690	ดี
6.4 ก่อนเทคอนกรีต/ตรวจความพร้อม	4.29	0.488	ดีมาก
6.5 ขณะเทคอนกรีต	4.29	0.488	ดีมาก
6.6 หลังเทคอนกรีต	4.29	0.488	ดีมาก
7. งานคานคอดิน พื้น-เสา ชั้นบน			
7.1 ก่อนเทคอนกรีต- ตรวจเหล็ก	4.29	0.488	ดีมาก
2.2 ก่อนเทคอนกรีต - ตรวจแบบหล่อคอนกรีต	4.14	0.690	ดี
7.3 ก่อนเทคอนกรีต - ตรวจแผ่นพื้นสำเร็จรูป	4.29	0.488	ดีมาก
7.4 ก่อนเทคอนกรีต - ตรวจความพร้อม	4.29	0.488	ดีมาก
7.5 ขณะเทคอนกรีต	4.29	0.488	ดีมาก
7.6 หลังเทคอนกรีต	4.14	0.378	ดี
8. งานหลังคา			
8.1 งานทำโครงหลังคา	4.43	0.787	ดีมาก
8.2 งานมุงหลังคา	4.57	0.535	ดีมาก
9. แบบตรวจสอบงานก่อสร้าง			
9.1 ตรวจสอบการกำหนดแนวและระดับอ้างอิง	4.29	0.488	ดีมาก
9.2 งานตรวจสอบก่อผนัง	4.29	0.488	ดีมาก
9.3 ตรวจสอบฉาบผนังอิฐ	4.29	0.488	ดีมาก
10. แบบตรวจสอบงานตกแต่ง			
10.1 งานตรวจสอบสีน้ำมัน	4.29	0.488	ดีมาก
10.2 งานตรวจสอบสีพลาสติก	4.29	0.488	ดีมาก
10.3 งานตรวจสอบงานกระเบื้อง	3.86	0.890	ดี

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของแบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้าง

ตารางที่ 3 (ต่อ) ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของแบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้าง

รายการ	ระดับความคิดเห็น		
	$\bar{x}$	SD	ระดับ
11. แบบตรวจสอบงานไม้			
11.1 งานตรวจสอบใบบานหน้าต่างประตู	4.29	0.488	ดีมาก
11.2 งานตรวจสอบวงกบ ประตู หน้าต่าง	4.43	0.535	ดีมาก
ค่าเฉลี่ยโดยรวม	4.30	0.584	ดีมาก

จากตารางที่ 3 ผู้ตอบแบบสอบถามมีความคิดเห็นเกี่ยวกับแบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ของงานก่อสร้างทั้ง 11 หมวดงาน ซึ่งผลการวิเคราะห์ข้อมูลมีดังนี้

บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวันอยู่ในระดับดีมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.14 งานก่อสร้างเบื้องต้นอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.43 งานวางผังอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.43 งานเสาเข็มตอกอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.29 งานทำฐานรากตอม่ออยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.23 งานคานคอดิน พื้น-เสา ชั้นล่างอยู่ในระดับดีมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.19 งานคานคอดิน พื้น-เสา ชั้นบนอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.24 งานหลังคาอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.50 งานก่อผนังอยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.29 งานตกแต่งอยู่ในระดับดีมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.15 และงานไม้อยู่ในระดับดีมากมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.30

สำหรับค่าเฉลี่ยโดยรวมของแบบพิมพ์แบบตรวจสอบงานก่อสร้างมีค่าเท่ากับ 4.30 อยู่ในระดับดีมาก

6. สรุปผลและอภิปรายผล

การพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูลของกลุ่มวิศวกร หัวหน้าส่วนโยธา นายช่างโยธา ผู้ช่วยช่างโยธา หรือผู้ที่มีหน้าที่ในการผู้ควบคุมงานและตรวจงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นที่เกี่ยวข้องในจังหวัดอุตรดิตถ์ จำนวน 19 แห่ง โดยใช้การสุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง จำนวน 38 ตัวอย่าง โดยศึกษาหาข้อมูลเบื้องต้นจากฝ่ายผู้ควบคุมงานในลักษณะการประชุมกลุ่มย่อย เพื่อหาข้อดีและข้อบกพร่องของการควบคุมงานก่อสร้างระบบเดิมและได้แบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นแบบใหม่ขึ้นมา และนำไปทดลองใช้จริงในงานก่อสร้างอาคาร เพื่อวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสรุปได้ว่า แบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงาน

ก่อสร้างอาคารแบบใหม่อยู่ในระดับดีมาก โดยหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยมากที่สุด คือ หมวดงานตรวจสอบหลังคามีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.50 จาก 5.00 อยู่ในระดับดีมาก และหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยที่น้อยที่สุดคือ บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวันมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.14 จาก 5.00 อยู่ในระดับดี

จากการศึกษาพัฒนาระบบควบคุมและตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ สามารถอภิปรายผลได้ดังนี้

1. จากการจัดประชุมกลุ่มย่อยเพื่อวิเคราะห์หาข้อดี ข้อบกพร่อง รวมถึงสำรวจข้อมูลปัญหาจากคณะผู้ควบคุมงานก่อสร้างอาคารขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ ได้ข้อแนะนำของกระบวนการควบคุมงานก่อสร้างระบบเดิม ซึ่งแบ่งงานก่อสร้างออกเป็น 5 หมวดงาน คือ งานเสาเข็มตอก งานเสาเข็มเจาะ งานคอนกรีตเสริมเหล็ก งานเสา และพื้น โดยพบว่าทั้ง 5 หมวดงานนี้มักจะเกิดปัญหาเป็นส่วนใหญ่ในการดำเนินการก่อสร้างและเป็นส่วนที่สำคัญของโครงสร้าง สำหรับข้อบกพร่องที่คณะผู้ควบคุมงานก่อสร้างจะพบอยู่เป็นประจำสามารถที่จะสรุปเป็นประเด็นได้ดังนี้ คือ ผู้ควบคุมงานไม่ค่อยมีเวลาในการควบคุมงานตลอดเวลา การตรวจสอบวัสดุที่จะนำมาใช้ในโครงการไม่ละเอียดพอ และการทำงานของคนงานไม่ปฏิบัติตามมาตรฐานในการก่อสร้าง

2. การหาประสิทธิภาพของแบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารภายใต้การควบคุมดูแลขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์โดยสร้าง Model ระบบการควบคุมงานขึ้นมาใหม่ เพื่อใช้เป็นแนวทางปฏิบัติของผู้ควบคุมงานต่อไป พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามมีความคิดเห็นสำหรับค่าเฉลี่ยโดยรวมของแบบพิมพ์สำหรับบันทึกข้อมูลการตรวจสอบคุณภาพงานก่อสร้างอาคารมีค่าเท่ากับ 4.30 อยู่ในระดับดีมาก โดยหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยมากที่สุดคือ หมวดงานตรวจสอบหลังคามีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.50 จาก 5.00 อยู่ในระดับดีมาก เป็นเพราะงานตรวจสอบหลังคามีรายการที่ต้องตรวจสอบเพียง 2 รายการ คือ งานทำโครงหลังคาและงานมุงหลังคา ซึ่งในแบบพิมพ์แบบตรวจสอบงานหลังคาได้ให้รายละเอียดในการตรวจสอบไว้อย่างสมบูรณ์แล้ว สำหรับหมวดงานที่ค่าเฉลี่ยที่น้อยที่สุดคือ บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวันมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.14 จาก 5.00 อยู่ในระดับดี เป็นเพราะแบบพิมพ์บันทึกการควบคุมงานก่อสร้างประจำวันเป็นรายละเอียดที่ต้องกรอกข้อมูลใส่ในช่องว่างไม่ค่อยยุ่งยากมากนัก และเป็นแบบพิมพ์ที่ผู้ควบคุมงานก่อสร้างได้พบเห็นอยู่บ่อยๆ

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานตรวจเงินแผ่นดิน. (2560). *รายงานผลการปฏิบัติงานของสำนักงานการตรวจเงินแผ่นดินประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2560.* [ออน-ไลน์]. แหล่งที่มา : http://www.oag.go.th/sites/default/files/files/reportaudit/Full_2559_28Aug60.pdf [วันที่เข้าถึง 8 มีนาคม 2562]

[2] *กรมส่งเสริมการปกครองท้องถิ่น.* [ออน-ไลน์]. (2562). แหล่งที่มา : http://www.dla.go.th/work/abt/ [วันที่เข้าถึง 8 มีนาคม 2562]

[3] กมลวัลย์ ลือประเสริฐ. (2546). *ระบบคุณภาพในงานก่อสร้าง.* คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[4] Arditi, D. and Gunaydin, M. (2000). Factor that Affect Process Quality in the Life Cycle of Building Project. *Journal of Management in Engineering*, pp. 194-203.

[5] Chan, P.C., Scott, D., Chan, P.L. (2004). Factors Affecting the Success of a Construction Project. Journal of Construction Engineering and Management, pp. 153-155.

[6] มานิต ช่วยงาน. (2547). *การศึกษาความคาดหวังของผู้บังคับบัญชาต่อผู้ควบคุมงานในจังหวัดเชียงใหม่และลำพูน*. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[7] สุรวัฒน□ พลมณี และ สุวัฒน□ชิตามระ. (2548). *การศึกษาความเสี่ยงของโครงการก□อสร□าง สาธารณูปโภคในประเทศไทยที่มีมูลค□าตั้งแต□ 100 ล□านบาท.* เอกสารการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห□งชาติครั้งที่ 10, หน้า 47-53.

[8] กฤษณพงค ฟองสินธุ์. (2552). *ปัญหาอุปสรรคการบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลตำบลและองค์การบริหารส่วนตำบลในเขตอำเภอเมืองอุตรดิตถ์.* คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์.

ศึกษาสถานะของการประยุกต์ใช้แผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเพื่อลดปัจจัยความเสี่ยงสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสถานการณ์การเกิดอุทกภัย

A study on the status of applying business continuity plan for reducing risk factors for managing construction project in flood situation

ชลลดา เลาะฟอ[1,*] และ ยุทธศักดิ์ อนันตเดชศักดิ์[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร จ.กรุงเทพฯ
*Corresponding author; E-mail address: chollada.la@gmail.com

บทคัดย่อ

อุทกภัยเป็นหนึ่งในสถานการณ์ภาวะวิกฤตจากภัยธรรมชาติ ส่งผลกระทบทั้งทางตรงและทางอ้อมต่อการบริหารโครงการก่อสร้าง ยากต่อการบริหารจัดการโครงการก่อสร้างให้อยู่ภายใต้งบประมาณและระยะเวลาตามแผนการดำเนินงาน ภาคอุตสาหกรรมก่อสร้างในอนาคตจำเป็นต้องมีการจัดทำแนวทางการเตรียมความพร้อมและสร้างแผนสำรองสำหรับการบริหารโครงการที่มีประสิทธิภาพเพื่อช่วยให้การบริหารโครงการมีความต่อเนื่องและสูญเสียน้อยที่สุดเมื่อประสบสภาวะวิกฤต วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ผู้วิจัยมุ่งเน้น ศึกษาสถานะของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาประยุกต์ใช้บริหารโครงการก่อสร้างและปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการก่อสร้างในสถานการณ์การเกิดอุทกภัย ซึ่งเป็นพื้นฐานข้อมูลที่เป็นประโยชน์สำหรับนำไปพัฒนาแผนการเตรียมความพร้อมและแนวทางปฏิบัติการบริหารโครงการก่อสร้างเพื่อรับมือต่อสถานการณ์การเกิดอุทกภัยที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต วิธีการศึกษาพัฒนาแบบสอบถามเพื่อใช้เป็นเครื่องมือสำรวจกลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 250 คน ประกอบด้วยวิศวกรโยธาตำแหน่งบริหารและปฏิบัติการ สรุปผลได้ว่าความตระหนักการตรียมแผนอยู่ในระดับกลาง ขาดความรู้ความเข้าใจ โครงการส่วนใหญ่ไม่ได้ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจในการบริหารจัดการโครงการ บริษัทแต่ละขนาดมีอันดับประเด็นของปัญหาและอุปสรรคที่แตกต่างกัน ทุกปัจจัยความเสี่ยงอยู่ในระดับความเสี่ยงสูงจำเป็นต้องมีมาตรการควบคุมความเสี่ยงให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้

คำสำคัญ: แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจ, ภาวะวิกฤต, อุทกภัย, การบริหารโครงการก่อสร้าง

Abstract

The flood is the one of natural disaster that caused the direct and indirect impacts to the construction project management. There are difficult situations for managing under the budget and schedule. The construction industry in the future will need the guideline for preparing and creating a backup plan for effective project management to the continuity project management and minimal loss in the crisis situations. This research aims to study the status of applying business continuity management for managing the construction project and the risk factors of construction project management in a flood situation. The results of this research will be used as the useful basic information for developing the construction management plan for the flood situation in the future. The research methodology is the development of questionnaire to interview 250 samples that include the civil engineer in the executive and operational level. In conclusion, the level of awareness for preparing and creating backup plans is at the middle level, and lack of understanding. The most projects do not use the business continuity management principle in the project management. The different size company has the different ratings in the problems and obstacles. All risk factors are at the high risk levels that need the risk control procedures to be at an acceptable level.

Keywords: Business Continuity Plan, Crisis, Flood, Construction Project Management

1. คำนำ

จากวิกฤตการณ์อุทกภัยในประเทศไทยเมื่อปี 2554 ที่ผ่านมา นับว่าเป็นมหาอุทกภัยที่สร้างความเดือดร้อน ความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน การดำรงชีวิต การทำมาหากินประสบปัญหา กิจกรรมต่างๆ ในพื้นที่ประสบภัยต้องหยุดชะงัก ส่งผลให้เศรษฐกิจภาพรวมในปีนั้น ค่าการขยายตัวของจีดีพีภาคอุตสาหกรรมจากเดิมคาดการณ์การขยายตัวไว้ที่ร้อยละ 2-3 เมื่อประสบเหตุการณ์มหาอุทกภัยทำให้เหลือเพียงร้อยละ 0.1 [1, 7]

ธนาคารโลกประเมินความเสียหายไว้ 1.4 ล้านล้านบาท และการเพิ่มขึ้นของอัตราเงินเฟ้อเนื่องจากผลกระทบของน้ำท่วมมีผลต่อราคาสินค้า [2, 3, 7] ส่งผลกระทบต่อภาวะยังชีพของประชาชนเป็นอย่างมาก ผลกระทบต่อภาคอุตสาหกรรมต่างๆ เช่น ภาคการเกษตร พื้นที่ทางการเกษตรได้รับความเสียหาย คิดเป็นมูลค่ารวม 81,095 ล้านบาท [4, 7] ภาคอุตสาหกรรมการผลิต อุทกภัยสร้างความเสียหายต่อนิคมอุตสาหกรรม โรงงานต้องหยุดการผลิตชั่วคราว คิดเป็นมูลค่าความเสียหายมากกว่าประมาณ 340,000 ล้านบาท [5, 7] ภาคการท่องเที่ยวสูญเสียรายได้ประมาณ 15,000-25,000 ล้านบาท [6, 7] สำหรับภาคอุตสาหกรรมก่อสร้างและอสังหาริมทรัพย์ก็ได้รับความเสียหายเช่นเดียวกัน ความเสียหายของบริษัทพัฒนาที่ดินพื้นที่ที่ถูกน้ำท่วมไปแล้วยังมีหน่วยขายที่รอผู้ซื้ออยู่และอยู่ในมือของผู้ประกอบการถึง 311 โครงการ รวม 34,203 หน่วย มูลค่าทั้งหมด 98,008 ล้านบาท [8] ถ้ามองในภาคกำลังซื้ออสังหาริมทรัพย์ในปี 2554 กำลังซื้อลดลง บ้านจัดสรรเกิดจากความไม่มั่นใจต่อสถานการณ์ [9]

เมื่อมองถึงปัญหาในด้านการบริหารโครงการก่อสร้าง อุทกภัยครั้งนี้สร้างความเสียหายโดยตรงกับโครงการต่างๆ ที่อยู่ในเขตน้ำท่วม งานก่อสร้างต้องหยุดชะงักไม่สามารถเข้าไปดำเนินการก่อสร้างได้ และเกิดต้นทุนการก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นจากการฟื้นฟูโครงการหลังน้ำท่วมถึงแม้ว่าบางโครงการไม่ได้รับผลกระทบโดยตรง ก็อาจจะกระทบต่อธุรกิจทางอ้อม เช่น การถูกตัดขาดของการคมนาคมขนส่งวัสดุ หรือการมีเหตุที่ต้องทำให้วัสดุขึ้นราคาจากภาวะขาดแคลน และต้นทุนการขนส่งที่สูงขึ้น ปัญหาต่างๆ ล้วนเป็นปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการ ทำให้ยากต่อการบริหารให้โครงการสามารถดำเนินการได้ภายใต้งบประมาณและระยะเวลาตามแผนการดำเนินงาน [10, 11]

อุทกภัยจัดเป็นหนึ่งในสถานการณ์ภาวะวิกฤตจากภัยธรรมชาติเป็นความเสี่ยงที่อาจจะเกิดขึ้นได้อย่างไม่คาดคิดมาก่อนและไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ และมีแนวโน้มจะกลายเป็นปัญหาซ้ำซากที่เกิดขึ้นกับประเทศไทยในหลายๆ พื้นที่ทั่วประเทศ สาเหตุมาจาก (1) สภาพทางภูมิศาสตร์ที่เป็นพื้นที่ราบลุ่ม (2) สภาพภูมิอากาศที่แปรปรวนเกิดมรสุมฝนตกหนักทำให้ปริมาณน้ำฝนเป็นจำนวนมาก (3) น้ำทะเลหนุน (4) การเปลี่ยนแปลงเกี่ยวกับทางสภาวะแวดล้อม การขยายตัวของเขตชุมชนและการทำลายระบบระบายน้ำที่มีอยู่ตามธรรมชาติ และแผ่นดินทรุดตัว [12] จากประสบการณ์อุทกภัยในปี 2554 ที่ผ่านมาทำให้เห็นได้ว่าการบริหารจัดการในภาพรวมทั้งประเทศของภาครัฐยังขาดระบบการบริหารจัดการที่มีประสิทธิภาพ การดำเนินงานและการให้บริการหยุดชะงักเมื่อประสบกับวิกฤตการณ์ภัยพิบัติ ธุรกิจภาคอุตสาหกรรมต่างๆ ขาดการเตรียมความพร้อม จำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องมีการปรับตัวหาแนวทางการบริหารจัดการความเสี่ยงมาปรับใช้ให้สอดคล้องกับการบริหารธุรกิจเพื่อรองรับภาวะวิกฤติจากความเสี่ยงของการเกิดภัยพิบัติธรรมชาติ [13] และประชาชนยังขาดความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับแนวทางการปฏิบัติเมื่อเกิดเหตุการณ์สภาวะวิกฤต ปัจจุบันหน่วยงานภาครัฐ สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาระบบราชการ (ก.พ.ร.) เล็งเห็นความสำคัญของการเตรียมความพร้อมของหน่วยงาน จึงได้ว่าจ้างบริษัทที่ปรึกษาจัดทำเป็นคู่มือการบริหารความพร้อมต่อสภาวะวิกฤต ซึ่งรายละเอียดสอดคล้องกับมาตรฐานสากล BS25999 Business Continuity Management [14] และเผยแพร่เพื่อเป็นประโยชน์ต่อการนำไปประยุกต์ใช้กับทุกส่วนราชการ ทั้งระดับกรม จังหวัด สถาบันอุดมศึกษา องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น องค์การมหาชน และรัฐวิสาหกิจ เพื่อให้กลไกการทำงานของภาครัฐสามารถให้บริการประชาชนได้อย่างต่อเนื่องไม่สะดุดหยุดเมื่อเกิดสถานการณ์วิกฤต [15] ธุรกิจในภาคอุตสาหกรรมต่างๆ รวมทั้งอุตสาหกรรมก่อสร้างก็สามารถนำมาประยุกต์ใช้จัดทำเป็นแนวทางการบริหารโครงการในสภาวะวิกฤตได้

การบริหารโครงการในภาคอุตสาหกรรมก่อสร้างในอนาคตจำเป็นต้องมีการจัดทำแนวทางการเตรียมความพร้อมและสร้างแผนสำรองสำหรับการบริหารโครงการที่ดีและมีประสิทธิภาพที่จะช่วยให้การบริหารจัดการโครงการให้มีความต่อเนื่องและสูญเสียน้อยที่สุดเมื่อประสบสภาวะวิกฤต [16, 17] ปัญหาหลักของธุรกิจอุตสาหกรรมก่อสร้างในส่วนของการบริหารโครงการ คือส่วนใหญ่ยังขาดความตะหนักถึงความสำคัญของการจัดการความเสี่ยงที่เกิดขึ้นและความสำคัญของการสร้างแผนสำรองเพื่อรองรับภาวะวิกฤตที่อาจจะเกิดขึ้น และด้วยความคิดที่ว่าลักษณะโครงสร้างทางธุรกิจก่อสร้างมีความซับซ้อน ขาดความชัดเจน มีปัจจัยเกี่ยวข้องมากมายที่ส่งผลต่อความไม่แน่นอนยากต่อการวางแผนที่ดีได้ จึงทำให้หลายองค์กรยังประสบปัญหาการดำเนินโครงการที่หยุดชะงักวนเวียนอยู่บ่อยครั้งเมื่อเกิดเหตุภาวะวิกฤต อาจนำไปสู่ต้นทุนที่คลาดเคลื่อนหรือตกอยู่ในภาวะขาดทุนได้ และปัจจุบันยังขาดการรวบรวมบทเรียนจากกรณีศึกษาเหตุการณ์ในอดีต ในประเด็นของปัญหา ปัจจัยที่มีผลกระทบ และแนวทางการจัดการในสภาวะเกิดภาวะวิกฤตจากภัยพิบัติธรรมชาติ เพื่อเป็นองค์ความรู้นำไปพัฒนาแผนการเตรียมความพร้อมด้านต่างๆ และแนวทางปฏิบัติการบริหารจัดการงานก่อสร้างเพื่อรับมือต่อสถานการณ์ที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต [16, 17]

จากเหตุผลดังที่กล่าวมา ผู้วิจัยจึงสนใจที่จะศึกษาแนวทางการพัฒนาแผนการเตรียมความพร้อมสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะวิกฤต โดยประยุกต์จากแนวทางการบริหารความพร้อมต่อสภาวะวิกฤตของ สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาระบบราชการ (ก.พ.ร.) [15] และแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ ซึ่งเป็นมาตรฐานสากล BS25999 Business Continuity Management [14] มาปรับใช้ให้เหมาะสมกับโครงสร้างการบริหารโครงการก่อสร้าง วัตถุประสงค์ของงานวิจัยในครั้งนี้ผู้วิจัยมุ่งเน้นศึกษาสถานะของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาประยุกต์ใช้บริหารโครงการก่อสร้าง และปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการก่อสร้างในสถานการณ์การเกิดอุทกภัย ข้อมูลที่ได้จะเป็นข้อมูลพื้นฐานที่เป็นประโยชน์ต่อการพัฒนาแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจสำหรับโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัยสำหรับงานวิจัยต่อไปในอนาคต

2. วิธีการดำเนินการวิจัย

2.1 ประชากรกลุ่มตัวอย่าง

ประชากรกลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามที่ใช้ในงานวิจัยนี้ ประกอบไปด้วยผู้ที่อยู่ในระดับบริหารและระดับปฏิบัติการของบริษัทรับเหมาก่อสร้างทั้งขนาดใหญ่ ขนาดกลาง และขนาดเล็ก ซึ่งเป็นผู้มีประสบการณ์ในการบริหารและปฏิบัติงานโครงการก่อสร้างในช่วงสถานการณ์อุทกภัยในปี 2554 ที่ได้รับผลกระทบทั้งทางตรงและทางอ้อม และผู้ที่ไม่เคยผ่านประสบการณ์ด้านการบริหารในช่วงสถานการณ์ของการเกิดภัยพิบัติอุทกภัยดังกล่าว กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามบริหารและปฏิบัติงานในโครงการก่อสร้างเขตพื้นที่กรุงเทพ และปริมณฑล ผู้ตอบแบบสอบถามในระดับบริหาร คือ ผู้จัดการโครงการ (Project Manager) และผู้จัดการหน่วยก่อสร้าง (Site Manager) ระดับปฏิบัติการ คือ วิศวกรโครงการ (Project Engineer) และวิศวกรสนาม (Site Engineer) ในกรณีนี้ไม่ทราบจำนวนประชากรที่แน่นอน ผู้วิจัยจึงกำหนดระดับความเชื่อมั่นที่ 95% และยอมให้มีความคลาดเคลื่อนไม่เกิน ± 10% ขนาดของกลุ่มตัวอย่างอย่างน้อย 100 ตัวอย่าง จากตารางตามวิธีของ Yamane [18] และเพื่อป้องกันการสูญหายของแบบสอบถามหรือความไม่สมบูรณ์ของแบบสอบถาม จึงกำหนดไว้ที่ 250 ตัวอย่าง และการเลือกสุ่มตัวอย่างใช้วิธีการสุ่มตัวอย่างแบบชั้นอย่างเป็นสัดส่วน (Proportional Stratified sampling) [18] สัดส่วนในการแบ่ง คือ ผู้จัดการโครงการ 10% ผู้จัดการหน่วยก่อสร้าง 10% วิศวกรโครงการ 40% และวิศวกรสนาม 40%

2.2 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

งานวิจัยนี้ใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูล ซึ่งแบบสอบถามถูกพัฒนามาจากการรวบรวมศึกษาทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง แจกแจงเป็นหัวข้อประเด็นต่างๆ และสัมภาษณ์กลุ่มผู้เชี่ยวชาญจำนวน 5 คน (ผู้เชี่ยวชาญสำหรับงานวิจัยนี้ คือ ผู้มีประสบการณ์ในการบริหารโครงการก่อสร้างไม่น้อยกว่า 10 ปี และผ่านการบริหารโครงการช่วงสถานการณ์อุทกภัยในปี 2554) และนำข้อแนะนำที่ได้จากการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญมาปรับปรุงพัฒนาเป็นแบบสอบถามฉบับสมบูรณ์เพื่อใช้ในการเก็บข้อมูลในงานวิจัย คำถามในแบบสอบถามแบ่งเป็น 4 ส่วน ตามวัตถุประสงค์ ดังนี้

ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม และข้อมูลทั่วไปของหน่วยงานโครงการก่อสร้าง เช่น เพศ อายุ ระดับการศึกษา ตำแหน่งความรับผิดชอบ ประสบการณ์ทำงาน มูลค่าโครงการ ลักษณะโครงการ ที่ตั้งโครงการ ทุนจดทะเบียนองค์กร เป็นต้น ใช้มาตรวัดข้อมูลแบบนามบัญญัติ (Nominal Scale)

ส่วนที่ 2 ศึกษาความตระหนักถึงความสำคัญของการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย

ส่วนที่ 3 ศึกษาสถานะความพร้อม ความรู้ความเข้าใจ ปัญหา และอุปสรรค ของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย

ส่วนที่ 2 และ 3 ผู้ตอบแบบสอบถาม ตอบคำถามในแต่ละประเด็นของแบบสอบถาม ระบุให้คะแนน (Numerical Rating Scale) เป็นมาตรวัดแบบช่วง (Interval Scale) เพื่อนำคำตอบที่ได้ไปรวบรวมวิเคราะห์ค่าทางสถิติทราบถึงแนวโน้มทิศทางของปัญหาและอุปสรรคที่แท้จริงของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาประยุกต์ใช้บริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย เพื่อสามารถหาแนวทางแก้ไขปัญหาและอุปสรรคดังกล่าวได้อย่างเหมาะสม

ส่วนที่ 4 ศึกษาปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการในสภาวะเกิดอุทกภัย ผู้ตอบแบบสอบถามให้คะแนนโอกาสหรือความเป็นไปได้ในการเกิดความเสี่ยง (Likelihood) และระดับผลกระทบ (Impact) ความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อการบริหารโครงการก่อสร้างมากน้อยเพียงใด โดยใช้ค่าคะแนนตามตารางที่ 1 และตารางที่ 2

ตารางที่ 1 เกณฑ์การพิจารณาระดับโอกาสหรือความเป็นไปได้ในการเกิดความเสี่ยง [17]

ค่าระดับ (L)	ระดับโอกาสที่จะเกิดความเสี่ยง
1	ต่ำมาก
2	ต่ำ
3	ปานกลาง
4	สูง
5	สูงมาก

ตารางที่ 2 เกณฑ์การพิจารณาระดับผลกระทบ [17]

ระดับผลกระทบ (I)	หลักเกณฑ์การพิจารณาระดับของผลกระทบ
1 (ไม่เป็นสาระสำคัญ)	ส่งผลให้ขีดความสามารถในการดำเนินงานหรือให้บริการ ลดลงน้อยกว่าร้อยละ 5
2 (ต่ำ)	เกิดความเสียหายต่อองค์กรเป็นจำนวนเงินในระดับต่ำ ส่งผลให้ขีดความสามารถในการดำเนินงานหรือให้บริการ ลดลงร้อยละ 5-10 ต้องมีการปฐมพยาบาล ส่งผลกระทบต่อชื่อเสียงและความมั่นคงต่อองค์กรในระดับท้องถิ่น
3 (ปานกลาง)	เกิดความเสียหายต่อองค์กรเป็นจำนวนเงินในระดับปานกลาง ส่งผลให้ขีดความสามารถในการดำเนินงานหรือให้บริการ ลดลงร้อยละ 10-25 ต้องมีการรักษาพยาบาล ส่งผลกระทบต่อชื่อเสียงและความมั่นคงต่อองค์กรในระดับท้องถิ่น
4 (สูง)	เกิดความเสียหายต่อองค์กรเป็นจำนวนเงินในระดับสูง ส่งผลให้ขีดความสามารถในการดำเนินงานหรือให้บริการ ลดลงร้อยละ 25-50 เกิดการบาดเจ็บต่อผู้รับบริการ/บุคคล/กลุ่มคน ส่งผลกระทบต่อชื่อเสียงและความมั่นคงต่อองค์กรในระดับประเทศ
5 (สูงมาก)	เกิดความเสียหายต่อองค์กรเป็นจำนวนเงินในระดับสูงมาก ส่งผลให้ขีดความสามารถในการดำเนินงานหรือให้บริการ ลดลงมากกว่า ร้อยละ 50 เกิดการสูญเสียชีวิต และ/หรือภัยคุกคามต่อสาธารณชน ส่งผลกระทบต่อชื่อเสียงและความมั่นคงต่อองค์กรในระดับประเทศและนานาชาติ

2.3 วิธีการดำเนินการเก็บรวบรวมข้อมูล

การเก็บข้อมูลโดยใช้แบบสอบถามที่พัฒนาขึ้น กลุ่มตัวอย่างผู้ที่ตอบแบบสอบถามเป็นไปตามประชากรกลุ่มตัวอย่างและขอบเขตพื้นที่ได้กำหนดไว้ในหัวข้อ 2.1 สำหรับการเข้าถึงผู้ตอบแบบสอบถาม ผู้วิจัยใช้วิธีการเข้าไปยังหน่วยงานก่อสร้างโดยตรง จากข้อมูลที่ได้ผู้จัยทำการบันทึกคำตอบลงในแบบฟอร์มการลงรหัสเพื่อนำไปวิเคราะห์ข้อมูลในขั้นตอนต่อไป

2.4 การวิเคราะห์ข้อมูล

ทำการวิเคราะห์ข้อมูลจากผลการให้คะแนนของกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถาม โดยแบ่งวิธีการวิเคราะห์ข้อมูลเป็น 3 ส่วน ดังนี้

แบบสอบถามส่วนที่ 1: ข้อมูลทั่วไปและข้อมูลโครงการ/องค์กรของผู้ตอบแบบสอบถาม ทำการวิเคราะห์เป็นค่าร้อยละ แสดงให้เห็นสัดส่วนของกลุ่มตัวอย่างผู้ทำการตอบแบบสอบถาม

แบบสอบถามส่วนที่ 2-3: ศึกษาความตระหนักถึงความสำคัญของการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย และสถานะความพร้อม ความรู้ความเข้าใจ ปัญหา และอุปสรรค ของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย ทำการวิเคราะห์ค่าทางสถิติด้วยคอมพิวเตอร์โดยใช้โปรแกรม SPSS ค่าทางสถิติที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลจะเป็นการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงปริมาณ ได้แก่ ค่าเฉลี่ย (Mean) และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) และทำการทดสอบสมมติฐานโดยใช้วิธีการวิเคราะห์ความแปรปรวนทางเดียว (One-Way Analysis of Variance : ANOVA) เพื่อพิจารณาความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 ตามสมมติฐานงานวิจัยนี้ คือ ขนาดขององค์กรหรือโครงการก่อสร้าง มีผลต่อความพร้อมของการเตรียมแผนการบริหารความพร้อมในสภาวะการเกิดภัยพิบัติ และความเป็นไปได้ในการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจ (BCM) ไปใช้ โดยพิจารณาจากระดับปัญหาและอุปสรรคของการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจ (BCM) ไปใช้ ขององค์กรแต่ละขนาด

แบบสอบถามส่วนที่ 4: ศึกษาปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการในสภาวะเกิดอุทกภัย ทำการวิเคราะห์ระดับความเสี่ยง (Levels of Risk) โดยใช้สมการที่ 1 [17] เพื่อใช้ในการคัดเลือกปัจจัยที่มีความเสี่ยงและผลกระทบในระดับสูง ตามเกณฑ์การพิจารณาตารางที่ 3 หาแนวทางการจัดการความเสี่ยงจัดทำแผนบริหารความเสี่ยงสำหรับงานวิจัยในอนาคตต่อไป

$$R = L \times I \quad (1)$$

R คือ ระดับความเสี่ยง (Levels of Risk)

L คือ โอกาสหรือความเป็นไปได้ในการเกิดความเสี่ยง (Likelihood)

I คือ ผลกระทบ (Impact)

ตารางที่ 3 เกณฑ์การพิจารณาระดับความเสี่ยง [17]

ระดับความเสี่ยง	ช่วงระดับความเสี่ยง	มาตรการควบคุม
ระดับความเสี่ยงต่ำ	1-3 คะแนน	ยอมรับความเสี่ยง
ระดับความเสี่ยงปานกลาง	4-9 คะแนน	ยอมรับความเสี่ยงแต่ควรมีมาตรการควบคุม
ระดับความเสี่ยงสูง	10-16 คะแนน	ต้องมีมาตรการควบคุมความเสี่ยงให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้
ระดับความเสี่ยงสูงมาก	17-25 คะแนน	ต้องมีมาตรการควบคุมความเสี่ยงหรือหลีกเลี่ยงความเสี่ยง

3. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

3.1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ผลการวิเคราะห์ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม จะแบ่งเป็นข้อมูลสถานภาพของผู้ตอบแบบสอบถามซึ่งแสดงข้อมูลในตารางที่ 4 และข้อมูลสถานภาพของโครงการหรือองค์กรแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 4 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

สถานภาพของผู้ตอบแบบสอบถาม	จำนวน (คน)	คิดเป็นร้อยละ
1. เพศ		
ชาย	217	86.8
หญิง	33	13.2
รวม	250	100
2. อายุ		
ต่ำกว่า 20 ปี	0	0
21 – 30 ปี	126	50.4
31 – 40 ปี	87	34.8
41 – 50 ปี	32	12.8
มากกว่า 50 ปี	5	2.0
รวม	250	100
3. ระดับการศึกษา		
ต่ำกว่าปริญญาตรี	12	4.8
ปริญญาตรี	168	67.2
ปริญญาโท	69	27.6
ปริญญาเอก	1	0.4
รวม	250	100
4. ตำแหน่งงานที่รับผิดชอบ		
ผู้จัดการโครงการ	24	9.6
ผู้จัดการหน่วยก่อสร้าง	28	11.2
วิศวกรโครงการ	93	37.2
วิศวกรสนาม	105	42.0
รวม	250	100
5. ประสบการณ์ทำงาน		
ต่ำกว่า 2 ปี	35	14.0
2-5 ปี	99	39.6
6-10 ปี	69	27.6
มากกว่า 10 ปี	47	18.8
รวม	250	100

จากตารางที่ 4 สรุปได้ว่า ผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด 250 คน มีสถานภาพเป็นเพศชายจำนวน 217 คน (คิดเป็นร้อยละ 86.8) และ เพศหญิงจำนวน 33 คน (คิดเป็นร้อยละ 13.2) ผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่อายุระหว่าง 21 ถึง 30 ปี จำนวน 126 คน (คิดเป็นร้อยละ 50.4) รองลงมาอายุ 31 ถึง 40 ปี จำนวน 87 คน (คิดเป็นร้อยละ 34.8) ระดับการศึกษาที่มีจำนวนมากที่สุดคือปริญญาตรีจำนวน 168 คน (คิดเป็นร้อยละ 67.2) ตำแหน่งงานที่รับผิดชอบวิศวกรสนามจำนวน 105 คน (คิดเป็นร้อยละ 42.0) วิศวกรโครงการจำนวน 93 คน (คิดเป็นร้อยละ 37.2) ผู้จัดการหน่วยก่อสร้าง จำนวน 28 คน (คิดเป็นร้อยละ 11.2) ผู้จัดการโครงการ จำนวน 24 คน (คิดเป็นร้อยละ 9.6) ประสบการณ์ทำงานที่มีจำนวนมากที่สุดคือ 2 ถึง 5 ปี จำนวน 99 คน (คิดเป็นร้อยละ 39.6) และรองลงมาประสบกากรณ์ทำงาน 6 ถึง 10 ปี จำนวน 69 คน (คิดเป็นร้อยละ 27.6)

ตารางที่ 5 ข้อมูลสถานภาพของโครงการและองค์กรของผู้ตอบแบบสอบถาม

สถานภาพของโครงการและองค์กร	จำนวน (คน)	คิดเป็นร้อยละ
1. มูลค่าโครงการก่อสร้างที่รับผิดชอบ		
<100 ล้านบาท	104	41.6
100-500 ล้านบาท	97	38.8
>500 ล้านบาท	49	19.6
รวม	250	100
2. ลักษณะโครงการก่อสร้างที่รับผิดชอบ		
โครงการบ้านจัดสรร	91	36.4
คอนโด/อาคารสูง	80	32.0
โรงงาน/โกดัง	31	12.4
อื่นๆ	48	19.2
รวม	250	100
3. ลักษณะองค์กร		
บริษัท/ห้างหุ้นส่วนจำกัด	192	76.8
บริษัทมหาชน	58	23.2
รวม	250	100
4. ทุนจดทะเบียน		
<100 ล้านบาท (บริษัทขนาดเล็ก)	123	49.2
100-500 ล้านบาท (บริษัทขนาดกลาง)	72	28.8
>500 ล้านบาท (บริษัทขนาดใหญ่)	55	22
รวม	250	100

จากตารางที่ 5 สรุปได้ว่า ผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่อยู่ในองค์กรบริษัท/ห้างหุ้นส่วนจำนวน 192 คน (คิดเป็นร้อยละ 76.8) และส่วนใหญ่เป็นบริษัทขนาดเล็ก (ทุนจดทะเบียนน้อยกว่า 100 ล้านบาท) จำนวน 123 คน (คิดเป็นร้อยละ 49.2) ลักษณะโครงการบ้านจัดสรรจำนวน 91 คน (คิดเป็นร้อยละ 36.4) รองลงมาเป็นคอนโด/อาคารสูง จำนวน 80 คน (คิดเป็นร้อยละ 32.0) มูลค่าโครงการที่รับผิดชอบส่วนใหญ่น้อยกว่า 100 ล้านบาท จำนวน 104 คน (คิดเป็นร้อยละ 41.6) และรองลงมามูลค่าโครงการที่รับผิดชอบ 100 ถึง 500 ล้านบาท จำนวน 97 คน (คิดเป็นร้อยละ 38.8)

3.2 การศึกษาความตระหนักถึงความสำคัญของการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย

ผลการวิเคราะห์ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าระดับในแต่ละประเด็นของคำถามซึ่งแสดงถึงความตระหนักถึงความสำคัญของการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้าง โดยแบ่งกลุ่มวิเคราะห์ตามประสบการณ์บริหารหรือปฏิบัติงานในสภาวะเกิดอุทกภัย แสดงดังในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ความตระหนักถึงความสำคัญการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย

ประสบการณ์บริหาร/ปฏิบัติงานในสภาวะเกิดอุทกภัย	คำถาม	ผลกระทบต่อการดำเนินโครงการ	ความสำคัญของการวางแผนเตรียมความพร้อม	การสนับสนุนการสร้างแผนเตรียมความพร้อมขององค์กร	การมีส่วนร่วมในการสร้างแผนเตรียมความพร้อม
เคย (67 คน)	X	4.09	4.19	3.39	3.06
	S.D.	0.933	0.764	1.072	0.672
	ระดับ	มาก	มาก	ปานกลาง	ปานกลาง
ไม่เคย (172 คน)	X	3.55	3.51	2.59	2.38
	S.D.	1.039	1.040	0.947	0.938
	ระดับ	มาก	มาก	ปานกลาง	น้อย
ไม่เคย, ผ่านเหตุการณ์ภัยพิบัติอื่น (11 คน)	X	3.45	2.73	2.73	3.00
	S.D.	0.688	0.905	0.647	0.447
	ระดับ	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง	ปานกลาง
รวมทั้งหมด (250 คน)	X	3.69	3.66	2.81	2.59
	S.D.	1.024	1.030	1.030	0.911
	ระดับ	มาก	มาก	ปานกลาง	ปานกลาง

จากตารางที่ 6 กลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 250 คน ส่วนใหญ่จำนวน 172 คน (คิดเป็นร้อยละ 68.8) ยังไม่เคยผ่านประสบการณ์การบริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัย มีจำนวน 11 คน (คิดเป็นร้อยละ 4.4) ไม่เคยผ่านประสบการณ์การบริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัยแต่เคยผ่านภัยพิบัติอื่นๆ และจำนวน 67 คน (คิดเป็นร้อยละ 26.8) เคยผ่านประสบการณ์บริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัย

ผลการวิเคราะห์ข้อมูลจากตารางที่ 6 แสดงให้เห็นว่าในภาพรวมผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่คิดว่าสภาวะการเกิดอุทกภัยมีผลกระทบและเป็นปัญหาต่อการดำเนินโครงการก่อสร้างในระดับมาก (X = 3.69) และคิดว่าการวางแผนเตรียมความพร้อมเพื่อรับสถานการณ์กรณีเกิดอุทกภัยมีความสำคัญสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในระดับมากเช่นกัน (X = 3.66) แต่ถ้าพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่เคยผ่านประสบการณ์การบริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัยกับผู้ที่ไม่เคยหรือเคยแต่ผ่านเหตุการณ์ภัยพิบัติอื่นมีระดับคะแนนที่แตกต่างกัน กลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่เคยผ่านประสบการณ์การบริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัยจะตระหนักถึงผลกระทบและปัญหาต่อการดำเนินโครงการก่อสร้างสถานการณ์การเกิดอุทกภัยและเล็งเห็นความสำคัญของ

การวางแผนเตรียมความพร้อมเพื่อรับสถานการณ์กรณีเกิดอุทกภัยในระดับคะแนนที่มากกว่า และเมื่อพิจารณาภาพรวมผู้ตอบแบบสอบถามมีความเห็นว่าองค์กรให้ความสำคัญหรือสนับสนุนการสร้างแผนเตรียมความพร้อมสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัยอยู่ในระดับปานกลาง (X = 2.81) และมีส่วนร่วมในการสร้างแผนเตรียมความพร้อมสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัยให้กับองค์กรอยู่ในระดับปานกลาง (X = 2.59) มีข้อแตกต่างในประเด็นการมีส่วนร่วมในการวางแผนสำหรับผู้ที่ไม่เคยผ่านประสบการณ์มาจะมีคะแนนระดับน้อย

3.3 การศึกษาสถานะความพร้อม ความรู้ความเข้าใจ ปัญหา และอุปสรรคของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย

ผลการวิเคราะห์จากแบบสอบถามกลุ่มตัวอย่างเมื่อจำแนกตามความรู้ความเข้าใจในหลักการของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ (BCM: Business Continuity Management) สรุปได้ว่ากลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ตอบว่าพอเข้าใจบ้างเกี่ยวกับหลักการของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ จำนวน 98 คน (คิดเป็นร้อยละ 39.2) รองลงมาตอบว่าไม่เข้าใจแต่เคยได้ยิน จำนวน 75 คน (คิดเป็นร้อยละ 30.0) และถัดมาตอบว่าไม่เข้าใจและไม่เคยได้ยินจำนวน 60 คน (คิดเป็นร้อยละ 24.0) มีเพียงจำนวน 17 คน (คิดเป็นร้อยละ 6.8) ที่ตอบว่าเข้าใจดี จากข้อมูลนี้แสดงให้เห็นได้ว่า ผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ยังขาดความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับหลักของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ ซึ่งมีจำนวนผู้ที่มีความรู้ความเข้าใจดีเป็นจำนวนน้อยมาก กลุ่มตัวอย่างที่ตอบว่ามีความเข้าใจดีและพอเข้าใจบ้าง ให้ความคิดเห็นถึงความเหมาะสมและประโยชน์ของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจต่อการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะอุทกภัยอยู่ในระดับปานกลาง ระดับค่าเฉลี่ย X= 3.35 และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D.= 0.961

จากแบบสอบถามผลการวิเคราะห์สถานภาพสรุปได้ว่ากลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่โครงการก่อสร้างหรือองค์กรที่นำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ ไปใช้เป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการมีจำนวน 59 คน (คิดเป็นร้อยละ 23.6) อีกจำนวน 191 คน (คิดเป็นร้อยละ 76.4) ไม่ได้ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจในการบริหารจัดการโครงการ

เมื่อพิจารณากลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามเฉพาะกลุ่มที่โครงการก่อสร้างหรือองค์กรนำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ ไปใช้เป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการ ได้ทราบถึงสถานะความพร้อม และปัญหาและอุปสรรค ของการประยุกต์ใช้หลักแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งของโครงการ แสดงข้อมูลในตารางที่ 7 และตารางที่ 8

ตารางที่ 7 สถานะของการประยุกต์ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ

คำถาม	ความถี่ (f)	คิดเป็นร้อยละ
1. วัตถุประสงค์ของการนำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการ (ตอบได้มากกว่า 1 ข้อ)		
1.1 มีเหตุภัยพิบัติเกิดขึ้นอยู่บ่อยครั้ง	8	7.4
1.2 เพื่อจัดการเรื่องความเสี่ยง	45	41.7
1.3 กฎหมายบังคับ	3	2.8
1.4 นโยบายจากผู้บริหารระดับสูง	34	31.5
1.5 ภาพลักษณ์ขององค์กร	15	13.8
1.6 อื่นๆ	3	2.8
รวม	108	100
2. ประเภทของงานในโครงการก่อสร้างหรือองค์กรที่ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ (ตอบได้มากกว่า 1 ข้อ)		
2.1 ระบบไอที	16	12.6
2.2 การจัดซื้อวัสดุและการขนส่ง	30	23.6
2.3 แผนการก่อสร้าง	52	40.9
2.4 กฎหมายและสัญญา	26	20.5
2.5 อื่นๆ	3	2.4
รวม	127	100
3. ประเภทของมาตรฐานแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจที่โครงการก่อสร้างหรือองค์กรนำมาใช้		
3.1 TR19:2005	3	5.1
3.2 BS25999-1:2005	19	32.2
3.3 ISO/IEC27001:2005	20	33.9
3.4 ISO22301	10	16.9
3.5 อื่นๆ	7	11.9
รวม	59	100

จากตารางที่ 7 ผลการวิเคราะห์สถานะที่ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ สรุปได้ว่าวัตถุประสงค์สองอันดับแรกที่มีนัยสำคัญที่โครงการก่อสร้างหรือองค์กรนำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้คือ เพื่อจัดการเรื่องความเสี่ยงและเป็นนโยบายจากผู้บริหารระดับสูง คิดเป็นร้อยละ 41.7 และ 31.5 ตามลำดับ โครงการก่อสร้างหรือองค์กรมีการนำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ ไปใช้เกี่ยวข้องกับงานในด้านแผนการก่อสร้างสูงสุด คิดเป็นร้อยละ 40.9 และโครงการมีการจัดทำแผนเตรียมความพร้อมเพื่อรองรับภาวะวิกฤติใช้มาตรฐานของ ISO/IEC27001:2005 สูงสุด คิดเป็นร้อยละ 35.7 และ BS25999-1:2005 รองลงมา คิดเป็นร้อยละ 33.9

ตารางที่ 8 ปัญหาและอุปสรรคของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้าง

ปัญหาและอุปสรรค	บริษัทขนาดเล็ก		บริษัทขนาดกลาง		บริษัทขนาดใหญ่		ทั้งหมด	
	n = 19		n = 16		n = 24		n = 59	
	X	S.D.	X	S.D.	X	S.D.	X	S.D.
1. ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญ ขาดการสนับสนุน	2.33	0.796	3.41	1.121	3.38	1.147	3.06	1.140
2. ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM	2.52	1.030	3.71	1.105	3.62	1.321	3.30	1.279
3. นโยบาย วิสัยทัศน์ วัตถุประสงค์ ไม่ชัดเจน	2.76	0.700	3.71	0.849	3.31	1.072	3.24	0.971
4. แผนการดำเนินงาน กลยุทธ์ ขั้นตอนการปฏิบัติไม่ชัดเจน	2.71	0.717	3.65	0.786	3.59	1.150	3.33	1.021
5. บุคลากรการและทีมงานไม่เพียงพอ	2.81	0.68	3.41	1.004	3.48	1.090	3.25	0.990
6. ขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ	3.00	0.707	3.65	1.115	3.55	1.183	3.40	1.060
7. ขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจ	3.14	0.573	3.47	1.068	3.52	1.153	3.39	0.984
8. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ	2.90	0.539	3.41	1.278	3.59	1.086	3.33	1.036
9. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเพราะไม่มีกฎหมายบังคับ	2.76	0.700	3.53	1.179	3.55	1.055	3.30	1.045
10. ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้	2.86	0.793	3.71	0.686	3.55	1.055	3.37	0.951
11. ขาดการประเมินและตรวจสอบ BCM เพื่อการปรับปรุงแผนการดำเนินงานอย่างต่อเนื่อง	2.76	0.768	3.06	1.298	3.45	0.985	3.13	1.043
12. งบประมาณไม่เพียงพอ	2.48	0.981	3.29	0.920	3.28	0.922	3.03	1.000

จากตารางที่ 8 สรุปได้ว่าปัญหาและอุปสรรคการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้าง ในภาพรวมทั้งหมดแต่ละประเด็นของปัญหาและอุปสรรคมีคะแนนอยู่ในระดับที่ใกล้เคียงกันมาก ปัญหาและอุปสรรคจัดอยู่ในระดับกลาง ถ้าทำการจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกของปัญหาและอุปสรรคคือ (1) การขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ (2) ขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติการขาดความรู้ความเข้าใจ และ (3) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจปรับทัศนคติแสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ และเมื่อพิจารณาตามสมมติฐานว่าขนาดขององค์กรมีผลต่อค่าระดับปัญหาและอุปสรรค กลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่องค์กรมีการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้าง สรุปได้ว่าบริษัทขนาดเล็กจะมีค่าคะแนนของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมที่ต่ำกว่าบริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่ ซึ่งบริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่มีค่าระดับของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมประมาณใกล้เคียงกัน และบริษัทแต่ละขนาดมีอันดับของปัญหาและอุปสรรคแตกต่างกัน ถ้าทำการจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดเล็กคือ (1) ขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจ (2) ขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ และ (3) ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ ค่าคะแนนอยู่ในระดับกลาง การจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดกลางคือ (1) ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM (2) นโยบาย วิสัยทัศน์ วัตถุประสงค์ ไม่ชัดเจน และ (3) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ ซึ่งทั้งสามประเด็นของปัญหาและอุปสรรคนี้มีคะแนนเท่ากัน ค่าคะแนนอยู่ในระดับสูง การจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดใหญ่คือ (1) ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM (2) แผนการดำเนินงาน กลยุทธ์ ขั้นตอนการปฏิบัติไม่ชัดเจน (3) ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ ค่าคะแนนอยู่ในระดับสูง

ตารางที่ 9 ผลการทดสอบสมมติฐานความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลกับระดับปัญหาและอุปสรรคของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องไปใช้

ปัญหาและอุปสรรค	แบ่งกลุ่ม	SS	df	MS	F	sig.
1. ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญและขาดการสนับสนุน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	16.149 69.612 85.761	2 57 59	8.075 1.088	7.424	0.001 (*)
2. ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	18.435 89.595 108.030	2 57 59	9.217 1.400	6.584	0.003 (*)

ตารางที่ 9 ผลการทดสอบสมมติฐานความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลกับระดับปัญหาและอุปสรรคของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องไปใช้ (ต่อ)

ปัญหาและอุปสรรค	แบ่งกลุ่ม	SS	df	MS	F	sig.
3. ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญและขาดการสนับสนุน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	16.149 69.612 85.761	2 57 59	8.075 1.088	7.424	0.001 (*)
4. ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	18.435 89.595 108.030	2 57 59	9.217 1.400	6.584	0.003 (*)
5. นโยบายวิสัยทัศน์ วัตถุประสงค์ไม่ชัดเจน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	8.633 53.546 62.179	2 57 59	4.317 0.837	5.159	0.008 (*)
6. แผนการดำเนินงาน กลยุทธ์ ขั้นตอนการปฏิบัติไม่ชัดเจน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	11.574 57.203 68.776	2 57 59	5.787 0.894	6.474	0.003 (*)
7. บุคลากรและทีมงานไม่เพียงพอ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	6.089 58.597 64.687	2 57 59	3.045 0.916	3.325	0.042 (*)
8. ขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	5.065 69.055 74.119	2 57 59	2.532 1.079	2.347	0.104
9. ขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	1.862 62.048 63.910	2 57 59	0.931 0.970	0.960	0.388
10. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	5.025 68.055 73.080	2 57 59	2.432 1.099	2.148	0.124
11.ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเพราะไม่มีกฎหมายบังคับ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	8.223 55.768 63.991	2 57 59	4.121	6.065	0.006 (*)

ตารางที่ 9 ผลการทดสอบสมมติฐานความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลกับระดับปัญหาและอุปสรรคของการนำแผนบริหารความต่อเนื่องไปใช้ (ต่อ)

ปัญหาและอุปสรรค	แบ่งกลุ่ม	SS	df	MS	F	sig.
11. ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	6.142 58.655 64.797	2 57 59	3.235 0.966	3.552	0.041 (*)
12. ขาดการประเมินและตรวจสอบ BCM เพื่อการปรับปรุงแผนการดำเนินงานอย่างต่อเนื่อง	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	8.743 55.968 64.711	2 57 59	4.021	5.956	0.007 (*)
13. งบประมาณไม่เพียงพอ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	17.132 79.445 96.577	2 57 59	8.535 1.224	7.076	0.003 (*)

จากตารางที่ 9 ผลการวิเคราะห์เพื่อทำการทดสอบสมมติฐานโดยใช้วิธีการวิเคราะห์ความแปรปรวนทางเดียว (One-Way Analysis of Variance : ANOVA) เพื่อพิจารณาความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 ตามสมมติฐาน สรุปได้ว่าปัญหาและอุปสรรคสำหรับองค์กรที่นำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจไปใช้ ความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลอย่างมีนัยสำคัญกับปัญหาและอุปสรรคในหลายประเด็นส่วนใหญ่ ยกเว้นในประเด็นเรื่อง การขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ การขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจ และทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ

หลังจากนั้นทำการวิเคราะห์กลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่โครงการก่อสร้างหรือองค์กรไม่เคยใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ (BCM: Business Continuity Management) เป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ สอบถามถึงระดับความสนใจในการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างในอนาคต ได้ระดับค่าเฉลี่ย X = 3.04 และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D. = 0.841 ระดับความสนใจในระดับปานกลาง

ตารางที่ 10 เหตุจูงใจในการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้าง

เหตุจูงใจ	X	S.D.
1. มีเหตุภัยพิบัติเกิดขึ้นอยู่บ่อยครั้ง	2.88	1.301
2. เพื่อการจัดการเรื่องความเสี่ยง	2.88	1.166
3. กฎหมายบังคับ	2.76	1.268
4. นโยบายของผู้บริหารระดับสูง	3.16	1.106
5. ภาพลักษณ์ขององค์กร	2.80	1.080

จากตารางที่ 10 ผลการวิเคราะห์ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของเหตุจูงใจในการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างจากกลุ่มตัวอย่างที่ไม่เคยใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ ซึ่งแต่ละประเด็นมีค่าคะแนนที่ใกล้เคียงกันในอยู่ระดับปานกลาง เหตุจูงใจที่มีคะแนนสูงสุดคือ นโยบายของผู้บริหารระดับสูง ได้ระดับค่าเฉลี่ย X = 3.16 และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน S.D. = 1.106

ตารางที่ 11 ปัญหาและอุปสรรคของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้าง

ปัญหาและอุปสรรค	บริษัทขนาดเล็ก		บริษัทขนาดกลาง		บริษัทขนาดใหญ่		ทั้งหมด	
	n = 104		n = 56		n = 31		n = 191	
	X	S.D.	X	S.D.	X	S.D.	X	S.D.
1. ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญขาดการสนับสนุน	3.09	0.910	3.55	1.259	3.31	0.965	3.26	1.045
2. ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM	3.09	0.837	3.55	1.353	3.19	1.091	3.24	1.064
3. ขาดบุคลากรและทีมงาน	3.29	0.779	3.55	1.314	3.50	1.016	3.40	1.000
4. ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้	3.41	0.847	3.71	1.228	3.41	1.160	3.50	1.025
5. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ	3.12	0.806	3.48	1.080	3.16	1.081	3.23	0.947
6. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเพราะไม่มีกฎหมายบังคับ	3.22	0.899	3.40	1.169	3.06	0.914	3.24	0.988
7. ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้	3.34	0.847	3.29	1.108	3.25	1.016	3.31	0.952
8. ขาดงบประมาณ	2.81	0.792	3.09	1.031	3.31	1.238	2.86	0.954

ผลการวิเคราะห์ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของความคิดเห็นต่อปัญหาและอุปสรรคที่เป็นสาเหตุของโครงการหรือองค์กรที่ไม่เคยใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ จากผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 11 ถ้าพิจารณาภาพรวมทั้งหมด ทุกประเด็นของปัญหาและอุปสรรคอยู่ในระดับกลางทั้งหมด ถ้าทำการจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกของปัญหาและอุปสรรคคือ (1) ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้ (2) ขาดบุคลากรและทีมงาน และ (3) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติแสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ และเมื่อพิจารณาตามสมมติฐานว่า ขนาดขององค์กรมีผลต่อการจัดอันดับปัญหาและอุปสรรค ผลการวิเคราะห์สรุปได้ว่า บริษัทแต่ละขนาดมีอันดับของปัญหาและอุปสรรคแตกต่างกัน ถ้าทำการจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดเล็กคือ (1) ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้ (2) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ และ (3) ขาดบุคลากรและทีมงาน ค่าคะแนนอยู่ในระดับกลาง การจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดกลางอันดับแรก คือ ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้ และอันดับรองมาเท่ากันสามประเด็น คือ ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญขาดการสนับสนุน ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM และขาดบุคลากรและทีมงาน ค่าคะแนนอยู่ในระดับสูง การจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกปัญหาและอุปสรรคสำหรับบริษัทขนาดใหญ่คือ (1) ขาดบุคลากรและทีมงาน (2) ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้ (3) ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญขาดการสนับสนุน ค่าคะแนนอยู่ในระดับกลาง

ตารางที่ 12 ผลการทดสอบสมมติฐานความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลกับระดับปัญหาและอุปสรรคของการที่ไม่สามารถนำแผนบริหารความต่อเนื่องไปใช้

ปัญหาและอุปสรรค	แบ่งกลุ่ม	SS	df	MS	F	sig.
1. ผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญและขาดการสนับสนุน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	8.228 210.319 218.547	2 189 191	4.114 1.062	3.873	0.022 (*)
2. ผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	8.218 218.319 226.537	2 189 191	4.109 1.103	3.727	0.026 (*)
3. ขาดบุคลากรและทีมงาน	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	3.040 197.120 200.159	2 189 191	1.520 0.996	1.527	0.220

ตารางที่ 12 ผลการทดสอบสมมติฐานความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลกับระดับปัญหาและอุปสรรคของการที่ไม่สามารถนำแผนบริหารความต่อเนื่องไปใช้ (ต่อ)

ปัญหาและอุปสรรค	แบ่งกลุ่ม	SS	df	MS	F	sig.
4. ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	3.576 206.673 210.249	2 189 191	1.788 1.044	1.713	0.183
5. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเสียเวลาในการทำงานประจำ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	5.294 174.179 179.473	2 189 191	2.647 0.880	3.009	0.052
6. ทัศนคติด้านลบคิดว่าไม่จำเป็นเพราะไม่มีกฎหมายบังคับ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	2.490 192.565 195.055	2 189 191	1.245 0.973	1.280	0.280
7. ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติ แสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	0.245 181.008 181.254	2 189 191	0.123 0.914	0.134	0.874
8. ขาดงบประมาณ	ระหว่างกลุ่ม ภายในกลุ่ม รวม	5.004 177.096 181.100	2 189 191	2.502 0.894	2.797	0.063

จากตารางที่ 12 ผลการวิเคราะห์เพื่อทำการทดสอบสมมติฐานโดยใช้วิธีการวิเคราะห์ความแปรปรวนทางเดียว (One-Way Analysis of Variance : ANOVA) เพื่อพิจารณาความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 ตามสมมติฐาน สรุปได้ว่าปัญหาและอุปสรรคสำหรับองค์กรที่ยังไม่เคยนำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจไปใช้ ความแตกต่างของขนาดองค์กรมีผลอย่างมีนัยสำคัญกับปัญหาและอุปสรรคในประเด็นเรื่องผู้บริหารระดับสูงไม่ให้ความสำคัญและขาดการสนับสนุน และผู้บริหารระดับสูงขาดความรู้ความเข้าในหลักการที่แท้จริงของ BCM

3.4 ศึกษาปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการในสภาวะเกิดอุทกภัย

ผลการวิเคราะห์ระดับความเสี่ยง (Levels of Risk) ของปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการในสภาวะเกิดอุทกภัย จากผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 250 คน แสดงรายละเอียดในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ปัจจัยความเสี่ยงที่มีผลกระทบต่อการบริหารโครงการในสภาวะเกิดอุทกภัย

ปัจจัยความเสี่ยง	L	I	R
ระยะเวลาก่อสร้าง			
โครงการก่อสร้างหยุดชะงักไม่สามารถเข้าไปดำเนินการได้	3.37	3.29	11
ระยะเวลาการก่อสร้างล่าช้ากว่าแผน	3.58	3.4	12
การขนส่งวัสดุ เครื่องมือ อุปกรณ์ ล่าช้า	3.50	3.32	12
ต้นทุนการก่อสร้าง			
ต้นทุนการก่อสร้างสูงขึ้น	3.49	3.31	12
วัสดุก่อสร้างขึ้นราคา	3.34	3.19	11
ต้นทุนการขนส่งสูงขึ้น	3.45	3.29	11
วัสดุก่อสร้างขาดแคลน	3.52	3.38	12
ต้นทุนเพิ่มขึ้นเพื่อสำหรับการฟื้นฟูโครงการหลังน้ำท่วม	3.53	3.31	12
คุณภาพงานก่อสร้าง			
คุณภาพงานก่อสร้างลดลงเพราะขาดความต่อเนื่องในการควบคุมคุณภาพ	3.25	3.03	10
อื่นๆ			
การขาดแคลนแรงงาน	3.27	3.08	10
ด้านความปลอดภัยของพนักงาน	3.31	3.12	10
การสูญหายของข้อมูล และเอกสาร	3.34	3.20	11
ระบบอินเตอร์เน็ตไม่สามารถใช้งานได้	3.24	3.09	10
ปัญหาด้านสาธารณูปโภค น้ำประปาและไฟฟ้า	3.40	3.19	11
ระบบการสื่อสารขัดข้อง	3.23	3.08	10
เกิดข้อโต้แย้งเกี่ยวกับสัญญาก่อสร้าง	2.29	3.12	10
การถูกตัดขาดการคมนาคมขนส่ง	3.31	3.16	10

เมื่อพิจารณาตามเกณฑ์การประเมินระดับความเสี่ยงจากตารางที่ 3 ทุกปัจจัยจัดอยู่ในระดับความเสี่ยงที่สูง อยู่ในช่วง 10-16 คนแนน ต้องมีมาตรการควบคุมความเสี่ยงให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ปัจจัยความเสี่ยงที่มีคะแนนระดับความเสี่ยงต่อโครงการสูงสุดที่ 12 คะแนน ได้แก่ (1) ระยะเวลาการก่อสร้างล่าช้ากว่าแผน (2) การขนส่งวัสดุ เครื่องมือ อุปกรณ์ล่าช้า (3) ต้นทุนการก่อสร้างสูงขึ้น (4) วัสดุก่อสร้างขาดแคลน และ (5) ต้นทุนเพิ่มขึ้นเพื่อสำหรับการฟื้นฟูโครงการหลังน้ำท่วม

4. สรุปผลและอภิปรายผลการวิจัย

สรุปผลงานวิจัยการศึกษาความตระหนักถึงความสำคัญของการเตรียมแผนการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย แสดงให้เห็นว่าในภาพรวมผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่คิดว่าสภาวะการเกิดอุทกภัยมีผลกระทบและเป็นปัญหาต่อการดำเนินโครงการก่อสร้างในระดับมาก และคิดว่าการวางแผนเตรียมความพร้อมเพื่อรับสถานการณ์กรณีเกิดอุทกภัยมี

ความสำคัญสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในระดับมากเช่นกัน โดยกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่เคยผ่านประสบการณ์การบริหารโครงการในสถานการณ์อุทกภัยจะตระหนักถึงผลกระทบและปัญหาต่อการดำเนินโครงการก่อสร้างสถานการณ์การเกิดอุทกภัยและเล็งเห็นความสำคัญของการวางแผนเตรียมความพร้อมเพื่อรับสถานการณ์กรณีเกิดอุทกภัยมากกว่า แต่อย่างไรก็ตามภาพรวมขององค์กรให้ความสำคัญหรือสนับสนุนการสร้างแผนเตรียมความพร้อมสำหรับการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัยยังอยู่ในระดับปานกลาง

สรุปผลการศึกษาสถานะความพร้อม ความรู้ความเข้าใจ ปัญหาและอุปสรรค ของการประยุกต์แผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะเกิดอุทกภัย สรุปได้ว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ยังขาดความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับหลักของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจ กลุ่มตัวอย่างที่ตอบว่ามีความเข้าใจดีและพอเข้าใจบ้างให้ความเห็นถึงความเหมาะสมและประโยชน์ของแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจต่อการบริหารโครงการก่อสร้างในสภาวะอุทกภัยอยู่ในระดับปานกลาง สถานภาพของโครงการก่อสร้างหรือองค์กรส่วนใหญ่ไม่ได้ใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจในการบริหารจัดการโครงการ

สำหรับกลุ่มตัวอย่างโครงการหรือองค์กรที่นำหลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้คือเพื่อวัตถุประสงค์จัดการเรื่องความเสี่ยงและเป็นนโยบายจากผู้บริหารระดับสูง และส่วนใหญ่นำไปใช้เกี่ยวข้องกับงานด้านแผนการก่อสร้างสูงสุด ใช้อ้างอิงมาตรฐาน ISO/IEC27001:2005 และ BS25999-1:2005 ระดับของปัญหาและอุปสรรคของการนำแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในการบริหารโครงการก่อสร้างโดยภาพรวมแต่ละประเด็นใกล้เคียงกันอยู่ในระดับปานกลาง ถ้าจัดสามอันดับสูงสุดคือ (1) การขาดความร่วมมือและการประสานงานที่ดีจากหน่วยงานต่างๆ (2) ขาดการฝึกอบรมทำให้ผู้ปฏิบัติการขาดความรู้ความเข้าใจ และ (3) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติแสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ ผลการทดสอบสมมติฐานความต่างของขนาดบริษัทมีผลต่อปัญหาและอุปสรรค บริษัทขนาดเล็กจะมีค่าระดับของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมที่ต่ำกว่าบริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่ บริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่มีค่าระดับของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมประมาณใกล้เคียงกัน และแต่ละขนาดบริษัทมีการจัดอันดับของปัญหาและอุปสรรคแตกต่างกัน อาจเนื่องมาจากบริษัทขนาดเล็กบุคคลากรไม่มากนัก ง่ายในด้านการจัดการการให้ความรู้ความเข้าใจ สร้างทัศนคติที่ดีให้เห็นประโยชน์ของการนำ BCM มาใช้

สำหรับกลุ่มตัวอย่างโครงการก่อสร้างหรือองค์กรที่ไม่เคยใช้หลักการแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจเป็นส่วนหนึ่งในการบริหารจัดการโครงการ มีระดับความสนใจในการนำแผนบริหารความต่อเนื่องทางธุรกิจมาใช้ในระดับปานกลาง เหตุจูงใจที่จะนำมาใช้คือต้องเริ่มมาจากนโยบายของผู้บริหารระดับสูง ผู้บริหารระดับสูงจะต้องเห็นถึงความสำคัญเพื่อเป็นแรงผลักดัน เมื่อพิจารณาภาพรวมทั้งหมดทุกประเด็นของปัญหาและอุปสรรคอยู่ในระดับกลาง ถ้าทำการจัดอันดับคะแนนสูงสุดสามอันดับแรกของปัญหาและอุปสรรคคือ (1) ผู้ปฏิบัติขาดความรู้ความเข้าใจไม่เคยมีการฝึกอบรมให้ความรู้ (2) ขาดบุคลากรและทีมงาน และ (3) ขาดการชี้แจงทำความเข้าใจ ปรับทัศนคติแสดงเหตุผลประโยชน์ของการนำ BCM มาประยุกต์ใช้ และเมื่อพิจารณาตามสมมติฐานว่า ขนาดขององค์กรมีผลต่อปัญหาและอุปสรรค บริษัทขนาดเล็กจะมีค่าระดับของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมที่ต่ำกว่าบริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่ บริษัทขนาดกลางและขนาดใหญ่มีค่าระดับของปัญหาและอุปสรรคภาพรวมประมาณใกล้เคียงกัน บริษัทแต่ละขนาดมีอันดับของปัญหาและอุปสรรคแตกต่างกัน

สรุปผลปัจจัยความเสี่ยงที่สำคัญกรณีเกิดอุทกภัย ทุกปัจจัยจัดอยู่ในระดับความเสี่ยงที่สูง ต้องมีมาตรการควบคุมความเสี่ยงให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ปัจจัยความเสี่ยงที่มีคะแนนระดับความเสี่ยงต่อโครงการสูงสุดเท่ากัน 5 ปัจจัย ได้แก่ (1) ระยะเวลาการก่อสร้างล่าช้ากว่าแผน (2) การขนส่งวัสดุ เครื่องมือ อุปกรณ์ล่าช้า (3) ต้นทุนการก่อสร้างสูงขึ้น (4) วัสดุก่อสร้างขาดแคลน และ (5) ต้นทุนเพิ่มขึ้นเพื่อสำหรับการฟื้นฟูโครงการหลังน้ำท่วม

5. ข้อเสนอแนะ

การศึกษาวิจัยในครั้งเป็นการนำร่องให้เห็นถึงภาพรวมความตระหนัก สถานภาพ ปัญหาและอุปสรรค ของการเตรียมความพร้อมเพื่อรองรับสถานการณ์เกิดอุทกภัยของโครงการก่อสร้าง ข้อเสนอแนะงานวิจัยในอนาคต ทำการเก็บข้อมูลวิเคราะห์ในหลายๆ มิติ แบ่งเป็นระดับบริหารและระดับปฏิบัติการ และผู้ที่เกี่ยวข้องกับการพัฒนาแผนในฝ่ายงานอื่นๆ เพื่อเป็นข้อมูลประกอบนำมาเปรียบเทียบเพิ่มความแม่นยำให้กับงานวิจัยยิ่งขึ้น และทำการวิจัยเชิงลึกมุ่งเน้นกลุ่มเป้าหมายมากขึ้น เช่นกลุ่มที่มีความรู้ความเข้าใจเรื่องแผนความต่อเนื่องทางธุรกิจและมีการนำมาใช้ในการบริหารโครงการ เพื่อพัฒนาเป็นกรณีศึกษาแนวทางการพัฒนาแผนเตรียมความพร้อมให้มีความสัมพันธ์กับกิจกรรมโครงการก่อสร้าง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณองค์กรต่างๆ ของผู้ตอบแบบสอบถามที่ให้การสนับสนุนบุคคลากรผู้ให้ข้อมูลตอบแบบสอบถามกับผู้วิจัยเป็นอย่างดี เพื่อเป็นแนวทางในการพัฒนาอุตสาหกรรมก่อสร้างร่วมกัน

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักวิชาการ สภาอุตสาหกรรมแห่งประเทศไทย. ประมาณการความเสียหาย ของภาคอุตสาหกรรม จากภัยพิบัติน้ำท่วม. [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://www.fti.or.th/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[2] บ้านเมืองออนไลน์. น้ำท่วมซัดเศรษฐกิจพัง 1.4 ล้านล้าน. [Online]. 2555. แหล่งที่มา http://www.banmuang.co.th [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[3] บ้านเมืองออนไลน์. น้ำท่วมดันเงินเฟ้อพุ่ง 4.19%. [Online]. 2554. แหล่งที่มาhttp://www.banmuang.co.th/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[4] กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ สำนักงานเศรษฐกิจการเกษตร. ผลกระทบจากสถานการณ์น้ำท่วมที่มีต่อเศรษฐกิจการเกษตร

สถานการณ์ ณ วันที่ 18 ตุลาคม พ.ศ. 2554 [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://www.oae.go.th/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[5] สำนักข่าวไทย. อุทกภัยสร้างความเสียหายทางเศรษฐกิจแล้วกว่า 4 แสนล้านบาท [Online]. 2554.แหล่งที่มา http://www.mcot.net/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[6] ศูนย์วิจัยกสิกรไทย. ภาวะน้ำท่วมกรุงเทพฯ กระทบท่องเที่ยว : คาดสูญรายได้จากต่างชาติ 1.5-2.5 หมื่นล้านบาท. กระแสทรรศน์ฉบับที่ 2269 [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[7] สาธิต วงศ์อนันต์นนท์. มหาอุทกภัยไทย 2554 กับผลกระทบต่อเศรษฐกิจ ปีที่ 2 ฉบับวันที่ 1 พฤศจิกายน 2554. [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://library.senate.go.th/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[8] โสภณ พรโชคชัย. น้ำท่วมกับอสังหาริมทรัพย์ไทย. [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://www.thaiappraisal.org/ [17 กุมภาพันธ์ 2557]

[9] จุมพล ประวิทย์ธนา. สถานการณ์ตลาดที่อยู่อาศัยปี 2555 และแนวโน้มปี 2556. [Online]. 2555. แหล่งที่มา http://www.google.co.th/ [17 กุมภาพันธ์ 2557]

[10] สิทธิพร สุวรรณสุต. เก็บมาเล่า. [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://www.pd.co.th/ [17 กุมภาพันธ์ 2557]

[11] นายช่างสยาม. ปัญหาน้ำท่วมกับงานก่อสร้าง. [Online]. 2554. แหล่งที่มา http://www.silaplus4cons.com/ [17 กุมภาพันธ์ 2557]

[12] ปราโมทย์ ไม้กลัด. สาเหตุที่ทำให้เกิดน้ำท่วม. [Online]. 2555. แหล่งที่มา http://guru.sanook.com/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[13] ธนิต โสรัตน์. อุตสาหกรรมไทยภายใต้ความเสี่ยงภัยพิบัติ. [Online] 2555. แหล่งที่มา http://www.tanitsorat.com/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[14] Business Continuity Institute (2002), Development Tools for Best Practices in BCM: BS25999 and Other Standards, Business Continuity Institute, Caversham, available at: www.thebci.org/standards.htm (accessed February 4, 2014)

[15] สำนักงานคณะกรรมการพัฒนาระบบราชการ. คู่มือบริหารความพร้อมต่อสภาวะวิกฤต. [Online]. 2556. แหล่งที่มา http://www.palad.mof.go.th/ [4 กุมภาพันธ์ 2557]

[16] Low, S.P., Lui, J.Y. and Mohan, K. (2012). Institutional compliance framework and Business Continuity Management in Mainland China, Hong- Kong SAR and Singapore. Disaster Prevention and Management, 19, pp. 514-596.

[17] Kajsa, S. (2006). Risk management in small construction projects. Thesis, Division of Architecture and Infrastructure, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology, Sweden.

[18] ณรงค์ โพธิ์พฤกษานันท์ (2551). ระเบียบการวิจัย. บริษัท เอ็กซเปอร์เน็ท จำกัด, กรุงเทพฯ.

[19] พุฒิพงศ์ สุดหล้า (2554). ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานของกรมทางหลวงในสภาวะเกิดอุทกภัย กรณีศึกษา แขวงการทางปทุมธานี. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิตการบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, กรุงเทพฯ.

ศึกษาการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้างอย่างยั่งยืน
A study of sustainable construction waste management

วิมลมาศ บุญยั่งยืน[1*] และ ชลลดา เลาะฟอ[2]

[1]สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและการจัดการภัยพิบัติ สำนักวิชาสหวิทยาการ มหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตกาญจนบุรี
[2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: wimonmas.boo@mahidol.edu*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันมีการขยายตัวของโครงการก่อสร้างจำนวนมาก ซึ่งกระบวนการก่อสร้างแต่ละขั้นตอนก่อให้เกิดของเสียที่กำจัดได้ยากตามมาเป็นจำนวนมาก แต่ของเสียที่เกิดจากกระบวนการก่อสร้างสามารถนำเข้าสู่กระบวนการ 3R เพื่อลดของเสียที่เกิดขึ้น และสามารถก่อให้เกิดมูลค่าได้โดยการลดปริมาณจากแหล่งกำเนิด การนำกลับมาใช้ซ้ำ การนำไปแปรรูปใหม่ได้ ดังนั้นจึงทำการศึกษาแนวทางการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้างอย่างเหมาะสมและยั่งยืน จากการลงพื้นที่เก็บข้อมูลของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้างทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น (75 ตารางเมตรต่อหลัง) พบว่าเกิดของเสียแบ่งเป็น 2 ส่วนใหญ่ คือ ของเสียที่เกิดขึ้นจากการทำงาน ได้แก่ คอนกรีต หิน ดิน ทราย เหล็ก กระเบื้อง ไม้แบบ คิดเป็นร้อยละ 11.4 ของปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นทั้งหมด และของเสียที่เกิดจากวัสดุบรรจุภัณฑ์ ได้แก่ กระป๋องเหล็ก ถังสี ถุงพลาสติด ถุงปูน กล่องกระดาษ ไม้พาเลท คิดเป็นร้อยละ 88.6 ของปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นทั้งหมด ซึ่งวัสดุบรรจุภัณฑ์ต่างๆ สามารถก่อให้เกิดมูลค่าได้โดยสามารถขายให้บริษัทรับซื้อบรรจุภัณฑ์ไปแปรรูปใหม่ได้ ส่งผลให้มีรายได้จากการขายบรรจุภัณฑ์ต่างๆ ประมาณ 1,341-1,839 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง และไม่มีค่าใช้จ่ายในการกำจัดของเสีย ส่วนไม้พาเลทที่เกิดขึ้นจากการทำงานสามารถนำกลับมาใช้ซ้ำ และสามารถนำไปแปรรูปผลิตเป็นเฟอร์นิเจอร์ได้ ส่วนเศษเหล็กที่มีการวางแผนการใช้อย่างเหมาะสมเป็นการลดปริมาณของเสียจากแหล่งกำเนิดแล้ว ส่วนที่เหลือยังสามารถขายก่อให้เกิดรายได้ สำหรับคอนกรีต หิน ดิน ทราย และกระเบื้อง สามารถนำมาใช้เป็นวัสดุถม โดยมีค่าขนส่งของเสียประมาณ 100 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง เมื่อเปรียบเทียบกับการจัดการของเสียโดยใช้วิธีขนส่งของเสียทั้งหมดออกไปกำจัดนอกสถานที่โดยไม่มีการแยกประเภทของเสียที่เกิดขึ้นมีค่าใช้จ่ายประมาณ 2,750 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง ดังนั้นเมื่อรวมค่าใช้จ่ายในการขนของเสียออกไปกำจัดภายนอกแบบอดีต กับรายได้จากการขายบรรจุภัณฑ์ ซึ่งสามารถสร้างมูลค่าเพิ่มของการจัดการของเสียอย่างเป็นระบบที่เหมาะสมและยั่งยืน รวมเป็นเงินที่ไม่จำเป็นต้องสูญเสียและเงินที่ได้คืนกลับประมาณ 3,090 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง

คำสำคัญ: การจัดการของเสีย, สถานที่ก่อสร้าง, ของเสียจากการก่อสร้าง, เพิ่มมูลค่า, อย่างยั่งยืน

Abstract

At present, there are many expansions of construction projects. Each step of the construction process creates a lot of waste that is difficult to eliminate. Nevertheless, waste from the construction process, can be imported into the 3R process to Reduction, Reuse and Recycle. Therefore, studies of waste management practices in construction sites are appropriate and sustainable Therefore, studies of appropriate and sustainable waste management practices in construction sites. Collection of waste that occurred in the construction of a 2-storey townhouse project (the area about 75 square meter/house), it was found the waste is divided into 2 parts. Waste arising from work, including concrete, stone, soil, sand, steel, tiles, and wood, accounting for 11.4% of the total waste generated. Another part, waste from packaging materials, such as metal cans, paint buckets, plastic bags, cement bags, paper cartons, and wood pallets, accounting for 88.6% of the total waste generated. Packaging materials can create value added by being able to sell to the company to buy packaging for re-processing. As a result, the revenue from the sale of packaging is approximately 1,341-1,839 baht per 2-storey townhouse with 1 house and there is no waste disposal cost. The wood pallets, that are made from work can be reused and processed into furniture. Scrap metal, that has been planned for proper use, it is to reduce the amount of waste from the source and the remainder can still be sold to generate income. For concrete, stone, soil, sand and tiles, it can be used as a filling material. Waste transportation cost of approximately 100 baht per 2-storey townhouse with 1 house. When compare with

transporting all waste to be disposed off-site without classifying the waste generated, it costs about 2,750 baht per 2-storey townhouse with 1 house. Therefore, when combining the cost of carrying waste to disposed off-site like in the past and revenue from packaging sales, which can create added value of waste management in a systematic manner that is appropriate and sustainable. The total revenue, that is not necessary to lose and the money returned back is approximately 3,090 baht per 2-storey townhouse with 1 house.

Keywords: Waste management, Construction site, Construction waste, Value added, Sustainable

1. คำนำ

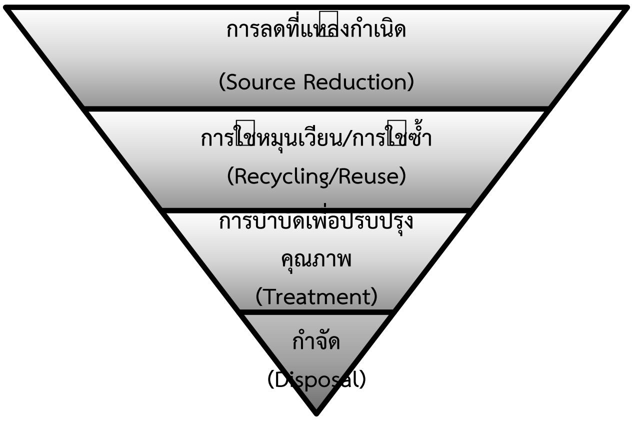
การเจริญเติบโตของเศรษฐกิจอสังหาริมทรัพย์ในปัจจุบัน ส่งผลให้เกิดโครงการก่อสร้างที่พักอาศัยจำนวนมาก พบว่าในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลมีการเพิ่มจำนวนที่พักอาศัยขนาดเล็กจำนวนมาก ซึ่งการก่อสร้างส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม เนื่องจากในการดำเนินการก่อสร้างมักกองของเสียรวมทุกประเภทไว้ด้วยกันโดยไม่มีการคัดแยก ซึ่งคาดว่ามีปริมาณมากถึงร้อยละ 30 – 40 ของพื้นที่ฝังกลบขยะตามเมืองต่าง ๆ [1] โดยพื้นที่กรุงเทพมหานคร มีการลักลอบทิ้งของเสียจากการก่อสร้างหรือการรื้อถอนโดยเฉลี่ยวันละ 300 ตัน [2]

ปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้างบ้านพักอาศัยพบว่าคอนกรีตเป็นวัสดุหลักที่สูญเสียการก่อสร้าง [3] รองมาคือ วัสดุก่อและกระเบื้อง แอสฟัสต์ ผลิตภัณฑ์จากไม้ เหล็ก พลาสติก และบรรจุภัณฑ์ต่างๆ ซึ่งของเสียที่เกิดขึ้นเป็นของเสียที่มีคุณสมบัติย่อยสลายทางธรรมชาติได้ยาก และมีค่าดำเนินการในการกำจัดของเสียที่เกิดขึ้น ในปัจจุบันมีวิธีการจัดการของเสียมีหลายวิธีแต่ละวิธีมีข้อดีข้อด้อยแตกต่างกันดังตารางที่ 1 การรีไซเคิลเป็นวิธีที่สามารถสร้างรายได้กลับคืนสู่โครงการ การนำไปทำวัสดุตกแต่งสามารถสร้างมูลค่าเพิ่มได้แต่จำเป็นต้องมีกระบวนการนำวัสดุเหล่าไปใช้ ซึ่งมีต้นทุนในการดำเนินการ และมีของเสียที่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ส่วนนี้ได้น้อย การฝังกลบเป็นวิธีที่กำจัดของเสียได้โดยไม่เหลือเศษที่ต้องกำจัดต่อ แต่จำเป็นต้องมีขั้นตอนเฝ้าระวังมลพิษด้านน้ำและอากาศที่เกิดจากขยะ และส่วนสุดท้ายคือการเผากำจัดวัสดุบางประเภทสามารถนำมาเป็นเชื้อเพลิงเพื่อสร้างพลังงานได้ แต่ต้นทุนสูงและเกิดมลพิษอากาศ น้ำ และกากของเสียในรูปเถ้าจากการเผา ดังนั้นวิธีการเผาจึงเป็นวิธีที่แนะนำท้ายสุด

ตารางที่ 1 ข้อดีข้อด้อยของวิธีการจัดการของเสีย

วิธีการจัดการของเสีย	ข้อดี	ข้อด้อย
การรีไซเคิล	- ช่วยลดของเสียที่เกิดขึ้น - ช่วยอนุรักษ์สิ่งแวดล้อม - ช่วยประหยัดพลังงานด้านการผลิต - ช่วยสร้างอาชีพ	- โรงงานรีไซเคิลมีต้นทุนในการบำบัดสูง - หากการบำบัดของเสียไม่เหมาะสมจะส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม
การนำไปทำเป็นวัสดุตกแต่ง	- ช่วยเพิ่มวัสดุแก่ผลิตภัณฑ์ชิ้นใหม่ - ช่วยลดปริมาณของเสียที่เกิดขึ้น	- ต้องมีการนำวัสดุไปต่อยอดเป็นผลิตภัณฑ์
การฝังกลบ	- กำจัดของเสียได้หลายประเภท - ไม่เหลือตกค้างที่ต้องนำไปกำจัดต่อ - ระบบไม่ซับซ้อนและรับของเสียได้จำนวนมาก - เมื่อหลุมฝังกลบเต็มสามารถปรับปรุงเป็นพื้นที่ใช้สอยได้	- ต้องมีพื้นที่ขนาดใหญ่ - ต้องอยู่ห่างไกลชุมชน - ค่าขนส่งสูง - ต้องใช้ดินกลบของเสียจำนวนมาก - ทำงานได้ไม่เต็มประสิทธิภาพในบางฤดูกาล
การเผากำจัด	- ใช้พื้นที่ในการกำจัดน้อย - ไม่มีปัญหาเรื่องกลิ่นและพาหะนำโรค - ผลิตพลังงานจากการเผา - กำจัดได้สมบูรณ์	- ต้นทุนในการสร้างโรงเผาสูง - เกิดมลพิษอากาศ - ต้องมีหลุมฝังกลบหรือวิธีการจัดการเถ้าจากการเผา

แต่ในปัจจุบันยังไม่มีการจัดการของเสียจากการก่อสร้างหรือการรื้อถอนอย่างเป็นระบบที่เหมาะสมในประเทศไทย หากมีการนำหลักการปิรามิดของกลยุทธ์ในการจัดการของเสียดังรูปที่ 1 เป็นกลไกในการจัดการของเสียจากการก่อสร้าง [4] เช่น การลดของเสียที่แหล่งกำเนิดโดยการเปลี่ยนวัสดุ [5] เช่น การเปลี่ยนแบบไม้เป็นแบบเหล็ก ช่วยลดของเสีย และสามารถนำกลับมาใช้ซ้ำ เพื่อลดของเสีย [6] และช่วยลดการฝังกลบขยะ ซึ่งมีผลทำให้ลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมได้มากขึ้นและมีการใช้ทรัพยากรอย่างยั่งยืน รวมทั้งสร้างมูลค่าเพิ่มอีกด้วย กรมควบคุมมลพิษได้ศึกษาแนวทางการจัดการเศษสิ่งก่อสร้างสำหรับประเทศไทยพบว่าส่วนใหญ่บริษัทก่อสร้างใช้วิธีการคัดแยกเศษวัสดุก่อสร้างเพื่อลดค่าใช้จ่ายการกำจัดของเสียลดค่าขนถ่ายขนส่ง รวมทั้งนำของเสียบางส่วนที่สามารถนำมาใช้ประโยชน์ได้ หรือของเสียที่มูลค่าสามารถนำไปขาย [1]



รูปที่ 1 หลักการปิรามิดของกลยุทธ์ในการจัดการของเสีย

ดังนั้นการหาแนวทางการจัดการของเสียแต่ละประเภทที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้างอย่างเหมาะสมและสามารถสร้างมูลค่าเพิ่มขึ้น นับเป็นหนึ่งในแนวทางช่วยลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมได้

2. วิธีการดำเนินงาน

2.1 พื้นที่ศึกษา

กรณีศึกษาโครงการทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น ขนาดประมาณ 75 ตารางเมตร เป็นรูปแบบการก่อสร้างที่พักอาศัยที่นิยม โดยพิจารณาจาก REIC (ศูนย์ข้อมูลอสังหาริมทรัพย์ ธนาคารอาคารสงเคราะห์) หรือ ศขอ. สรุปภาพรวมตลาดที่อยู่อาศัยไตรมาส 3/2561 ผลการโอนกรรมสิทธิ์ทาวน์เฮาส์พบว่ามีการโอนกรรมสิทธิ์ทาวน์เฮาส์ จำนวน 13,880 หน่วย คิดเป็นร้อยละ 28.5

2.2 ขั้นตอนการดำเนินการ

งานวิจัยนี้มีการดำเนินการวิจัยโดยรวมแสดงดังรูปที่ 2

2.3 ปริมาณของเสียที่เกิดขึ้น

การวิเคราะห์ข้อมูลปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นเทียบกับวัสดุที่ใช้จริงจากข้อมูลจากแบบก่อสร้างและปริมาณงานก่อสร้าง นำมาคำนวณปริมาณร้อยละของเสียดังสมการที่ 1

$$\text{ปริมาณร้อยละของเสีย} = \frac{\text{ปริมาณของเสียที่เกิดขึ้น}}{\text{ปริมาณวัสดุที่ใช้จริง}} \times 100 \quad (1)$$

รูปที่ 2 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัยโดยรวม

3. ผลการดำเนินงานและวิเคราะห์ผล

3.1 ปริมาณของเสียที่เกิดขึ้น

ผลจากการลงพื้นที่สำรวจของเสียจากการก่อสร้างในการก่อสร้างทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น งานหลักๆ จะมีขั้นตอน งานปรับพื้นที่ งานโครงสร้างต่างๆ งานระบบ งานติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ และงานตกแต่งพื้นผิว เช่น ปูกระเบื้องและทาสี [4] ซึ่งในแต่ละขั้นตอนเกิดของเสียตั้งแต่กระบวนการการเตรียมความพร้อม ขนส่ง จัดเก็บ รวมถึงขณะปฏิบัติงาน พบว่า

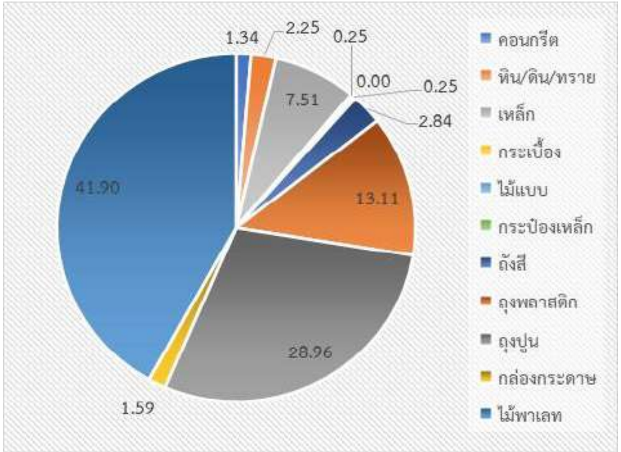
3.1.1 ปริมาณร้อยละของเสียจาก หิน/ดิน/ทราย เมื่อเทียบกับปริมาณวัสดุที่ใช้จริงสูงถึงร้อยละ 10 เกิดการสูญเสียเริ่มตั้งแต่กระบวนการเตรียมพื้นที่เพื่อกองวัสดุ เนื่องจากข้อจำกัดของพื้นที่ก่อสร้างทำให้มีพื้นที่กองวัสดุจำกัด ทำให้เกิดการปะปนวัสดุอื่นๆ และเกิดของเสียจากงานผสมเป็นคอนกรีต เนื่องจากมีคอนกรีตตกหล่นขณะทำงาน ซึ่งสอดคล้องกับร้อยละของเสียประเภทคอนกรีต [7]

3.1.2 ปริมาณร้อยละของเสียจากคอนกรีตปูพื้นและกรุผนังสูงร้อยละ 5 เกิดจากขณะปฏิบัติงานเกิดการตกหล่น ดังนั้นในการทำงานผู้ปฏิบัติงานจึงมักมีการเผื่อปริมาณสูญเสียเหล่านั้นไว้ ส่วนวัสดุที่สนับสนุนงานคอนกรีต เช่น ไม้แบบ ในการปฏิบัติงานส่วนใหญ่ไม่เกิดของเสียที่ใช้ในโครงการเนื่องจากมีการดำเนินการนำไม้แบบมาใช้ซ้ำ

3.1.3 ปริมาณร้อยละของเสียจากกระเบื้องปูพื้นและกรุผนังสูงร้อยละ 5 เกิดจากตั้งแต่ขั้นตอนการขนส่งและการจัดเก็บ ต้องมีการดำเนินการอย่างเหมาะสม สำหรับขณะปฏิบัติงานเนื่องจากมีการตัดแต่งเพื่อความสวยงามจึงเกิดของเสียอย่างหลีกเลี่ยงได้ยาก

3.1.4 ของเสียในส่วนอื่น เช่น เหล็กร้อยละ 0.1 ซึ่งมีปริมาณไม่มากเนื่องจากงานดัดเหล็กและผูกเหล็กโครงสร้างสามารถดำเนินการตามแบบได้อย่างชัดเจน ผู้ปฏิบัติงานจึงมีการวางแผนการตัดวัสดุได้ และวัสดุอื่น เช่น บรรจุภัณฑ์ กระป๋องสี ถุงปูน กล่องกระดาษ และไม้พาเลท เป็นต้น

โดยของเสียที่เกิดขึ้นทั้งหมดเมื่อเสร็จสิ้นโครงการจำเป็นต้องมีการขนย้ายเพื่อนำไปดำเนินการต่อไป ดังนั้นเรื่องการขนส่งจึงเป็นขั้นตอนที่สำคัญและมีค่าใช้จ่าย เมื่อเทียบของเสียที่เกิดขึ้นในเชิงปริมาตรแสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 เปรียบเทียบของเสียที่เกิดขึ้นเชิงปริมาตร

จากรูปที่ 3 พบว่าของเสียจากวัสดุบรรจุภัณฑ์ (ไม้พาเลท กล่องกระดาษ ถุงปูนและอื่น ๆ) สูงร้อยละ 88.6 ของปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้าง และคิดเป็น 11.98 ลูกบาศก์เมตร จึงจำเป็นต้องบรรทุกด้วยรถสิบ

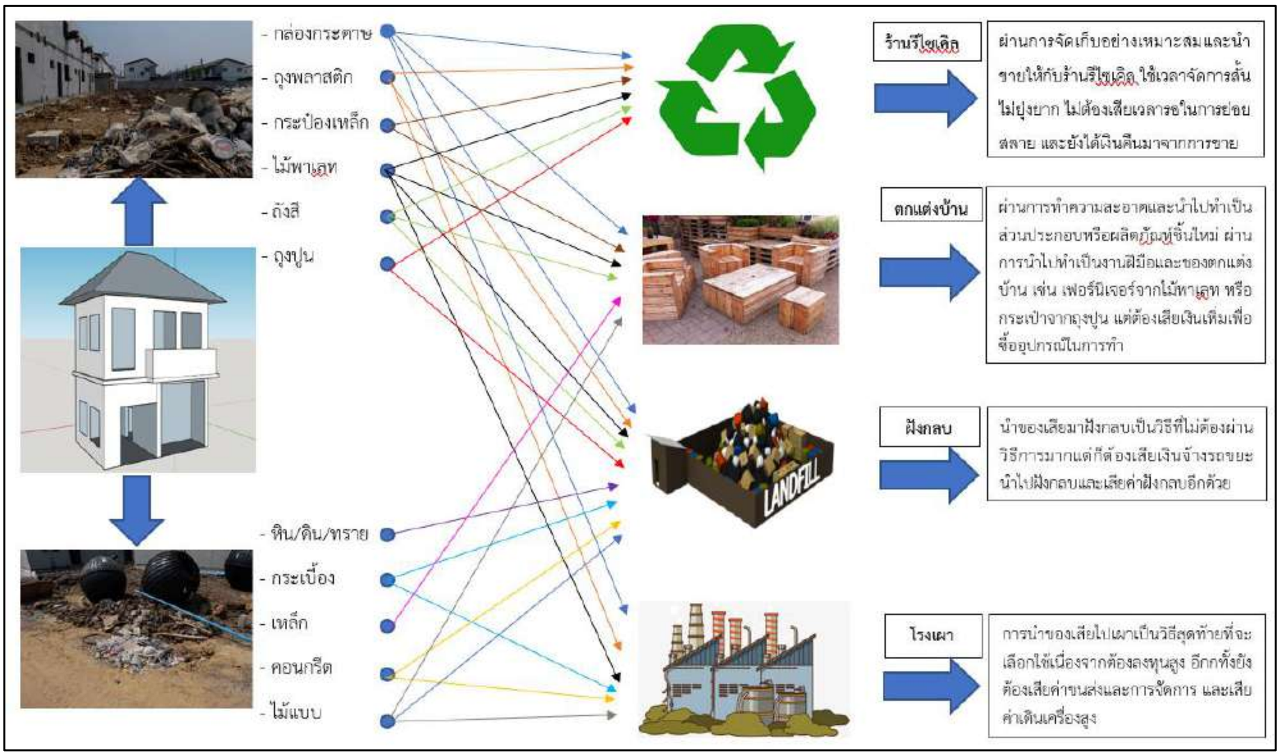
ล้อมีค่าใช้จ่ายต่อรอบประมาณ 1,000 บาท ส่วนของเสียจากกระบวนการทำงาน (คอนกรีต เหล็ก กระเบื้องปูพื้นและกรุผนัง ไม้แบบ และอื่น ๆ) ร้อยละ 11.4 ของปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้าง และคิดเป็น 1.36 ลูกบาศก์เมตร ในการเคลื่อนย้ายหากดำเนินการต่อทาวน์เฮาส์ 1 หลัง จึงไม่คุ้มค่า ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการบริหารจัดการการจัดการของเสียที่เหมาะสม

3.2 ประเมินความคุ้มค่าการจัดการของเสียที่เหมาะสม

จากการวิเคราะห์ข้อมูลการจัดการของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้าง แนวทางการจัดการของเสียแต่ละชนิดที่เกิดขึ้นสามารถจัดการได้หลายวิธีดังรูปที่ 4 เช่น ขายร้านของเก่า, นำมาทำของตกแต่ง, หลุมฝังกลบ หรือเผา เป็นต้น แต่หากดำเนินการจัดการของเสียโดยรวบรวมของเสียทั้งหมดไว้ในสถานที่ก่อสร้างแล้วขนของเสียออกไปกำจัดนอกสถานที่ก่อสร้างทั้งหมดโดยไม่มีการแบ่งประเภทของเสียที่แสดงดังรูปที่ 3 พบว่าของเสียที่เกิดขึ้นจากการทำงาน ซึ่งประกอบด้วย คอนกรีต, หิน/ดิน/ทราย, เหล็ก, กระเบื้องและไม้แบบก่อสร้าง เมื่อประเมินมูลค่าของเสียรวมเป็นเงินทั้งสิ้น 1,436 บาท แสดงดังตารางที่ 2 รวมทั้งยังมีค่ากำจัดของเสียโดยการฝังกลบ ค่ากำจัดเฉลี่ย 314 บาทต่อตัน และค่าดำเนินการขนส่งนำไปกำจัด 1,000 บาทต่อเที่ยว ดังนั้นหากไม่มีการจัดการของเสียให้คุ้มค่า ไม่ได้รายได้จากการจัดการของเสียที่เหมาะสมแล้ว ผู้รับเหมาก่อสร้างต้องเสียค่าใช้จ่ายในการจัดการของเสียรวมทั้งสิ้น 2,750 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง หากผู้รับเหมาสามารถควบคุมการทำงานไม่ให้เกิดของเสียในส่วนการทำงานสามารถควบคุมค่าใช้ได้ 1,436 บาท ซึ่งของเสียส่วนเหล็กเส้นเหลือจากการตัดเพียง 0.7 กิโลกรัม ซึ่งเป็นจำนวนน้อยมาก เนื่องจากการทำงานโดยส่วนใหญ่มีการวางแผนตัด ดัด และต่อเหล็กเส้นอยู่แล้ว จึงเกิดของเสียส่วนเหล็กเส้นน้อยมาก ส่วนไม้แบบงานโครงสร้างเป็นวัสดุที่สามารถนำกลับมาใช้ใหม่ได้ ผู้รับเหมาส่วนใหญ่จึงมักนำกลับมาใช้ในโครงการต่อไปจนกว่าไม้แบบจะเสื่อมสภาพ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการวางแผนการก่อสร้างและควบคุมการก่อสร้างอย่างรัดกุม ส่วนบรรจุภัณฑ์และมีแนวทางการจัดการจัดการของเสียแต่ละชนิดที่เกิดขึ้นดังรูปที่ 4 เมื่อพิจารณาความเหมาะสมและความคุ้มค่าพบว่าวิธีการจัดการของเสียส่วนบรรจุภัณฑ์โดยนำไปรีไซเคิลเป็นวิธีที่เหมาะสมและคุ้มค่า เนื่องจากของเสียสามารถรีไซเคิลได้สามารถเพิ่มมูลค่าให้กับของเสียที่มีได้มากดังแสดงในตารางที่ 3 พบว่าเมื่อพิจารณาผู้ประกอบการรับซื้อขยะรีไซเคิลสามารถเพิ่มมูลค่าให้กับของเสียสูงถึง 840-1,352 บาท แต่ผู้ประกอบการรับซื้อขยะรีไซเคิล ร้าน ขมีค่าดำเนินการขนส่งด้วย จากการพิจารณาผู้ประกอบการรับซื้อขยะรีไซเคิลหลักที่มีในปัจจุบันแสดงดังตารางที่ 3 แต่ละรายมีจุดเด่นของลักษณะธุรกิจของตนเอง พบว่าผู้ประกอบการทุกรายมีข้อจำกัดด้านการขนส่ง เมื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่าการรับซื้อพบว่าร้าน ก. มีความคุ้มค่ามากที่สุด เนื่องจากร้าน ก. เป็นธุรกิจขนาดใหญ่ที่มีราคากลางที่ชัดเจน ทำให้ประเมินรายได้จากบรรจุภัณฑ์ที่ขายได้อย่างชัดเจน และหากอยู่ในพื้นที่มีบริการรับของเสียทางผู้ประกอบการไม่คิดค่าขนย้าย ดังนั้นร้าน ก. จึงมีลักษณะธุรกิจที่สร้างรายได้ให้กับผู้รับเหมาก่อสร้างได้เหมาะสมและคุ้มค่า ดังนั้นเมื่อรวมมูลค่าของของเสียส่วนที่เกิดจากการทำงานที่ไม่ต้องสูญเสียเงิน 1,436 บาท เมื่อมีการควบคุมการทำงานอย่างรัดกุม และไม่ต้องเสียค่ากำจัดของเสียโดยการฝังกลบ 314 บาท รวมทั้งมูลค่าบรรจุภัณฑ์ที่ขายได้ 1,341 บาท ดังนั้นหากมีการจัดการวางแผนงานก่อสร้าง และดำเนินการอย่างรัดกุม รวมทั้งมีการรีไซเคิลแล้ว โครงการได้เงินคืนกลับ 3,091 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง

ตารางที่ 2 มูลค่าของเสียที่เกิดขึ้นจากการทำงาน

ของเสียที่เกิดขึ้น	จำนวน	หน่วย	มูลค่า/หน่วย	มูลค่า (บาท)
คอนกรีต	0.16	ลบ.ม.	1,787.34	285.98
หิน/ดิน/ทราย	0.27	ลบ.ม.	344.53	93.02
เหล็ก	0.7	กก.	0.16	14.48
กระเบื้อง	8	ชิ้น	130.32	1,042.61



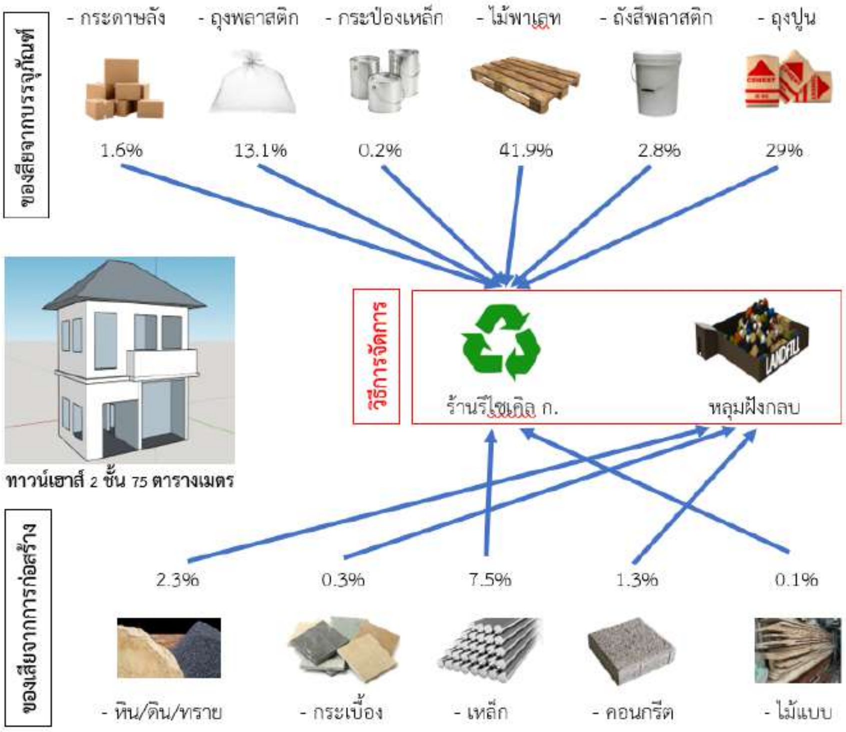
รูปที่ 4 การจัดการของเสีย

ตารางที่ 3 การรับซื้อขยะรีไซเคิลในลักษณะธุรกิจที่แตกต่างกัน

ข้อมูลร้านรีไซเคิล	ประเภท	จำนวน	ราคา (บาท/หน่วย)	รวม (บาท)	หมายเหตุ
ร้าน ก. - มีลักษณะธุรกิจเกี่ยวกับรับซื้อขยะรีไซเคิลจากครัวเรือน อุตสาหกรรม และอื่นๆ - คำนึงถึงความปลอดภัย และมีการปฏิบัติตามกฎหมายอย่างเคร่งคัด และคำนึงถึงผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม - ราคารับซื้อจะเป็นราคากลาง จึงอาจจะมีราคาต่ำกว่าร้านอื่น หมายเหตุ: การรับซื้อขยะรีไซเคิลร้าน ก. หากมีปริมาณมากจะมีบริการมารับ แต่จำเป็นต้องอยู่ในพื้นที่บริการ	กระป๋องเหล็ก	5 ชิ้น	4.1	1,341	
	ถังสี	17 ชิ้น	3.0		
	ถุงพลาสติก	4 กิโลกรัม	20		
	ถุงปูน	157 ชิ้น	1.8		
	กล่องกระดาษ	94 กิโลกรัม	2.2		
	ไม้พาเลท	28 ชิ้น	25		
ร้าน ข. - มีลักษณะธุรกิจเกี่ยวกับรับซื้อขยะรีไซเคิล จากการรับเหมาการจัดการขยะที่เกิดขึ้นทั้งหมดในโครงการต่างๆ - โดยจัดการแบ่งเป็นขยะรีไซเคิลและขยะที่ไม่สามารถรีไซเคิลได้ ซึ่งแบ่งประเภทชัดเจน - สามารถเพิ่มมูลค่าให้กับของเสียแต่ละประเภทมากกว่าราคากลาง หมายเหตุ: การรับซื้อขยะรีไซเคิลร้าน ข. มีค่าใช้จ่ายในด้านการดำเนินการขนส่ง หากอยู่นอกเขตพื้นที่บริการ	กระป๋องเหล็ก	5 ชิ้น	6.0	1,839	ค่าขนส่ง 1,000 บาท
	ถังสี	17 ชิ้น	5.0		
	ถุงพลาสติก	4 กิโลกรัม	25		
	ถุงปูน	157 ชิ้น	2.0		
	กล่องกระดาษ	94 กิโลกรัม	5.0		
	ไม้พาเลท	28 ชิ้น	30		
ร้าน ค. - มีลักษณะธุรกิจเกี่ยวกับรับซื้อขยะรีไซเคิลขนาดเล็กจากครัวเรือนหรือในสถานที่ใกล้เคียง - ราคารับซื้อมีราคาต่ำกว่าราคากลาง แต่ในบางประเภทมีราคาสูงกว่าราคากลาง หมายเหตุ: การรับซื้อขยะรีไซเคิลร้าน ค. จำเป็นต้องมีการขนส่งขยะรีไซเคิล หากให้ไปรับขยะรีไซเคิลจะมีการปรับราคารับซื้อลดลงตามระยะทาง	กระป๋องเหล็ก	5 ชิ้น	7.0	1,352	
	ถังสี	17 ชิ้น	5.0		
	ถุงพลาสติก	4 กิโลกรัม	15		
	ถุงปูน	157 ชิ้น	1.5		
	กล่องกระดาษ	94 กิโลกรัม	4.0		
	ไม้พาเลท	28 ชิ้น	20		

3.3 แผนผังการจัดการของเสียสำหรับหน่วยงานก่อสร้าง

จากการวิเคราะห์ปริมาณของเสียที่เกิดขึ้นในหน่วยงานก่อสร้าง แนวทางการจัดการของเสียด้วยวิธีต่างๆ รวมทั้งประเมินความคุ้มค่าของการจัดการของเสียที่เหมาะสมสามารถสรุปเป็นแผนผังการจัดการของเสียสำหรับหน่วยงานก่อสร้างแสดงดังรูปที่ 5 เพื่อเป็นแนวทางในการจัดการของเสียให้กับผู้รับเหมาก่อสร้างที่สามารถลดต้นทุนในการก่อสร้าง สร้างมูลค่าให้กับของเสีย และไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม



รูปที่ 5 แผนผังการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้าง

4. บทสรุป

จากการศึกษาของเสียที่เกิดขึ้นในสถานที่ก่อสร้างทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น พบว่าของเสียที่เกิดขึ้นแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ ของเสียจากกระบวนการก่อสร้าง และของเสียจากบรรจุภัณฑ์ หากโครงการไม่มีการดำเนินการจัดการของเสียที่เกิดขึ้นที่เหมาะสม แต่ดำเนินการกองวัสดุในพื้นที่และส่งกำจัดภายนอก ทำให้ผู้รับเหมาเกิดการสูญเสียในส่วนของวัสดุที่เกิดจากกระบวนการก่อสร้างที่ไม่รัดกุมเป็นมูลค่าเป็นเงินทั้งสิ้น 1,436 บาท และมีค่ากำจัดของเสียเฉลี่ย 314 บาทต่อตัน รวมทั้งค่าดำเนินการขนส่งนำไปกำจัด 1,000 บาทต่อเที่ยว ดังนั้นเมื่อไม่มีการจัดการของเสียให้คุ้มค่าผู้รับเหมาก่อสร้างต้องเสียค่าใช้จ่ายในการดำเนินการจัดการของเสียรวมทั้งสิ้น 2,750 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง ซึ่งหากมีการจัดการของเสียที่เกิดขึ้นอย่างเหมาะสมและคุ้มค่าแล้ว สามารถลดมูลค่าของเสียที่เกิดขึ้นได้และสร้างมูลค่าของของเสียคืนกลับมาให้โครงการได้ โดยการนำของเสีย เช่น บรรจุภัณฑ์ต่างๆ ขายให้กับร้านรีไซเคิลได้ 1,341 บาท และหากกระบวนการก่อสร้างมีการบริหารการก่อสร้างโดยมีการวางแผนงานก่อสร้าง มีขั้นตอนที่เหมาะสมรัดกุม สามารถลดความผิดพลาดจากการก่อสร้าง ทำให้ของเสียส่วนที่เกิดจากการทำงานลดลง ทำให้ได้มูลค่าของวัสดุในส่วนนี้กลับคืนเป็นเงิน 1,436 บาท และไม่ต้องเสียค่ากำจัดของเสียโดยการฝังกลบ 314 บาท โครงการได้เงินคืนกลับ 3,091 บาทต่อทาวน์เฮาส์ 2 ชั้น 1 หลัง ดังนั้นในการจัดการของเสียในสถานที่ก่อสร้างที่เหมาะสมควรมีการวางแผนการปฏิบัติที่ชัดเจนทำให้ไม่เกิดของเสียในส่วนการก่อสร้าง ควรมีการกองวัสดุในสานที่ที่เหมาะสม นำวัสดุบางประเภทกลับมาใช้ใหม่ เช่น ไม้แบบ โดยมีการจัดเก็บและรักษาอย่างเหมาะสมเพื่อยืดอายุการใช้งาน และควรมีการคัดแยกของเสียแต่ละประเภทเพื่อนำไปรีไซเคิล หากมีการดำเนินการครบวงจรเป็นสร้างมูลค่าเพิ่มของของเสีย ลดค่าใช้จ่ายในการกำจัด และไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ทั้งมลพิษน้ำ อากาศ และกาก รวมทั้งเป็นการใช้ทรัพยากรธรรมชาติอย่างเหมาะสมและคุ้มค่าอีกด้วย

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณบริษัท พฤกษา เรียลเอสเตท สำหรับข้อแนะนำและความช่วยเหลือในการให้ข้อมูล และขอขอบคุณนางสาวนภัส งอยแพง และนายณธดล ประสิทธิ์ ลงพื้นที่ในการสำรวจและเก็บข้อมูลเพื่อใช้ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Chen, Z., Li, H., & Wong, C. T. C. (2002). An application of bar-code system for reducing construction wastes. Automation in Construction, 1(5), 521–533.

[2] Pollution Control Department. (2010). องค์ประกอบและปริมาณขยะมูลฝอยพื้นที่กรุงเทพมหานคร [Types and quantity of wastes in Bangkok]. Retrieved August, 11, 2010.

[3] Kokkaew,N. (2002). การศึกษาแนวทางในการลดปริมาณของเสียจากการก่อสร้างในประเทศไทย [Astudyofaguideline for minimizing construction waste in Thailand]. Master of Engineering Thesis, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.

[4] Ferguson, J., Kermode, N., Nash, C.L., Sketch, W.A.J. and Huxford, R. P. (1995). Managing and Minimizing Construction Waste – A Practical Guide. Institution of Civil Engineers, London.

[5] WRFP (Waste Reduction Framework Plan) (1998). Waste reduction framework plan 1998-2008. Environmental Protection Department, Hong Kong Government.

[6] EPD (Environmental Protection Department) (2001). Environmental Hong Kong 2001. Hong Kong Government.

[7] Vivian W. Y. Tam1, L. Y. Shen, Ivan W. H. Fung and J. Y. Wang (2007). Controlling Construction Waste by Implementing Governmental Ordinances in Hong Kong, Construction Innovation, Griffith University, Queensland, Australia.

การประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

Factor Assessment of Three Dimensional Building Information Modelling Adoption in Construction Shop Drawing for Craftsman

นายพันธกานต์ ปัญโญกิจ1* และ มานพ แก้วโมราเจริญ[2]

[1,2] *สาขาวิชาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่*
**Corresponding author; E-mail address: pantakankn@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การวิจัยเรื่องการประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาการประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ ดำเนินการวิจัยโดยการ สำรวจปัจจัยในการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างเพื่อให้ทราบถึงความต้องการใช้งานแบบก่อสร้างของช่างฝีมือ ตัวอย่างในงานวิจัย ช่างฝีมือที่มีประสบการณ์ด้านงานก่อสร้างมากกว่า 15 ปี เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย แบบสอบถามความต้องการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในการทำแบบก่อสร้าง,แบบสอบถามเรื่องความพึงพอใจในการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ทำแบบก่อสร้าง, แบบสอบถามปัจจัยในการใช้แบบแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ทำแบบก่อสร้าง และ ใช้วิธีเดลฟายในการวิเคราะห์ผล ผลการวิจัยพบว่าช่างฝีมือมีความต้องการที่เห็นพ้องกันให้นำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในการทำแบปฏิบัติงานเพราะทราบถึงรายละเอียดของแบบก่อสร้างได้อย่างชัดเจน ละสามารถลดข้อผิดพลาดที่จะเกิดในการปฏิบัติงานเพิ่มมากขึ้น

คำสำคัญ: แบบก่อสร้าง,แบบจำลองสารสนเทศอาคาร,วิธีเดลฟาย

ABSTRACT

The research on the evaluation of the factors in making the three-dimensional building information model to be used in the practice form for the craftsmen. Aims to study the evaluation of the three-dimensional building information model to be used in the practice form for skilled craftsmen. Conducted research by Surveying the factors of using 3D building information model to use in working practice in order to know the working demand of the craftsmen Sample in research Craftsmen with over 15 years of construction experience, research tools The questionnaire on the need for the building information model to be used in the operation model, the questionnaire on the satisfaction of the use of building information model for the operation model, Questionnaire for factors in using the building information model to be used in the operation model. And using the delphi method to analyze the results of the research shows that the craftsmen have the agreed needs to use the building information model to do the work because they clearly know the details of the work model. And can reduce more errors that will occur in the operation

Keywords: shop drawing, building information model, delphi method

1. บทนำ

ปัจจุบันการใช้แบบก่อสร้างเป็นเครื่องมือที่เพิ่มความสะดวกในการปฏิบัติงานให้แก่ช่างฝีมือต่อการทำงาน แบบปฏิบัติงานนั้นจากเดิมเป็นการใช้แสดงรายละเอียดของงานเป็นรูปแบบสองมิติ ซึ่งทำให้ช่างฝีมือไม่ตอบสนองรายละเอียดของแบบก่อสร้างได้อย่างชัดเจน บางครั้งก่อให้เกิดความผิดพลาดในการดำเนินงาน และ สูญเสียค่าใช้จ่ายโดยสิ้นเปลือง ภายหลังได้มีการนำระบบแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ควบคู่กับการเขียนแบบปฏิบัติให้แสดงรายละเอียดของแบบได้อย่างชัดเจนในรูปแบบสามมิติ แต่ส่วนมากนั้นแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิตินั้น ยังเป็นเครื่องมือที่ใหม่สำหรับช่างฝีมือบางคนที่ไม่เข้าใจแบบที่ได้นำเสนอให้ก็จะก่อให้เกิดความล่าช้าในการทำงานได้ ดังนั้นแบบก่อสร้างก็เป็นหัวใจหลักสำคัญสำหรับการดำเนินงานของช่างฝีมือที่ต้องปฏิบัติตามอย่างเคร่งครัดเพื่อให้งานที่ได้รับมอบหมายมีคุณภาพที่ดี แต่ปัจจุบันแบบจำลองสารสนเทศอาคารเป็นที่นิยมใช้ในวงการก่อสร้างเป็นอย่างมาก แต่การนำมาใช้ทำแบบก่อสร้างให้แก่ช่างฝีมือ ยังไม่เป็นที่นิยมเท่าที่ควรซึ่งเป็นสิ่งที่ขัดแย้งกันมาก

ที่ส่วนมากจะนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาช่วยในเรื่องของการประมาณราคาเป็นส่วนใหญ่ แต่ไม่นำมาใช้ทำแบบก่อสร้างเพื่อนำมาเพิ่มศักยภาพให้แก่ช่างฝีมือ ทั้งนี้ผู้วิจัยได้นำวิธีเดลฟายมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ผลให้มีความชัดเจนในการประเมินผล และ ต้องการที่จะศึกษาการประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ จะนำมาใช้พัฒนาศักยภาพให้แก่ช่างฝีมือในการทำงานก่อสร้าง ผู้รับจ้างหรือผู้รับเหมาก็จะได้รับผลดีจากสิ่งนี้ในเรื่องของคุณภาพของการทำงานที่อาจจะเพิ่มขึ้นจากเดิม จึงควรที่จะศึกษาเรื่องนี้อย่างยิ่งภายภาคหน้าอาจจะผลดีก็เป็นได้ นั้นก็จะขึ้นอยู่กับความชำนาญของช่างฝีมือ

ดังนั้นการใช้แบบก่อสร้างจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากกับงานก่อสร้าง การก่อสร้างจะถูกหรือผิดก็จะต้องใช้แบบก่อสร้างเป็นเครื่องมือในการตรวจสอบและควบคุมดูแลการก่อสร้างไปจนจบโครงการ

2. วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาการประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

3. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ผู้วิจัยได้ศึกษาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการจัดลำดับความสำคัญของพื้นที่จากเอกสาร และ งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง ดังนี้

วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2561) [5] ฉบับเทคนิคพิจารณ์ มาตรฐานการเขียนแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในส่วนของนิยาม และ สัญลักษณ์ตามมาตรฐานการเขียนแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (วสท. 01-1006) ได้ระบุความหมายไว้ดังต่อไปนี้ แบบก่อสร้าง (shop drawing) หมายถึง แบบแสดงรายละเอียดเพิ่มเติมเพื่อใช้ในการปฏิบัติงานเพื่อแสดงขั้นตอน และ วิธีการก่อสร้างแบบที่เขียนขึ้นมาเพื่อใช้ในการดำเนินงานจริง เป็นการศึกษาและทบทวนความหมายของแบบก่อสร้าง

นายคณิต คุปตะวาทิน (2559) [1] ได้ศึกษาการประยุกต์ใช้แบบ As -built Drawing กับเทคโนโลยี Smart device ในการนำเสนอผ่าน mini projector วัตถุประสงค์เพื่อศึกษา และ พัฒนาการนำเสนอแบบ As - built Drawing กับหน้างานจริง ผลลัพธ์จากการศึกษาแบ่งออกเป็น 3 หัวข้อ ได้แก่ (1) การพัฒนาระบบที่พัฒนาขึ้น (2) การประเมินการทดลองใช้ระบบที่พัฒนาขึ้น (3) ข้อจำกัดในการพัฒนาระบบในงานวิจัย

นายปัญญาพล จันทร์ดอน (2554) [2] ได้ศึกษาเรื่อวการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาจัดทำแบบก่อสร้างจริง วัตถุประสงค์การศึกษาเพื่อนำเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในการจัดทำแบบก่อสร้างจริงส่วนงานระบบอาคาร ผลการศึกษาจากการนำซอฟต์แวร์ TeklaBIMsight มาใช้ในการจัดทำแบบก่อสร้างจริงส่วนงานระบบ การแสดงผลจะแสดงในรูปแบบสามมิติเพื่อให้ประโยชน์ในการวัดระยะต่าง ๆ อีกทั้งยังสามารถบันทึกตำแหน่งภาพหรือจุดต่าง ๆ ที่ต้องการในแบบจำลองแล้วส่งข้อมูลที่บันทึกไปยังผู้ร่วมงานส่วนอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องได้ ทำให้เกิดความสะดวกและเข้าใจได้ง่ายต่อผู้ใช้งาน และ ยังสามารถใช้งานบนแท็บเล็ตภายใต้ซอฟต์แวร์ TeklaBIMsight Note ซึ่งช่วยให้เหมาะกับการนำไปเป็นฐานข้อมูลบริหารอาคารต่อไปได้อย่างมีประสิทธิภาพ

นางสาวนิภาพรรณ เจนสันติกุล (2560) [6] ได้ศึกษาเรื่องการนำเทคนิคเดลฟายไปใช้สำหรับงานวิจัย วัตถุประสงค์เพื่อนำเทคนิคเดลฟายมาใช้สำหรับการพยากรณ์สำหรับงานวิจัย ผลที่ได้ลักษณะของงานวิจัยที่นำเทคนิคเดลฟายมาใช้ในการระหว่างปี 2555 – 2559 นั้นเป็นการศึกษาอนาคตโดยมีพื้นฐานของการรวบรวมข้อมูลจากผู้เชี่ยวชาญอย่างเป็นระบบ ซึ่งจะเป็นประโยชน์อย่างมากต่อการวิจัยเพื่อศึกษาพัฒนารูปแบบ แนวโน้ม แนวทางการพัฒนาในอนาคต

4. วิธีดำเนินงานวิจัย

4.1 การจัดทำแบบสอบถามสำหรับช่างฝีมือ

ในการจัดทำแบบจำลอง เป็นการจัดทำแบบสอบถามเรื่องความต้องการที่จะจำแบบก่อสร้างในหมวดงานต่าง ๆ เพื่อนำมาใช้แสดงในรูปแบบสามมิตินำไปประยุกต์กับการทำงานจริง และ สอบถามความพึงพอใจ หาปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ จะเป็นการสอบถามถึงแบบก่อสร้างที่ต้องการให้นำมาจัดทำเป็นรูปแบบสามมิติ แบบก่อสร้างที่จะใช้ในการสอบถามนั้นจะเป็นแบบก่อสร้างที่ใช้ในงานก่อสร้างอย่างสม่ำเสมอเพื่อให้เกิดความแตกต่างในการใช้งานแบบสร้างรูปสามมิติกับรูปแบบเดิม

4.2 การคัดเลือกกลุ่มตัวอย่าง และ การวิเคราะห์ข้อมูล

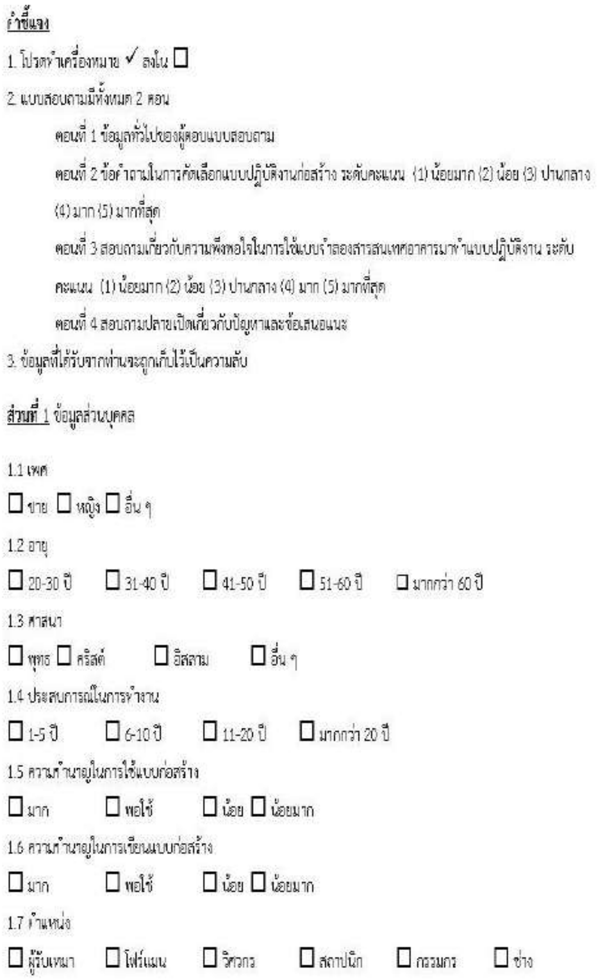
ผู้วิจัยทำการคัดเลือกจากช่างฝีมือที่เคยร่วมงานกันมากับผู้วิจัยเพราะจะทำให้ช่างฝีมือสามารถตอบคำถามได้อย่างชัดเจน และ ยังคัดเลือกจากประสบการณ์ทำงานของช่างฝีมือที่มีมากกว่า 15 ปีขึ้นไปเพราะจะเป็นผู้ที่มีประสบการณ์ในด้านเทคนิคก่อสร้าง จำนวนกลุ่มตัวอย่างที่ใช้จะใช้จำนวน 11 คน เนื่องจากในการเลือกซักลุ่มตัวอย่างจำนวน 11 คน ในการวิจัยครั้งนี้ จากตารางจะเห็นได้ว่า ความคลาดเคลื่อนในการใช้กลุ่มตัวอย่างจำนวน 9-13 คน [6] จะได้ผลการลดลงของความคลาดเคลื่อน เท่ากับ 0.58-0.54 ความคลาดเคลื่อนที่ลดลงเท่ากับ 0.04 ดังตารางที่ 1 จำนวนกลุ่มตัวอย่าง 11 คนนี้

ตารางที่1 ตารางแสดงความคลาดเคลื่อนของกลุ่มตัวอย่างในการใช้วิธีเดลฟาย

จำนวนผู้เข้าร่วมโครงการ	การลดลงของความคลาดเคลื่อน	ความคลาดเคลื่อนที่ลดลง
1-5	1.20-0.70	0.50
5-9	0.70-0.58	0.12
9-13	0.58-0.54	0.04
13-17	0.54-0.50	0.04
17-21	0.50-0.48	0.02
21-24	0.48-0.46	0.02
25-29	0.46-0.44	0.02

จากตารางที่ 1 [6] การแสดงผลของการลดลงของความคลาดเคลื่อนในการนำวิธีเดลฟายมาใช้กับการทำวิจัย จากตารางจะสามารถทราบได้ว่า เมื่อมีผู้เข้าร่วมโครงการ จะเกิดการลดลงของความคลาดเคลื่อนในการสอบถามมากน้อยเท่าไหร่จะขึ้นอยู่กับกลุ่มตัวอย่างและ มาตรฐานในการคัดเลือกกลุ่มตัวอย่างจากการศึกษาเพิ่มเติมจากสำนักงานสถิติแห่งชาติ เพื่อใช้เป็นหลักในการคัดเลือกกลุ่มตัวอย่าง แต่ผู้วิจัยได้คัดเลือกมาจากช่างที่ร่วมงานด้วยเพราะจะได้ผลของการสอบถามที่ชัดเจนตรงไปตรงมา และ จำนวนที่ผู้วิจัยคัดเลือกกลุ่มตัวอย่างในการศึกษาครั้งนี้ เป็นจำนวนทั้งหมด 11 คน เนื่องจากช่างฝีมือในปัจจุบันมักจะไม่ค่อยให้ความร่วมมือกับการทำวิจัยที่มีความเกี่ยวข้องกับช่างฝีมือมากนัก เนื่องจากปัจจุบันการจัดหางานไม่ได้สะดวกสบายเหมือนแต่ก่อน จึงเกิดการแข่งขันในการจัดหางานกันระหว่างช่างฝีมือ ผู้วิจัยจึงมีความคิดเห็นว่าควรที่จะใช้กลุ่มตัวอย่างที่เรามีอยู่ในมือเมื่อให้การศึกษาเป็นไปได้อย่างราบรื่น และ ชัดเจนตรงไปตรงมาเพื่อที่จะได้นำผลไปพัฒนากับงานก่อสร้างที่ได้ดำเนินการอยู่ในปัจจุบัน

ในการใช้วิธีเดลฟายนั้นจะดำเนินการเก็บข้อมูลจนกว่าจะได้ผลลัพธ์จากผู้เชี่ยวชาญจนมีผลที่เห็นพ้องต้องกันจึงจะสามารถทำให้ผลการวิจัยชัดเจนเชื่อถือได้ ในการวิจัยด้วยวิธีเดลฟายจะใช้เวลาในการวิเคราะห์ผลนานหากมีผู้เชี่ยวชาญหรือกลุ่มตัวอย่างจำนวนมากจะทำให้การเก็บข้อมูลแต่ละครั้งนั้นมีความยากลำบาก จึงต้องกำหนดกลุ่มตัวอย่างให้มีความชัดเจนพอเหมาะกับระยะเวลาในการศึกษา จะทำให้การศึกษาของงานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี ซึ่งจะทำให้การเก็บข้อมูลมีเนื้อหาที่พอเหมาะกับระยะเวลา จะทำให้ได้ผลที่ชัดเจนกับระยะเวลาในการศึกษาและวิจัย วิธีเดลฟายกับการศึกษาและวิจัยในครั้งนี้จะทำการเก็บข้อมูลความพึ่งพอใจในการประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ และเก็บข้อมูลด้านปัจจัยที่มีผลต่อการประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้าง เพื่อใช้ข้อมูลและผลที่ได้ไปประยุกต์ใช้และพัฒนาการทำงานก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ เพิ่มศักยภาพด้านการทำงานให้ช่างมีฝีมือ นำไปถึงคุณภาพของงานที่อาจมีการเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม เพิ่มคุณภาพของงานที่ช่างฝีมือได้ทำ ให้มีความสอดคล้องกับแบบก่อสร้างที่ได้ระบุไว้ในสัญญาก่อสร้าง


คำชี้แจง

1. โปรดทำเครื่องหมาย ✓ ลงใน ☐

2. แบบสอบถามมีทั้งหมด 2 ตอน

ตอนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ตอนที่ 2 ข้อคำถามในการคัดเลือกแบบปฏิบัติงานก่อสร้าง ระดับคะแนน (1) น้อยมาก (2) น้อย (3) ปานกลาง (4) มาก (5) มากที่สุด

ตอนที่ 3 สอบถามเกี่ยวกับความพึงพอใจในการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารมาทำแบบปฏิบัติงาน ระดับคะแนน (1) น้อยมาก (2) น้อย (3) ปานกลาง (4) มาก (5) มากที่สุด

ตอนที่ 4 สอบถามปลายเปิดเกี่ยวกับปัญหาและข้อเสนอแนะ

3. ข้อมูลที่ได้รับจากท่านจะถูกเก็บไว้เป็นความลับ

ส่วนที่ 1 ข้อมูลส่วนบุคคล

1.1 เพศ

☐ ชาย ☐ หญิง ☐ อื่น ๆ

1.2 อายุ

☐ 20-30 ปี ☐ 31-40 ปี ☐ 41-50 ปี ☐ 51-60 ปี ☐ มากกว่า 60 ปี

1.3 ศาสนา

☐ พุทธ ☐ คริสต์ ☐ อิสลาม ☐ อื่น ๆ

1.4 ประสบการณ์ในการทำงาน

☐ 1-5 ปี ☐ 6-10 ปี ☐ 11-20 ปี ☐ มากกว่า 20 ปี

1.5 ความชำนาญในการใช้แบบก่อสร้าง

☐ มาก ☐ พอใช้ ☐ น้อย ☐ น้อยมาก

1.6 ความชำนาญในการเขียนแบบก่อสร้าง

☐ มาก ☐ พอใช้ ☐ น้อย ☐ น้อยมาก

1.7 ตำแหน่ง

☐ ผู้รับเหมา ☐ โฟร์แมน ☐ วิศวกร ☐ สถาปนิก ☐ กรรมกร ☐ ช่าง

รูปที่ 1 แบบสอบถามที่ใช้ในการวิจัย โดยการให้ผู้เชี่ยวชาญกรอกแบบสอบถามที่ได้ระบุไว้อย่างครบถ้วน เป็นการคัดเลือกผู้เชี่ยวชาญมาจากช่างฝีมือที่

การจัดทำแบบจำลองในการศึกษาเป็นแบบจำลองที่ได้คัดเลือกมาจากแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญ โดยแบบจำลองจะจัดทำขึ้นจากซอฟต์แวร์ AutoCAD [4] ในการจัดทำแบบจำลองแบบก่อสร้างรูปแบบสองมิติ และ ใช้ซอฟต์แวร์ SketchUP [3] [4] ในการจัดทำแบบจำลองแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ ซึ่งในการจัดทำแบบจำลองที่ใช้ในการทำแบบจำลองแบบก่อสร้างจะเก็บข้อมูลเพื่อเปรียบเทียบข้อดีและข้อเสียของการจัดทำแบบจำลองแบบก่อสร้างทั้งสองรูปแบบเพื่อวิเคราะห์ประเมินหาปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ โดยจะเป็นการคัดเลือกจากผลคะแนนที่ผู้เชี่ยวชาญได้ตอบในแบบสอบถาม จะนำรายการที่มีคะแนนสูงสุด 5 อันดับมาใช้ในการจัดทำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติโดยใช้ซอฟต์แวร์ SketchUP เมื่อได้แบบจำลองแล้วจะนำไปให้ช่างฝีมือได้ทดลองใช้งานกับการทำงานจริง เพื่อใช้ในการวิจัยหัวข้อต่อไป โดยการแบบสอบถามจะถามในส่วนของข้อมูลทั่วไปก่อนแล้วจึงจะเป็นการสอบถามในขั้นต่อไป ขั้นที่ 2 จะเป็นแบบสอบถามถึงเรื่องแบบที่ช่างฝีมือมีความต้องการหรืออยากจะให้แสดงในรูปแบบ 3 มิติ เพื่อใช้ในการทำงาน ในแบบสอบถามขั้นที่ 2 นี้จะแบ่ง ออกเป็น 3 หมวดงาน คือ 1 หมวดงานโครงสร้าง 2 หมวดงานสถาปัตยกรรม 3 หมวดงานสุขาภิบาลและไฟฟ้า

แบบสอบถามชุดนี้จะใช้ผู้ตอบแบบสอบถามที่คัดเลือกมาจากกลุ่มตัวอย่างทั้งหมด 11 คน โดยจะเป็นช่างฝีมือที่ชำนาญในหมวดงานที่คละกันเพื่อให้มีความสมดุลในการตอบแบบสอบถามจะไม่ใช้ช่างที่มีความถนัดในการทำงานแค่ด้านเดียวเพราะจะได้ผลแค่หมวดเดียวเท่านั้น ดังนั้นจึงจะใช้ช่างฝีมือที่มีความชำนาญความสามารถครบทั้ง 3 หมวดงานในการตอบคำถา และเป็นผู้ที่ใช้งานแบบก่อสร้างควบคู่กับการทำงานอย่างสม่ำเสมอจะทำให้ได้ข้อมูลที่ชัดเจนมากยิ่งขึ้น

ตารางที่ 2 แบบสอบถามในการคัดเลือกแบบก่อสร้างมาใช้ทำแบบจำลอง

	รายละเอียด	คะแนน				
		1	2	3	4	5
1	แบบโครงสร้าง					
	1.1. แบบผังบริเวณ					
	1.2. แบบระดับเสาเข็ม					
	1.3. แบบขยายฐานราก-ตอม่อ					
	1.4. แบบขยายคาน					
	1.5. แบบขยายเสา					
	1.6. แบบขยายพื้น					
	1.7. แบบโครงหลังคา					
	1.8. แบบขยายบันได					
	1.9. แบบขยายเสาเข็มรับถังเก็บน้ำใต้ดิน					
	1.10. แบบการเข้าแบบ					
2	แบบสถาปัตยกรรม					
	2.1. แบบท่อสุขาภิบาล					
	2.2. แบบแนวก่อ-ฉาบผนัง					
	2.3. แบบขยายประตู-หน้าต่าง					
	2.4. แบบหลังคา					
	2.5. แบบขยายบันได-บันไดหนีไฟ					
	2.6. แบบราวบันได					
	2.7. แบบแนวปูกระเบื้อง					
	2.8. แบบขยายห้องน้ำ					
	2.9. แบบขยายห้องครัว					
	2.10 แบบอุปกรณ์ประตู-หน้าต่าง					
3	แบบสุขาภิบาลและไฟฟ้า					
	3.1. แบบท่อน้ำทิ้ง					
	3.2. แบบท่อน้ำดี					
	3.3. แบบสุขภัณฑ์					
	3.4. แบบไฟฟ้าแสงสว่าง					
	3.5. แบบไฟฟ้ากำลัง					
	3.6. แบบระบบดับเพลิง					
	3.7. แบบอินเตอร์เน็ตและกล้องวงจรปิด					
	3.8. แบบระบบล่อฟ้า					
	3.9. แบบขยายถังเก็บน้ำใต้ดิน					
	3.10. แบบติดตั้งดวงโคม					

4.3 การวิเคราะห์ข้อมูล ผู้วิจัยวิเคราะห์โดย 2 วิธีการ ดังนี้

ข้อมูลจากแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญจะเป็นการสอบถามและเก็บรวบรวมคะแนน เกณฑ์การให้คะแนนจะแบ่งออกดังนี้ คะแนน 1 หมายถึง น้อยมาก คะแนน 2 หมายถึง น้อย คะแนน 3 หมายถึง ปานกลาง คะแนน 4 หมายถึง มาก คะแนน 5 หมายถึง มากที่สุด ซึ่งในการรวมคะแนนของแบบสอบถามจะเป็นการคัดเลือกรายการของปัจจัยที่มีผลต่อการปรับเปลี่ยนการนำเสนอแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือที่มีคะแนนรวมสูงสุด 5 อันดับ ผลที่ได้จะคิดเป็นร้อยละของแบบสอบถามทั้ง 11 ฉบับ จะทำให้ได้ผลลัพธ์ในการประเมินหาปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ แบบก่อสร้างที่ใช้ในการทำแบบสอบถามแต่ละรายการนั้น เป็นแบบก่อสร้างที่ใช้ในการทำงานก่อสร้างอย่างสม่ำเสมอแต่จะใช้งานในรูปแบบสองมิติเป็นส่วนมาก ช่างฝีมือก็จะใช้แบบก่อสร้างรูปแบบสองมิติในการทำงาน ก็มักจะทำให้เกิดความผิดพลาดในการทำงานอยู่บ่อยครั้ง จึงนำมาซึ่งการใช้ในการทำแบบสอบถามเพื่อเก็บข้อมูลในส่วนของการหาความพึงพอใจที่ได้ปรับเลี่ยนแบบก่อสร้างให้มาอยู่ในรูปแบบสามมิติ และเพื่อประเมินปัจจัยที่มีผลต่อการนำแบบจำลองอาคารสารสนเทศมาใช้ทำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติสำหรับช่างฝีมือ

ตารางที่ 3 แบบสอบถามถึงความพึ่งพอใจการจัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

รายละเอียด	คะแนน				
	1	2	3	4	5
ปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติ					
ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบ 3 มิติ มีราคาสูงกว่ารูปแบบ 2 มิติ					
ความชำนาญของผู้เขียนแบบทำให้รายละเอียดของแบบแตกต่างกัน					
แบบก่อสร้างรูปแบบ 3 มิติ มีรายละเอียดมากและชัดเจนกว่ารูปแบบ 2 มิติ					
แรงงานไม่มีทักษะในการทำงานฝีมือจึงไม่สามารถใช้ปฏิบัติงานได้					
ช่างฝีมือและแรงงานไม่สามารถอ่านแบบก่อสร้างแต่ใช้ประสบการ์ที่ผ่านมาในการทำงาน					
อุปกรณ์และเครื่องมือที่ใช้ในการเขียนแบบไม่เหมาะสมสำหรับซอฟต์แวร์					
แบบก่อสร้างรูปแบบ3มิติใช้งานยากกว่ารูปแบบ2มิติ					
ใช้เวลาในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบ2 มิตินานกว่ารูปแบบ 3 มิติ					
แบบก่อสร้างรูปแบบ 2 มิติไม่สามารถใช้ควบคุมปริมาณวัสดุที่ใช้งาน					
แบบก่อสร้างรูปแบบ 3 มิติไม่สามารถใช้ควบคุมปริมาณวัสดุที่ใช้งาน					
แบบก่อสร้างรูปแบบ 2 มิติไม่สามารถควบคุมขั้นตอนและวิธีการทำงานที่ถูกต้องได้					
แบบก่อสร้างรูปแบบ 3 มิติไม่สามารถควบคุมขั้นตอนและวิธีการทำงานที่ถูกต้องได้					
รายละเอียดของแบบก่อสร้างไม่สอดคล้องกับการทำงาน					
ผู้รับเหมาไม่มีการเปลี่ยนแปลงและพัฒนาการบริหารงาน					
ไม่มีความต้องการในการใช้แบบก่อสร้างทั้งรูปแบบ 2 มิติและ 3 มิติ					

การวิเคราะห์ผลด้วยวิธีเดลฟาย เป็นการนำข้อมูลมาปรับแก้ไขพัฒนาแบบก่อสร้างแล้วสอบถามความพึงพอใจผู้เชี่ยวชาญปรับแก้ไขจนได้คำตอบที่เห็นพ้องกัน เป็นการวิเคราะห์ถึงความต้องการใช้แบบก่อสร้างที่มีต่อช่างฝีมือ และ จะได้นำข้อมูลไปปรับใช้และพัฒนาในองค์กรต่อไปภายภาคหน้า การวิเคราะห์ด้วยวิธีเดลฟายโดยการสอบถามผู้เชี่ยวชาญซ้ำจนกว่าจะได้ผลที่เห็นพ้องกัน และ จะได้คำตอบที่มีความเป็นไปได้ที่จะเป็นปัจจัยหลักในการจัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

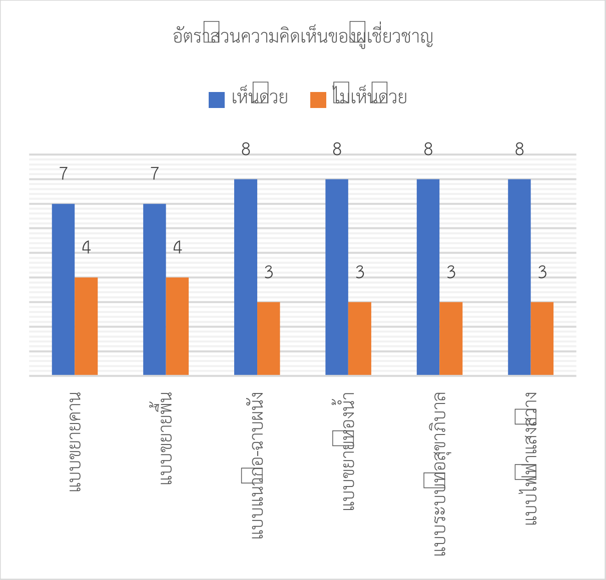
สรุปและวิเคราะห์ผล ใช้ข้อมูลที่เก็บมาได้นำไปหาค่าเฉลี่ยและประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ เพื่อใช้พัฒนาแบบก่อสร้างและเพิ่มศักยภาพในการทำงานก่อสร้างในการยกระดับคุณภาพในการทำงานให้สอดคล้อง และเป็นไปตามแบบก่อสร้างโดยไม่ผิดไปจากเดิม โดยปัจจุบันช่างฝีมือ และผู้รับเหมาได้ยึดแบบก่อสร้างในการทำงานในการตรวจเช็คคุณภาพงานรวมไปถึงการควบคุมต้นทุนในการดำเนินงานได้เป็นอย่างดีแต่ความเข้าใจในตัวแบบของช่างฝีมือมีหลายหลากจึงทำให้ไม่สามารถที่จะควบคุมคุณภาพของงานก่อสร้างให้เป็นไปตามแบบก่อสร้างได้อย่างสมบูรณ์ ผู้วิจัยจึงคิดว่าหากได้ลองปรับเปลี่ยนแบบก่อสร้างให้เป็นรูปแบบสามมิติ เพื่อให้ได้ผลอย่างชัดเจนจึงต้องทำการสอบถามจากผู้เชี่ยวชาญที่ได้คัดเลือกจากกลุ่มตัวอย่าง

ตารางที่ 4 แบบสอบถามปัจจัยที่มีผลกับการจัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

รายละเอียด	คะแนน				
	1	2	3	4	5
ความพึงพอใจในการใช้แบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ					
สามารถทราบวัตถุประสงค์ของแบบก่อสร้าง					
สามารถทราบรายละเอียดของแบบก่อสร้าง					
สามารถใช้แบบก่อสร้างควบคู่กับการปฏิบัติงานได้					
สามารถวางแผนการปฏิบัติงานให้เป็นไปตามแผนงานก่อสร้างหลัก					
สามารถตรวจสอบลักษณะการทำงานได้ชัดเจน					
สมารถเพิ่มความเชื่อมั่นในการจัดหางานสำหรับช่างฝีมือ					
สามารถลดความยุ่งยากในการปฏิบัติงานและการใช้แบบก่อสร้าง					
สร้างความสับสนในการปฏิบัติงาน					
มีความคลายคลึงกับแบบก่อสร้างรูปแบบดั้งเดิม					
แบบก่อสร้างรูปแบบดั้งเดิมดีกว่ารูปแบบ 3 มิติ					
ถูกกำหนดบังคับขั้นตอนและวิธีในการปฏิบัติงานให้เป็นไปตามแบบก่อสร้าง					
สามารถเรียงลำดับการทำงานให้แล้วเสร็จตามเป้าหมาย					
สามารถทราบถึงมาตรฐานในงานก่อสร้างตามหลักวิศวกรรม					
สามารถสื่อสารกับผู้รับเหมาให้ทราบข้อมูลในทางเดียวกัน					
สามารถสร้างความเชื่อมั่นให้ตนเองและนายจ้าง					

5. ผลการวิจัย

ด้วยการเก็บข้อมูลจากการคัดเลือกแบบก่อสร้างที่ช่างฝีมือต้องการให้นำมาจัดทำเป็นแบบจำลองสามมิติ เพื่อใช้ในการทำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติด้วยแบบจำลองสารสนเทศอาคาร เพื่อใช้ในการทำวิจัยในการศึกษาครั้งนี้รายการที่ใช้สอบถามในแบบสอบถามทางผู้ศึกษาเป็นผู้คัดเลือกคำถามจากแบบก่อสร้างที่ใช้ในการทำงานอย่างสม่ำเสมอ

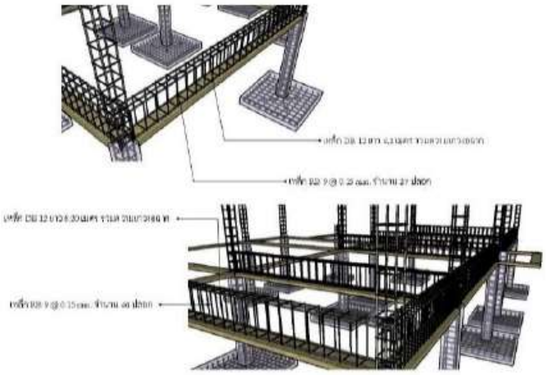


รูปที่ 2 ผลการสอบถามความคิดเห็นจากผู้เชี่ยวชาญทั้งหมด 11 คน

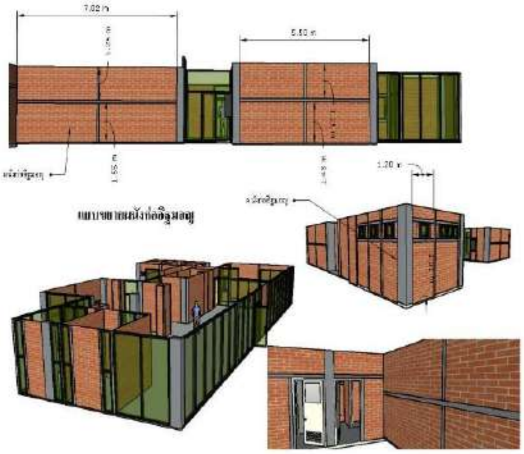
ในการสอบถามเรื่องการนำแบบก่อสร้างมาจัดทำให้เป็นรูปแบบสามมิติที่ช่างฝีมือจะได้นำไปประกอบการทำงานจริง โดยผลจากแบบสอบถามได้ผลดังนี้ (1) ในส่วนแบบก่อสร้างหมวดโครงสร้าง ผู้เชี่ยวชาญส่วนใหญ่จำนวน 7 คน มีความคิดเห็นว่า ควรนำแบบขยายคาน และ แบบพื้น ไปจัดทำเป็นรูปแบบสามมิติ เพื่อให้แสดงรายละเอียดของงานให้มีความชัดเจนเนื่องจากแบบคานและพื้นเป็นงานที่จะใช้งานผูกเหล็กปริมาณมากทำให้เกิดความผิดพลาดบ่อย และมีช่างฝีมือที่คิดว่าไม่จำเป็นต้องใช้แบบก่อสร้าง 4 คน (2) ในส่วนแบบก่อสร้างหมวดสถาปัตยกรรม ผู้เชี่ยวชาญส่วนใหญ่จำนวน 8 คน มีความคิดเห็นว่า ควรนำแบบก่อ-ฉาบผนัง และ แบบขยายห้องน้ำ ไปจัดทำเป็นแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ เพราะในส่วนของแบบก่อ-ฉาบผนังนั้น จะทำให้ช่างฝีมือฉาบถึงพื้นที่การทำงานจริงและง่ายต่อการชำระค่าจ้างกันได้อย่างถูกต้อง ส่วนแบบขยายห้องน้ำก็มีความคิดเห็นเหมือนกับงานก่อ-ฉาบผนัง แต่จะเสริมเรื่องของระยะความสูงของผนังก่อและเสาเอ็นทับหลังให้มีความชัดเจนมากยิ่งขึ้นและมีผู้เชี่ยวชาญที่มีความคิดเห็นต่างอีกจำนวน 3 คน ซึ่งมีความคิดเห็นว่าความนำแบบก่อสร้างที่มีความละเอียดของงานนำไปจัดทำในรูปแบบสามมิติจะได้เพิ่มความชัดเจนของรายละเอียดงานเพิ่มมากขึ้น (3) ในส่วนของแบบก่อสร้างหมวดงานไฟฟ้าและสุขาภิบาล ผู้เชี่ยวชาญส่วนใหญ่จำนวน 8 คน มีความคิดเห็นว่า ควรนำแบบระบบท่อสุขาภิบาล และ แบบไฟฟ้าแสงสว่าง เนื่องจากแบบทั้งสองเป็นงานที่ต้องใช้ท่อและสายไฟปริมาณมาก และ มีความละเอียดอ่อนในการทำงานจึงควรที่จะมีรายละเอียดข้อมูลที่ชัดเจนมากกว่ารูปแบบดั้งเดิม เพราะท่อสุขาภิบาลส่วน

ใหญ่จะเป็นแบบฝังกับพื้นดินหากเกิดความผิดพลาดหรือติดตั้งงานไม่สมบูรณ์ทำให้เกิดการชำรุดจะทำการซ่อมแซมได้ยากลำบาก และ งานไฟฟ้าต้องกำหนดตำแหน่งบล็อกไฟต่าง ๆ ไว้อย่างชัดเจนให้ง่ายต่อการดำเนินงาน ซึ่งเมื่อนำไปจัดทำเป็นรูปแบบสามมิติ ข้อดียังทำให้สามารถทราบปริมาณวัสดุที่จะใช้ได้อีกด้วย ช่วยลดต้นทุนให้แก้ผู้เชี่ยวชาญในการทำงานได้ และทำให้เจ้าของงานทราบราคาเบื้องต้นอีกด้วย ในส่วนของผู้เชี่ยวชาญที่ไม่เห็นด้วยจำนวน 3 คน มีความคิดเห็นว่าแบบดั้งเดิมทำให้เข้าใจมากกว่ารูปแบบสามมิติ แม่ไม่จำเป็นต้องใช้แบบก่อสร้างในการทำงานอีกด้วยเนื่องจากมั่นใจในประสบการณ์ทำงานของตนเองที่ได้ปฏิบัติมาอย่างเนินนาน

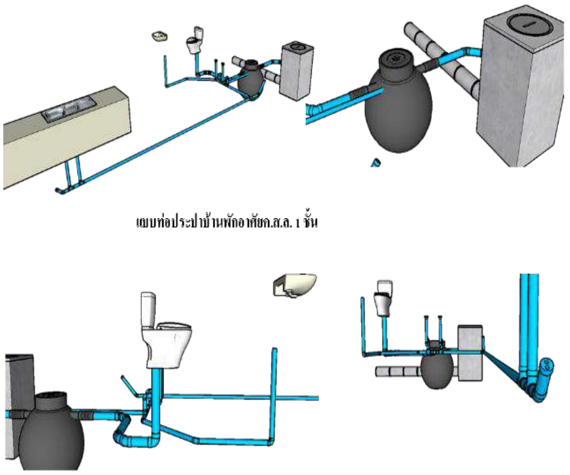
รูปภาพสำหรับการใช้ในการวิจัย เป็นการนำแบบจำลองอาคารสารสนเทศมาจัดทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือในรูปแบบสามมิติ ด้วยซอฟต์แวร์ SketchUP เพื่อดึงข้อมูลของแบบก่อสร้างให้มีความชัดเจนต่อการใช้งานมากยิ่งขึ้น และ นำไปใช้ในการจัดทำแบบสอบถามถึงความพึงพอใจและประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาประยุกต์ใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ



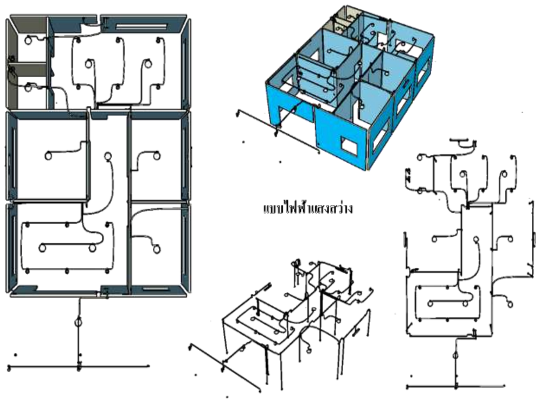
รูปที่ 3 แบบก่อสร้างคานรูปแบบสามมิติโดยซอฟต์แวร์ Sketchup



รูปที่ 4 แบบก่อสร้างก่อ-ฉาบผนังรูปแบบสามมิติ

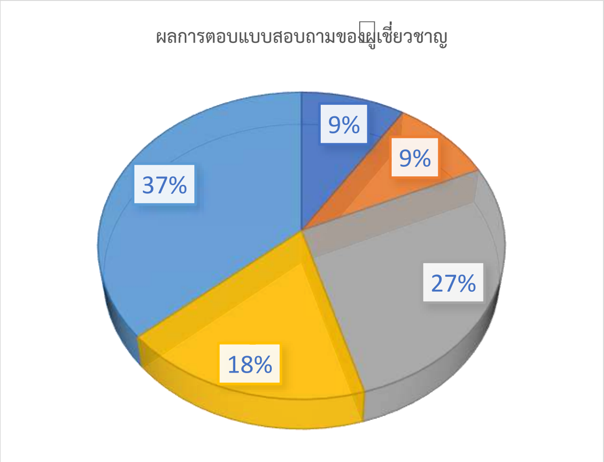


รูปที่ 5 แบบก่อสร้างไฟฟ้าและสุขาภิบาลรูปแบบสามมิติ



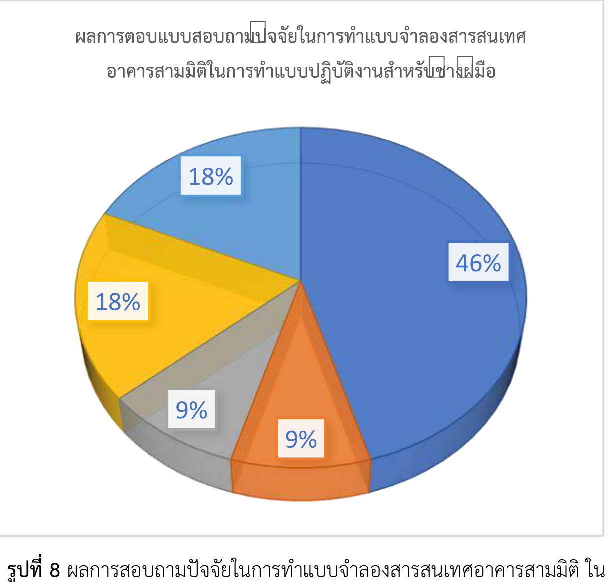
รูปที่ 6 แบบก่อสร้างไฟฟ้าแสงสว่างรูปแบบสามมิติ

การเก็บข้อมูลความพึ่งพอใจและปัจจัยที่มีผลกับการจัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ ดังรูปที่ 7



รูปที่ 7 ผลการสอบถามความพึงพอใจที่มีต่อผู้เชี่ยวชาญ

โดยการสอบถามผู้เชี่ยวชาญที่ได้ทำการคัดเลือกไว้จำนวนทั้งหมด 11คน เป็นการจัดทำแบบสอบถามที่ได้นำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ นำไปให้ช่างฝีมือได้ลองใช้งานประกอบกับการทำงาน ได้ผลดังต่อไปนี้ (1) ร้อยละ 37 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าสามารถลดความยุ่งยากในการปฏิบัติงานและการใช้แบบก่อสร้างได้เป็นอย่างดี ช่วยลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการทำงานได้ (2) ร้อยละ 27 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าแบบก่อสร้างรูปแบบดั้งเดิมดีกว่ารูปแบบสามมิติ เนื่องจากเป็นความชำนาญของการใช้แบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิมควบคู่กับการทำงานที่ใช้งานอย่างสม่ำเสมอจนเกิดเป็นความเคยชินทำให้ยังไม่สามารถใช้งานแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติได้อย่างชำนาญเท่ากับแบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิม (3) ร้อยละ 18 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติสามารถทราบรายละเอียดของแบบก่อสร้างได้ดีกว่าแบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิม ซึ่งทำให้ลดความขัดแย้งระหว่างช่างฝีมือกับผู้รับเหมาถึงเรื่องขั้นตอน และ วิธีของการทำงานได้ (4) ร้อยละ 9 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าสามารถใช้แบบก่อสร้างควบคู่กับการทำงานได้เป็นอย่างดี เนื่องจากมีลายละเอียดของข้อมูลที่ใช้ในการทำงานอย่างชัดเจนทำงานง่ายขึ้นละรวดเร็วกว่าเดิม แต่ยังไม่ชำนาญในการใช้งานแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ (5) ร้อยละ 9 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าแบบก่อสร้างสามมิติมีความคลายคลึงกับแบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิม จึงคิดว่าไม่มีผลอะไรในการทำงาน ซึ่งทั้งหมดนี้เป็นผลจากการทำแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญ เก็บข้อมูลในส่วนของปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติ ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ ดังรูปที่ 8 เป็นการสอบถามข้อมูลโดยการทำแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญทั้งหมด 11 คน เป็นการสอบถามหลังจากที่ช่างฝีมือได้ทดลองใช้แบบก่อสร้าง 3 มิติ ในการทำงานจริง ซึ่งจะเห็นข้อเปรียบเทียบจากช่างฝีมือได้เป็นอย่างดีเนื่องจากช่างฝีมือที่ใช้ในการทำแบบสอบถามนั้น จะมีความชำนาญในการใช้แบบก่อสร้างรูปแบบดั้งเดิมอยู่ เลยจะทำให้ช่างฝีมือบางคนไม่เข้าใจรายละเอียดข้อมูลในรูปแบบสามมิติ จึงต้องมีการปรับตัวเพื่อเพิ่มศักยภาพเมื่อได้เพิ่มศักยภาพแล้วจึงจะนำไปสู่การทำงานอย่างมีคุณภาพ ลดความผิดพลาดที่มักจะเกิดขึ้นในงานก่อสร้าง



รูปที่ 8 ผลการสอบถามปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติ ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

โดยการสอบถามผู้เชี่ยวชาญที่ได้ทำการคัดเลือกไว้จำนวนทั้งหมด 11 คน จากผลการสำรวจได้พบได้ว่า (1) ร้อยละ 46 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าปัจจัยที่มีผลคือตัวของซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิตินั้นมีราคาที่สูง ไม่คุ้มค่าที่จะนำมาใช้งานกับแบบก่อสร้างที่ใช่สำหรับช่างฝีมือ และ คิดว่าซอฟต์แวร์ที่ใช้งานเขียนแบบก่อสร้างรูปแบบดังเดิมนั้นมีราคาถูกกว่าจึงเป้นที่นิยมใช้งานมากกว่าซอฟต์แวร์ที่ใช้เขียนแบบก่อสร้างสามมิติ (2) ร้อยละ 18 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าผู้รับเหมาไม่มีการเปลี่ยนแปลง และ พัฒนาการบริหารองค์จึงไม่ได้นำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติมาให้ช่างฝีมือใช้งานยังคงให้ใช้งานแบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิม (3) ร้อยละ 18 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าใช้เวลาในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบดั่งเดิมนานกว่ารูปแบบสามมิติ ความจริงนั้นแบบก่อสร้างรูปแบบดั่งเดิมใช้เวลาในการเขียนแบบเร็วกว่ารูปแบบสามมิติขึ้นอยู่กับข้อมูลที่ใส่ลองไปในแบบก่อสร้าง แต่ความละเอียดของข้อมูลที่แสดงผลแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติจะทำได้ดีกว่า (4) ร้อยละ 9 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติมีรายละเอียดมาก และ ขัดเจนกว่ารูปแบบดั่งเดิมซึ่งผู้เชี่ยวชาญที่เป็นกลุ่มตัวอย่างส่วนใหญ่มักจะชอบใช้งานแบบก่อสร้างแบบดั่งเดิม มาจากความเคยชินของผู้เชี่ยวชาญ รายละเอียดข้อมูลขึ้นอยู่ที่ผู้รับเหมาจะให้ข้อมูลมาละเอียดมากเคยไหน หากมีข้อมูลที่ละเอียดก็จะสามารถนำมาจัดทำแบบก่อสร้างในรูปแบบสามมิติ ได้ละเอียดชัดเจน (5) ร้อยละ 9 ของผู้เชี่ยวชาญคิดว่าไม่ต้องการใช้งานแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ มีความเห็นว่าการนำมาใช้งานทำให้เกิดข้อผิดพลาด และ เกิดความยุ่งยากในการทำงานเป็นอย่างมาก จึงไม่ต้องการให้ใช้แบบก่อสร้างกับการควบคู่ในการทำงานเลย เพราะมีความเชื่อมั่นในประสบการณ์ของตนเองที่สะสามมานานทำให้มีความชำนาญเกี่ยวกับขั้นตอน และ วิธีการทำงานได้เป็นอย่างดี ซึ่งทั้งหมดนี้เป็นผลจากการทำแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญหลังจากที่ได้ทดลองใช้แบบก่อสร้างรูปแบบ 3 มิติ ในการทำงานจริง

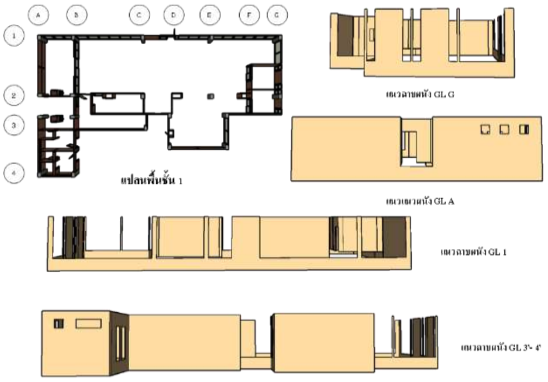
การวิเคราะห์ด้วยวิธีเดลฟาย โดยการนำคำแนะนำในการทำแบบสอบถามผู้เชี่ยวชาญครั้งที่ 1 มาปรับแก้ไขแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติให้เป็นไปตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ และ ทำการเก็บข้อมูลแบบสอบถามครั้งที่ 2 และ ครั้งที่ 3 จนได้ความคิดเห็นที่เห็นพ้องกันสำหรับช่างฝีมือ

ตารางที่ 5 เป็นการวิเคราะห์ผลด้วยวิธีเดลฟายในการถามซ้ำ นำไปปรับปรุงแก้ไขจนได้ผลลัทธ์ที่มีความเห็นพ้องต้องกัน

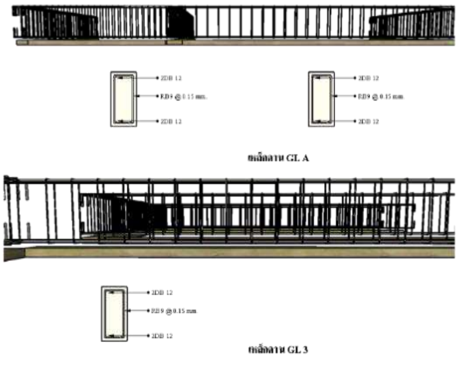
ลำดับ	จำนวนผู้เชี่ยวชาญ (คน)	ผลของแบบสอบถาม	คิดเป็นร้อยละ
1	11	7:4	64
2	11	8:3	73
3	11	10:1	91

แต่การปรับปรุงที่จะได้ผลร้อยละ 100 นั้น ต้องใช้เวลาในการพัฒนาแบบก่อสร้างให้เป็นรูปแบบสามมิติ นำไปให้ใช้ฝีมือใช้งานอย่างสม่ำเสมอจึงจะได้ผลประโยชน์ต่อช่างฝีมือและผู้ที่เกี่ยวข้อง หากจะให้มีประสิทธิภาพประสิทธิผลต่องานก่อสร้างนั้นจำเป็นอย่างยิ่งที่ผู้เกี่ยวข้องจะต้องนำองค์ความรู้ที่มีพัฒนาไปตามยุคสมัยตามเทคโนโลยีเพื่อเป็นการเพิ่มศักยภาพใน

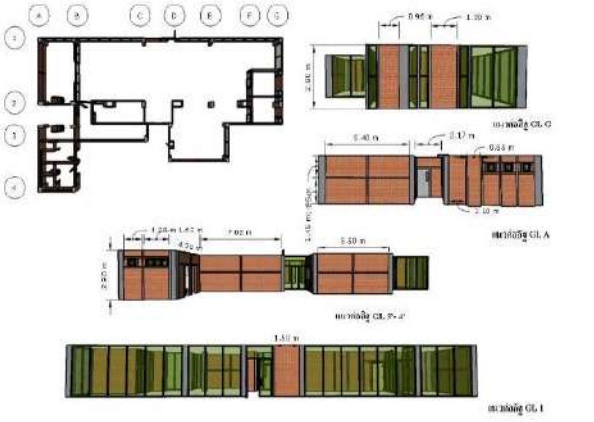
เรื่องของแบบก่อสร้างรวมไปถึงการก่อสร้างต่าง ๆ อีกด้วย จากการศึกษาและวิเคราะห์ข้อมูล ผู้เชี่ยวชาญส่วนใหญ่ชอบในการพัฒนาแบบก่อสร้างให้เป็นรูปแบบสามมิติ และ ช่างฝีมือได้เข้าใจคำว่าแบบจำลองสารสนเทศอาคาร ว่าหมายถึงอะไรทำให้ช่างฝีมือที่เป็นกลุ่มตัวอย่างในงานวิจัยฉบับนี้ได้องค์ความรู้ในส่วนของงานเขียนแบบก่อสร้างเพิ่มเติม เรียนรู้ที่จะพัฒนาตนเองให้มีความชำนาญ ความรู้เพิ่มขึ้นผลของการศึกษาครั้งนี้พบว่าในส่วนของความพึงพอใจสำหรับช่างฝีมือนั้นผลมาจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีเดลฟายได้ผลว่า (1) สามารถทราบวัตถุประสงค์ของแบบก่อสร้างเพิ่มมากขึ้นจากรูปแบบดั้งเดิม (2) สามารถทราบรายละเอียดของข้อมูลได้ชัดเจนมากขึ้น (3) สามารถใช้แบบก่อสร้างควบคู่กับการปฏิบัติงานได้เป็นอย่างดี (4) สามารถวางแผนการปฏิบัติงานให้เป็นไปตามแผนงานก่อสร้างหลัก (5) สามารถตรวจสอบลักษณะการทำงานได้ชัดเจน ในส่วนของปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือนั้นได้ผลว่า (1) ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบสาม มิติ มีราคาสูงกว่ารูปแบบดั้งเดิม (2) ความชำนาญของผู้เขียนแบบในการป้อนข้อมูลทำให้รายละเอียดของแบบแตกต่างกัน (3) แบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ ใช้งานยากกว่ารูปแบบดั้งเดิม (4) ใช้เวลาในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบสามมิตินานกว่ารูปแบบดั้งเดิม (5) ผู้รับเหมาไม่มีการเปลี่ยนแปลงและพัฒนาการบริหารงาน



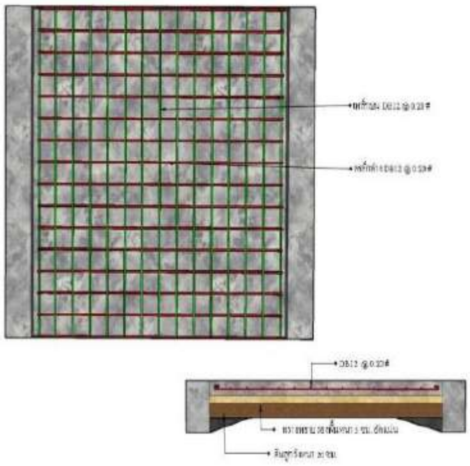
รูปที่ 11 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ



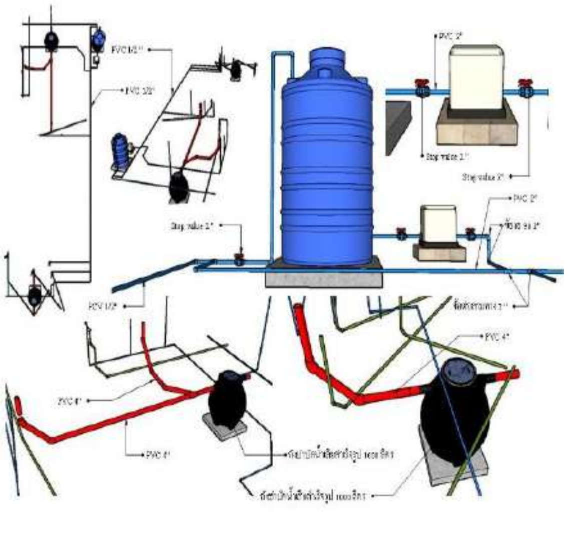
รูปที่ 12 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ



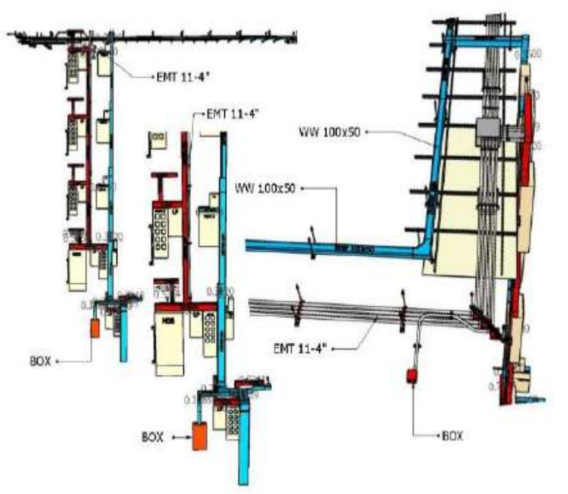
รูปที่ 13 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ



รูปที่ 14 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ



รูปที่ 15 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ



รูปที่ 16 การปรับแก้ไขแบบก่อสร้างตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญ

6. อภิปรายและสรุปผลการวิจัย

ผลการประเมินปัจจัยในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ สามารถสรุปได้ดังนี้

ตารางที่ 6 ตารางแสดงผลคะแนนปัจจัยที่มีผลต่อการใช้แบบก่อสร้าง

ลำดับที่	ปัจจัยที่มีผลต่อการใช้แบบก่อสร้าง	คิดเป็นร้อยละ
1	ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบสาม มิติ มีราคาสูงกว่ารูปแบบดั่งเดิม	36.36
2	ความชำนาญของผู้เขียนแบบในการป้อนข้อมูลทำให้รายละเอียดของแบบแตกต่างกัน	27.27
3	แบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติ ใช้งานยากกว่ารูปแบบดั่งเดิม	18.18
4	ใช้เวลาในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบสามมิตินานกว่ารูปแบบดั่งเดิม	9.09
5	ผู้รับเหมาไม่มีการเปลี่ยนแปลงและพัฒนาการบริหารงาน	9.09

ปัจจัยที่มีผลในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ ร้อยละ 36.36 ของผู้เชี่ยวชาญมีความเห็นว่าซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างในรูปแบบสาม มิติ มีราคาสูงกว่ารูปแบบดั่งเดิม ร้อยละ 27.27 คิดว่าความชำนาญของผู้เขียนแบบมีความสำคัญอย่างยิ่งเพราะต้องเป็นผู้ใส่ข้อมูลให้ละเอียดละสมบูรณ์ที่สุดหากผู้ที่เขียนแบบไม่มีความชำนาญอาจจะทำให้ข้อมูลไม่ละเอียดพอก่อให้เกิดความผิดพลาดในการทำงานของช่างฝีมือได้ ร้อย 18.18 คิดว่าสามารถใช้แบบก่อสร้างควบคู่กับการทำงานได้เป็นอย่างดี ช่างฝีมือส่วนมากต้องการใช้แบบก่อสร้างเพื่อหลีกเลี่ยงการเกิดความขัดแย้งกับผู้รับเหมา ร้อยละ 9.09 คิดว่าแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติใช้เวลาในการเขียนแบบนานกว่ารูปแบบดั่งเดิมจึงทำให้ไม่เป็นที่นิยมใช้มากนักในวงการก่อสร้าง ร้อยละ 9.09 คิดว่าผู้รับเหมาหรือผู้ที่เกี่ยวข้องยังไม่กล้าที่จะเสี่ยงกับการเปลี่ยนแปลงยังคงตระหนักใช้ในรูปแบบดั่งเดิมเป็นส่วนมาก และ มีความเกี่ยวเนื่องของข้อมูลในแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือ

(2) ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีเดลฟาย การสอบถามครั้งที่ 1 ผู้เชี่ยวชาญมีความเห็นต่างกันด้วยอัตรา 7:4 คน คิดเป็นร้อยละ63.63 จึงนำแบบก่อสร้างไปปรับปรุง พัฒนาในการสอบถามครั้งที่ 2 ผู้เชี่ยวชาญมีความเห็นต่างกันด้วยอัตรา 8:3 คน คิดเป็นร้อยละ 72.72 จึงได้นำแบบก่อสร้างในรูปแบบสามมิติเพิ่มข้อมูลที่จะแสดงผลในการทำงานให้มีความชัดเจนและละเอียดขึ้น ครั้งที่ 3 ผู้เชี่ยวชาญมีความเห็นต่างกันด้วยอัตรา 10:1 คนคิดเป็นร้อยละ 90.90 ทำให้ทราบว่าปัจจุบันช่างฝีมือส่วนใหญ่ต้องการให้นำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้จัดทำแบบก่อสร้างเพื่อควบคู่ในการทำงาน แต่ทั้งหมดนี้ก็ขึ้นอยู่กับผู้รับเหมาและผู้เกี่ยวข้องว่าจะมีการปรับเปลี่ยน พัฒนาตามความต้องการของช่างฝีมือหรือไม่ แต่หากทำได้จะทำให้การทำงานของก่อสร้างมีช่างฝีมือที่มีศักยภาพมากขึ้นคุณภาพของงานก็จะได้ตามเกณฑ์ความต้องการได้

จากการศึกษาในครั้งนี้ทำให้ทราบถึงปัจจัยที่มีผลในการทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารสามมิติมาใช้ในการทำแบบก่อสร้างสำหรับช่างฝีมือว่าเหตุผลที่แท้จริงที่แบบก่อสร้างในรูปแบบสามมิติยังไม่เป็นที่นิยมเพราะซอฟต์แวร์ที่ใช้มีราคาที่แพงทำให้ผู้รับเหมาหรือผู้เกี่ยวยังไม่กล้าที่จะปรับเปลี่ยนการบริหารงาน ทำให้ช่างฝีมือยังคงทำงานในรูปแบบเดิมซึ่งมีทั้งการทำงานที่ถูกต้องและการทำงานที่ผิดขั้นตอน ทำให้งานก่อสร้างจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องหาช่างฝีมือที่มีคุณภาพ แต่ในปัจจุบันนั้นหาได้อย่าง ผู้ศึกษาจึงมีความเห็นว่าควรจะทำการพัฒนาการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ทำแบบก่อสร้างรูปแบบสามมิติสำหรับฝีมือเป็นอย่างยิ่ง เพื่อสร้างช่างฝีมือที่มีคุณภาพ

คำเสนอแนะ ควรจะมีการจัดอบรมเรียนรู้เรื่องแบบจำลองสารสนเทศอาคารให้แก่ช่างฝีมือได้เรียนรู้และศึกษาเพิ่มเติม จะได้เข้าใจปรับเปลี่ยนให้ทันตามยุคสมัยเพราะปัจจุบันเป็นยุคสมัยที่ใช้เทคโนโลยีเข้ามาร่วมทำงานทำให้ผู้ที่ไม่มีความรู้ไม่เข้าใจในการสื่อสาร รับสารข้อมูลรูปแบบสามมิติ จะแข่งขันกับผู้ที่มีความรู้ความเข้าใจนั้นจะเป็นเรื่องยาก แต่ปัจจุบันนี้การจ้างช่างฝีมือกลับขึ้นอยู่ที่ราคาค่าจ้างมากกว่าความสามารถ ผู้รับเหมาส่วนมากจะคิดว่าช่างฝีมือชุดไหน ๆ ก็สามารถทำงานได้ แต่ไม่ได้คำนึงถึงความสามารถจริง ๆ ของช่างฝีมือ ส่วนมากราคาถูกจะมีปัญหาเรื่องการทิ้งงาน ทำงานไม่ตรงตามแบบก่อสร้าง เบิกเงินเกินราคางานที่ทำ ดังนั้นผู้รับเหมาหรือผู้ที่เกี่ยวข้องควรพัฒนาการบริหารงานให้สอดคล้องกันการควบคู่กับการทำงานของช่างฝีมือจะเป็นการเหมาะสมต่อการดำเนินงานก่อสร้าง

ในการใช้วิธีเดลฟายในการวิจัยครั้งนี้เป็นการสอบถามให้ได้ความชัดเจนที่สุดเพราะได้มีการถามซ้ำกับผู้เชี่ยวชาญ ปรับแก้ไขตามคำแนะนำของผู้เชี่ยวชาญจนได้ความเห็นที่เห็นพ้องกัน ซึ่งทำให้ทราบความต้องการของช่างฝีมือ แนวทางความคิดของช่างฝีมือที่มีต่อแบบก่อสร้างที่ได้ปรับเปลี่ยนเป็นรูปแบบ 3 มิติ โดยส่วนใหญ่ช่างฝีมือมีความต้องการที่อยากจะให้

ผู้รับเหมาหรือผู้จ้างใช้แบบก่อสร้างรูปแบบ 3 มิติ ในการทำงานจริงเพราะช่างฝีมือคิดว่าแบบก่อสร้าง 3 มิติ นั้นมีการแสดงรายละเอียดที่ชัดเจนกว่ารูปแบบดั่งเดิมทำให้การทำงานสะดวกและละเอียดมากขึ้น แต่ทั้งหมดนี้จะขึ้นอยู่กับแบบก่อสร้างอย่างเดียวไม่ได้ต้องใช้ฝีมือของช่างฝีมือควบคู่ด้วย

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณพระคุณผู้เชี่ยวชาญทั้ง 11 คน และ อาจารย์ที่ปรึกษาในการทำวิจัยครั้งนี้รวมทั้งให้ข้อมูลที่เกี่ยวข้องเพื่อนำมาทำการวิเคราะห์ในการศึกษาครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] คณิต คุปตะวาทิน (2559). ระบบการนำเสนอแบบก่อสร้างจริงด้วยแบบจำลองสารสนเทศอาคารโดยใช้ เทคโนโลยีการผสมผสานโลกจริงเข้ากับโลกเสมือนเพื่อดูแลอาคาร กรณีศึกษา: งานระบบท่อในอาคาร วิทยานิพนธ์หลักสูตรสถาปัตยกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาสถาปัตยกรรม คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์และการผังเมือง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ปีการศึกษา 2559

[2] ปัญญาพล จันทร์ดอน (2554). การนำระบบ BIM มาใช้ในการจัดทำแบบก่อสร้างจริง ส่วนงานระบบอาคาร (M&E AS BUILT DRAWINGS) กรณีศึกษาโครงการ โรงแรม เวฟพัทยา การค้นคว้าแบบอิสระหลักสูตรวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาการบริหารงานก่อสร้าง คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม

[3] ถิรพัฒน์ สุขเจริญ (2559). การนำเทคโนโลยีสารสนเทศอาคารมาใช้ในการก่อสร้างอุปสรรคและประสิทธิภาพในการประมาณวัสดุ การค้นคว้าอิสระตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมศาสตร์และการจัดการเชิงธุรกิจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ปีการศึกษา 2559

[4] นัฏทญา พุดซ่อ (2561). เอกสารประกอบการเรียน เรื่อง การใช้โปรแกรม SketchUp ชุดที่ 1 วิชาการออกแบบผลิตภัณฑ์ (ง20205) ชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 1 โรงเรียนค้อวังวิทยาคม อำเภอค้อวัง จังหวัดยโสธร สังกัดสำนักงานเขตพื้นที่การศึกษามัธยมศึกษา เขต 28 สำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน กระทรวงศึกษาธิการ

[5] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ (2561) ฉบับเทคนิคพิจารณ์ มาตรฐานการเขียนแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กในส่วนของนิยามและสัญลักษณ์ตามมาตรฐานการเขียนแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก (วสท. 01-1006) หน้าที่ 1-3

[6] นิภาพรรณ เจนสันติกุล (2560). การนำเทคนิคเดลฟายไปใช้สำหรับการวิจัย วารสารรัฐศาสตร์ปริทรรศน์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ปีที่ 4 ฉบับที่ 2

การศึกษาอุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง
A Study of Financial Management Obstacles in Construction Projects

วิไลเลขา วิวัฒน์วานิชกุล

สาขาวิชาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
E-mail address: wilailekha.wi@mail.kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษา สาเหตุของอุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง โดยการใช้เครื่องมือการบริหารความเสี่ยงในการช่วยค้นหา และแยกประเภทของปัจจัยความเสี่ยงที่กระทบต่อการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้าง ทั้งในหน่วยงานเจ้าของโครงการ หน่วยงานรับเหมาก่อสร้าง และหน่วยงานที่ปรึกษาการบริหารงานก่อสร้าง การดำเนินการวิจัย เริ่มจากการรวบรวมข้อมูลอุปสรรค และปัจจัยเสี่ยงที่กระทบต่อการบริหารการเงิน จากการค้นคว้าเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง วิเคราะห์ปัจจัยที่กระทบต่อการบริหารด้านการเงินในงานก่อสร้าง เพื่อใช้เป็นแนวทางในการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญซึ่งมีประสบการณ์สูงด้านการบริหารงานก่อสร้าง หลังจากนั้น คำนวณค่าความเสี่ยง และโอกาสความน่าจะเป็นที่เกิดผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงิน โดยอ้างอิงจากข้อมูลเบื้องต้นที่ได้ทำการสัมภาษณ์ และทำการวิเคราะห์เพิ่มเติมโดยการสร้างแผนภาพฟอลท์ทรี เพื่อหาสาเหตุและความสัมพันธ์ของสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ความเสี่ยงได้อย่างละเอียดและชัดเจนมากขึ้น เหตุการณ์อุปสรรคที่สำคัญนั้น ได้แก่ การอนุมัติแบบล่าช้า, การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงาน, บุคลากรภายในโครงการไม่สามารถรับรู้ข้อมูลทางการเงิน งบประมาณ ต้นทุน หรือกำไร เนื่องจากเหตุผลด้านนโยบายของบริษัทในการรักษาข้อมูลการเงิน, มีความบกพร่องในการสื่อสารภายในองค์กร และหน่วยงานโครงการก่อสร้างไม่สามารถทราบค่าใช้จ่ายที่เป็นปัจจุบันหรือทำการติดตามงบประมาณของโครงการอย่างสม่ำเสมอได้ ผลการวิจัยที่ได้สามารถนำมาประยุกต์เพื่อวิเคราะห์หาแนวทางในการลดอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้างต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: การบริหารงานก่อสร้าง, โครงการก่อสร้าง, การบริหารด้านการเงิน, ปัจจัยเสี่ยงในโครงการก่อสร้าง, การจัดการความเสี่ยง

Abstract

This research aimed to study the causes of financial management obstacles in construction projects. Risk management tools were applied to find and classify the types of issues; including risk factors affecting financial management in construction projects of the owners' agencies, construction contracting agencies, and construction consulting agencies. The methodology started by collecting the data of obstacles and risk factors affecting financial management based on the review of related literatures. Then, the factors affecting financial management in construction projects were analyzed to provide a guideline to interview experts with experience in construction management in several public and private agencies. After that, value at risk (VaR) was calculated, along with the designed table of the effects of risks and a chance of probability for the effects on financial management, based on the primary data of the interview. Further analysis was conducted by creating a fault tree diagram to find the causes and relationship of those causes leading to the situation of risks more comprehensively and clearly. The findings from the research is delayed approvals, lack of knowledgeable personnel in auditing work, project personnel unable to recognize financial information such as budgets, costs or profits due to the company's policy, disorders in internal communication within the organization and the construction project is unable to know the current expenses and to follow up the project budget. The knowledge obtained from the data analysis may be applied as a guideline on management and solution to reduce financial management obstacles in construction projects in the future.

Keywords: Construction Management, Construction Project, Financial Management, Risk Factors in Construction Projects, Risk Management

1. คำนำ

ในปัจจุบัน โครงการก่อสร้างมีจำนวนเพิ่มขึ้นมาก ธุรกิจการก่อสร้างและอสังหาริมทรัพย์ค่อนข้างมีผลกระทบต่อเศรษฐกิจของประเทศ แต่ละโครงการล้วนมีมูลค่าและมีความสำคัญสูงต่อเจ้าของโครงการทั้งสิ้น ในช่วงปี 2561 – 2562 กลุ่มการก่อสร้างภาครัฐมีการก่อสร้างที่เพิ่มขึ้น จาก

โครงการขนาดใหญ่ เช่น รถไฟความเร็วสูง กรุงเทพ-นครราชสีมา, รถไฟความเร็วสูงเชื่อม 3 ท่าอากาศยาน รวมไปถึงการพัฒนาโครงการพื้นฐานในพื้นที่ EEC, การซ่อมแซมสิ่งปลูกสร้างและถนน ส่งผลให้แนวโน้มการก่อสร้างภาครัฐสูงขึ้น การเติบโตของโตของโครงการก่อสร้างภาครัฐนั้นย่อมส่งผลกระทบต่อการเติบโตของการก่อสร้างภาคเอกชน [1]

การศึกษาวิจัยนี้จัดทำขึ้นเพื่อค้นหาสาเหตุของปัญหาด้านการเงิน ที่โครงการก่อสร้างจะต้องประสบ ธุรกิจก่อสร้างมักประสบปัญหาที่เกิดจากการบริหารจัดการงานก่อสร้างที่ไร้ประสิทธิภาพ ไม่สามารถกำหนดสัดส่วนต้นทุนของแต่ละส่วนงานก่อสร้างได้อย่างชัดเจน ดังนั้นการบริหารจัดการด้านต้นทุน หรือ Cost Management จึงเป็นปัจจัยสำคัญในการดำเนินธุรกิจก่อสร้าง งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อทำการคัดเลือกและแยกประเภทของปัญหา เพื่อการวิเคราะห์หาแนวทางการแก้ไขที่เหมาะสมต่อไป หาแนวทางการบริหารการเงินที่ดี มีการประยุกต์ใช้เครื่องมือการบริหารความเสี่ยงเข้ามาช่วย (Risk Management) อีกทั้งยังใช้วิธี Fault Tree Analysis เพื่อช่วยในการวิเคราะห์สาเหตุและความสัมพันธ์ของสาเหตุที่ทำให้เกิดปัญหาด้านการบริหารการเงินภายในโครงการก่อสร้าง เพื่อให้โครงการก่อสร้างมีกำไรที่มากขึ้น ลดค่าใช้จ่ายที่เกิดจากความบกพร่องทางการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้าง

2. ทบทวนวรรณกรรม

2.1 คำจำกัดความของการบริหารงานก่อสร้าง

การบริหารงานก่อสร้าง เป็นบริการระดับมืออาชีพที่ให้เจ้าของโครงการมีการจัดการที่มีประสิทธิภาพของ ตารางการทำงาน ต้นทุน งบประมาณ คุณภาพ ความปลอดภัย และความพร้อมใช้งาน การบริหารงานก่อสร้างมีความสอดคล้องกันกับขั้นตอนการส่งมอบโครงการ ความรับผิดชอบเป็นของผู้จัดการการก่อสร้าง (Construction Manager's (CMs)) ในการสร้างความสำเร็จของโครงการไปสู่ลูกค้า แกนหลักของโครงการประกอบด้วย 3 ส่วน ได้แก่

• เจ้าของโครงการ เป็นผู้ที่มอบหมายโครงการ และเป็นผู้ลงทุนในโครงการนั้น

• สถาปนิก หรือวิศวกร เป็นผู้ออกแบบโครงการ

• ผู้รับเหมา คือผู้ดูแลกิจกรรม การปฏิบัติงานประจำวัน และบริหารจัดการผู้รับเหมาช่วง (Subcontractors)

การบริหารงานก่อสร้างเป็นการให้ความสำคัญ และให้การดูแลโครงการโดยตรงแทนเจ้าของโครงการ เป็นการทำงานร่วมกันทุกฝ่ายเพื่อให้ส่งมอบโครงการได้ทันตามกำหนดเวลา ภายใต้งบประมาณที่กำหนด และเป็นมาตรฐานคุณภาพ ความพร้อมใช้งาน ตามที่เจ้าของโครงการกำหนด

2.2 การบริหารการเงิน และการบริหารการเงินในงานก่อสร้าง

การบริหารการเงินคือการใช้ทรัพยากรการเงินของบริษัท ซึ่งรวมถึงการใช้เงินสดและสินทรัพย์อื่น ๆ เช่น วัสดุอุปกรณ์ ทุก ๆ การตัดสินใจ ในทุก ๆ วัน จะมีผลกระทบต่ออนาคตทางการเงินของบริษัท เช่น การตัดสินใจเสนอราคาในโครงการขนาดใหญ่ จะส่งผลกระทบต่อการเงินของบริษัท เมื่อมีการตัดสินใจว่าจะทำการประมูลโครงการ ผู้จัดการอาจต้องตอบคำถามต่อไปนี้ ได้แก่ บริษัท มีแหล่งเงินสดเพียงพอสำหรับโครงการนี้หรือไม่ บริษัทต้องการเงินทุนจากภายนอกหรือไม่ บริษัทยอมรับเงื่อนไขและถูกผูกมัดเนื่องจากสัญญาของโครงการนี้หรือไม่ บริษัทควรทำการจ้างพนักงาน หรือผู้รับเหมาช่วง เพื่อให้สามารถดำเนินงานในโครงการได้มากขึ้น พิจารณาว่าบริษัทควรเช่าซื้อหรือซื้ออุปกรณ์เพิ่มเติมที่จำเป็นหรือไม่ หากบริษัทต้องซื้ออุปกรณ์จะต้องหาเงินทุนอย่างไร พิจารณาผลกระทบของการดำเนินโครงการในเรื่องการเพิ่มต้นทุนหลักของสำนักงานหรือ Cost of Office คำตอบสำหรับคำถามเหล่านี้จะส่งผลกระทบต่อการเงินของบริษัทคำตอบของข้อใดข้อหนึ่ง

บริษัทรับเหมาก่อสร้างนั้นแตกต่างจาก บริษัท อื่น ๆ เนื่องจากบริษัทรับเหมาก่อสร้างต้องเผชิญกับความท้าทายที่เป็นเฉพาะทาง แม้ว่าอุตสาหกรรมการก่อสร้างกำลังผลิต ผลิตภัณฑ์เช่นเดียวกับโรงงานผลิตการก่อสร้าง การสร้างอาคารถนนและโครงสร้างอื่น ๆ นั้นแตกต่างจากการผลิตผลิตภัณฑ์อื่น ๆ เนื่องจากลักษณะเฉพาะเหล่านี้ หลักการการบริหารการเงินที่ใช้กับบริษัททั่ว ๆ ไป มักจะต้องมีการปรับเปลี่ยนก่อนที่จะนำไปใช้กับอุตสาหกรรมการก่อสร้างมิฉะนั้นอาจจะไร้ประโยชน์

2.3 ลักษณะทั่วไปของโครงการ

2.3.1 คำจำกัดความของคำว่าโครงการ

เป้าหมายสำคัญของโครงการคือตอบสนองความพึงพอใจและความต้องการของลูกค้า โดยโครงการจะมีลักษณะเฉพาะได้แก่

1) มีวัตถุประสงค์ชัดเจน
2) มีช่วงระยะเวลาโครงการ มีวันเริ่มต้นและสิ้นสุดโครงการ
3) โดยปกติแล้วจะมีส่วนร่วมกันหลายหน่วยงาน
4) มีลักษณะเฉพาะ ไม่เคยมีการทำมาก่อน
5) มีข้อจำกัดด้านเวลา งบประมาณ และประสิทธิผลที่ต้องการ

2.3.2 วงจรชีวิตของโครงการ

วงจรชีวิตของโครงการนั้นสามารถแบ่งได้ 4 ขั้น ได้แก่ การกำหนดโครงการ การวางแผนโครงการ การติดตามประเมินผลโครงการ และการส่งมอบโครงการ เมื่อจุดเริ่มต้นโครงการจะมีขั้นตอนการดำเนินงานที่น้อย และเริ่มสูงสุดในช่วงกลางโครงการ และน้อยอีกครั้งในช่วงส่งมอบโครงการแก่ลูกค้า

1) ขั้นตอนการกำหนดโครงการ ได้แก่ การกำหนดวัตถุประสงค์ของโครงการ การจัดตั้งทีมงานสำหรับโครงการ มอบหมายความรับผิดชอบ

2) ขั้นตอนการวางแผนโครงการ จะมีขั้นตอนการทำงานที่ยากขึ้น เป็นการวางแผนขั้นตอนการทำงานของโครงการ มีการกำหนดกรอบระยะเวลาของงานในโครงการ กำหนดผู้ได้รับผลประโยชน์ กำหนดระดับคุณภาพงบประมาณที่จำเป็นต้องใช้ในการดำเนินโครงการ

3) ขั้นตอนการติดตามประเมินโครงการในขั้นตอนนี้มีการติดตามประเมินผลด้านเวลา และต้นทุนว่าเป็นไปตามแผนงานหรือไม่ จำเป็นต้องมีการแก้ไข หรือเปลี่ยนแปลงแผนการทำงานด้านไหนบ้าง

4) ขั้นตอนการปิดโครงการ หรือส่งมอบโครงการ เป็นการส่งมอบผลิตภัณฑ์ของโครงการแก่ลูกค้า มีการตรวจสอบโครงการหลังจากเสร็จสิ้นของโครงการ อาจมีการฝึกอบรมลูกค้าหรือการถ่ายโอนเอกสาร รวมถึงวัสดุอุปกรณ์ไปที่โครงการอื่น ๆ อีกทั้งยังมีการประเมินประสิทธิภาพการทำงานอีกด้วย

2.4 ขอบเขตและหน้าที่ ความรับผิดชอบผู้บริหารโครงการ

ผู้จัดการโครงการนั้น มีบทบาทหน้าที่ไม่แตกต่างจากผู้จัดการทั่วไป โดยมีหน้าที่คือ วางแผนงาน จัดตารางการทำงาน สร้างแรงจูงใจกับบุคคลากรในโครงการ และควบคุมโครงการ อย่างไรก็ตาม ความแตกต่างระหว่างผู้จัดการโครงการกับผู้จัดการทั่วไปคือ เป็นงานบริหารโครงการชั่วคราว ลักษณะไม่เหมือนกิจกรรมที่เคยทำมาก่อน ละมีการทำงานที่ซับซ้อน ผู้จัดการโครงการคือผู้ที่ทำการประสานงาน และสร้างทีมการทำงาน จัดแผนผังโครงการ ตัดสินใจว่าควรทำอย่างไร และควรทำอะไรและต้องเผชิญกับความท้าทายตลอดวงจรชีวิตของโครงการจนโครงการสิ้นเสร็จ ผู้จัดการโครงการมีหน้าที่การทำงานที่หลากหลาย เพื่อการเติมเต็มให้โครงการมีความสมบูรณ์มากที่สุด พวกเขามีหน้าที่ในการสร้างช่องทางติดต่อสื่อสารกับลูกค้า และจัดการกับความตึงเครียดที่เกิดจากความคาดหวังของลูกค้าโดยต้องพิจารณาถึงสิ่งที่เป็นไปได้ และมีความสมเหตุสมผล ผู้จัดการโครงการจะต้องให้ทิศทางการประสานงาน การทำงานร่วมกัน และการบูรณาการของทีมงานภายในโครงการ และมีการทำงานร่วมกับหน่วยงานภายนอก ไม่ว่าจะเป็น ผู้รับเหมา ผู้รับจ้าง หรือผู้รับจ้างช่วง ผู้บริหารโครงการมีหน้าที่รับผิดชอบในประสิทธิภาพของโครงการ จะต้องสร้างความมั่นใจได้ว่ามีความเหมาะสมระหว่าง ต้นทุน ระยะเวลาโครงการ และประสิทธิภาพของโครงการว่าตรงตามความต้องการของลูกค้าหรือไม่ ผู้จัดการโครงการโดยทั่วไปจะต้องมีความรู้ทางเทคนิคเบื้องต้นเพื่อเป็นตัวช่วยในการตัดสินใจดำเนินงาน ต้องเตรียมการให้โครงการมีความสมบูรณ์ จะต้องมีการบริหารบุคลากรในโครงการให้ถูกต้อง ถูกหน้าที่ ถูกเวลา เพื่อสร้างการตัดสินใจที่ถูกต้อง [3]

2.5 ความเสี่ยงและการบริหารจัดการความเสี่ยง

ความเสี่ยงคือเหตุการณ์ที่ไม่แน่นอน หากเกิดขึ้น อาจส่งผลกระทบทั้งทางบวก และทางลบต่อวัตถุประสงค์ของโครงการได้ ความเสี่ยงมีสาเหตุ และหากเกิดขึ้นนั้นจะส่งผลกระทบ เช่น สาเหตุคือไวรัสไข้หวัดใหญ่ ส่งผลกระทบต่อเหตุการณ์คือสมาชิกในทีมเกิดการเป็นไข้หวัดใหญ่ขึ้น หากเหตุการณ์เหล่านี้เกิดขึ้น จะส่งลกระทบต่อต้นทุน ระยะเวลาการดำเนินงาน และส่งผลกระทบต่อคุณภาพของโครงการได้ [4]

การบริหารความเสี่ยง คือการรับรู้ปัญหาที่อาจเป็นปัจจัยความเสี่ยง และบริหารจัดการปัญหานั้นที่อาจเกิดขึ้นอย่างไม่คาดคิดในช่วงระยะเวลาการดำเนินโครงการ การบริหารความเสี่ยงนั้นเป็นการระบุเหตุการณ์ความเสี่ยงที่มีโอกาสจะเกิดขึ้นในโครงการให้ได้มากที่สุด รวมถึงการวิเคราะห์หาแนวทางการป้องกันเหตุการณ์เสี่ยงนั้นก่อนจะเริ่มโครงการ มีการจัดการและตอบสนองต่อเหตุการณ์เหล่านั้นอย่างเหมาะสม มีการสร้างแผนรองรับกรณีเกิดเหตุการณ์ที่ไม่คาดคิด และมีกาจัดหาเงินทุนเพื่อครอบคลุมในการรองรับความเสี่ยงนั้นเมื่อเกิดขึ้นในโครงการ

2.6 แผนภาพ Fault Tree Analysis (FTA)

การวิเคราะห์แผนภาพฟอลท์ทรีเป็นการวิเคราะห์ความผิดพลาด สำหรับพิจารณาสาเหตุต่าง ๆ ที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ของระบบ โดยใช้วิธีการสร้างแบบจำลองทางด้านกราฟฟิก ซึ่งช่วยอธิบายความสัมพันธ์เชิงตรรกะของเหตุการณ์พื้นฐานที่จะนำไปสู่การเกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ที่อยู่บนสุดของแผนภาพฟอลท์ทรี [5]

การเลือกเหตุการณ์บนสุดมีความสำคัญต่อผลสำเร็จของการวิเคราะห์ โดยถ้าเหตุการณ์นั้นเป็นเหตุการณ์ที่ทั่วไปมากเกินไป ผลการวิเคราะห์จะไม่สามารถควบคุมหรือจัดการได้ เป็นเหตุการณ์ที่จำเพาะเจาะจงมากเกินไป ผลการวิเคราะห์จะทำให้ไม่เห็นภาพที่ชัดเจนของระบบ

การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพเป็นการวิเคราะห์หาชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ของระบบ การวิเคราะห์เชิงคุณภาพนั้นสามารถวิเคราะห์ได้หลังจากการสร้างแผนภาพฟอลท์ทรี เป็นขั้นตอนการรวบรวมความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในระบบ

สำหรับ Cut Set คือชุดหรือกลุ่มของเหตุการณ์พื้นฐานซึ่งเป็นสาเหตุของการเกิดเหตุการณ์บนสุด โดยเหตุการณ์ที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์จะน้อยที่สุดก็ต่อเมื่อไม่สามารถลดลงหรือยังคงเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์บนสุด ซึ่ง Minimal Cut Set มีประโยชน์ในการพิจารณาเพื่อหาจุดอ่อนหรือข้อบกพร่องต่าง ๆ ในระบบ โดยการหาชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดในระบบ สามารถทำการหาได้โดยสมการด้านล่าง

$$TE = M1 + M2 + M3 + \ldots + Mk \quad (1)$$

$$Mi = X1 \bullet X2 \bullet X3 \bullet \ldots + Xn \quad (2)$$

โดยที่ TE คือ เหตุการณ์ส่วนหัว หรือเหตุการณ์ที่ไม่พึงประสงค์ ในที่นี้คือ อุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง

Mi , i = 1 ถึง k คือ ชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์

Xi , i = 1 ถึง n คือ เหตุการณ์พื้นฐาน

\+ แทนประตูตรรกศาสตร์ “หรือ”

• แทนประตูตรรกศาสตร์ “และ”

การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณเป็นการประเมินแผนภาพฟอลท์ทรีโดยการใช้ความน่าจะเป็นการเกิดสาเหตุของปัญหาต่าง ๆ มาพิจารณาเพื่อวิเคราะห์ข้อมูลในเชิงปริมาณและทำให้การวิเคราะห์มีความชัดเจนมากยิ่งขึ้น สำหรับการวิเคราะห์แบบฟอลท์ทรีเชิงปริมาณ เป็นการคำนวณหาความน่าจะเป็นทั้งในส่วนของระบบ และในส่วนของชุดเหตุการณ์ความผิดพลาดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ โดยมีหลักการคำนวณ ดังนี้

ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ของเหตุการณ์เป็น “หรือ” (OR)

$$P_0 = 1 - \prod_{i=1}^{n}(1 - q_i) \quad (3)$$

ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ของเหตุการณ์เป็น "และ" (AND)

$$P_A = \prod_{i=1}^{n} q_i \quad (4)$$

โดยที่ q_i คือ ค่าความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ที่เป็นสาเหตุของแต่ละเหตุการณ์ และเป็นเหตุการณ์ที่อิสระต่อกัน

n คือ จำนวนของกิ่งของแผนภาพฟอลท์ทรีที่ขนานกัน [6][7]

3. การดำเนินงานวิจัย

3.1 หาข้อมูลเบื้องต้น

ทบทวนเอกสาร และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง เพื่อค้นคว้าทฤษฎีด้านการบริหารงานก่อสร้าง ที่จำเป็นสำหรับงานวิจัย โดยรวมรวบจากวิทยานิพนธ์ หนังสือเรียน เอกสารต่าง ๆ ทั้งในประเทศและต่างประเทศ และบทความวิชาการ

3.2 ทำการระบุปัจจัยที่มีผลกระทบ

ระบุปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้างด้านการเงิน (Financial Construction Management) โดยการใช้เทคนิคการจัดการความเสี่ยง (Risk Management) จากบทความและการสัมภาษณ์เบื้องต้น เพื่อเป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์ปัญหาที่เกิดขึ้นในการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้าง

3.3 วิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของสาเหตุ

นำปัจจัยความเสี่ยงที่อาจเป็นอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง มาวิเคราะห์หาสาเหตุและความสัมพันธ์ของสาเหตุ และนำไปสร้างแผนภาพฟอลท์ทรี โดยการใช้ Fault Tree Analysis (FTA) เชิงคุณภาพในการวิเคราะห์

3.4 สร้างแบบสำรวจจากแผนภาพฟอลท์ทรี

นำแผนภาพที่ได้จากการวิเคราะห์นั้นสร้างเป็นแบบสำรวจ และทำการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญด้านการบริหารงานก่อสร้างตามโครงการก่อสร้างต่าง ๆ เพิ่มเติม เพื่อเป็นแนวทางในการตรวจสอบและสร้างความถูกต้องแม่นยำมากขึ้น

3.5 วิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณ

นำผลการสำรวจและการสัมภาษณ์ มาทำการวิเคราะห์หาค่าความน่าเป็น โดยใช้หลักตรรกศาสตร์หรือ Fault Tree Analysis เชิงปริมาณเป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์ อีกทั้งการนำเอาข้อมูลจากการประเมิน มาเพื่อคำนวณค่าความเสี่ยง หรือ Risk Value และทำการวิเคราะห์ Failure Mode and Effects Analysis (FMEA)

3.6 สรุปผลและวิเคราะห์ผล

สรุปผลและแนวทางการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้น เปรียบเทียบผลที่ได้ระหว่างการวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพ การวิเคราะห์ฟอล์ททรีเชิงปริมาณ และการวิเคราะห์ค่าความเสี่ยง เพื่อใช้ประโยชน์สำหรับการบริหารงานก่อสร้างในอนาคตต่อไป

4. ผลการดำเนินงาน

4.1 การระบุความเสี่ยง

การระบุปัจจัยเสี่ยงเบื้องต้นนั้น มาจากการศึกษาค้นคว้า จากบทความหนังสือ งานวิจัยต่าง ๆ ในอดีต การสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญในการบริหารงานก่อสร้าง โดยรายละเอียดของปัจจัยเสี่ยง โดยขั้นตอนการบริหารความเสี่ยงนั้นประกอบด้วย 4 ขั้นตอน คือ

1) การบ่งชี้ความเสี่ยง (Risk Identification)

ระบุถึงความเสี่ยงที่มีโอกาสจะเกิดขึ้นกับการบริหารงานก่อสร้าง มีการกำหนดเป็น Risk Factor แสดงปัจจัยความเสี่ยงต่าง ๆ รวมไปถึง Risk Event ที่สามารถบอกถึงเหตุการณ์ความเสี่ยงได้ การบ่งชี้ความเสี่ยงนั้นจะทำทั้งความเสี่ยงภายใน และความเสี่ยงภายนอกโครงการ ความเสี่ยงภายในโครงการนั้น เป็นความเสี่ยงบุคคลากร ภายในโครงการสามารถควบคุมจัดการ หรือป้องกันไม่ให้เกิดขึ้นได้ ความเสี่ยงภายนอกโครงการนั้นเป็นความเสี่ยงที่อยู่นอกเหนือการควบคุมของบุคคลากรภายในโครงการก่อสร้างเพื่อนำไปวิเคราะห์หาผลกระทบและแนวทางการป้องกันต่อไป

2) การประเมินความเสี่ยง (Risk Assessment)

เป็นส่วนหนึ่งของการวิเคราะห์ความเสี่ยง ว่ามีระดับความรุนแรงมากแค่ไหน ในเหตุการณ์ที่มีระดับความเสี่ยงสูง จำเป็นต้องได้รับการแก้ไขเป็นอันดับแรก เนื่องจากเหตุการณ์ที่มีระดับความเสี่ยงที่สูงอาจนำมาสู่ความเสียหายในวงกว้างสู่โครงการก่อสร้างได้ การประเมินระดับความเสียหายของความเสี่ยงนั้นจะประเมิน Numerical Scale ตามตารางด้านล่าง โดยพิจารณาผลกระทบต่อการบริหารการเงินเป็นหลัก

จากตารางที่ 1, 2 และ 3 ด้านล่าง นำไปเป็นระดับการประเมินของเหตุการณ์ความเสี่ยงในแบบสอบถาม ที่ใช้ในการสอบถามและสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญด้านการบริหารโครงการก่อสร้างต่อไป ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งในการประเมินระดับความเสี่ยงของเหตุการณ์

ตารางที่ 1 แสดงการประเมินระดับผลกระทบทางการเงินของปัจจัยความเสี่ยงในโครงการก่อสร้าง

ระดับการประเมิน	ผลกระทบด้านต้นทุนในงานก่อสร้าง
1 (ต่ำมาก)	ไม่ได้มีผลกระทบให้ต้นทุนเพิ่มขึ้น
2 (ต่ำ)	ต้นทุนเพิ่มขึ้นในอัตราน้อยกว่าร้อยละ 10
3 (ปานกลาง)	ต้นทุนเพิ่มขึ้นในอัตราร้อยละ 10-20
4 (สูง)	ต้นทุนเพิ่มขึ้นในอัตราร้อยละ 20-40
5 (สูงมาก)	ต้นทุนเพิ่มขึ้นในอัตรามากกว่าร้อยละ 40

ตารางที่ 2 แสดงการประเมินระดับความน่าจะเป็นที่เกิดเหตุการณ์นั้นขึ้น

ระดับการประเมิน	ระดับความน่าจะเป็นที่จะเกิดเหตุการณ์ขึ้น
1 (ต่ำมาก)	มีระดับความน่าจะเป็นร้อยละ 0 - 20
2 (ต่ำ)	มีระดับความน่าจะเป็นร้อยละ 21-40

3 (ปานกลาง)	มีระดับความน่าจะเป็นร้อยละ 41-60
4 (สูง)	มีระดับความน่าจะเป็นร้อยละ 61-80
5 (สูงมาก)	มีระดับความน่าจะเป็นร้อยละ 81-100

ตารางที่ 3 แสดงการประเมินความสามารถในการรับมือเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้น

ระดับการประเมิน	ระดับความสามารถในการรับมือต่อเหตุการณ์ความเสี่ยง
1 (ต่ำมาก)	สามารถรับมือและจัดการเหตุการณ์นั้นได้ภายใน 6 ชั่วโมง
2 (ต่ำ)	สามารถรับมือและจัดการเหตุการณ์นั้นได้ภายใน 1 วัน
3 (ปานกลาง)	สามารถรับมือและจัดการเหตุการณ์นั้นได้ภายใน 1 สัปดาห์
4 (สูง)	ใช้ระยะเวลาในการรับมือและจัดการเหตุการณ์นั้นเป็นเวลา 30 วันขึ้นไป
5 (สูงมาก)	ไม่สามารถรับมือกับเหตุการณ์นั้นได้

3) การตอบสนองความเสี่ยง (Risk Response Development)

การหาแนวทางที่จะลดความรุนแรงจากผลกระทบของเหตุการณ์หรือปัจจัยความเสี่ยงนั้น รวมไปถึงการพัฒนาแผนฉุกเฉินที่จะรับมือการเหตุการณ์ในด้านลบที่มีโอกาสจะก่อความเสียหายให้แก่โครงการด้วย

4) การควบคุมความเสี่ยง (Risk Response Control)

คือการพัฒนากลยุทธ์รับมือกับความเสี่ยง มีการติดตามและปรับแผนรับกับเหตุการณ์ความเสี่ยงอย่างสม่ำเสมอ อาจรวมไปถึงการเปลี่ยนรูปแบบการบริหารจัดการด้วย

ในขั้นตอนการระบุปัจจัยความเสี่ยงขั้นต้นนั้น ผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลตามหมวดหมู่คือ ปัจจัยความเสี่ยงด้านการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้าง (Risk Factor Category) และทำการแบ่งย่อยลงไปเป็น Risk Factor ต่าง ๆ โดยการทำการรวบรวมจากงานวิจัย หนังสือ บทความวิชาการต่าง ๆ ในอดีต และทำการสำรวจเบื้องต้นจากผู้มีส่วนเกี่ยวข้องในการบริหารงานก่อสร้าง ทั้งในหน่วยงานเจ้าของโครงการ หน่วยงานรับเหมาก่อสร้าง และหน่วยงานที่ปรึกษาการบริหารงานก่อสร้าง โดยทำการสอบถามจาก หน่วยงาน ต่าง ๆ จำนวน หน่วยงานละ 3 คน รวมทั้งหมด 9 คน ทำให้ทราบถึงอุปสรรค สาเหตุและลักษณะของปัญหาที่มีผลต่อของการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง ลำดับถัดมาผู้วิจัยได้ทำค้นคว้า สรุป และแยกประเด็น ประเภทของปัญหา และสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์นั้น ๆ ใน เพื่อทำการสร้างแผนภาพฟอลท์ทรีขั้นตอนต่อไป

4.2 การแยกประเด็นปัญหาและอุปสรรค

ผู้วิจัยได้ทำการนำเอาผลจากการศึกษาซึ่งคือประเด็นปัญหาต่าง ๆ ที่เป็นอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง มาทำการรวบรวม ค้นคว้าเพิ่มเติม แยกประเภท และหาสาเหตุของปัญหา สามารถแบ่งประเภทของปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงิน เป็นประเภทใหญ่ๆ ทั้งหมด 4 ประเภทได้แก่

1) อุปสรรคที่เกิดจากความล่าช้าของโครงการ ส่งผลกระทบทำให้โครงการนั้นมีต้นทุนที่สูงขึ้น ทั้งต้นทุนทางด้านแรงงาน รวมไปถึงวัสดุอุปกรณ์ ค่าใช้จ่ายพนักงาน ค่าเช่า หรืออุปกรณ์สำนักงาน ค่าน้ำ ค่าไฟภายในโครงการด้วย

2) อุปสรรคที่เกิดจากการควบคุมคุณภาพที่ไม่เป็นไปตามความต้องการทำให้เกิดการแก้ไขงาน หรือการทำงานซ้ำ ส่งผลกระทบทางด้านต้นทุนในการทำงาน

3) อุปสรรคเนื่องจากการบริหารงานภายในหน่วยงาน ทั้งการบริหารเวลา การบริหารทรัพยากร การบริหารฝีมือ แรงงาน เครื่องมือ เครื่องจักร วัสดุ อุปกรณ์ รวมไปถึงการสื่อสารภายในองค์กร การควบคุมหรือติดตามงบประมาณภายในโครงการ สิ่งเหล่านี้ล้วนส่งผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงินภายในโครงการก่อสร้างทั้งสิ้น

4) อุปสรรคเนื่องจากปัจจัยภายนอก เป็นสิ่งที่ควบคุมได้ยาก แต่ส่งผลกระทบโดยตรงต่อการบริหารจัดการหรือแผนการทำงาน และการบริหารงบประมาณภายในโครงการ

4.3 การสร้างแผนภาพฟอลท์ทรี

เหตุการณ์หรือสาเหตุในแผนภาพฟอลท์ทรีนั้น ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ อาจไม่ละเอียดหรือครอบคลุมทั้งหมด แต่ละครอบคลุมเพียงเหตุการณ์ที่น่าเชื่อถือหรือเป็นไปได้ที่สุดที่ได้จากการประเมิน ซึ่งจากการเก็บรวบรวมข้อมูลเบื้องต้น ผู้วิจัยได้ทำการสอบถามและสัมภาษณ์ผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการก่อสร้างทั้งในหน่วยงานเจ้าของโครงการ หน่วยงานรับเหมาก่อสร้าง และหน่วยงานที่ปรึกษาการบริหารงานก่อสร้าง เพื่อให้ได้ประเด็นปัญหาที่ครอบคลุมจากทุกฝ่ายมากที่สุด

หลังจากสร้างแผนภาพฟอลท์ทรีเสร็จเรียบร้อยแล้ว ควรกำหนดรหัสตำแหน่งของเหตุการณ์แต่ละเหตุการณ์ในแผนภาพ เพื่อให้เกิดความสะดวกในการวิเคราะห์แผนภาพฟอลท์ทรี ทั้งเชิงคุณภาพและเชิงปริมาณ โดยในการกำหนดรหัสหรือสัญลักษณ์ของเหตุการณ์มีหลักการและขั้นตอน ดังนี้

วิธีการกำหนดสัญลักษณ์ของแต่ละเหตุการณ์ หลังจากการสร้างแผนภาพฟอลท์ทรีเสร็จเรียบร้อย สามารถใช้วิธีรวมตัวอักษรตั้งแต่ A-Z เพื่อจำแนกเหตุการณ์แต่ละเหตุการณ์ สาเหตุแต่ละสาเหตุ เรียกตัวอักษรเหล่านี้ว่า รหัสตำแหน่ง หรือ Location Code

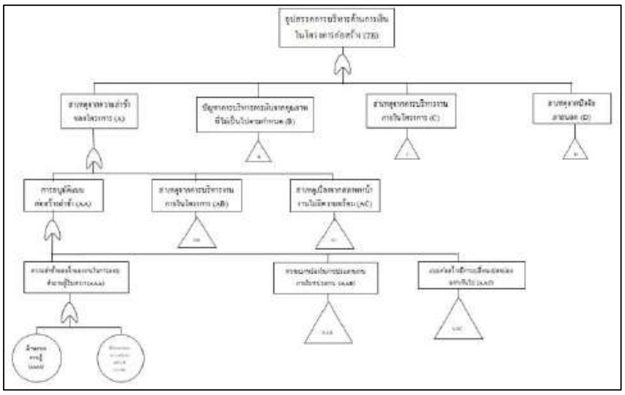
1) การกำหนดสาเหตุระดับที่ 1 เป็นตัวอักษร เช่น A, B ,C, ...Z เป็นต้น

2) การกำหนดสาเหตุในระดับที่ 2 อยู่ภายใต้อักษรสาเหตุลำดับที่ 1 เป็นตัวอักษร เช่น AA, AB, AC, ...AZ เป็นต้น

3) การกำหนดสาเหตุในระดับที่ 3 อยู่ภายใต้อักษาสาเหตุลำดับที่ 2 เป็นตัวอักษร เช่น AAA, AAB, AAC, ...AAZ เป็นต้น

4) การกำหนดสาเหตุในระดับที่ 4 อยู่ภายใต้สาเหตุในระดับที่ 3 กำหนดให้เป็นตัวอักษร เช่น AAAA, AAAB, AAAC, ..., AAAZ

5) การกำหนดสาเหตุในระดับที่ 5 อยู่ภายใต้สาเหตุในระดับที่ 4 กำหนดให้เป็นตัวเลข โดยเริ่มจาก 0 เช่น AAAA0, AAAA1, AAAA2, ..., AAAA9



รูปที่ 1 รูปแบบการเขียนฟอลท์ทรี

จากรูปที่ 1 ตัวอย่างการเขียนฟอลท์ทรี เหตุการณ์ที่ตั้งไว้เป็นส่วนบนสุด หรือ Top Event คือ อุปสรรคที่กระทบต่อการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง ถูกเชื่อมต่อด้วยสมการตรรกศาสตร์ที่มีความสัมพันธ์แบบ "หรือ" ซึ่งสามารถแบ่งประเภทของสาเหตุของปัญหาการบริหารด้านการเงินได้เป็น 4 ประเภทใหญ่ ๆ ได้แก่ สาเหตุจากความล่าช้าของโครงการ (A), สาเหตุจากการควบคุมคุณภาพไม่เป็นไปตามกำหนด (B), สาเหตุจากการบริหารงานภายในโครงการ (C) และสุดท้ายสาเหตุจากปัจจัยภายนอก แทนด้วย (D)

จากรูปที่ 1 สาเหตุจากความล่าช้าของโครงการ (A) จะประกอบด้วยเหตุการณ์ย่อย ๆ ที่ถูกเชื่อมกันด้วยความสัมพันธ์เชิงตรรกศาสตร์แบบ "หรือ" จำนวน 3 เหตุการณ์ ที่นำไปสู่ความล่าช้าของโครงการได้ ได้แก่ การอนุมัติแบบล่าช้า (AA), ความบกพร่องของการบริหารภายในโครงการ (AB) และสาเหตุเนื่องจากสภาพหน้างานไม่มีความพร้อม (AC) ซึ่งจากเหตุการณ์ 3 เหตุการณ์นั้น ในแต่ละเหตุการณ์ก็สามารถแบ่งเป็นเหตุการณ์ย่อย ๆ ได้ต่อไปอีก เพื่อเป็นการหาสาเหตุและความสัมพันธ์ของแต่ละเหตุการณ์ที่แท้จริง เช่นการอนุมัติแบบล่าช้า (AA) จะประกอบด้วยเหตุการณ์ย่อย ๆ ที่เป็นสาเหตุของการอนุมัติแบบล่าช้า อีกจำนวน 3 เหตุการณ์ ที่เชื่อมกันด้วยความสัมพันธ์เชิงตรรกศาสตร์แบบ "หรือ" อันได้แก่ ความล่าช้าของเจ้าของงานในการตอบคำถามผู้รับเหมา (AAA), ความบกพร่องในการประสานงานภายในหน่วยงาน (AAB) และแบบก่อสร้างมีการเปลี่ยนแปลงบ่อยมากเกินไป (AAC) เหตุการณ์เหล่านี้สามารถแบ่งย่อย ๆ เพื่อหาเหตุการณ์ที่เป็นสาเหตุของปัญหาแต่ละข้อได้ต่อไปอีกจนถึงเหตุการณ์ปลายสุด และจากแผนภาพฟอลท์ทรีทั้งระบบที่ได้สร้างขึ้น สามารถนำไปเขียนเป็นสมการได้ โดยการใช้ตรรกศาสตร์เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์ ซึ่งจากความสัมพันธ์เชิงตรรกศาสตร์แบบ "หรือ" จะแทนด้วยการบวก (+) และความสัมพันธ์เชิงตรรกศาสตร์แบบ "และ" จะแทนด้วยการคูณ (•)

4.4 การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพ

การวิเคราะห์หาชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ เป็นการหาชุดเหตุการณ์ที่ประกอบด้วยเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ส่งผลให้ชุดเหตุการณ์นั้นเกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ จำนวนชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดของแผนภาพฟอลท์ทรีจะขึ้นกับจำนวนเหตุการณ์พื้นฐาน ความสัมพันธ์ของเหตุการณ์คั่นกลางและเหตุการณ์พื้นฐาน และระดับชั้นของความสัมพันธ์ในแผนภาพฟอลท์ทรี จำนวนองค์ประกอบในแต่ละชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดจะขึ้นอยู่กับระดับของความสัมพันธ์ระหว่างเหตุการณ์ ลักษณะความสัมพันธ์ของเหตุการณ์ และจำนวนเหตุการณ์พื้นฐาน การวิเคราะห์เชิงคุณภาพมีขั้นตอน คือการแปลงแผนภาพฟอลท์ทรีเป็นสมการตรรกศาสตร์ (Boolean Equation) และลดรูปสมการทางตรรกศาสตร์โดยใช้กฎทางพีชคณิต เช่น The Distributive Law, The Law of Absorption

จากแผนภาพฟอลท์ทรีสามารถนำความสัมพันธ์ของเหตุการณ์ และความสัมพันธ์ของสาเหตุที่นำไปสู่เหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ นำมาเขียนเป็นสมการตรรกศาสตร์ได้ ดังนี้

$$TE = A + B + C + D \tag{4}$$
$$A = AA + AB + AC \tag{5}$$
$$B = BA + BB \tag{6}$$
$$C = CA + CB + CC + CD \tag{7}$$
$$D = DA + DB + DC + DD + DE \tag{8}$$
$$AA = AAA + AAB + AAC \tag{9}$$
$$AB = ABA + ABB + ABC + ABD + ABE \tag{10}$$
$$AC = ACA + ACB + ACC + ACD \tag{11}$$
$$BA = BAA + BAB + BAC + BAD + BAE + BAF \tag{12}$$
$$BB = BBA + BBB \tag{13}$$
$$CA = CAA + CAB + CAC + CAD \tag{14}$$
$$CB = CBA + CBB \tag{15}$$
$$CC = CCA + CCB + CCC + CCD + CCE + CCF \tag{16}$$
$$CBA = CBAA \bullet CBAB \tag{17}$$
$$AAA = AAAA + AAAB \tag{18}$$
$$AAB = AABA \bullet AABB \tag{19}$$
$$AAC = AACA + AACB \tag{20}$$
$$ABA = ABAA \bullet ABAB \bullet ABAC \tag{21}$$
$$ABC = ABCA + ABCB \tag{22}$$
$$ABD = ABDA + ABDB \tag{23}$$
$$ABE = ABEA + ABEB \tag{24}$$
$$ACA = ACAA + ACAB \tag{25}$$
$$ACB = ACBA + ACBB \tag{26}$$
$$ACC = ACCA + ACCB \tag{27}$$
$$AACA = AACA0 \bullet AACA1 \tag{28}$$

เมื่อแปลงแผนภาพฟอลท์ทรีได้ตามสมการข้างต้นแล้ว จะทำการวิเคราะห์โดยการแทนที่ด้วยเหตุการณ์คั่นกลางต่าง ๆ ที่อยู่ในสมการด้วยเหตุการณ์คั่นกลางหรือเหตุการณ์พื้นฐานที่อยู่ในเหตุการณ์คั่นกลางนั้น ในการแทนที่สมการนี้จะเป็นการแทนที่จากสมการด้านบนลงด้านล่าง จนจะได้

เหตุการณ์ส่วนหัวในรูปแบบของเหตุการณ์พื้นฐานทั้งหมด ตัวอย่างการคำนวณบางส่วน ดังนี้
ตัวอย่างการวิเคราะห์ในขั้นตอนที่ 2 และขั้นตอนที่ 3
แทนที่สมการที่ 4 ด้วยสมการที่ 5 สมการที่ 6 สมการที่ 7 และสมการที่ 8 จะได้

$$TE = AA + AB + AC + BA + BB + CA + CB + CC + CD + DA + DB + DC + DD + DE \quad (29)$$

แทนที่สมการที่ 29 ด้วยสมการที่ 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 และ 16 จะได้

$$TE = AAA + AAB + AAC + ABA + ABB + ABC + ABD + ABE + ACA + ACB + ACC + ACD + BAA + BAB + BAC + BAD + BAE + BAF + BBA + BBB + CAA + CAB + CAC + CAD + CBA + CBB + CCA + CCB + CCC + CCD + CCE + CCF + CD + DA + DB + DC + DD + DE \quad (30)$$

ทำการวิเคราะห์ในลักษณะเดิม จนกระทั่งได้เหตุการณ์ส่วนหัวหรือเหตุการณ์ที่ไม่พึงประสงค์ (Top Event) อยู่ในรูปของเหตุการณ์พื้นฐาน ดังสมการข้างล่างนี้

$$TE = M1 + M2 + M3 + \ldots + Mk \quad (31)$$
$$Mi = X1 \bullet X2 \bullet X3 \bullet \ldots + Xn \quad (32)$$

โดยที่ TE คือ เหตุการณ์ส่วนหัว หรือเหตุการณ์ที่ไม่พึงประสงค์ ในที่นี้คือ อุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง

Mi , i = 1 ถึง k คือ ชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์

Xi , i = 1 ถึง n คือ เหตุการณ์พื้นฐาน

\+ แทนประตูตรรกศาสตร์ “หรือ”

• แทนประตูตรรกศาสตร์ “และ”

จากการวิเคราะห์เชิงคุณภาพทำให้เราทราบถึงเหตุการณ์ที่เป็นปัจจัยสำคัญที่เป็นอุปสรรคต่อการบริหารงานก่อสร้าง ซึ่งเหตุการณ์น้อยที่สุดที่สามารถทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ และมีประตู ตรรกศาสตร์ หรือความสัมพันธ์ระหว่างสาเหตุคือความสัมพันธ์แบบ “และ” หมายความว่าต้องมีเหตุการณ์จำนวน 2 เหตุการณ์เกิดขึ้นพร้อมกัน จึงเกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ได้ ตัวอย่างเช่น มีความบกพร่องด้านระบบเอกสาร และมีความบกพร่องด้านการสื่อสาร จะทำให้เกิดปัญหาความบกพร่องในการประสานงานภายในหน่วยงาน สำหรับการประเมินโอกาสของสาเหตุที่ทำให้เกิดปัญหา เป็นการจัดลำดับโอกาสของชุดเหตุการณ์น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ จากการทำแผนภาพฟอลท์ทรี ทำให้เราทราบว่าจำนวนสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์มีทั้งหมด 49 สาเหตุ จากการประเมิน ผู้วิจัยพบว่าสาเหตุที่มีโอกาสที่ทำให้เกิดปัญหามากที่สุด คือ ปัญหาที่เกิดจากความล่าช้าของโครงการ จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 40 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ความล่าช้าของโครงการ รองลงมาคือสาเหตุจากปัญหาด้านการบริหารงานภายในโครงการ จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 15 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาด้านการบริหารงานภายในโครงการ อันดับถัดมาคือปัญหาจากการควบคุมคุณภาพของงานไม่เป็นไปตามกำหนด จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 8 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาด้านควบคุมคุณภาพและส่งผลกระทบต่อการบริหารการเงินของโครงการ และลำดับสุดท้ายคือปัญหาที่เกิดจากปัจจัยภายนอก จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 6 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาที่เกิดจากปัจจัยภายนอก

4.5 การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณ

ในการวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณนั้น จะช่วยในการประเมินระดับโอกาสของสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ได้มีความถูกต้องแม่นยำมากขึ้น ในการดำเนินการรวบรวมเก็บข้อมูล จากการค้นคว้าบทความ งานวิจัย หนังสือ และการสำรวจประกอบการสัมภาษณ์ผู้ที่มีประสบการณ์ในการบริหารโครงการก่อสร้าง สามารถให้ข้อมูลที่น่าเชื่อถือได้ เพื่อทราบปัญหาทุกอย่างที่อาจส่งผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง สำหรับการสอบถามข้อมูลนั้นได้ทำการแจ้งให้ผู้ตอบแบบสอบถาม ตอบแบบสอบถามตามประสบการณ์ที่เกิดขึ้นในการบริหารงานก่อสร้างโครงการด้วยความเป็นกลาง ซึ่งหากผู้ให้ข้อมูลไม่ตอบแบบสอบถามด้วยความเป็นกลาง อาจมีผลให้ค่าความคลาดเคลื่อนที่ได้มีค่าคลาดเคลื่อนไปจากความจริงมาก

จากการเก็บรวบรวมข้อมูลและคำนวณค่าความน่าจะเป็นของสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ที่ส่งผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง การคำนวณความน่าจะเป็นของสาเหตุที่ทำให้เกิดปัญหาใช้หลักการต่อไปนี้

ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ของเหตุการณ์เป็น “หรือ” (OR)

$$P_0 = 1 - \prod_{i=1}^{n}(1 - q_i) \quad (33)$$

ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ของเหตุการณ์เป็น “และ” (AND)

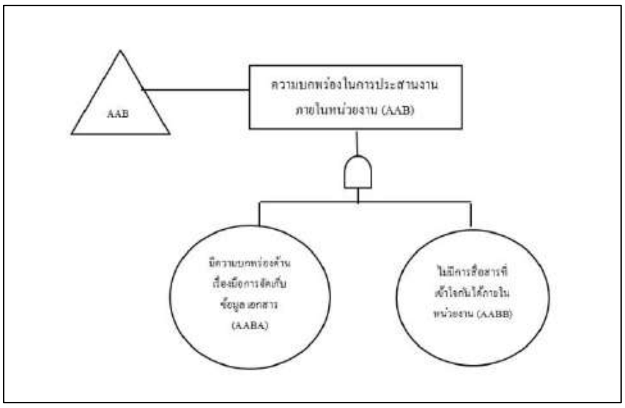
$$P_A = \prod_{i=1}^{n} q_i \quad (34)$$

โดยที่ q_i คือ ค่าความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ที่เป็นสาเหตุของแต่ละเหตุการณ์ และเป็นเหตุการณ์ที่อิสระต่อกัน

n คือ จำนวนของกิ่งของแผนภาพฟอลท์ทรีที่ขนานกัน

จากการนำแผนภาพฟอลท์ทรีไปสร้างเป็นแบบสอบถามเพื่อใช้ในการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญด้านการบริหารงานก่อสร้างตามโครงการก่อสร้างต่าง ๆ นั้น ผลลัพธ์จากแบบสอบถามที่ได้ ได้แก่ ผลการประเมินผลกระทบต่อต้นทุนของแต่ละเหตุการณ์ความเสี่ยง, ค่าโอกาสความน่าจะเป็นของแต่ละเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้น และระดับความสามารถในการรับมือของแต่ละเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้น ๆ จากความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ย่อย ๆ

สามารถนำไปสู่การหาความน่าจะเป็นของเหตุการณ์หลัก ๆ ได้ดังสมการที่ 33 และสมการที่ 34



รูปที่ 2 ตัวอย่างส่วนหนึ่งของแผนภาพฟอลท์ทรีในส่วนเหตุการณ์ AAB

เนื่องจากแผนภาพฟอลท์ทรีมีขนาดใหญ่มาก จึงไม่สามารถนำมาแสดงได้ในบทความนี้ทั้งหมด รูปที่ 2 แสดงตัวอย่างส่วนหนึ่งของแผนภาพฟอลท์ทรีในส่วนของเหตุการณ์ ความบกพร่องในการประสานงานภายในหน่วยงาน แทนด้วยตัวอักษร AAB ซึ่งมีเหตุการณ์ย่อย ๆ ที่เป็นสาเหตุให้เกิดความบกพร่องในการประสานงานภายในหน่วยงานได้แก่ เหตุการณ์ความบกพร่องทางด้านเครื่องมือการจัดเก็บเอกสาร (AABA) และเหตุการณ์การสื่อสารที่ไม่เข้าใจกันภายในหน่วยงาน (AABB)

ตัวอย่างการคำนวณฟอลท์ทรีเชิงปริมาณหรือโอกาสความน่าจะเป็นของเหตุการณ์ ยกตัวอย่างกรณีที่มีความสัมพันธ์แบบ “และ” และผลความน่าจะเป็นจากแบบสอบถาม ได้แก่ เหตุการณ์ความบกพร่องทางด้านเครื่องมือการจัดเก็บเอกสาร (AABA) มีค่าความน่าจะเป็น 0.33 และเหตุการณ์การสื่อสารที่ไม่เข้าใจกันภายในหน่วยงาน (AABB) มีค่าความน่าจะเป็น 0.45

ในกรณีที่มีความสัมพันธ์ของเหตุการณ์เป็น “และ” (AND)

$$P_A = \prod_{i=1}^{n} q_i$$

เมื่อแทนค่าความน่าจะเป็นของเหตุการณ์พื้นฐาน สามารถคำนวณได้ดังนี้

P (AAB) = P (AABA) x P (AABB)

P (AAB) = 0.33 x 0.45

P (AAB) = 0.15

จากผลการคำนวณโอกาสความน่าจะเป็นพบว่า 10 อันดับแรกที่มีโอกาสความน่าจะเป็นของสาเหตุที่จะไปสู่ปัญหาและอุปสรรคด้านการบริหารการเงินได้แก่

1) การเปลี่ยนแปลงแบบในงานก่อสร้าง

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแบบในงานก่อสร้างนั้นนำไปสู่ผลกระทบหลายทาง ไม่ว่าจะเป็นการออกแบบที่จะล่าช้ากว่ากำหนดเวลา เนื่องมาจากการที่ผู้ออกแบบนั้น ต้องรอการตัดสินใจจากเจ้าของงาน ผู้ออกแบบและเจ้าของงานจำเป็นที่จะต้องสื่อสารให้ชัดเจนถึงความต้องการที่แท้จริงก่อนการออกแบบ เพื่อป้องกันความผิดพลาดในการออกแบบ การแก้ไขแบบหลายครั้ง การเปลี่ยนแปลงแบบในงานก่อสร้างนั้นมีสาเหตุได้หลายประการ ไม่ว่าจะเป็น ความไม่เข้าใจความต้องการของเจ้าของงาน เจ้าของงานมีตัวแทนในการตัดสินใจหลายคน การปรับแบบให้ทันสมัยมากขึ้น สิ่งเหล่านี้ล้วนนำไปสู่การก่อสร้างที่ล่าช้า หรือสามารถนำไปสู่การทำงานซ้ำได้ หากแบบก่อสร้างที่เปลี่ยนแปลงนั้นได้ทำการก่อสร้างไปแล้ว การเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างบ่อยครั้งนั้นจึงสามารถเป็นสาเหตุที่นำไปสู่ความล่าช้าของโครงการก่อสร้าง ส่งผลกระทบให้ต้นทุนในการก่อสร้างนั้นเพิ่มสูงขึ้น ดังนั้นจึงเป็นอุปสรรคต่อการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้างข้อสำคัญ

2) ขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงาน

การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงานนั้นเป็นสาเหตุที่เกิดความผิดพลาดในการทำงานได้ เกิดการทำงานซ้ำ หรือการแก้ไขงาน สิ่งเหล่านี้ล้วนส่งผลกระทบต่อต้นทุนของโครงการทั้งสิ้น หากมีต้นทุนในการแก้ไขงานหรือการทำงานซ้ำที่สูงนอกเหนือจากงบประมาณที่วางไว้จะส่งผลให้การควบคุมงบประมาณนั้นไม่เป็นไปตามแผน ดังนั้น การลดความผิดพลาดของงานนั้นสามารถแก้ไขได้โดยการใช้บุคลากรที่มีความรู้ความสามารถ และประสบการณ์เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบงาน มีความรู้ความเข้าใจเรื่องเทคนิคการก่อสร้าง และวิธีการแก้ปัญหาเมื่องานก่อสร้างนั้นเกิดความผิดพลาดขึ้น จะเป็นการช่วยลดงบประมาณที่จะเสียไปกับการแก้ไขงานได้มาก

3) บุคลากรไม่สามารถรู้รายละเอียด ค่าใช้จ่ายหรือกำไรของหน่วยงานได้ เนื่องจากข้อมูลเป็นความลับของบริษัท

ในบางหน่วยงานที่ได้ทำการสอบถามนั้น ทำให้ทราบว่า มีหน่วยงานที่ไม่สามารถให้บุคลากรภายในโครงการรับรู้รายละเอียดค่าใช้จ่าย งบประมาณกำไรของบริษัทได้ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เป็นความลับของบริษัท ผู้ที่มีสิทธิ์รับรู้คือผู้บริหาร หรือผู้จัดการของโครงการ ทำให้เป็นสาเหตุที่บุคลากรภายในโครงการก่อสร้างไม่สามารถควบคุมงบประมาณไม่ให้เกินกำหนดได้ เนื่องจากไม่ทราบเป้าหมาย หรือเป้ากำไรที่ชัดเจนในการทำโครงการ การแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นนี้สามารถทำได้โดยการวางแผนจัดระบบการบริหารภายในโครงการใหม่ การที่บุคลากรในโครงการรู้ขอบเขตด้านการเงินในส่วนงานที่ตนรับผิดชอบ ย่อมควบคุมงบประมาณได้ง่ายกว่าการไม่รู้เรื่องการเงินภายในโครงการก่อสร้างเลย

4) การอนุมัติแบบก่อสร้างล่าช้า

การอนุมัติแบบก่อสร้างล่าช้านั้น จากข้อมูลการสอบถาม สามารถสรุปได้ว่า ส่วนหนึ่งมาจากปัญหาด้านการสื่อสารที่ไม่ชัดเจน ไม่มีการวางกรอบเวลาที่แน่ชัดในการตอบกลับเอกสาร ขาดการติดตามความคืบหน้าของแบบก่อสร้าง รวมไปถึงฝ่ายเจ้าของงานไม่สามารถตัดสินใจเลือกแบบที่ตนต้องการได้ ขาดความชัดเจนในแบบก่อสร้าง การรอคอยการสรุปแบบที่มีระยะเวลายาวนาน การป้องกันปัญหานี้สามารถทำได้โดยการวางกรอบเวลาที่ชัดเจนว่าหากอนุมัติแบบล่าช้าเกินวันที่เท่าไหร่ จะกระทบต่องาน หากล่าช้า ผู้รับเหมาก่อสร้างอาจทำเอกสารยื่นข้อเรียกร้องจากผลกระทบ ความเสียหายที่เกิดขึ้นนี้ได้ การอนุมัติแบบล่าช้านั้น ส่งผลกระทบต่อการบริหารการเงินคือ การอนุมัติแบบที่ล่าช้ามักนำไปสู่การก่อสร้างที่ล่าช้าด้วย

5) การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการควบคุมงาน

การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการควบคุมงาน ส่งผลกระทบต่อคุณภาพของผลงานได้คือ อาจเกิดงานที่ผิดพลาด ทำให้ต้องมีการแก้ไขงาน การทำงานซ้ำ ส่งกระทบต่อต้นทุนของโครงการที่เพิ่มขึ้น การแก้ไขงานชิ้นใหญ่ ๆ เช่น การก่อสร้างผิดจากแบบ ไม่ว่าจะเป็นโครงสร้างเสาหรือคาน หากต้องทำการแก้ไขขึ้นมาย่อมส่งผลกระทบต่อต้นทุนโครงการมาก การมีบุคลากรที่มีความรู้ ความเชี่ยวชาญ ประสบการณ์ด้านการควบคุมงานและการวางแผนงานนั้นจึงเป็นสิ่งที่สำคัญต่อการก่อสร้าง ภายในโครงการอย่างมาก นอกเหนือจากผลกระทบด้านการเงินแล้ว การมีผู้มีประสบการณ์ในการทำงานภายในโครงการก่อสร้างนั้นส่งผลด้านความปลอดภัยอีกด้วย ผู้มีประสบการณ์มักรู้และเข้าใจถึงความเสี่ยงในงานก่อสร้างมากกว่าผู้ที่มีประสบการณ์น้อยกว่า การสนับสนุนการเรียนรู้ของบุคลากรที่ประสบการณ์น้อยเป็นเรื่องสำคัญ อาจต้องมีการฝึกอบรม อย่างสม่ำเสมอ ทั้งด้านการควบคุมงาน การวางแผนงานให้เสร็จตามกำหนดภายในงบประมาณที่ตั้งไว้

6) มีความบกพร่องในการสื่อสารภายในองค์กร

ความบกพร่องด้านการสื่อสารภายในโครงการนั้นเป็นเหตุการณ์ที่ค่อนข้างมีผลกระทบมาก หากคนในโครงการก่อสร้างไม่สามารถสื่อสารเพื่อสร้างความเข้าใจที่ตรงกันได้ อาจเกิดการเข้าใจผิด ทำงานผิดพลาด หรือต้องมีการทำงานซ้ำ ตัวอย่างเช่น มีการแก้ไขแบบบริเวณพื้นชั้น 10 หากผู้ออกแบบประสานงานกับผู้รับเหมา แต่ผู้รับเหมาไม่ได้สื่อสารกับ ผู้รับเหมารายย่อยอีกที ทำให้ผู้ที่ทำการก่อสร้างที่หน้างาน ทำงานผิดพลาดเนื่องจากใช้เอกสารแบบการก่อสร้างที่ขาดการเปลี่ยนแปลงหรือแก้ไขให้ทันปัจจุบัน จะเห็นว่าความบกพร่องในการสื่อสารกันภายในโครงการ นำมาสู่การทำงานที่ผิดพลาดได้ และการทำงานที่ผิดพลาดมักต้องใช้ต้นทุนเพิ่มในการแก้ไขงาน สิ่งนี้จึงเป็นอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินอย่างหนึ่ง

7) ขาดบุคลากรที่มีความรู้ด้านการบริหารการเงิน

การขาดบุคลากรที่มีความรู้ด้านการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้างเป็นปัญหาที่สามารถพบได้ในทุกโครงการ เนื่องจาก การบริหารด้านการเงิน ต้นทุน รายจ่าย ตัวเลขกำไรหรือขาดทุนนั้น ค่อนข้างเป็นข้อมูลที่มีความลับสูง ในหลายๆหน่วยงานนั้นอนุญาตให้บุคลากรในระดับผู้บริหารเท่านั้นที่สามารถรับรู้จำนวนเงินเหล่านั้นได้ ปัญหาที่เกิดขึ้นคือบุคลากรในโครงการก่อสร้างไม่ทราบงบประมาณในการบริหารเงินในส่วนงานของตนเอง ไม่สามารถบริหารตะกร้าเงินที่ใช้ในงานของตนเองได้ ทำให้การบริหารเงินในโครงการก่อสร้างนั้นไม่เป็นไปตามแผน หรือไม่ได้เป้าดีเท่าที่ควร

8) บุคลากรอ่านแบบก่อสร้างผิดพลาด เนื่องจากขาดประสบการณ์

บุคลากรอ่านแบบก่อสร้างผิดพลาดนั้นอาจเกิดได้จากสาเหตุ ในการคัดเลือกบุคลากรเข้ามาทำงานภายในโครงการ หรือการขาดการฝึกอบรมอย่างสม่ำเสมอ บุคลากรจำเป็นต้องได้รับการสนับสนุนในการเรียนรู้และฝึกฝนในสายงานของตนเอง การอ่านแบบก่อสร้างที่ผิดพลาด นอกเหนือจากการขาดประสบการณ์แล้วยังเกิดจากสาเหตุอื่น ๆ ได้อีกหลายสาเหตุ รวมไปถึงการสื่อสารที่ผิดพลาด การถือแบบที่ขาดการอัพเดท สิ่งเหล่านี้ล้วนส่งผลกระทบทำให้เกิดงานก่อสร้างที่ผิดพลาด การแก้ไขงาน และต้นทุนที่เพิ่มสูงขึ้นได้

9) เครื่องมือ เครื่องจักรในการทำงานไม่เพียงพอ

ปัญหาที่เกิดจากการขาดเครื่องมือ เครื่องจักรในการทำงาน นั้น เกิดมาจากการบริหารทรัพยากรที่ผิดพลาด การวางแผนงานโดยขาดการคำนึงถึงทรัพยากรที่สามารถจัดหาได้ การแก้ไขนั้นจำเป็นต้องจัดสรร และวางแผนงานใหม่ อาจนำไปสู่การเพิ่มต้นทุนเพื่อการซื้อ การเช่า เครื่องมือ เครื่องจักรให้เพียงพอต่อปริมาณงาน ซึ่งต้องอาศัยการวางแผน การคิดหาจุดคุ้มทุนระหว่างการซื้อละการเช่า ระยะเวลาที่นำมาใช้งานเมื่อเทียบกับแผนงานทั้งโครงการ การจัดสรรเครื่องมือ เครื่องจักรให้เพียงพอนั้น จะช่วยให้งานก่อสร้างเป็นไปได้อย่างราบรื่น ลดความล่าช้าในโครงการก่อสร้างได้ส่วนหนึ่ง การวางแผนด้านทรัพยากรในโครงการก่อสร้างจึงเป็นเรื่องสำคัญ

10) ไม่สามารถติดตามค่าใช้จ่ายภายในโครงการได้

ปัญหาที่สำคัญข้อหนึ่งในงานก่อสร้างคือการที่บริหารโครงการ หรือบุคลากรภายในโครงการ ไม่สามารถติดตามค่าใช้จ่ายที่เป็นปัจจุบันของโครงการได้ ขาดการอัพเดทข้อมูลการเงินอย่างสม่ำเสมอ เป็นปัญหาด้านการบริหารการเงินในงานก่อสร้าง สิ่งที่จำเป็นต้องคำนึงถึงคือต้นทุนของโครงการ ควบคุมไม่ให้เกินงบประมาณที่โครงการตั้งไว้ เพื่อผลกำไรตามเป้าจำเป็นต้องมีการติดตามค่าใช้จ่าย และสภาพการเงินภายในโครงการอย่างสม่ำเสมอ สามารถติดตามได้ว่าควรใช้งบประมาณเท่าไหร่จนจบโครงการ จะช่วยให้โครงการนั้นได้กำไรตามเป้าหมายที่ตั้งไว้ได้ การวางแผนการติดตามงบประมาณภายในโครงการนั้นอาจต้องใช้เครื่องมือหรือวางระบบภายในโครงการ เพื่อการติดตามงบประมาณเป็นไปได้โดยง่าย

4.4 การคำนวณค่าความเสี่ยง

ลำดับต่อมา ผู้วิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูลจากการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญทั้งในหน่วยงานเจ้าของโครงการ หน่วยงานรับเหมาก่อสร้าง และหน่วยงานที่ปรึกษาการบริหารงานก่อสร้าง ทำการวิเคราะห์เพิ่มเติมเพื่อให้เห็นความชัดเจนของสาเหตุต่าง ๆ ที่นำไปสู่อุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้างได้ และนำเอาข้อมูลเหล่านั้น มาเป็นแนวทางในการคำนวณ Failure Mode and Effects Analysis หรือ FMEA ต่อไป โดยมีการคำนวณ Risk Value ตามสมการคือ

$$\text{Impact} \times \text{Probability} \times \text{Detection} = \text{Risk Value} \quad (35)$$

จากสมการจะเห็นว่าการวิเคราะห์ค่าความเสี่ยงนั้นได้มาจากการนำเอาค่าผลกระทบ คูณกับค่าโอกาสความน่าจะเป็น และคูณกับความสามารถในการรับมือต่อเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้น โดยผลกระทบที่เรานำมาวิเคราะห์นั้นคือ ผลกระทบด้านการเงิน เหตุการณ์ความเสี่ยงที่กระทบต่อต้นทุนของโครงการมากจะถือว่าเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้นมีผลกระทบค่อนข้างสูง ส่วนระดับควาสามารถในการรับมือนั้นประเมินได้จากระยะเวลาในการรับมือหรือจัดการกับเหตุการณ์ความเสี่ยงนั้น หากใช้เวลาในการรับมือไม่ถึง 6 ชั่วโมงนับว่ามีความสามารถในการรับมือที่สูง แต่หากใช้เวลาในการจัดการนานเกินกว่า 30 วัน ประเมินว่ามีความสามารถในการรับมืออยู่ในระดับต่ำ

ค่าความเสี่ยงหรือ Risk Value ของแต่ละเหตุการณ์ที่เราคำนวณได้นั้น จะมีค่าระหว่าง 1 ถึง 125 สามารถบ่งบอกถึงระดับความเสี่ยงของ

เหตุการณ์ที่จะนำไปสู่อุปสรรคด้านการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้างได้ หากเหตุการณ์ใดมีค่าความเสี่ยงอยู่ในระดับที่สูง สามารถชี้วัดได้ว่า เราควรหาแนวทางการรับมือหรือป้องกันไม่ให้เกิดเหตุการณ์นั้นขึ้นภายในโครงการก่อสร้าง การศึกษาเรื่องความเสี่ยงนั้นจะช่วยลดความรุนแรงของผลกระทบหากเกิดเหตุการณ์นั้นขึ้น หรืออาจช่วยป้องกันไม่ให้เหตุการณ์นั้นเกิดขึ้นภายในโครงการก่อสร้างอีกเลย

ตัวอย่างการคำนวณค่าความเสี่ยง หากพิจารณาจากแบบสอบถามแล้ว ค่าความเสี่ยงนั้นจะมีค่าเท่ากับ 1 ถึง 125 (จากการคูณกันระหว่างค่าผลกระทบต่อต้นทุน ซึ่งมีค่า 1 ถึง 5 ระดับ กับค่าโอกาสความน่าจะเป็น 1 ถึง 5 ระดับ และคูณกับค่าระดับความสามารถในการรับมือซึ่งเป็น 5 ระดับเช่นกัน)

ยกตัวอย่างเหตุการณ์ความเสี่ยง คือเหตุการณ์การทำงานซ้ำ หรือ การ Rework นั้น มีค่าผลกระทบต่อต้นทุน = 4 , ค่าโอกาสความน่าจะเป็นอยู่ที่ระดับ 2 และค่าระดับความสามารถในการรับมือมีค่าเท่ากับ 2 เมื่อแทนในสมการ จะได้ว่า

$$\text{Risk Value} = \text{Impact} \times \text{Probability} \times \text{Detection}$$

$$\text{Risk Value} = 4 \times 2 \times 2$$

$$\text{Risk Value} = 16$$

จากการสำรวและทำการหาค่าเฉลี่ยของค่าความเสี่ยงของแต่ละเหตุการณ์ พบว่าเหตุการณ์ที่มีค่าความเสี่ยงสูง 10 อันดับแรก ได้แก่

1) การอนุมัติแบบล่าช้า

การอนุมัติแบบล่าช้ามีค่าความเสี่ยงสูง เนื่องจากมีระดับผลกระทบที่มากเนื่องจากการอนุมัติแบบที่ล่าช้ามากนำไปสู่การก่อสร้างโครงการที่ล่าช้าด้วย ในงานบางประเภทจำเป็นต้องทำต่อกันจากงานอื่น การอนุมัติแบบที่ล่าช้าส่งผลกระทบให้กำหนดการในการเริ่มงานอื่นช้าออกไปด้วย สาเหตุของการอนุมัติแบบที่ล่าช้า ประกอบด้วยหลายสาเหตุไม่ว่าจะเป็น การตัดสินที่ล่าช้าของเจ้าของโครงการ ผู้ออกแบบ ออกแบบผิดพลาด ทำการออกแบบใหม่ เจ้าของโครงการเปลี่ยนแปลงความต้องการ ส่งผลกระทบให้ผู้ออกแบบ ต้องทำการออกแบบใหม่ทั้งหมด รวมไปถึงการมีตัวแทนในการตัดสินใจหรือเลือกแบบหลายคนทำให้เกิดความล่าช้าในการตัดสินใจ การอนุมัติแบบล่าช้านั้นนอกจากจะส่งผลกระทบด้านการก่อสร้างแล้ว ยังส่งผลกระทบด้านการสั่งวัสดุ อุปกรณ์ หรือเครื่องมือ เครื่องจักรที่ใช้ในงานนั้น บางวัสดุ ต้องใช้เวลาหลายเดือนจึงจะนำเข้ามาหรือผลิตได้ทันเวลา สิ่งเหล่านี้ย่อมส่งผลกระทบให้ระยะเวลาของโครงการยืดออกไปเกินกำหนดเวลาเดิม อาจเกินงบประมาณที่ได้ทำการตั้งไว้เมื่อตอนเริ่มโครงการ

2) การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงาน

การขาดบุคลากรที่มีความรู้ ความเชี่ยวชาญ ประสบการณ์ด้านการตรวจสอบงานนั้น อาจจะมีโอกาสความน่าจะเป็นในการเกิดเหตุการณ์นี้ไม่มากนัก แต่ถ้าหากเหตุการณ์นี้เกิดขึ้นจะส่งผลกระทบต่อการบริหารด้านการเงินภายในโครงการอย่างมาก เพราะการขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงานนั้นเป็นสาเหตุที่เกิดความผิดพลาดในการทำงานได้ เกิดการทำงานซ้ำ หรือการแก้ไขงาน สิ่งเหล่านี้ล้วนส่งผลกระทบต่อต้นทุนของโครงการทั้งสิ้น หากมีต้นทุนในการแก้ไขงานหรือการทำงานซ้ำที่สูงนอกเหนือจากงบประมาณที่วางไว้จะส่งผลให้การควบคุมงบประมาณนั้นไม่เป็นไปตามแผน ดังนั้น การลดความผิดพลาดของงานนั้นสามารถแก้ไขได้โดยการใช้บุคลากรที่มีความรู้ ความสามารถ และประสบการณ์เชี่ยวชาญด้านการตรวจสอบงาน มีความรู้ความเข้าใจเรื่องเทคนิคการก่อสร้าง และวิธีการแก้ปัญหาเมื่องานก่อสร้างนั้นเกิดความผิดพลาดขึ้น จะเป็นการช่วยลดงบประมาณที่จะเสียไปกับการแก้ไขงานได้มาก

3) ไม่มีความเข้าใจในลักษณะงานที่แท้จริง

การไม่เข้าใจในลักษณะของงานที่ตนรับผิดชอบนั้น จะนำมาสู่การทำงานที่ผิดพลาดได้ ย่อมส่งผลกระทบต่อต้นทุนโครงการ หากผู้ปฏิบัติงานไม่สามารถเข้าใจในรายละเอียด หรือขอบเขตของงานที่แท้จริงได้ สามารถนำไปสู่การทำงานที่ผิดพลาดได้เช่นเดียวกับความบกพร่องทางด้านการสื่อสารภายในโครงการ ความไม่เข้าใจในลักษณะหรือจุดประสงค์ของเจ้าของอาจนำไปสู่การก่อสร้างที่ผิดไปจากความต้องการของเจ้าของ เกิดข้อขัดแย้งในสัญญา หรือเกิดค่าใช้จ่ายในการแก้ไขงานเพิ่มเติมได้ สิ่งสำคัญคือผู้ปฏิบัติงานจำเป็นที่จะต้องทำความเข้าใจรายละเอียดงานให้ครบถ้วนถูกต้องทุกครั้งก่อนปฏิบัติงาน

4) บุคลากรไม่สามารถรู้รายละเอียด ค่าใช้จ่ายหรือกำไรของหน่วยงานได้ เนื่องจากข้อมูลเป็นความลับของบริษัท

บุคลากรไม่รู้รายละเอียดของงบประมาณในส่วนงานที่ตนรับผิดชอบ มีโอกาสเกิดขึ้นได้หลายหน่วยงาน เนื่องจากบุคลากรมักจะสนใจเฉพาะเนื้องานในส่วนที่ตนเองรับผิดชอบ โดยขาดการวางแผน และการบริหารการเงินในงานนั้น ๆ ไม่ให้เกินงบประมาณที่วางไว้ ในบางหน่วยงานที่ได้ทำการสอบถามนั้น ทำให้ทราบว่า มีหน่วยงานที่ไม่สามารถให้บุคลากรภายในโครงการรับรู้รายละเอียดค่าใช้จ่าย งบประมาณ กำไรของบริษัทได้ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เป็นความลับของบริษัท ผู้ที่มีสิทธิ์รับรู้คือผู้บริหาร หรือผู้จัดการของโครงการ ทำให้เป็นสาเหตุที่บุคลากรภายในโครงการก่อสร้างไม่สามารถควบคุมงบประมาณไม่ให้เกินกำหนดได้ เนื่องจากไม่ทราบเป้าหมายหรือเป้ากำไรที่ชัดเจนในการทำโครงการ การแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นนี้สามารถทำได้โดยการวางแผนจัดระบบการบริหารภายในโครงการใหม่ การที่บุคลากรในโครงการรู้ขอบเขตด้านการเงินในส่วนงานที่ตนรับผิดชอบ ย่อมควบคุมงบประมาณได้ง่ายกว่าการไม่รู้เรื่องการเงินภายในโครงการก่อสร้างเลย

5) ความบกพร่องทางการสื่อสารภายในโครงการ

ความบกพร่องด้านการสื่อสารภายในโครงการนั้นเป็นเหตุการณ์ที่มีค่าความเสี่ยงสูงเนื่องจากผลกระทบมีค่อนข้างมาก หากคนในโครงการก่อสร้างไม่สามารถสื่อสารเพื่อสร้างความเข้าใจที่ตรงกันได้ อาจเกิดการเข้าใจผิด ทำงานผิดพลาด หรือต้องมีการทำงานซ้ำ ตัวอย่างเช่น มีการแก้ไขแบบบริเวณพื้นชั้น 10 หากผู้ออกแบบประสานงานกับผู้รับเหมา แต่ผู้รับเหมาไม่ได้สื่อสารกับ ผู้รับเหมารายย่อยอีกที ทำให้ผู้ที่ทำการก่อสร้างที่หน้างานทำงานผิดพลาดเนื่องจากใช้เอกสารแบบการก่อสร้างที่ขาดการเปลี่ยนแปลงหรือแก้ไขให้ทันปัจจุบัน จะเห็นว่าความบกพร่องในการสื่อสารกันภายในโครงการ นำมาสู่การทำงานที่ผิดพลาดได้ และการทำงานที่ผิดพลาดมักต้อง

ใช้ต้นทุนเพิ่มในการแก้ไขงาน สิ่งนี้จึงเป็นอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินอย่างหนึ่ง

6) การวางแผนงานที่ผิดพลาด

การวางแผนงานที่ผิดพลาดส่งผลกระทบต่อการบริหารโครงการค่อนข้างสูง เนื่องจากการบริหารโครงการเป็นสิ่งสำคัญสำหรับโครงการก่อสร้างอย่างมาก เพราะโครงการก่อสร้างนั้นต้องอาศัยทรัพยากรจำนวนมาก รวมทั้งงานที่มีความสลับซับซ้อน และเวลา งบประมาณ ที่จำกัด การวางแผนงานผิดพลาด ไม่ว่าจะเป็นการวางแผนขั้นตอนการทำงาน การวางแผนด้านงบประมาณของโครงการ หรือการวางแผนการใช้ทรัพยากร หากเกิดความผิดพลาดขึ้นมักจะส่งผลกระทบด้านการเงินอย่างมาก เช่น หากมีการวางแผนขั้นตอนการทำงานที่ผิดพลาด จะนำไปสู่การทำงานที่ผิดพลาด คุณภาพงานไม่เป็นไปตามต้องการ เกิดการแก้ไขงาน เพิ่มต้นทุนในการทำงาน และการใช้ทรัพยากร การวางแผนงานที่ดีนั้นจำเป็นต้องมีประสบการณ์ ความรู้ ความชำนาญในงานก่อสร้าง การใช้บุคลากรที่มีความรู้ และประสบการณ์อาจช่วยลดปัญหาในข้อนี้ลงได้

7) เจ้าของงานมีการเปลี่ยนแปลงความต้องการหลังจากมีการก่อสร้างไปแล้ว

จากการสอบถามโครงการก่อสร้างนั้น ผู้ให้สัมภาษณ์ถ่ายทอดประสบการณ์เกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงแบบของเจ้าของงาน ในกรณีพิเศษ คือ เจ้าของงาน อนุมัติแบบ วัสดุ อุปกรณ์ ในงานก่อสร้างเรียบร้อย และทำการก่อสร้างเสร็จไป 90% ในส่วนงานนั้น แต่เจ้าของงานจำเป็นต้องเปลี่ยนแบบจากความต้องการใหม่ ๆ ที่มีการเปลี่ยนแปลง ทำให้ต้องมีการวางแผนงานใหม่ แม้ผู้รับเหมาก่อสร้างจะเคลมเวลาและค่าใช้จ่าย จากความเสียหายที่เกิดขึ้นได้ แต่ระยะเวลาในการก่อสร้างโครงการจะมากขึ้นตามไปด้วย ปัญหาข้อนี้อาจจะมีโอกาสความน่าจะเป็นในการเกิดขึ้นต่ำมาก แต่หากเกิดขึ้นแล้วล้วนส่งผลกระทบที่ค่อนข้างมากต่อการบริหารโครงการ

8) ผู้บริหารการเงิน และผู้ปฏิบัติงานภาคสนาม ไม่สื่อสารกัน

การสื่อสารเป็นสิ่งที่สำคัญในการทำงานภายในโครงการก่อสร้าง เนื่องจากประกอบด้วยบุคลากรจากหลายหน่วยงานที่ต้องทำงานร่วมกัน หากผู้ปฏิบัติงานภาคสนาม ขาดการสื่อสาร หรือทำความเข้าใจตรงกันกับผู้บริหารการเงิน อาจทำให้การคาดการณ์งบประมาณผิดไปจากความเป็นจริงได้ ผู้บริหารการเงินจึงควรประชุม พูดคุย หรือสื่อสารกับบุคลากรภาคสนามเพื่อรับรู้สถานการณ์การก่อสร้างที่แท้จริงและเป็นปัจจุบันที่สุด สิ่งเหล่านี้จะส่งผลดีต่อการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้างให้เป็นไปได้อย่างง่ายและถูกต้องแม่นยำมากขึ้น

9) การทำงานซ้ำ การแก้ไขงาน

การทำงานซ้ำหรือการแก้ไขงาน เกิดได้จากหลายสาเหตุ ไม่ว่าจะเป็นการสื่อสารผิดพลาด การอ่านแบบที่ผิดพลาด การทำงานผิดพลาดจากความไม่รู้ หรือขาดประสบการณ์ สิ่งเหล่านี้มักเกิดจากตัวบุคคลเป็นหลัก และค่อนข้างมีโอกาสความน่าจะเป็นสูงที่บุคลากรจะขาดความรู้ในการตรวจสอบคุณภาพงานภายในโครงการ สิ่งเหล่านี้ส่งผลกระทบต่อการบริหารงบประมาณในโครงการ การทำงานซ้ำย่อมใช้ทรัพยากรที่เพิ่มขึ้น ดังนั้น การฝึกอบรม หรือสร้างการสื่อสารที่ดี เป็นสิ่งที่จำเป็นในทุกโครงการ

10) ไม่สามารถติดตามค่าใช้จ่ายภายในโครงการได้

ปัญหาที่สำคัญข้อหนึ่งในงานก่อสร้างคือการที่บริหารโครงการ หรือบุคลากรภายในโครงการ ไม่สามารถติดตามค่าใช้จ่ายที่เป็นปัจจุบันของโครงการได้ ขาดการอัพเดทข้อมูลการเงินอย่างสม่ำเสมอ เป็นปัญหาด้านการบริหารการเงินในงานก่อสร้าง สิ่งที่จำเป็นต้องคำนึงถึงคือต้นทุนของโครงการ ควบคุมไม่ให้เกินงบประมาณที่โครงการตั้งไว้ เพื่อผลกำไรตามเป้า จำเป็นต้องมีการติดตามค่าใช้จ่าย และสภาพการเงินภายในโครงการอย่างสม่ำเสมอ สามารถติดตามได้ว่าควรใช้งบประมาณเท่าไหร่จนจบโครงการ จะช่วยให้โครงการนั้นได้กำไรตามเป้าหมายที่ตั้งไว้ได้ การวางแผนการติดตามงบประมาณภายในโครงการนั้นอาจต้องใช้เครื่องมือหรือวางระบบภายในโครงการ เพื่อการติดตามงบประมาณเป็นไปได้โดยง่าย

5. สรุปผลการวิจัย

งานิวัยนี้ทำให้ทราบถึงปัญหาด้านการเงินที่เกิดขึ้น สาเหตุและความสัมพันธ์ของแต่ละสาเหตุที่เป็นอุปสรรคในการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง มองเห็นและตระหนักถึงแนวทางการแก้ปัญหาด้านการเงินในงานก่อสร้าง จากการดำเนินการวิจัยตั้งแต่ขั้นตอนการศึกษาค้นคว้า จากเอกสาร งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง บทความวิชาการ หนังสือ และจากการสอบถามผู้ที่มีประสบการณ์ในการบริหารการเงินในโครงการก่อสร้าง ได้นำข้อมูลเหล่านั้น มาทำการวิเคราะห์ทั้งหมด 3 รูปแบบ ได้แก่ การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพ การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณ โดยการใช้การคำนวณความน่าจะเป็นเข้ามาช่วย และการวิเคราะห์โดยการคำนวณค่าความเสี่ยง โดยใช้ผลการสอบถาม มาคำนวณค่าความเสี่ยงจากระดับผลกระทบที่เกิดขึ้นที่มีต่อต้นทุนของโครงการ ระดับความน่าจะเป็นที่มีโอกาสเกิดขึ้น และระดับความสามารถในการรับมือต่อเหตุการณ์นั้น

การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพนั้นเป็นการวิเคราะห์จากการสร้างแผนภาพฟอลท์ทรี และการคำนวณหาจำนวนน้อยที่สุดของเหตุการณ์ในชุดเหตุการณ์ที่เป็นสาเหตุนำไปสู่เหตุการณ์ไม่พึงประสงค์คือ อุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง จำนวนสาเหตุที่ทำให้เกิดจากการประเมิน ผู้วิจัยพบว่าสาเหตุที่มีโอกาสที่ทำให้เกิดปัญหามากที่สุด คือ ปัญหาที่เกิดจากความล่าช้าของโครงการ จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 40 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ความล่าช้าของโครงการ รองลงมาคือสาเหตุจากปัญหาด้านการบริหารงานภายในโครงการ จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 15 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาด้านการบริหารงานภายในโครงการ อันดับถัดมาคือปัญหาจากการควบคุมคุณภาพของงานไม่เป็นไปตามกำหนด จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 8 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาด้านควบคุมคุณภาพและส่งผลกระทบต่อการบริหารการเงินของโครงการ และลำดับสุดท้ายคือปัญหาที่เกิดจากปัจจัยภายนอก จากแผนภาพฟอลท์ทรี มีจำนวน 6 เหตุการณ์ย่อย ๆ ที่นำไปสู่ปัญหาที่เกิดจากปัจจัยภายนอก ปัจจัยภายนอกเป็นปัจจัยที่มีโอกาสน้อยที่สุดในการนำไปสู่อุปสรรคการบริหารด้านการเงินในโครงการก่อสร้าง การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงคุณภาพ สามารถหาโอกาสที่จะเกิดเหตุการณ์ที่ไม่พึงประสงค์เพียงส่วนหนึ่งเท่านั้น ดังนั้นจึงต้องนำเอาข้อมูลหรือผลจากการสำรวจและสัมภาษณ์

ผู้ที่มีประสบการณ์ในการบริหารโครงการก่อสร้าง มาวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณต่อไป

การวิเคราะห์ฟอลท์ทรีเชิงปริมาณ เป็นการประเมินระดับโอกาสของสาเหตุที่ทำให้เกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ได้มีความถูกต้องแม่นยำมากขึ้น จากการคำนวณโอกาสความน่าจะเป็น พบว่า สาเหตุที่นำไปสู่ปัญหาและอุปสรรคการบริหารด้านการเงินได้แก่ การเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้าง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงแบบในงานก่อสร้างนั้นนำไปสู่ผลกระทบหลายทาง ไม่ว่าจะเป็นการออกแบบที่จะล่าช้ากว่ากำหนดเวลา เนื่องมาจากการที่ผู้ออกแบบนั้น ต้องรอการตัดสินใจจากเจ้าของงาน ผู้ออกแบบและเจ้าของงานจำเป็นที่จะต้องสื่อสารให้ชัดเจนถึงความต้องการที่แท้จริงก่อนการออกแบบ เพื่อป้องกันความผิดพลาดในการออกแบบ การแก้ไขแบบหลายครั้ง การเปลี่ยนแปลงแบบในงานก่อสร้างนั้นมีสาเหตุได้หลายประการ ไม่ว่าจะเป็น ความไม่เข้าใจความต้องการของเจ้าของงาน เจ้าของงานมีตัวแทนในการตัดสินใจหลายคน การปรับแบบให้ทันสมัยมากขึ้น สิ่งเหล่านี้ล้วนนำไปสู่การก่อสร้างที่ล่าช้า หรือสามารถนำไปสู่การทำงานซ้ำได้ การขาดบุคลากรที่มีความรู้ในการตรวจสอบงาน เป็นสาเหตุที่เกิดความผิดพลาดในการทำงานได้ เกิดการทำงานซ้ำ หรือการแก้ไขงาน สิ่งเหล่านี้ล้วนส่งผลกระทบต่อต้นทุนของโครงการทั้งสิ้น หากมีต้นทุนในการแก้ไขงานหรือการทำงานซ้ำที่สูงนอกเหนือจากงบประมาณที่วางไว้จะส่งผลให้การควบคุมงบประมาณนั้นไม่เป็นไปตามแผน และบุคลากรไม่สามารถรู้รายละเอียด ค่าใช้จ่ายหรือกำไรของหน่วยงานได้ เนื่องจากข้อมูลเป็นความลับของบริษัท ในบางหน่วยงานที่ได้ทำการสอบถามนั้น ทำให้ทราบว่ามีหน่วยงานที่ไม่สามารถให้บุคลากรภายในโครงการรับรู้รายละเอียดค่าใช้จ่าย งบประมาณ กำไรของบริษัทได้ เนื่องจากเป็นข้อมูลที่เป็นความลับของบริษัท ผู้ที่มีสิทธิ์รับรู้คือผู้บริหาร หรือผู้จัดการของโครงการ ทำให้เป็นสาเหตุที่บุคลากรภายในโครงการก่อสร้างไม่สามารถควบคุมงบประมาณไม่ให้เกินกำหนดได้ เนื่องจากไม่ทราบเป้าหมาย หรือเป้ากำไรที่ชัดเจนในการทำโครงการ การแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นนี้สามารถทำได้โดยการวางแผนจัดระบบการบริหารภายในโครงการใหม่ การที่บุคลากรในโครงการรู้ขอบเขตด้านการเงินในส่วนงานที่ตนรับผิดชอบ ย่อมควบคุมงบประมาณได้ง่ายกว่าการไม่รู้เรื่องการเงินภายในโครงการก่อสร้างเลยการขาดบุคลากรที่มีความรู้ด้านการบริหารการเงิน เป็นปัญหาที่สามารถพบได้ในทุกโครงการ เนื่องจาก การบริหารด้านการเงิน ต้นทุน รายจ่าย ตัวเลขกำไรหรือขาดทุนนั้น ค่อนข้างเป็นข้อมูลที่มีความลับสูง ในหลายๆหน่วยงานนั้นอนุญาตให้บุคลากรในระดับผู้บริหารเท่านั้นที่สามารถรับรู้จำนวนเงินเหล่านั้นได้ ปัญหาที่เกิดขึ้นคือบุคลากรในโครงการก่อสร้างไม่ทราบงบประมาณในการบริหารเงินในส่วนงานของตนเอง ไม่สามารถบริหารตะกร้าเงินที่ใช้ในงานของตนเองได้ ทำให้การบริหารเงินในโครงการก่อสร้างนั้นไม่เป็นไปตามแผน หรือไม่ได้เป้าที่ดีเท่าที่ควร

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้เป็นอย่างดี โดยมีผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วุฒิพงศ์ เมืองน้อย เป็นอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ในการให้คำปรึกษา คำแนะนำ ข้อคิดเห็น การตรวจทานแก้ไขให้ถูกต้องเหมาะสมตามองค์ความรู้ ตลอดจนการดูแลเอาใจใส่เป็นอย่างดีตลอดระยะเวลาการทำวิจัย ผู้วิจัยขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.วุฒิพงศ์ เมืองน้อย เป็นอย่างสูง และขอขอบพระคุณคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์ทุกท่าน ได้แก่ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สันติ เจริญพรพัฒนา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.พิชญ์ สุธีรวรรธนา ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.รัฐวุฒิ รู้แทนคุณ และอาจารย์ ดร.สุทธิ ภาษีผล ที่กรุณาตรวจสอบและให้คำแนะนำสำหรับวิทยานิพนธ์ฉบับนี้จนสำเร็จเรียบร้อยสมบูรณ์

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณบุคคลและบริษัทต่างๆ เป็นอย่างสูง ทั้งในหน่วยงานเจ้าของโครงการก่อสร้าง หน่วยงานรับเหมาก่อสร้าง และหน่วยงานที่ปรึกษาการบริหารงานก่อสร้าง ที่กรุณาอนุเคราะห์ข้อมูล และคำแนะนำที่มีประโยชน์อย่างยิ่งต่อการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

สุดท้ายนี้ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา ญาติพี่น้อง ตลอดจนทุกท่านที่ให้ความช่วยเหลือ เอื้อเฟื้อเผื่อแผ่ในทุกๆด้าน รวมไปถึงให้กำลังใจในการทำวิจัยครั้งนี้ให้เรียบร้อยสำเร็จไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ศูนย์วิจัยกสิกรไทย (2018). “เจาะทิศทางก่อสร้างไทยปี 62”, K SME Analysis , ประจำเดือน กันยายน 2561, หน้า 2-7

[2] Steven J. Peterson (2013). Construction Accounting and Financial Management, Inc., pp. 3

[3] Erik W. Larson ,Clifford F.Gray,(2011). Project Management, 5 thed., McGraw-Hill Education - Europe, Inc., pp 5.

[4] Vesely, Goldbreg, Roberg, F. F., Robert, N. H., and Haasl, D. (1981) F. Fault Tree Handbook. Washington , D.C. : U.S.Nuclear Regulatory Commission

[5] Barlow, R. E., and Chatterjee (1973). Introduction to Fault Tree Analysis, In Operation Research Center Technical Report, pp. 1-30.

[6] Barlow, R. E., and Chatterjee (1973). Introduction to Fault Tree Analysis, In Operation Research Center Technical Report, Inc., pp. 1-42.

[7] J.B. Fussell (1845). A Review of Fault Tree Analysis with Emphasis on Limitations, Inc., pp. 552-557

การบริหารวัสดุคงคลังในธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็ก
Inventory Management in Small Construction Business

ชนกานต์ ภิญโญภูมิมินทร์[1,*] ดำรงศักดิ์ รินชุมภู[2] และ เกรียงไกร อรุโณทยานันท์[3]

[1] หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: chanakarn_pin@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานศึกษานี้ได้ดำเนินการศึกษาโดยการนำเสนอแนวทางในการบริหารวัสดุคงคลังซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของกระบวนการจัดการวัสดุก่อสร้างของธุรกิจรับเหมาก่อสร้างขนาดเล็กซึ่งต้องจัดการวัสดุคงคลังที่มีปริมาณมากและหลายชนิดให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น โดยใช้เครื่องมือที่ช่วยในการบริหารจัดการวัสดุคงคลังคือ การจำแนกประเภทวัสดุคงคลังตามทฤษฎี ABC Classification System เพื่อนำมาใช้ในการจำแนกความสำคัญของวัสดุคงคลังโดยจะแบ่งประเภทของวัสดุคงคลังออกเป็น 3 กลุ่มคือกลุ่ม A,B และ C โดยกลุ่ม A คือกลุ่มวัสดุที่มีมูลค่าและอัตราการหมุนเวียนของวัสดุสูงสุด รองลงมาคือกลุ่ม B และกลุ่ม C ตามลำดับ ซึ่งจะวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้รวบรวมจากฝ่ายจัดซื้อและฝ่ายคลังวัสดุ เช่น รายการวัสดุที่มีการเบิก ปริมาณการเบิกใช้วัสดุในแต่ละเดือน และราคาต่อหน่วยของวัสดุในช่วงเวลานั้น ๆ ตั้งแต่เดือนมกราคมถึงเดือนธันวาคมในปี พ.ศ.2561 และเดือนมกราคมถึงเดือนธันวาคมในปีพ.ศ.2562 จากนั้นจึงนำมาคำนวณหามูลค่าวัสดุคงคลังแต่ละรายการและจำแนกวัสดุคงคลังออกเป็นสามกลุ่ม

ผลการศึกษาการจัดแบ่งกลุ่มวัสดุคงคลังในคลังวัสดุก่อสร้างของธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็กพบว่ามีวัสดุที่ถูกเบิกใช้จำนวน 162 รายการ โดยแบ่งออกเป็นกลุ่ม A 20 รายการ วัสดุกลุ่ม B 26 รายการ และกลุ่ม C 116 รายการ โดยผลของการศึกษาจะสามารถนำไปกำหนดนโยบายในการควบคุมวัสดุคงคลังแต่กลุ่มอย่างเหมาะสมและสามารถลดต้นทุนวัสดุคงคลังที่ไม่จำเป็นได้

คำสำคัญ: วัสดุคงคลัง, การบริหารวัสดุคงคลัง, การวิเคราะห์แบบเอบีซี, การจัดการวัสดุก่อสร้าง

Abstract

This study is conducted by presenting guidelines for inventory management which is a part of the construction material management process for small construction businesses that requires more efficient approach to manage many types of inventory in large quantities by using tool that helps in managing inventory which is called the theory of ABC Classification System. The system classifies inventories according to the value of circulating material of the year into 3 groups which are A, B and C respectively. First, group A is the most significant material and has the highest scale of circulating rate. Second, group B is moderately important and has medium scale of circulating rate. Third, group C is the least important group which also has the lowest scale of circulating rate. The data is collected from purchasing and warehouse departments, which collect data from January to December both in 2018 and 2019. After that, the data will be calculated to find the value of each inventory item. Then, it will be divided into three groups. Base on the result of the classification system in a small construction business for 162 requisition items. It has shown that group A has 20 items, group B has 26 items, and group C has 116 items respective. The results of this study can be used to formulate policies for managing each group of inventory effectively, and can be used to reduce unnecessary inventory costs.

Keywords: Inventory, Inventory Management, ABC Classification System, Construction Material Management

1. บทนำ

ในสภาพปัจจุบันของงานก่อสร้างในระดับธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็กประสบปัญหาด้านต้นทุนค่าวัสดุก่อสร้างที่มีทิศทางเพิ่มขึ้น มีการแข่งขันที่สูงเนื่องจากธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็กมีจำนวนมากขึ้น ปัจจัยหลักที่จะสร้างความได้เปรียบในการแข่งขันประกอบด้วยการดำเนินงานที่ได้คุณภาพที่ดีกว่า ต้นทุนที่ต่ำกว่า และการส่งมอบงานที่ตรงเวลา นอกจากนี้ธุรกิจรับเหมาก่อสร้างขนาดเล็กนั้นมีปริมาณงานที่น้อย ทำให้มีอำนาจในการต่อรองกับผู้จำหน่ายวัสดุก่อสร้างไม่มากนั้น การสั่งซื้อวัสดุจึงมักจะผูกขาดกับผู้จัดจำหน่ายวัสดุในพื้นที่ที่มีจำนวนผู้จำหน่ายวัสดุไม่มาก การบริหารจัดการต้นทุนส่วนใหญ่เป็นการบริหารงานแบบครอบครัว ทำให้การจัดการสต็อกวัสดุก่อสร้างจึงไม่ค่อยมีประสิทธิภาพ [1]

ในงานก่อสร้าง วัสดุก่อสร้างเป็นทรัพยากรหลักในการดำเนินงาน เนื่องจากมูลค่าของวัสดุก่อสร้างนั้นคิดเป็นร้อยละ 50 ของมูลค่างานก่อสร้างทั้งหมด [2] การบริหารจัดการวัสดุคงคลังจึงเป็นกระบวนการหนึ่งที่สำคัญในการจัดการวัสดุ เนื่องจากหากวัสดุไม่เพียงพอต่อการใช้งาน จะส่งผลให้งานหยุดชะงักทำให้งานล่าช้า ซึ่งกระทบต่อต้นทุนด้านแรงงานที่เสียไปโดยเปล่าประโยชน์ ดังนั้นคลังวัสดุที่ดีจะต้องมีการจัดการภายในที่มีประสิทธิภาพ ซึ่งหมายถึง มีระบบการจัดการเอกสารที่ดี ระบบจัดเก็บวัสดุที่ดี เพื่อให้ง่ายต่อการดูแลรักษาและนำมาใช้งาน มีระบบการสั่งซื้อที่เหมาะสม มีวัสดุสำรองเพื่อให้การดำเนินงานเป็นไปอย่างต่อเนื่อง และไม่ก่อให้เกิดปัญหาด้านการซื้อวัสดุมาเพื่อกองเก็บ เนื่องจากทำให้เกิดต้นทุนในการดูแลรักษาเพิ่มขึ้น อีกทั้งยังเป็นการสูญเสียพื้นที่ในการจัดเก็บอีกด้วย ด้วยเหตุนี้การบริหารวัสดุคงคลังจึงมีความสำคัญเนื่องจากสามารถช่วยให้การทำงานมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น อีกทั้งจะช่วยทำให้ธุรกิจรับเหมาก่อสร้างนั้นมีความได้เปรียบในสภาวะที่การแข่งขันสูงขึ้นและต้นทุนวัสดุก่อสร้างที่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง

ดังนั้นเพื่อให้ทราบถึงแนวทางในการบริหารวัสดุคงคลัง งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษารูปแบบในการบริหารวัสดุคงคลังให้เหมาะสมกับธุรกิจก่อสร้างขนาดเล็กและแนวทางในการปรับปรุงการบริหารวัสดุคงคลังเพื่อให้การดำเนินงานมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

2. แนวคิด ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การจัดการวัสดุก่อสร้าง

2.1.1 ความหมายของวัสดุก่อสร้าง

วัสดุก่อสร้าง หมายถึง วัสดุที่ใช้ในจุดประสงค์สำหรับการก่อสร้างที่เกี่ยวเกี่ยวข้องกับที่อยู่อาศัยของมนุษย์และสิ่งมีชีวิตโดยที่มนุษย์เป็นผู้สร้างขึ้น วัสดุก่อสร้างนั้นมีความหลากหลายในทางวัสดุ เช่น ดิน โลหะ พลาสติก และแก้ว [3] ซึ่งวัสดุก่อสร้างนั้นเป็นทรัพยากรที่สำคัญอีกทั้งต้นทุนของวัสดุก่อสร้างคิดเป็นสัดส่วนร้อยละ 50 ถึงร้อยละ 60 ของต้นทุนในการก่อสร้างทั้งหมด ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการจัดการวัสดุก่อสร้างเพื่อให้การดำเนินงานมีประสิทธิภาพมากที่สุด [2]

2.1.2 กระบวนการจัดการวัสดุก่อสร้าง

กระบวนการจัดการวัสดุก่อสร้างคือการทำงานร่วมกันระหว่างการวางแผนและการควบคุมการไหลของวัสดุโดยเริ่มตั้งแต่การวางแผนการใช้วัสดุ การจัดซื้อวัสดุ การขนส่งวัสดุ การจัดเก็บวัสดุ การควบคุมจำนวนวัสดุในคลังและการควบคุมของเสียที่เกิดจากการใช้วัสดุรวมไปถึงการควบคุมถึงต้นทุนต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นด้วยไม่ว่าจะเป็นต้นทุนในการขนส่งวัสดุ ต้นทุนในการสั่งซื้อ ต้นทุนในการขาดแคลนวัสดุ ต้นทุนในการจัดเก็บวัสดุ[4-5]

นอกจากนี้[6]ได้ให้ความหมายของการจัดการวัสดุคือ "การวางแผนอย่างเป็นระเบียบและดำเนินการอย่างรัดกุมในการที่จะได้มาซึ่งวัสดุก่อสร้างที่มีมาตรฐานถูกต้อง ตรงตามความต้องการของโครงการที่วางไว้ โดยคำนึงถึงความประหยัดทั้งเวลาและค่าใช้จ่าย มีการดำเนินการควบคุมตั้งแต่การจัดซื้อ การตรวจรับ การเก็บรักษา การนำไปใช้งานอย่างถูกต้องรอบคอบ ปลอดภัย และมีประสิทธิภาพ" ซึ่ง [6] ได้เสนอระบบการจัดการวัสดุก่อสร้าง โดยคำนึงถึงความเหมาะสมในการสั่งซื้อเป็นหลักซึ่งแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบคือ

1) ระบบการจัดการวัสดุก่อสร้างแบบควบคุมการสั่งซื้อที่ศูนย์กลาง (Centralized Materials Management System Model) เป็นรูปแบบที่ใช้กับโครงการก่อสร้างทั่วไปของธุรกิจก่อสร้างที่ดำเนินการหลาย ๆ โครงการ ทางบริษัทจะสามารถควบคุม ดูแล ค่าใช้จ่าย ได้อย่างประหยัดมีประสิทธิผล โดยจะมีแผนกจัดซื้อโดยเฉพาะที่ศูนย์กลาง

2) ระบบการจัดการวัสดุก่อสร้างแบบควบคุมการสั่งซื้อกึ่งศูนย์กลาง (Semi-Centralized Materials Management System Model) เป็นระบบการจัดการวัสดุที่เหมาะสำหรับโครงการก่อสร้างที่อยู่ใกล้แหล่งวัสดุ หรือเป็นการสั่งซื้อที่สร้างความคล่องตัวให้แก่โครงการมากกว่าการสั่งซื้อผ่านศูนย์กลางของบริษัท เนื่องจากการจัดซื้อผ่านบริษัทส่วนกลางอาจล่าช้า แต่เงื่อนไขการสั่งซื้อต่าง ๆ ยังเป็นไปตามแผนกจัดซื้อศูนย์กลางของบริษัทกำหนด

2.1.3 ประเภทของวัสดุก่อสร้าง

ในการจัดการวัสดุก่อสร้างควรมีการแบ่งประเภทของวัดุก่อสร้างเพื่อให้เกิดประโยชน์ในการพิจารณาวิธีการควบคุมการใช้งานและการดูแลรักษา การเตรียมสถานที่จัดเก็บ และทราบวิธีการและปริมาณที่จะใช้ในการจัดซื้อจัดหาได้อย่างถูกต้องและมีประสิทธิภาพ ซึ่งสามารถจำแนกประเภทของวัสดุโดยใช้เกณฑ์การแบ่งหลายรูปแบบเช่น การจำแนกตามลักษณะงาน [3] ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 การแบ่งประเภทวัสดุก่อสร้างตามลักษณะงาน

ลักษณะงาน	วัสดุ
งานโครงสร้าง ฐานราก เสา คาน ตอม่อ พื้น บันได	ปูนซีเมนต์ หิน ทราย คอนกรีตผสมเสร็จ เหล็กเส้น เหล็กตะแกรง ลวดผูกเหล็ก ชิ้นส่วนโครงสร้างสำเร็จรูป (Pre-Cast)
งานหลังคา	เหล็กรูปพรรณ โครงหลังคาสำเร็จรูป ไม้โครงหลังคา กระเบื้องมุงหลังคา โลหะมุงหลังคา ขอยึดกระเบื้องหลังคา วัสดุกันความร้อน กันรั่ว กันซึม
งานผนัง ก่อผนัง กั้นห้อง ฉาบปูน	อิฐมอญ อิฐมวลเบา อิฐบล็อก ปูนซีเมนต์ ปูนขาว ทราย ปูนฉาบผสมเสร็จ ผนังแผ่นยิปซั่ม ผนังสำเร็จรูป ผนังกระจก
งานฝ้าเพดาน	แผ่นยิปซั่ม แผ่นไม้ แผ่นโลหะ วัสดุแผ่นสำหรับฝ้าเพดานชนิดอื่น ๆ โลหะและเหล็กโครงฝ้าเพดาน
งานปูพื้น	กระเบื้องชนิดต่าง ๆ หินอ่อน หินขัด ไม้ปูพื้นปาร์เก้
งานประตู หน้าต่าง	วงกบไม้, โลหะ, พีวีซี บานประตู หน้าต่าง กระจก อุปกรณ์ประตู เหล็กดัด
งานสุขภัณฑ์ และห้องน้ำ	โถสุขภัณฑ์ โถปัสสาวะ อ่างล้างหน้า อ่างอาบน้ำ กระจกเงา ฝักบัว สายชำระ ก๊อกน้ำ ราวแขวน
งานทาสี	สีทาผนังชนิดต่าง ๆ สีทาไม้ สีทาเหล็ก สีทาฝ้า
วัสดุอื่นๆ	ตะปู น็อต กาว ซิลิโคน วัสดุยาแนว ฯลฯ

2.2 การบริหารวัสดุคงคลัง

2.2.1 ความหมายของการบริหารวัสดุคงคลัง

การบริหารวัสดุคงคลัง เป็นหนึ่งในระบบการจัดการวัสดุ ซึ่งหมายถึงการดำเนินงานในด้านต่าง ๆ ที่เกี่ยวกับรายการวัสดุ ซึ่งเริ่มตั้งแต่การบันทึกการรับวัสดุ การจ่ายวัสดุ การควบคุมจำนวนวัสดุคงเหลือให้มีประสิทธิภาพ [7] และสั่งซื้อวัสดุให้อยู่ในระดับที่เหมาะสม ไม่มากเกินไป และไม่น้อยเกินไปจนทำให้งานล่าช้า โดยทั่วไปงานก่อสร้างจะต้องมีการสั่งซื้อวัสดุเพื่อเตรียมไว้ใช้งานก่อน ไม่ซื้อวัสดุวันต่อวัน ซึ่งเป็นการซื้อมาโดยตรงที่หน่วยงานก่อสร้างตามคำขอของหน่วยงานนั้น ๆ ซื้อเพื่อสำรองวัสดุที่คลังส่วนกลางสำหรับงานก่อสร้างทุกโครงการเพื่อให้การดำเนินงานเป็นไปอย่างต่อเนื่องแต่จะทำให้เกินต้นทุนจม ต้นทุนเสียโอกาส ต้นทุนการเก็บรักษา[8]

2.2.2 สถานที่จัดเก็บวัสดุคงคลัง

งานก่อสร้างเป็นงานที่ต้องใช้วัสดุหลายประเภทและต้องใช้เป็นจำนวนมาก วัสดุที่ใช้มีมากมายจากหลายแหล่งผลิตหรือแหล่งจำหน่าย เช่น ทราย หิน ซีเมนต์ วัสดุสำเร็จรูป เช่น เสาเข็ม คอนกรีต พื้นคอนกรีตสำเร็จรูป หรือวัสดุตกแต่งผิว เช่น กระเบื้อง แผ่นไม้ และวัสดุอื่น ๆ อีกมากมาย วัสดุเหล่านี้จำเป็นต้องมีสถานที่เก็บรักษาก่อนการใช้งานเพราะต้องมีการจัดเตรียมวัสดุมาให้พร้อมเพื่อไม่ให้การทำงานสะดุดหรือขาดตอนซึ่งอาจส่งผลเสียตามมา ดังนั้นพื้นที่ที่จะใช้ในการกองเก็บรักษาอาจจะเป็นลานโล่งรอบสถานที่ก่อสร้าง หรือเป็นโกดังซึ่งจะต้องมีพื้นที่กว้างขวางพอที่จะเก็บรักษาวัสดุส่วนหนึ่งได้ โดยสถานที่เก็บรักษาวัสดุในงานก่อสร้างมีดังนี้ [12]

1) ลานกองวัสดุ ในกรณีที่สถานที่ก่อสร้างมีพื้นที่มากพอ ใช้กองวัสดุประเภทหิน ทราย ควรจัดพื้นที่ให้กับรถบรรทุกเข้ามาส่งวัสดุสะดวก ซึ่งส่วนใหญ่ลานกองวัสดุจะตั้งอยู่ในหน่วยงานก่อสร้างเลยเพื่อความสะดวก และควรตั้งในตำแหน่งที่ถูกทิศทางลมโดยที่ฝุ่นละอองจากกองวัสดุเหล่านี้รบกวนประชาชนโดยรอบสถานที่ก่อสร้างและผู้ปฏิบัติงานอื่น ๆ น้อยที่สุด

2) พื้นที่ก่อสร้างที่สร้างเสร็จแล้ว ในกรณีที่มีเนื้อที่จำกัดอาจจะใช้พื้นที่ของสิ่งก่อสร้างเสร็จแล้วเป็นที่กองวัสดุเพื่อเตรียมที่สำหรับการใช้งานในส่วนต่อไป เช่น ที่จอดรถ ส่วนของอาคาร บริเวณที่มีงานตกแต่ง วัสดุที่จะเก็บรักษาไว้ในสถานที่ดังกล่าว เช่น กระเบื้องปูพื้นหรือบุผนัง วัสดุฝ้าเพดาน วัสดุทางสาธารณูปโภค แบบหล่อเหล็ก เหล็กเสริม เป็นต้น วัสดุเหล่านี้จะต้องไม่ทำปัญหาหรือเพิ่มน้ำหนักให้กับสิ่งก่อสร้างมากนัก รวมถึงต้องเก็บวัสดุให้ปลอดภัยเพื่อป้องกันการสูญหายและเสียหาย

3) โกดังเก็บวัสดุ ที่ตั้งของโกดังเก็บวัสดุควรอยู่ใกล้กับถนนที่รถบรรทุกขนาดใหญ่สามารถเข้าถึงได้และใกล้กับสถานที่ก่อสร้างมากที่สุด เพื่อสะดวกต่อการควบคุมการใช้ การเบิกจ่าย และปลอดภัย ตั้งอยู่ที่สูงน้ำท่วมไม่ถึงไม่ขังในหน้าฝน ซึ่งโกดังเก็บวัสดุสามารถแบ่งย่อยได้ 3 แบบได้แก่ โกดังแบบเปิดโล่ง โกดังแบบฝาโปร่ง และโกดังแบบฝาทึบ

2.2.3 การตรวจนับและติดตามวัสดุคงคลัง

การตรวจนับและติดตามวัสดุคงคลังเป็นกระบวนการหนึ่งของการบริหารวัสดุคงคลัง ซึ่งสิ่งที่สำคัญของการบริหารวัสดุคงคลังคือปริมาณวัสดุในคลัง โดยการติดและตรวจนับวัสดุคงคลังมี 3 วิธีการดังนี้ [13]

1) การติดตามวัสดุคงคลังเป็นแบบช่วงเวลา (Periodic) คือการนับวัสดุคงคลังโดยการกำหนดช่วงเวลาเป็นรายสัปดาห์ รายเดือน รายไตรมาสหรือรายปี ส่วนใหญ่วิธีการนี้จะใช้กับวัสดุที่มีอัตราการหมุนเวียนต่ำและมีการคงคลังวัสดุไว้จำนวนมากซึ่งจะช่วยประหยัดเวลาในด้านของการขนส่งวัสดุเพราะสามารถทำการสั่งซื้อวัสดุได้ในคราวเดียวกัน

2) การติดตามวัสดุคงคลังแบบต่อเนื่อง (Continuous) คือการตรวจนับวัสดุแบบต่อเนื่องในทุกวัน โดยจะมีการกำหนดจุดสั่งซื้อวัสดุ ซึ่งปริมาณวัสดุที่จะสั่งซื้อนั้นต้องมีปริมาณคงที่ เมื่อตรวจนับวัสดุแล้วปริมาณวัสดุลดลงถึงจุดที่กำหนดไว้ฝ่ายจัดซื้อจะทำการสั่งซื้อวัสดุโดยสั่งซื้อเท่ากับปริมาณที่ได้กำหนดไว้ โดยวิธีการติดตามวัสดุคงคลังแบบต่อเนื่องจะใช้ระบบปริมาณการสั่งซื้อที่ประหยัดได้ (Economic Order Quantity) แต่วิธีการนี้จะทำเสียเวลาในการตรวจนับวัสดุซึ่งจะก่อให้เกิดต้นทุนในการตรวจนับวัสดุที่สูงขึ้น

3) การติดตามวัสดุคงคลังแบบระบบสองถัง (Two-Bin) คือการตรวจนับวัสดุแบบต่อเนื่องอย่างง่าย โดยใช้การสังเกตปริมาณวัสดุที่อยู่ภายในถัง ซึ่งระบบนี้จะใช้ถัง 2 ถังสำหรับจัดเก็บวัสดุ โดยเริ่มใช้วัสดุจากถังใบแรกจนหมด ก็จะทำการสั่งซื้อวัสดุเข้ามาเติม โดยระหว่างรอวัสดุจะใช้วัสดุในถังใบที่ 2 จนวัสดุถูกนำมาเติม วิธีการนี้จึงเหมาะกับวัสดุที่มีการใช้งานบ่อยแต่มีราคาถูก เช่น ตะปู นอต สลักเกลียว ฯลฯ ซึ่งการบันทึกรายการการเบิกใช้วัสดุโดยละเอียดอาจจะทำให้เสียเวลาไปโดยเปล่าประโยชน์ [6]

2.2.4 ปัญหาในการบริหารวัสดุคงคลัง

จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องส่วนใหญ่ พบว่าการบริหารวัสดุคงคลังนั้นเป็นกระบวนการที่สำคัญแต่ไม่ค่อยได้รับการควบคุมดูแลอย่างเข้มงวดซึ่งส่งผลให้เกิดปัญหาต่าง โดยปัญหาที่พบคือการมีปริมาณวัสดุคงคลังในคลังจำนวนมากทำให้สูญเสียพื้นที่การจัดเก็บวัสดุ อีกทั้งยังเกิดต้นทุนในการเก็บรักษา และต้นทุนจมเนื่องจากการสำรองวัสดุไว้ในจำนวนที่มากเกินไป [10],[14-15] นอกจากนี้ในงานศึกษาการปรับปรุงระบบการบริหารวัสดุคงคลังในอุตสาหกรรมก๊าซและปิโตรเลียมในประเทศไทยที่พบปัญหาในเรื่องของการแบ่งหมวดหมู่ความสำคัญของสินค้าที่จะทำให้การวิเคราะห์ปริมาณการสั่งซื้อและจุดสั่งซื้อที่เหมาะสมสำหรับสินค้าทำได้ยาก [16] โดยงานศึกษาที่ผ่านมาได้ใช้วิธีการแบ่งหมวดความสำคัญของสินค้าคือวิธี ABC Classification System เช่นเดียวกับ [17] ที่ได้ประยุกต์ใช้วิธีการนี้ในการจัดหมวดหมู่ของชิ้นส่วนอะไหล่รถมอเตอร์ไซค์ โดยได้นำไปใช้กับการวางผังการจัดเก็บชิ้นส่วนอะไหล่เพื่อให้มีระยะทางการเข้าถึงที่สั้นที่สุดเพื่อการทำงานที่รวดเร็วโดยเฉพาะชิ้นส่วนในกลุ่ม A ที่ถูกนำไปใช้มากจะต้องเข้าถึงชิ้นส่วนนี้ได้เร็วที่สุด

ดังนั้นในการปรับปรุงกระบวนการบริหารวัสดุคงคลังเพื่อแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้น วิธีการแบ่งจำแนกประเภทวัสดุเพื่อแบ่งหมวดความสำคัญของวัสดุจึงเป็นวิธีพื้นฐานที่ผู้ศึกษาส่วนใหญ่เลือกใช้ซึ่งจะกล่าวถึงกระบวนการนี้ในหัวข้อถัดไป

2.3 การแบ่งประเภทวัสดุคงคลังด้วยทฤษฎีเอบีซี (ABC Classification System)

การพิจารณาการจำแนกของคลังตามแนวคิดของทฤษฎีเอบีซี (ABC Classification System) เป็นเครื่องมือในการบริหารวัสดุคงคลังชนิดหนึ่ง ซึ่งเป็นแนวคิดการบริหารวัสดุที่เหมาะสำหรับกิจการที่มีวัสดุคงคลังหลายชนิด แต่ละชนิดมีปริมาณการใช้และต้นทุนต่อหน่วยที่แตกต่างกัน ซึ่งจะแบ่งวัสดุคงคลังออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่กลุ่ม A Bและ C [14] โดยที่

วัสดุกลุ่ม A คือ วัสดุที่มีมูลค่าสูงที่สุด มีรายการวัสดุที่มีมูลค่ารวมกันประมาณ 70-80% ของมูลค่าวัสดุทั้งหมด โดยที่การควบคุมวัสดุคงคลังประเภท A ต้องมีการควบคุมอย่างใกล้ชิดและเข้มงวด การสั่งซื้อและการเบิกวัสดุไปใช้ต้องมีการบันทึกข้อมูลอย่างถูกต้องรวมถึงต้องตรวจสอบอย่างสม่ำเสมอไม่ให้วัสดุขาดแคลน นโยบายการสั่งซื้อวัสดุคงคลังในกลุ่ม A ไม่ควรนำวิธีการสั่งซื้อที่ประหยัดมาเป็นตัวพิจารณา [16],[18]

วัสดุกลุ่ม B คือ วัสดุที่มีมูลค่าสูงคิดเป็นมูลค่าประมาณ 15-25% ของมูลค่าวัสดุทั้งหมด การควบคุมวัสดุคงคลังประเภท B ควรมีการควบคุมและติดตามตรวจนับวัสดุในระยะ 3-4 เดือนหรือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงขนาดของสั่งที่มากขึ้น และต้องระมัดระวังไม่ให้เกิดวัสดุขาดแคลนเช่นเดียวกับวัสดุกลุ่ม A [18]

วัสดุกลุ่ม C คือ วัสดุที่มีมูลค่ารวมกันประมาณ 5% ของมูลค่าวัสดุทั้งหมด การควบคุมวัสดุคงคลังประเภทวัสดุในกลุ่ม C เป็นวัสดุคงคลังที่มีมูลค่าต่ำ และมีจำนวนมาก การควบคุมจึงไม่จำเป็นต้องเข้มงวดจนเกินไป การตรวจนับวัสดุมักจะตรวจนับวัสดุเป็นรายปี [18]

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ขั้นตอนหลักโดยมีกรอบการดำเนินงานวิจัยตามรูปที่ 1 ได้แก่ การทบทวนงานวิจัยและการศึกษาที่ผ่านมา การศึกษาและเก็บรวบรวมข้อมูล การวิเคราะห์ข้อมูลสภาพปัญหา การจำแนกประเภทวัสดุคงคลังด้วยวิธีเอบีซี (ABC Classification System) และสรุปผลการศึกษา

3.1 ทบทวนงานวิจัยและการศึกษาที่ผ่านมา

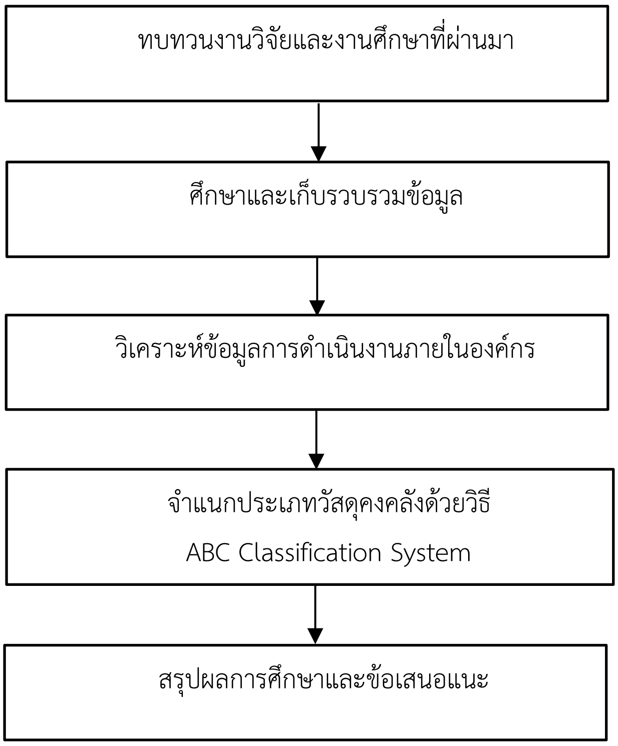
ศึกษาแนวคิด ทฤษฎี และการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการบริหารวัสดุคงคลังและการนำไปประยุกต์ใช้กับธุรกิจก่อสร้าง

3.2 ศึกษาและเก็บรวบรวมข้อมูล

ศึกษาและเก็บรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับการดำเนินงานภายในองค์กรย้อนหลังเป็นเวลา 2 ปี (พ.ศ.2561 ถึง พ.ศ.2562) โดยรวบรวมข้อมูลเกี่ยวกับกระบวนการบริหารวัสดุคงคลังในด้านการจัดซื้อ การรับวัสดุ การจัดเก็บ การเบิกใช้วัสดุ ข้อมูลปริมาณการเบิกใช้วัสดุ และราคาต่อหน่วยของวัสดุ

3.3 วิเคราะห์ข้อมูลกระบวนการดำเนินงาน

วิเคราะห์สภาพปัญหาของกระบวนการบริหารวัสดุคงคลังที่ประสบปัญหาจากการสอบถามผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับกระบวนการทำงานนี้ร่วมกับวิเคราะห์จากเอกสารข้อมูลต่าง ๆ ของกรณีศึกษา



รูปที่ 1 กรอบการดำเนินงานวิจัย

3.4 จำแนกประเภทวัสดุคงคลังด้วยวิธี ABC Classification System

ปรับปรุงกระบวนการบริหารวัสดุคงคลังโดยใช้วิธี ABC Classification System ในการจัดกลุ่มของวัสดุที่มีการเบิกใช้งานในแต่ละเดือนตั้งแต่ปี พ.ศ.2561 ถึงปีพ.ศ.2562 รวมทั้งสิ้น 24 เดือน ซึ่งมีวัสดุจำนวน 162 รายการที่นำมาวิเคราะห์ โดยใช้ข้อมูลปริมาณการเบิกใช้วัสดุและราคาต่อหน่วยของวัสดุ จากนั้นจึงนำมาจำแนกกลุ่มวัสดุโดยใช้มูลค่าของวัสดุแต่ละชนิดเป็นข้อมูลในการวิเคราะห์ซึ่งใช้โปรแกรม MS Excel ในการประมวลผลข้อมูลดังขั้นตอนต่อไปนี้

ขั้นตอนที่ 1 หามูลค่าของวัสดุแต่ละชนิดจากการคำนวณปริมาณการเบิกใช้วัสดุแต่ละชนิดในรอบระยะเวลาคูณด้วยราคาต่อหน่วยของวัสดุชนิดนั้น ๆดังสมการที่ 1

$$\text{มูลค่าวัสดุ} = \text{ราคาต่อหน่วย} \times \text{ปริมาณการใช้วัสดุ} \qquad (1)$$

ขั้นตอนที่ 2 เมื่อได้มูลค่าวัสดุแต่ละชนิดแล้วจึงนำรายการชนิดของวัสดุมาเรียงลำดับจากมากไปน้อย รายการวัสดุชนิดใดมีค่ามากที่สุด จะเรียงไว้อยู่อันดับหนึ่งและเรียงตามมูลค่าที่ลดลงตามลำดับดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ตัวอย่างการคำนวณมูลค่าวัสดุ

ลำดับ	ชนิดวัสดุ	ราคาต่อหน่วย	ปริมาณการใช้	มูลค่าวัสดุ
1	เหล็กเส้น DB 12 mm	198.00	5,070	1,003,860.00
2	เหล็กเส้น DB 16 mm	355.00	2,390	848,450.00
3	ปูนซีเมนต์อินทรีเขียว	108.00	5,714	617,112.00
4	อิฐมวลเบา Q-con	21.50	26,105	561,257.50
5	เหล็กเส้น RB 9 mm	108.00	4,006	432,648.00
6	เหล็กเส้น RB 6 mm	53.00	6,112	323,936.00

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณหาร้อยละของมูลค่าวัสดุแต่ละชนิดและร้อยละสะสมของมูลค่าวัสดุแต่ละชนิดที่เรียงลำดับไว้ในขั้นตอนที่ 2

ขั้นตอนที่ 4 นำร้อยละที่คำนวณได้จากขั้นตอนข้างต้นมาจัดแบ่งกลุ่มวัสดุให้อยู่ในกลุ่ม A B และ C ตามเกณฑ์ในหัวข้อที่ 2.3

ตารางที่ 3 ตัวอย่างการคำนวณหาร้อยละของมูลค่าวัสดุและการจัดแบ่งกลุ่ม

ชนิดวัสดุ	มูลค่าวัสดุ	มูลค่าสะสม	ร้อยละมูลค่า	ร้อยละมูลค่าสะสม	กลุ่ม
เหล็กเส้น DB 12 mm	1,003,860.0	1,003,860.0	12.86	12.86	A
เหล็กเส้น DB 16 mm	848,450.0	1,852,310.0	10.87	23.73	A
ปูนซีเมนต์อินทรีเขียว	617,112.0	2,469,422.0	7.91	31.63	A
อิฐมวลเบา Q-con	561,257.5	3,030,679.5	7.19	38.82	A
เหล็กเส้น RB 9 mm	432,648.0	3,463,327.5	5.54	44.37	A
เหล็กเส้น RB 6 mm	323,936.0	3,787,263.5	4.15	48.52	A

3.5 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

สรุปผลที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลและแนวทางในการปรับปรุงรูปแบบการบริหารวัสดุคงคลังของธุรกิจรับเหมาก่อสร้างขนาดเล็ก

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลจากการศึกษารูปแบบการบริหารวัสดุคงคลัง

จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูลทั่วไปในการดำเนินงานของกรณีศึกษาในด้านของการบริหารวัสดุคงคลัง ได้แก่ โครงสร้างองค์กรของกรณีศึกษา และลักษณะการทำงาน เพื่อนำไปสู่การวิเคราะห์ปัญหาที่เกิดจากระบบการบริหารวัสดุคงคลังในปัจจุบันที่บริษัทกรณีศึกษาประสบในหัวข้อถัดไป

4.1.1 โครงสร้างองค์กรของกรณีศึกษา

กรณีศึกษาเป็นธุรกิจก่อสร้างที่จดทะเบียนเป็นนิติบุคคลบริษัท มีทุนจดทะเบียน 1 ล้านบาท ก่อตั้งในปีพ.ศ.2558 โดยรับเหมาก่อสร้างประเภทอาคารพาณิชย์ โกดังเก็บของ บ้านพักอาศัย อาคารห้องพัก และโรงแรมขนาดเล็ก โครงสร้างองค์กรของกรณีศึกษาประกอบไปด้วยฝ่ายก่อสร้าง ฝ่ายประมาณราคา ฝ่ายจัดซื้อ ฝ่ายบัญชีและการเงิน และฝ่ายคลังวัสดุ ซึ่งมีบุคลากรทั้งสิ้น 10 คน

4.1.2 การสั่งซื้อวัสดุ

ในการสั่งซื้อวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างเป็นการสั่งซื้อแบบมีศูนย์กลางในการจัดซื้อ โดยให้ฝ่ายจัดซื้อสามารถทำหน้าที่ในการจัดซื้อจัดหาเครื่องมือและวัสดุก่อสร้างให้แก่หน่วยงานก่อสร้างทุกหน่วย โดยฝ่ายจัดซื้อจะได้รับใบสั่งซื้อวัสดุตามรูปที่ 2 ที่มีรายละเอียดของวัสดุ ปริมาณที่ต้องการ และหน่วยงานที่ใช้วัสดุ ซึ่งจะต้องได้รับการอนุมัติจากกรรมการบริษัทก่อนทำการสั่งซื้อวัสดุทุกครั้ง และในกรณีที่การสั่งซื้อมีมูลค่ามากกว่า 3,000 บาท ฝ่ายจัดซื้อต้องทำการเปรียบเทียบราคาจากผู้ขายอย่างน้อย 3 ราย จึงสามารถทำการสั่งซื้อวัสดุได้ ซึ่งการสั่งซื้อส่วนใหญ่จะดำเนินการโดยใช้วิธีโทรศัพท์ติดต่อกับผู้ขายและตกลงเงื่อนไขในการสั่งซื้อ

รูปที่ 1 ใบสั่งซื้อวัสดุก่อสร้างของบริษัทกรณีศึกษา

4.1.3 การรับวัสดุ

การรับวัสดุหลังจากทำการสั่งซื้อวัสดุของบริษัทกรณีศึกษาจะแบ่งออกเป็น 2 กรณี กรณีที่หนึ่งคือผู้ขายจัดส่งวัสดุให้จะเป็นกรณีที่วัสดุมีจำนวนมากและมีขนาดใหญ่ ต้องอาศัยการขนส่งโดยใช้รถบรรทุก 6 ล้อขึ้นไป หรือวัสดุที่ต้องใช้รถขนส่งโดยเฉพาะเพื่อไม่ให้วัสดุเสียหายระหว่างการขนส่งเช่น เหล็กเส้น เหล็กรูปพรรณ ปูนซีเมนต์ อิฐมอญ อิฐบล็อก และในกรณีที่ผู้ขายให้ทางบริษัทรับวัสดุเองที่ร้านค้าเนื่องจากมีปริมาณน้อย และมีขนาดเล็ก

4.1.4 การจัดเก็บวัสดุ

การจัดเก็บวัสดุเมื่อได้รับวัสดุแล้วนั้นจะทำการจัดเก็บที่คลังวัสดุส่วนกลางและจัดเก็บที่หน่วยงานก่อสร้างเนื่องจากพื้นที่ในการจัดเก็บไม่เพียงพอ การจัดเก็บที่คลังวัสดุจะมีฝ่ายคลังวัสดุเป็นผู้ดูแล จัดเก็บ และตรวจสอบวัสดุอย่างสม่ำเสมอ ในส่วนของการจัดเก็บที่หน่วยงานก่อสร้างจะเลือกจัดเก็บที่หน่วยงานก่อสร้างที่สร้างเสร็จบางส่วนและมีความมิดชิดเพื่อป้องกันวัสดุได้รับความเสียหาย โดยจะมีผู้ดูแลวัสดุคือฝ่ายก่อสร้างที่

หน่วยงานนั้น ๆ ร่วมกันตรวจสอบและส่งรายงานการเบิกใช้วัสดุมายังฝ่ายคลังวัสดุทุกวัน

4.1.5 การเบิกวัสดุ

ขั้นตอนการเบิกวัสดุเพื่อนำไปใช้ในหน่วยงานก่อสร้างนั้น ผู้ที่ต้องการเบิกวัสดุจะต้องมีใบเบิกวัสดุซึ่งจะระบุชนิดวัสดุ จำนวนที่ต้องการเบิก หน่วยงานที่ใช้ จากนั้นฝ่ายคลังวัสดุจะเป็นผู้ตรวจสอบนับจำนวนวัสดุที่มีอยู่ในคลังและบันทึกข้อมูลการเบิกใช้วัสดุ

4.1.6 การตรวจสอบวัสดุคงคลัง

การตรวจสอบปริมาณและรายการของวัสดุในคลังจะใช้วิธีตรวจนับจากวัสดุที่เหลืออยู่ หากวัสดุใกล้หมดฝ่ายวัสดุจะแจ้งไปยังกรรมการบริษัทเพื่อให้ฝ่ายจัดซื้อทำการสั่งซื้อโดยขนาดการสั่งซื้อแต่ละครั้งนั้นไม่มีการกำหนดเกณฑ์ในการสั่งซื้อแต่จะอาศัยจากประสบการณ์ที่ผ่านมา

4.2 ผลการวิเคราะห์ปัญหาที่เกิดจากระบบการบริหารวัสดุคงคลัง

การศึกษาปัญหาที่เกิดจากระบบบริหารวัสดุคงคลังของกรณีศึกษาโดยการเก็บรวบรวมข้อมูลและสอบถามจากฝ่ายต่าง ๆภายในองค์กรที่มีส่วนเกี่ยวข้องมาวิเคราะห์สาเหตุร่วมกับการพิจารณาจากเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องพบปัญหาที่สอดคล้องกันดังนี้

1) ฝ่ายก่อสร้างใช้วัสดุหลายชนิดในการก่อสร้าง
2) ฝ่ายคลังวัสดุมีการตรวจนับวัสดุที่ถูกเบิกไปใช้งานแต่ไม่มีการวิเคราะห์ข้อมูลวัสดุรายเดือนว่าวัสดุแต่ละชนิดถูกใช้ไปจำนวนเท่าใด
3) ฝ่ายคลังวัสดุมีวัสดุที่ไม่ได้ใช้งานจำนวนมากทำให้เกิดต้นทุนในการเก็บรักษา นอกจากนี้ยังส่งผลให้วัสดุบางชนิดเสียหายจากการดูแลวัสดุไม่ทั่วถึง
4) พื้นที่จัดเก็บวัสดุไม่เพียงพอทำให้การจัดหมวดหมู่วัสดุทำได้ยาก
5) ฝ่ายจัดซื้อไม่มีนโยบายในการสั่งซื้อวัสดุแต่ละชนิดอย่างเหมาะสมทำการสั่งซื้อเมื่อวัสดุใกล้หมดทำให้บางครั้งวัสดุขาดแคลน ส่งผลให้งานล่าช้า

รูปที่ 3 วัสดุเสียหายเนื่องจากไม่ได้รับการดูแล

4.3 ผลการปรับปรุงระบบการบริหารวัสดุคงคลังด้วยทฤษฎีเอบีซี (ABC Classification System)

การนำทฤษฎีเอบีซี (ABC Classification System) มาใช้ในการปรับปรุงกระบวนการบริหารวัสดุคงคลังนั้นสามารถจัดลำดับความสำคัญของวัสดุแต่ละชนิดให้มีการจัดการที่เหมาะสมกับวัสดุนั้น ๆ เนื่องจากวิธีการจัดการวัสดุแต่ละชนิดมีความแตกต่างกัน เช่น ระยะเวลาในการจัดส่ง ขนาดของวัสดุ และการดูแลรักษา ซึ่งสามารถแก้ไขปัญหาของการบริหารวัสดุคงคลังได้

การจัดแบ่งกลุ่มวัสดุด้วยวิธี ABC Classification ตามมูลค่าของวัสดุที่มีการเบิกใช้ในปีพ.ศ. 2561 และปีพ.ศ. 2562 โดยเก็บข้อมูลการเบิกใช้วัสดุในแต่ละเดือนและราคาต่อหน่วยของวัสดุรวมทั้งหมด 162 ชนิดสามารถแบ่งได้ดังนี้

กลุ่ม A มีจำนวนวัสดุทั้งหมด 20 ชนิด มีมูลค่าวัสดุคงคลัง 6,312,670.00 บาท คิดเป็นมูลค่า 80.87 % ของมูลค่าวัสดุคงคลังทั้งหมด

กลุ่ม B มีจำนวนวัสดุทั้งหมด 26 ชนิด มีมูลค่าวัสดุคงคลัง 1,178,473.00 บาท คิดเป็นมูลค่า 15.07% ของมูลค่าวัสดุคงคลังทั้งหมด

กลุ่ม C มีจำนวนวัสดุทั้งหมด 126 ชนิด มีมูลค่าวัสดุคงคลัง 315,223.00 บาท คิดเป็นมูลค่า 4.06 % ของมูลค่าวัสดุคงคลังทั้งหมด

ตารางที่ 4 การจัดกลุ่มวัสดุด้วยวิธี ABC Classification System

กลุ่ม	มูลค่าวัสดุ (บาท)	มูลค่าวัสดุ (%)	จำนวนวัสดุ (ชนิด)
A	6,312,670.00	80.87	20
B	1,178,473.00	15.07	26
C	315,223.00	4.06	126
รวมทั้งหมด	7,806,366.00	100.00	162

จากการวิเคราะห์ข้อมูลพบว่าวัสดุกลุ่ม A ส่วนใหญ่นั้นเป็นกลุ่มวัสดุหลักที่ใช้ในการก่อสร้าง เช่น เหล็กเส้น ปูนซีเมนต์ อิฐมอญ ส่วนวัสดุกลุ่ม B เป็นวัสดุหลักในการก่อสร้างเช่นเดียวกับวัสดุในกลุ่ม A แต่มีปริมาณการใช้งานน้อยกว่าเช่น ลวดมัดเหล็ก วงกบไม้ สีรองพื้น และในส่วนของวัสดุกลุ่ม C ส่วนใหญ่เป็นวัสดุในกลุ่มวัสดุสิ้นเปลือง เช่น ตะปู ใบตัดเหล็ก ดอกสว่าน ซึ่งจากข้อมูลที่แสดงในตารางที่ 4 นั้นจะเห็นได้ว่า จำนวนวัสดุในกลุ่ม C มีจำนวนมากที่สุดแต่มีมูลค่าเพียง 4.06% ของมูลค่าวัสดุทั้งหมด

5. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาถึงรูปแบบการบริหารวัสดุคงคลังและแนวทางการปรับปรุงเพื่อแก้ไขปัญหาเกี่ยวกับการบริหารวัสดุคงคลังที่เกิดขึ้น การจัดลำดับความสำคัญของวัสดุ (ABC Classification System) นั้นทำเพื่อนำไปต่อยอดในการกำหนดนโยบายการสั่งซื้อที่เหมาะสมสำหรับวัสดุแต่ละชนิดโดยเฉพาะวัสดุกลุ่ม A ที่มีความสำคัญมากที่สุด การควบคุมดูแลวัสดุกลุ่ม A จึงต้องมีความรอบคอบและเข้มงวดเพื่อที่จะทำให้ต้นทุนในการบริหารวัสดุคงคลังลดลงและเพื่อแก้ไขปัญหาภายในองค์กรที่พบปัญหาในเรื่องของการจัดเก็บวัสดุที่ไม่เป็นหมวดหมู่ทำให้ดูแลรักษายากรวมถึงการมี

วัสดุไว้คลังมากเกินไปทำให้สูญเสียพื้นที่ในการจัดเก็บวัสดุที่มีความสำคัญมากกว่า ดังนั้นการนำวิธีการจำแนกกลุ่มวัสดุคงคลังเพื่อจัดลำดับความสำคัญนั้นมีประโยชน์มากต่อกรณีศึกษานี้ ซึ่งการนำวัสดุมาจัดกลุ่มนั้นทำให้ทราบว่าวัสดุชนิดใดถูกใช้งานมากที่สุดจะเป็นแนวทางในแก่กรณีศึกษาในการวิเคราะห์ข้อมูลการเบิกใช้วัสดุ

นอกจากนี้เพื่อเป็นแนวทางสำหรับการวิจัยอื่น ๆ ต่อไป ในงานวิจัยนี้ผู้ศึกษาได้พิจารณาวัสดุเฉพาะส่วนที่มีการจัดเก็บสำรองไว้ในคลังวัสดุ ซึ่งวัสดุก่อสร้างในความเป็นจริงแล้วนั้นมีหลากหลายชนิด การสำรองวัสดุไว้จะทำได้ก็ต่อเมื่อวัสดุชนิดนั้นมีการใช้งานเหมือนกันทุกหน่วยงานก่อสร้าง โดยในส่วนนี้ผู้ศึกษาไม่ได้พิจารณาถึงวัสดุที่มีการใช้งานเฉพาะหน่วยงานใดหน่วยงานหนึ่งเนื่องจากการวัสดุเหล่านั้นไม่ได้เป็นวัสดุหมุนเวียนซึ่งในการวิเคราะห์นโยบายการสั่งซื้อวัสดุเหล่านั้นควรพิจารณาร่วมกับการวางแผนการใช้งานวัสดุเพื่อลดปัญหาเกี่ยวกับวัสดุที่อาจจะเกิดขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ในการดำเนินการวิจัยในครั้งนี้ ผู้ศึกษาขอขอบคุณบุคลากรบริษัทกรณีศึกษาบริษัทพีพีซี เอ็นจิเนียริ่ง 2015 จำกัด ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับการดำเนินงานขององค์กร และขอบคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ได้ให้ความช่วยเหลือแก่ผู้ศึกษาตลอดจนคำแนะนำต่าง ๆ

เอกสารอ้างอิง

[1] วิจัยกรุงศรี (2562). ธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง. แนวโน้มธุรกิจ/อุตสาหกรรมปี 2562-2564. มิถุนายน 2562, หน้า 1-12.

[2] กิติยา ไกรสรกุล (2554). การปรับปรุงข้อกำหนดสัญญาเพื่อแก้ไขปัญหาการจัดหาวัสดุในโครงการก่อสร้าง, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[3] สกุลศักดิ์ ญาติฝูง (2555). การวิเคราะห์ความสูญเปล่าในการขนส่งวัสดุเข้าสู่พื้นที่ก่อสร้าง, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] Said, H., & El-Rayes, K. (2011). Optimizing material procurement and storage on construction sites. Journal of Construction Engineering and Management, 137(6), pp.421-431.

[5] Kasim, N. (2011). ICT implementation for materials management in construction projects: case studies. Journal of Construction Engineering and Project Management, 1(1), pp.31-36.

[6] ดวงสุข ทวีสุขเกษม (2532). การศึกษาระบบการจัดการวัสดุ สำหรับโครงการก่อสร้างอาคาร, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[7] กิ่งกาญจน์ ผลิกะ และ นพปฎล สุวรรณทรัพย์ (2559). การบริหารสินค้าคงคลังโดยการประยุกต์ใช้ทฤษฎี ABC Classification Analysis เทคนิค EOQ Model และวิธี Silver-Meal: กรณีศึกษาบริษัท XYZ. วารสารวิจัยราชภัฏพระนคร สาขามนุษยศาสตร์และสังคมศาสตร์, ปีที่ 11, ฉบับที่ 1, หน้า 102-114.

[8] นิคุณ สายวงค์เปียง (2554). การศึกษาปัญหาด้านการจัดการวัสดุของบริษัทก่อสร้าง, โครงงานวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[9] Pimpun Ngampak and Kongkoon Tochaiwat (2013). Guidelines to Reduce the Construction Costs of Lower-Tier Single Detach Houses of Registered Entrepreneurs. Build Environment Research Associates Conference (BERAC4), Faculty of Architecture and Planning, Thamasat University, 23 May 2013, pp.1-6.

[10] อุดม ตั้งล้ำเลิศ (2551). *การพยากรณ์ยอดขายและการลดต้นทุนสินค้าคงคลังในอุตสาหกรรมไม้พื้นสำเร็จรูปลามิเนต*,วิทยานิพนธ์ปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[11] Tanubrata, M., & Gunawan, I. (2018). Procurement management/material supply on construction projects. In MATEC Web of Conferences (Vol. 215, p. 01031). EDP Sciences.

[12] สมชาย โพพาทอง (2554). การศึกษากระบวนการจัดการวัสดุก่อสร้างของบริษัทรับสร้างบ้าน, วิทยานิพนธ์ปริญญาสถาปัตยกรรมศาสตรบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[13] สุพรพันธ์ จิตธรรม (2554). การจัดการสินค้าคงคลังสำหรับธุรกิจบริการอาหารแช่แข็งนำเข้าจากต่างประเทศ, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[14] นที เอื้อสมิทธิ์ (2554). การพัฒนาระบบการจัดการคลังพัสดุ: กรณีศึกษาร้านค้าปลีกวัสดุก่อสร้าง, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[15] จีรวัฒน์ นภาสุขวีระมงคล (2558). การบริหารวัสดุคงคลัง ประเภทวัสดุสนับสนุนการผลิตโดยใช้การจำลองสถานการณ์: กรณีศึกษาโรงงานแปรรูปกระจก, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, มหาวิทยาลัยศิลปากร.

[16] เฉลิมพล เปล่งวัฒน์ (2552). การปรับปรุงระบบการบริหารวัสดุคงคลังในอุตสาหกรรมก๊าซและปิโตรเลียมในประเทศไทย, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[17] Hanafi, R., Mardin, F., Asmal, S., Setiawan, I., & Wijaya, S. (2019, October). Toward a green inventory controlling using the ABC classification analysis: A case of motorcycle spares parts shop. In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science (Vol. 343, No. 1, p. 012012). IOP Publishing.

[18] กัญชลา สุดตาชาติ (2548). การพัฒนาระบบจัดการสินค้าคงคลัง. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

การศึกษาผลกระทบของโครงการรถไฟทางคู่สายตะวันออก ช่วงหัวหมาก-ฉะเชิงเทรา-ศรีราชา ในพื้นที่เขตลาดกระบัง

Study on Impacts of the Double-track Railway : The Eastern Line Project (Hua Mak – Chachoengsao – Si Racha Section) in Ladkrabang District

เศรษฐสิทธิ์ ตลอดไธสงดาภา[1] และ และแหลมทอง เหล่าคงถาวร[2,*]

[1,2] *สาขาวิชาวิศวกรรมก่อสร้าง การจัดการและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร*

**Corresponding author; E-mail address: sethasittalodthaisongdapha@gmail.com*

บทคัดย่อ

โครงการเพิ่มประสิทธิภาพและเพิ่มความจุทางรถไฟทางคู่สายตะวันออก ช่วงหัวหมาก-ฉะเชิงเทรา-ศรีราชา เป็นส่วนหนึ่งของแผนโครงการเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (EEC) ซึ่งเป็นโครงการขนาดใหญ่ วัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของโครงการเพื่อเป็นกรณีศึกษาให้กับโครงการในอนาคต กลุ่มประชากร คือผู้อยู่อาศัยที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ช่วงแนวเส้นทางที่มีการก่อสร้างโครงการ ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ในเขตลาดกระบังที่อยู่ห่างจากตัวโครงการภายในรัศมี 1 กิโลเมตร การคำนวณขนาดของกลุ่มตัวอย่างใช้วิธีของ Taro Yamane โดยใช้วิธีกำหนดตัวอย่างแบบเจาะจง (Purposive sampling) กำหนดความคลาดเคลื่อนของการสุ่มตัวอย่างที่ยอมให้เกิดระหว่างค่าจริงและค่าประมาณการร้อยละ 5 ได้จำนวน 400 ตัวอย่าง เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยเป็นแบบสอบถาม ด้วยโปรแกรมวิเคราะห์สำเร็จรูป SPSS (statistical package for the social sciences) จากการศึกษาพบว่าภาพรวมระดับทัศนคติที่คาดว่าจะได้รับผลกระทบจากโครงการของผู้อยู่อาศัยที่อยู่ตามแนวเส้นทางของโครงการอยู่ในระดับ “มาก” (จาก 5 ระดับ น้อยมาก น้อย ปานกลาง มากและมากที่สุด) และจากระดับทัศนคติต่อผลกระทบที่คาดว่าจะได้รับในด้านปัญหาด้านมลภาวะมีค่าเฉลี่ยสูงที่สุด ดังนั้นผู้จัดทำโครงการจึงควรมีวิธีการในการบรรเทาปัญหาด้านมลภาวะที่จะเกิดขึ้นเมื่อดำเนินโครงการแก่ผู้อยู่อาศัยโดยรอบและผู้ที่สัญจรผ่านบริเวณโครงการ

คำสำคัญ: รถไฟทางคู่, ผลกระทบจากการก่อสร้าง, โครงการขนาดใหญ่

Abstract

The Double-track Railway : The Eastern Line Project (Hua Mak – Chachoengsao – Si Racha Section) is part of the Eastern Economic Corridor (EEC) which is a mega project. The objective of this research is to study impacts of this project as a case study for similar future projects. Studied population is residents living in the area of 1 kilometer in radius along the project line which governs Ladkrabang district. Four hundred sample size was computed using Taro Yamane’s method, with purposive sampling, and 5% error allowed. The tool of this study is questionnaires analyzed by SPSS (statistical package for the social sciences). From the study found that impact level from attitude of residents along the project is “More” (From 5 levels Very Low, Low, Moderate, More and Most) and the impact of pollution is the highest expected impact. So, project responsibility should have the measurement and solution to reduce pollution from the project.

Keywords: Double-track Railway, Impact of Construction, Mega Project

1. คำนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

เนื่องจากในปัจจุบันบริเวณพื้นที่ในกรุงเทพฯ มีการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจและประชากรอย่างรวดเร็ว ส่งผลให้เกิดการกระจุกตัวและความแออัด หน่วยงานทางรัฐบาลจึงได้มีแผนโครงการพัฒนาระเบียงเศรษฐกิจตะวันออก (ECC) เพื่อที่จะกระจายความเจริญและความหนาแน่นของกลุ่มประชากรไปยังพื้นที่ในภาคตะวันออก ซึ่งโครงการเพิ่มประสิทธิภาพและเพิ่มความจุทางรถไฟทางคู่สายตะวันออก ช่วงหัวหมาก-ฉะเชิงเทรา-ศรีราชา เป็นส่วนหนึ่งในโครงการพัฒนาระเบียงเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออก (ECC) โดยมีเส้นทางบางส่วนของโครงการที่มีพื้นที่โครงการอยู่ในเขตลาดกระบัง ซึ่งอาจจะก่อให้เกิดผลกระทบต่อผู้พักอาศัยหรือผู้ประกอบอาชีพบริเวณแนวเส้นทางโครงการในด้านสิ่งแวดล้อม ความปลอดภัย และวิถีชีวิต งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาทัศนคติของผู้พักอาศัยและประกอบอาชีพตามแนวเส้นทางโครงการเพื่อศึกษาผลกระทบ และนำไปใช้เป็นแนวทางแก้ไขหรือป้องกันต่อไป

1.2 ขอบเขตของงานวิจัย

1.2.1 กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ศึกษาต้องมีที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงานอยู่ภายในเขตลาดกระบังและห่างจากแนวโครงการไม่เกิน 1 กิโลเมตร

1.2.2 งานวิจัยนี้ทำการศึกษาความคิดเห็นของประชาชนพื้นที่ลาดกระบังต่อผลกระทบในด้านสิ่งแวดล้อม ด้านความปลอดภัย และด้านวิถีชีวิต ที่มีต่อโครงการเท่านั้น

1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.3.1 ทราบถึงระดับของผลกระทบในด้านต่างๆที่ประชาชนในเขตลาดกระบังคาดว่าจะได้รับจากการก่อสร้างโครงการฯ

1.3.2 สามารถนำข้อมูลไปเป็นแนวทางเพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาเมื่อมีโครงการก่อสร้างทางรถไฟที่ส่งผลกระทบต่อประชาชนในพื้นที่

1.4 สมมติฐานงานวิจัย

1.4.1 ประชาชนที่ต่างอายุกันจะมีทัศนคติต่อผลกระทบที่ได้รับจากการก่อสร้างโครงการฯ ที่แตกต่างกัน

1.4.2 ประชาชนที่มีระดับการศึกษาที่ต่างกันจะมีทัศนคติต่อผลกระทบที่ได้รับจากการก่อสร้างโครงการฯ ที่แตกต่างกัน

1.4.3 ประชาชนที่มีความถี่ในการสัญจรผ่านแนวเส้นทางโครงการที่ต่างกันจะมีทัศนคติต่อผลกระทบที่ได้รับจากการก่อสร้างโครงการฯ ที่แตกต่างกัน

1.4.4 ประชาชนที่ระยะห่างระหว่างโครงการฯ กับที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงานจะมีทัศนคติต่อผลกระทบที่ได้รับจากการก่อสร้างโครงการฯ ที่แตกต่างกัน

2. ทบทวนวรรณกรรม

จากการศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมของโครงการก่อสร้างถนนและทางยกระดับ ของศุภชัย มหากิจ (2543) [1] ใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการรวบรวมข้อมูล เลือกกลุ่มตัวอย่างโดยอ้างอิงจากทฤษฎีของ Taro Yamane ได้ 400 ชุด จำแนกหัวข้อในการศึกษาและวิเคราะห์โครงการในด้านทรัพยากรทางกายภาพและสิ่งแวดล้อม ได้แก่ ผลกระทบด้านเสียง ผลกระทบด้านการสั่น สะเทือน ผลกระทบด้านคุณภาพอากาศ ผลกระทบด้านอุทกวิทยาผิวดิน ผลกระทบด้าน ธรณีวิทยา ผลกระทบด้านทัศนียภาพ และผลกระทบด้านการคมนาคม จากผลการศึกษาพบว่า ทางยกระดับมีผลกระทบสิ่งแวดล้อมมากในด้านต่างๆ ได้แก่ เสียงรบกวน (ระดับเสียง) ความสั่น สะเทือน คุณภาพอากาศ ทัศนียภาพ และการคมนาคม

ฉัตรชัย อำนาจบุดดี (2556) [2] ได้ทำการศึกษาเรื่อง ความพึงพอใจของประชาชนที่มีต่อโครงการก่อสร้างทางบริการทางหลวงหมายเลข 7 สายกรุงเทพมหานคร – บ้านฉาง โดยได้กำหนดขนาดกลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในงานวิจัย คือประชาชนที่อาศัยอยู่ในพื้นที่สายทางที่ครอบคลุมพื้นที่ใน 5 ตำบลของพื้นที่ อำเภอศรีราชา และอำเภอบางละมุง เนื่องจากจำนวนประชากรมีจำนวนมาก จึงหาขนาดกลุ่มตัวอย่างโดยใช้วิธีของ Taro Yamane กำหนดขนาดกลุ่มตัวอย่างที่จะศึกษาได้คือ 400 คน ใช้วิธีสุ่มตัวอย่างแบบเป็นสัดส่วน (proportional random sampling) เพื่อที่จะได้จำนวนกลุ่มตัวอย่างที่เป็นสัดส่วนตามจำนวนของประชากรในแต่ละตำบล โดยใช้แบบสอบถามปลายเปิดและปลายปิด และใช้เทคนิคการวัดทัศนคติ 5 ช่วง ของลิเกิร์ต โดยจากการเก็บข้อมูลความพึงพอใจ 3 ด้าน

1) ด้านรูปแบบของทางบริการ
2) ด้านความสะดวกปลอดภัย
3) ด้านการทำงานของกรมทางหลวง

ในด้านรูปแบบของทางบริการ การปรับปรุง U-TURN ใต้สะพานโดยขยายกว้างขึ้นมีระดับความพึงพอใจมากที่สุด ในด้านความสะดวกปลอดภัยการเดินทางเข้าออกถนนบริการมีระดับความพึงพอใจมากที่สุด ในด้านการทำงานของกรมทางหลวง การควบคุมงานของเจ้าหน้าที่กรมทางหลวงมีระดับความพึงพอใจมากที่สุด ซึ่งระดับความพอใจเฉลี่ยของทั้ง 3 ด้านมีค่า 3.14 คืออยู่ในระดับพึงพอใจปานกลาง

สมพล ตรีวิศวเวทย์ (2556) [3] ได้ทาการศึกษาผลกระทบต่อประชาชนผู้อยู่อาศัยบริเวณการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีม่วง (ในระหว่างการก่อสร้าง) โดยการใช้แบบสอบถามจานวน 1,160 ตัวอย่างซึ่งแบ่งเป็น 4 ช่วงการศึกษาได้แก่ สถานีเตาปูนถึงกระทรวงสาธารณสุข สถานีกระทรวงสาธารณสุขถึงสถานีแยกนนทบุรี สถานีแยกนนทบุรีถึงสถานีบางรักใหญ่และสถานีบางรักใหญ่ถึงสถานีคลองบางไผ่ ทำให้ได้ทราบทัศนคติด้านผลกระทบโดยรวมของประชาชนมีต่อโครงการฯ ที่เกิดขึ้นของผู้ตอบแบบสอบถามนั้นได้รับผลกระทบปานกลาง ร้อยละ 44 รองลงมาคือได้รับผลกระทบมาก ร้อยละ 25 ความพึงพอใจกับวิธีการป้องกันและแก้ไขปัญหามีความพึงพอใจในระดับปานกลาง ร้อยละ 64.25 และไม่มีความพึงพอใจเพียงร้อยละ 8.75 เมื่อโครงการแล้วเสร็จจะได้รับประโยชน์อย่างไรจากโครงการฯ มากที่สุด 5 อันดับ คือ

1) การคมนาคมสะดวก รวดเร็วขึ้น ร้อยละ 72.50
2) ใช้เวลาในการเดินทางน้อยลง ร้อยละ 65.00
3) ทำให้ที่ดินบริเวณนี้มีราคาแพงมากขึ้น ร้อยละ 42.00
4) ประหยัดค่าใช้จ่ายในการเดินทาง ร้อยละ 34.25
5) มีคุณภาพชีวิตดีขึ้น เพราะเป็นแหล่งดึงดูดให้มีร้านค้าและสิ่งอำนวยความสะดวกเข้ามามากขึ้น ร้อยละ 27.25

Esmaeil Balal and Ruey Long Cheu [4] ได้ทำการศึกษาผลกระทบด้านสุขภาพของชุมชนและเกณฑ์การประเมินที่เกี่ยวข้องในระหว่างขั้นตอนการวางแผนของโครงการขนส่ง การวิจัยนี้ได้พัฒนาเครื่องมือซึ่งประกอบด้วยตารางและแผนที่ความคิด

โดยตารางจะมีตารางย่อยสามตาราง แต่ละตารางแสดงถึงเกณฑ์และตัวชี้วัดของ การขนส่ง สิ่งแวดล้อมและสุขภาพของชุมชน โดยในแต่ละด้านจะถูกประเมินโดยหลายเกณฑ์และแต่ละเกณฑ์มีตัวบ่งชี้เชิงปริมาณหรือเชิงคุณภาพความสัมพันธ์ระหว่างการขนส่ง สิ่งแวดล้อมและสุขภาพของชุมชนถูกแสดงเชื่อมโยงระหว่างเกณฑ์ต่างๆ และมีการแสดงภาพผ่านแผนที่

แนวคิดเพื่อสามารถทำให้นักวิเคราะห์สามารถระบุได้อย่างรวดเร็วว่าแง่มุมใดของสิ่งแวดล้อมและสุขภาพชุมชนที่อาจได้รับผลกระทบจากโครงการขนส่ง ตารางและแผนที่ความคิดสร้างจากกรณีศึกษาสองกรณี กรณีศึกษาแรกเกี่ยวข้องกับการขยายกำลังความจุของทางหลวง ในขณะที่กรณีศึกษาที่สองเกี่ยวข้องกับการเพิ่มเส้นทางขนส่งกรณีศึกษาเหล่านี้แสดงให้เหวนว่าแผนที่แนวคิดอาจช่วยนักวิเคราะห์ในการกำหนดขอบเขตของสิ่งแวดล้อมและการศึกษาผลกระทบด้านสุขภาพของชุมชน และรวมถึงการใช้การเปลี่ยนแปลงเพื่อหาเกณฑ์หรือตัวบ่งชี้ใหม่ๆที่ สำคัญของโครงการงานขนส่งได้

X. Xue et al. (2015) [5] ได้ทาการศึกษาผลกระทบด้านลบของโครงการก่อสร้างรถไฟใต้ดินโดยการสำรวจในประเทศจีน ซึ่งการสำรวจจะใช้วิธีการแจกแบบสอบถามโดยปัจจัยหลักจะถูกระบุโดยใช้การสร้างโมเดลสมการโครงสร้าง (Structural Equation Modeling: SEM) และใช้วิธี KMO and Bartlett’s test ในการทดสอบความสัมพันธ์ของข้อมูลซึ่งมีปัจจัยหลักอยู่ 4 ปัจจัยคือ

ปัจจัยที่ 1 คือผลกระทบต่อพฤติกรรมการเดินทางของประชาชน ปัจจัยนี้สะท้อนถึงผลกระทบเชิงลบของการก่อสร้างรถไฟใต้ดินที่ส่งผลต่อการเดินทางประจำวันของประชาชนรวมถึงค่าใช้จ่ายในการเดินทางรายวัน วิธีการเดินทางและความถี่ในการออกไปนอกบ้านผลที่ได้แสดงให้เห็นว่าการก่อสร้างรถไฟใต้ดินมีผลกระทบเชิงลบมากที่สุดคือการเดินทางประจำวันของประชาชน

ปัจจัยที่ 2 คือผลกระทบในทางลบต่อการจราจร การก่อสร้างทางรถไฟใต้ดิน ซึ่งนำไปสู่ปัญหาการจราจรแออัด สูญเสียระดับการบริการของถนน เพิ่มความยุ่งยากในการหาที่จอดรถ และเพิ่มการจราจรติดขัดและอุบัติเหตุทางจราจร

ปัจจัยที่ 3 คือ ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม การก่อสร้างทางรถไฟใต้ดินยังส่งผลกระทบอย่างมากต่อสิ่งแวดล้อมเช่น เสียงในการก่อสร้าง ฝุ่นละออง และทำให้ถนนเดิมเกิดความเสียหาย

ปัจจัยที่ 4 คือผลกระทบต่อชีวิตประจาวัน ปัจจัยนี้สะท้อนถึงผลกระทบในทางลบต่อชีวิตประจำวันของประชาชน เช่น ความถี่ในการจับจ่ายใช้สอยที่ลดลง ลดอารมณ์ในการทำงาน สูญเสียรายได้ต่อเดือน และการถูกตัดขาดจากน้ำประปา ไฟฟ้าและก๊าซธรรมชาติ

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยประกอบด้วย 5 ขั้นตอนได้แก่

3.1.1 รวบรวมข้อมูลของเอกสารงานวิจัยต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาผลกระทบจากโครงการก่อสร้าง เพื่อนำมาเป็นแนวทางในการออกแบบวิธีการเลือกตัวอย่าง การเก็บข้อมูล และการวิเคราะห์ข้อมูล

3.1.2 กำหนดขอบเขตและเป้าหมายของกลุ่มประชาการ

3.1.3 ออกแบบเครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

3.1.4 เก็บข้อมูลโดยการติดต่อผ่านทางผู้นำชุมชนต่างๆ ให้ช่วยดำเนินการกระจายแบบสอบถามแก่ประชาชนที่อยู่ในรัศมี 1 กิโลเมตร ตามเส้นทางโครงการ

3.1.5 ทำการวิเคราะห์และสรุปผลข้อมูลของระดับทัศนคติของผลการทบจากโครงการฯ โดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูปทางสถิติ SPSS (Statistical Package for the Social Sciences)

3.2 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

ประชากรในงานวิจัยนี้คือ ประชาชนที่มีที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงานอยู่ในเขตลาดกระบัง (รัศมีไม่เกิน 1 กิโลเมตรจากเส้นทางโครงการฯ) ซึ่งเส้นทางโครงการจะผ่านเขตลาดกระบัง 4 แขวงคือ แขวงลำปลาทิวแขวงลาดกระบัง แขวงทับยาว และแขวงขุมทอง โดยทาการสุ่มตัวอย่างแบบเจาะจง (Purposive Sampling) ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 จำนวนตัวอย่างในแต่ละแขวง

แขวง	จำนวนตัวอย่าง (ตัวอย่าง)
แขวงลำปลาทิว	100
แขวงลาดกระบัง	100
แขวงทับยาว	100
แขวงขุมทอง	100
รวม	400

3.3 การกำหนดขนาดของกลุ่มตัวอย่าง

เนื่องจากไม่ทราบจำนวนที่แน่นอนของประชากรที่มีที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงานรัศมีห่างจากเส้นทางโครงการไม่เกิน 1 กิโลเมตร จึงใช้การหาขนาดกลุ่มตัวอย่างโดยใช้สูตรของคอแครน (Cochran, 1977) ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$n = \frac{Z^2 P(1-P)}{e^2} \quad (1)$$

เมื่อ Z คือ คะแนนมาตรฐานที่ความเชื่อมั่นร้อยละ 95 มีค่าเท่ากับ 1.96

P คือ สัดส่วนของลักษณะที่สนใจในประชากร กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0.5

e คือ ระดับความคลาดเคลื่อนของการสุ่มตัวอย่างที่ยอมให้เกิดขึ้นได้โดยงานวิจัยนี้เลือกใช้เท่ากับร้อยละ 5

ซึ่งจะได้ขนาดของกลุ่มตัวอย่างตามสมการจำนวน 385 ตัวอย่าง ผู้วิจัยจึงเลือกใช้ขนาดกลุ่มตัวอย่างเป็น 400 ตัวอย่าง

3.4 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูลปฐมภูมิในสนาม คือ แบบสอบถาม ซึ่งแบ่งเป็น 4 ส่วนได้แก่

ส่วนที่ 1 คือ ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามได้แก่ เพศ อายุ ระดับการศึกษา อาชีพ ความถี่ในการเดินทางผ่านเส้นทางโครงการ และระยะห่างระหว่างโครงการกับที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงาน

ส่วนที่ 2 คือ การรับทราบข้อมูลโครงการฯของผู้ตอบแบบสอบถาม ได้แก่ เคยรับทราบข้อมูลของโครงการฯ หรือไม่ และถ้าทราบ รับทราบข้อมูลมาจากแหล่งใด

ส่วนที่ 3 คือ การวัดทัศนคติของผู้ตอบแบบสอบถามในผลกระทบด้านต่าง ๆ โดยใช้เทคนิคการวัดทัศนคติของ Likert ซึ่งจะแบ่งเป็น 5 ระดับ ดังนี้

5 หมายถึง คาดว่าได้รับผลกระทบมากที่สุด

4 หมายถึง คาดว่าได้รับผลกระทบมาก

3 หมายถึง คาดว่าได้รับผลกระทบปานกลาง

2 หมายถึง คาดว่าได้รับผลกระทบน้อย

1 หมายถึง คาดว่าได้รับผลกระทบน้อยที่สุด

ส่วนที่ 4 คือ ทัศนคติโดยภาพรวมของประชาชนที่มีต่อโครงการฯและข้อเสนอแนะ

3.5 *การทดสอบเครื่องมือ*

ผู้ศึกษาได้ทำทดสอบความน่าเชื่อถือของแบบสอบถาม (Pilot Test) ก่อนทำการเก็บตัวอย่างจริง โดยการแจกแบบสอบถามจำนวน 30 ชุด ในบริเวณพื้นที่แนวเส้นทางโครงการฯ ซึ่งเป็นกลุ่มตัวอย่างเดียวกันกับกลุ่มตัวอย่างที่จะทำการศึกษา เพื่อนำมาทดสอบความเชื่อมั่น (Reliability) ของแบบสอบถามโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูปทางสถิติ SPSS ซึ่งได้ค่าสัมประสิทธิ์แอลฟ่าของครอนบาค (Cronbach's alpha Coefficient) เท่ากับ 0.906 (มากกว่า 0.7 แสดงว่าแบบสอบถามมีความน่าเชื่อถือสามารถนำมาใช้ได้)

3.6 *การประมวลผลข้อมูล*

การประมวลผลข้อมูลที่เก็บมาจากการลงพื้นที่สำรวจ โดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูปทางสถิติ SPSS ดังนี้

ข้อมูลส่วนที่ 1 คือ ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ใช้สถิติเชิงพรรณนาด้วยการแจกแจงความถี่และร้อยละในการวิเคราะห์ข้อมูล

ข้อมูลส่วนที่ 2 คือ การรับรู้โครงการฯของผู้ตอบแบบสอบถามใช้สถิติเชิงพรรณนาด้วยการแจกแจงความถี่และร้อยละในการวิเคราะห์ข้อมูล

ข้อมูลส่วนที่ 3 คือ ทัศนคติของผู้ตอบแบบสอบถามในผลกระทบด้านต่าง ๆ โดยใช้เทคนิคการวัดทัศนคติของ Likert ใช้สถิติเชิงพรรณาแบบค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์จะนำค่าเฉลี่ยไปแปลผลตามช่วง ดังนี้

ค่าเฉลี่ย 4.21 – 5.00 คือ ได้รับผลกระทบมากที่สุด

ค่าเฉลี่ย 3.41 – 4.20 คือ ได้รับผลกระทบมาก

ค่าเฉลี่ย 2.61 – 3.40 คือ ได้รับผลกระทบปานกลาง

ค่าเฉลี่ย 1.81 – 2.60 คือ ได้รับผลกระทบน้อย

ค่าเฉลี่ย 1.00 – 1.80 คือ ได้รับผลกระทบน้อยที่สุด

ข้อมูลส่วนที่ 4 คือ ทัศนคติโดยภาพรวมของประชาชนที่มีต่อโครงการฯ และข้อเสนอแนะ ใช้สถิติเชิงพรรณาแบบร้อยละและการรวบรวมข้อเสนอแนะต่าง ๆ ของผู้ตอบแบบสอบถามในรูปของการบรรยายการทดสอบสมมุติฐานจะทดสอบเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูลทั่วไปผู้ตอบแบบสอบถามกับทัศนคติของผู้ตอบแบบสอบถามต่อผลกระทบของโครงการฯโดยการวิเคราะห์ความแปรปรวนทางเดียว (One – way ANOVA)

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

ตารางที่ 2 เพศของผู้ตอบแบบสอบถาม

เพศ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
ชาย	164	41.00
หญิง	236	59.00
รวม	400	100.00

ตารางที่ 3 ช่วงอายุของผู้ตอบแบบสอบถาม

อายุ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
ต่ำกว่า 20 ปี	27	6.75
20 – 30 ปี	90	22.50
30 – 40 ปี	112	28.00
40 – 50 ปี	131	32.75
มากกว่า 50 ปี	40	10.00
รวม	400	100.00

ตารางที่ 4 ระดับการศึกษาของผู้ตอบแบบสอบถาม

ระดับการศึกษา	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
มัธยมศึกษาหรือเทียบเท่า	91	22.75
อาชีวศึกษา - อนุปริญญา	156	39.00
ปริญญาตรี	122	30.50
สูงกว่าปริญญาตรี	31	7.75
รวม	400	100.00

ตารางที่ 5 อาชีพของผู้ตอบแบบสอบถาม

อาชีพ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
พนักงานบริษัท	121	30.25
ข้าราชการ/รัฐวิสาหกิจ	85	21.25
นักเรียน/นักศึกษา	91	22.75
ธุรกิจส่วนตัว	75	18.75
อื่นๆ	28	7.00
รวม	400	100.00

ตารางที่ 6 ความถี่ต่อสัปดาห์ในการเดินทางตัดผ่านเส้นทางโครงการผู้ตอบแบบสอบถาม

ความถี่ต่อสัปดาห์	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
น้อยกว่า 3 วัน	65	16.25
3-4 วัน	116	29.00
4-5 วัน	56	14.00
5-6 วัน	145	36.25
7 วัน	18	4.50
รวม	400	100.00

ตารางที่ 7 ระยะห่างระหว่างโครงการฯ กับที่พักอาศัยหรือสถานที่ทำงานของผู้ตอบแบบสอบถาม

ระยะทางจากโครงการ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
ต่ำกว่า 200 เมตร	38	9.50
250 – 500 เมตร	203	50.75
500 – 1,000 เมตร	159	39.75
รวม	400	100.00

ตารางที่ 8 แหล่งที่มาในการรับทราบของผู้ตอบแบบสอบถาม

แหล่งที่มา	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
เพื่อนบ้าน	76	19.00
ผู้นำชุมชน	125	31.25
เจ้าหน้าที่ของโครงการ	68	17.00
สื่อออนไลน์	113	28.25
ป้ายประกาศข่าว	28	7.00
รวม	400	100.00

ตารางที่ 9 ทัศนคติที่มีต่อผลกระทบด้านต่างๆของผู้ตอบแบบสอบถาม

ผลกระทบที่คาดว่าจะได้รับ	ค่าเฉลี่ย	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน
1.ด้านสิ่งแวดล้อม		
1.1 ฝุ่นละอองจากการก่อสร้าง	4.12	0.82
1.2 เสียงรบกวนจากการก่อสร้าง	3.99	0.83
1.3 การสั่นสะเทือนจากการก่อสร้าง	3.85	0.90
1.4 สิ่งก่อสร้างบดบังทัศนียภาพ	3.71	0.92
1.5 ก่อให้เกิดน้ำท่วมขัง	3.42	0.98
1.6 ก่อให้เกิดขยะ	3.51	0.95
ค่าเฉลี่ยด้านสิ่งแวดล้อม	3.77	0.90
2.ด้านความปลอดภัย		
2.1 พื้นผิวถนนเดิมชำรุดเสียหาย	3.62	0.91
2.2 อาคารข้างเคียงได้รับความเสียหาย	3.81	0.90
2.3 อันตรายจากรถบรรทุกและเครื่องจักร	3.72	0.95
2.4 เกิดข้อพิพาทระหว่างโครงการฯ กับชุมชน	3.58	0.93
2.5 อันตรายจากการเคลื่อนย้ายสิ่งของ	3.49	1.01
ค่าเฉลี่ยด้านความปลอดภัย	3.64	0.94
3.ด้านวิถีชีวิตความเป็นอยู่		
3.1 การเดินทางข้ามจุดตัดทางรถไฟลำบากขึ้น	3.79	0.90
3.2 ทำให้เสียเวลาในการเดินทางเพิ่มขึ้น	3.71	0.95
3.3 ก่อให้เกิดผลเสียทางด้านอารมณ์	3.34	1.11
3.4 ทำให้รายได้ลดลง	3.23	1.08
3.5 ทำให้การจราจรติดขัด	3.75	0.92
3.6 ทำให้ต้องอ้อมหรือเปลี่ยนเส้นทางการเดินทาง	3.81	0.91
ค่าเฉลี่ยด้านวิถีชีวิตความเป็นอยู่	3.61	0.98

ตารางที่ 10 ความคิดเห็นที่มีต่อโครงการฯ ของผู้ตอบแบบสอบถาม

ความคิดเห็นต่อโครงการ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
เห็นด้วย	289	72.25
ไม่เห็นด้วย	59	14.75
ไม่แน่ใจ	52	13.00
รวม	400	100.00

ตารางที่ 11 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับหลังจากโครงการฯ แล้วเสร็จของผู้ตอบแบบสอบถาม

ความคิดเห็นต่อโครงการ	จำนวน (คน)	ร้อยละ (%)
เห็นด้วย	289	72.25
ไม่เห็นด้วย	59	14.75
ไม่แน่ใจ	52	13.00
รวม	400	100.00

การทดสอบสมมติฐานด้วยการทดสอบความแปรปรวนทางเดียว (One – way ANOVA) แสดงผลการทดสอบ F-test ของสมมติฐานทั้ง 4 ข้อเทียบกับผลกระทบในแต่ละด้านแล้วพบว่า สมมติฐานที่ 2 เพียงสมมติฐานเดียว ที่มีความแตกต่างอย่างมีนัยสำคัญเมื่อนำมาทดสอบกับค่าเฉลี่ยของผลกระทบด้านวิถีชีวิต จึงนำข้อมูลมาแสดงในตารางที่ 12 และแสดงผลการทดสอบ LSD ในตารางที่ 13

ตารางที่ 12 ผลทดสอบความสัมพันธ์สมมติฐานที่ 2 **ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 (ด้านวิถีชีวิต)**

แหล่งความแปรปรวน	ผลรวมกำลังสอง (SS)	องศาอิสระ (df)	ผลรวมกำลังสองเฉลี่ย (MS)	ค่าตัวสถิติ (F)	Sig.	แปรผล
ระหว่างกลุ่ม	1.683	3	.561	3.093	.027	ยอมรับ
ภายในกลุ่ม	71.843	396	.181			
รวม	73.526	399				

ตารางที่ 13 ผลทดสอบ LSD **ของสมมติฐานที่ 2 ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 (ด้านวิถีชีวิต)**

ระดับการศึกษา (I)	ระดับการศึกษา (J)	ผลต่างค่าเฉลี่ย (I – J)	Std. Error	Sig.
มัธยมศึกษาหรือเทียบเท่า	- อาชีวศึกษา - อนุปริญญา	.03541	.05618	.529
	- ปริญญาตรี	-.00428	.05900	.942
	- สูงกว่าปริญญาตรี	.24660*	.08858	.006
อาชีวศึกษา - อนุปริญญา	- มัธยมศึกษาหรือเทียบเท่า	.00428	.05618	.529
	- ปริญญาตรี	.03969	.05148	.441
	- สูงกว่าปริญญาตรี	0.25088*	.08376	.012
ปริญญาตรี	- มัธยมศึกษาหรือเทียบเท่า	.00428	.05900	.942
	- อาชีวศึกษา - อนุปริญญา	.03969	.05148	.441
	- สูงกว่าปริญญาตรี	0.25088*	.08567	.004
สูงกว่าปริญญาตรี	- มัธยมศึกษาหรือเทียบเท่า	-.24660*	.08858	.006
	- อาชีวศึกษา - อนุปริญญา	-.21119*	.08376	.012
	- ปริญญาตรี	-.25088*	.08567	.004

5. สรุปผลการวิจัย

จากการสำรวจผลกระทบที่คาดว่าจะได้รับของประชาชนพื้นที่ลาดกระบังต่อโครงการเพิ่มประสิทธิภาพและเพิ่มความจุทางรถไฟทางคู่สายตะวันออก ช่วงหัวหมาก-ฉะเชิงเทรา-ศรีราชา พบว่าประชาชนคาดว่าจะได้รับผลกระทบอยู่ในระดับได้รับผลกระทบมาก (x = 3.67, SD = 0.94) ซึ่งสามารถจัดลำดับผลกระทบในแต่ละด้านได้ดังนี้ ผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อมมีค่ามากที่สุด (x = 3.77, SD = 0.90) ซึ่งผลกระทบที่ประชาชนคาดว่าจะได้รับมากที่สุดในด้านสิ่งแวดล้อมคือ ฝุ่นละอองจากการก่อสร้าง ลำดับต่อมาคือผลกระทบด้านความปลอดภัย อยู่ในระดับได้รับผลกระทบมาก (x = 3.64, SD = 0.94) ซึ่งผลกระทบที่ประชาชนคาดว่าจะได้รับมากที่สุดคือ อาคารข้างเคียงได้รับความเสียหาย ลำดับต่อมาคือผลกระทบด้านวิถีชีวิตความเป็นอยู่ โดยรวมอยู่ในระดับได้รับผลกระทบมาก (x = 3.61, SD = 0.98) ซึ่งผลกระทบที่ประชาชนคาดว่าจะได้รับมากที่สุดในด้านวิถีชีวิตคือ ทำให้ต้องอ้อมหรือเปลี่ยนเส้นทางการเดินทาง แม้ว่าประชาชนจะมีความกังวลในเรื่องผลกระทบจากโครงการฯ แต่ผู้พักอาศัยยังคงเห็นด้วยต่อการดำเนินทำโครงการฯ และหากดำเนินโครงการผู้พักอาศัยมีความต้องการให้ทำการป้องกันและแก้ไขผลกระทบด้านต่างๆ จากโครงการฯ อย่างมีประสิทธิภาพ จากการทดสอบสมมติฐานงานวิจัยพบว่าทัศนคติต่อผลกระทบจากโครงการของ ในแต่ละช่วงอายุ ความถี่ในการสัญจร และระยะห่างจากโครงการ ไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 แต่ระดับการศึกษาของผู้ตอบแบบสอบถามที่ต่างกัน มีทัศนคติต่อผลกระทบของการก่อสร้างโครงการฯ แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

ข้อเสนอแนะ งานวิจัยนี้จัดทำขึ้นก่อนที่จะมีการดำเนินโครงการก่อสร้างขึ้นจริง ข้อมูลระดับทัศนคติของผู้ตอบแบบสอบถามที่มีต่อผลกระทบจากโครงการฯ อาจเปลี่ยนแปลงไปเมื่อขณะมีการดำเนินโครงการฯ ในอนาคตอาจสามารถทำการศึกษาทัศนคติที่มีต่อผลกระทบจากโครงการฯ ขณะดำเนินโครงการฯ เพื่อนำมาวิเคราะห์เพิ่มเติมหรือเปรียบเทียบกับข้อมูลก่อนดำเนินโครงการได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณอาจารย์ที่ปรึกษาของข้าพเจ้า รศ.ดร.แหลมทอง เหล่าคงถาวร ที่คอยให้คำปรึกษาและคำแนะนำสำหรับการดำเนินงานวิจัยนี้ ขอขอบคุณข้อมูลจากการรถไฟแห่งประเทศไทยและสำนักงานเขตลาดกระบังที่ให้ข้อมูลติดต่อของผู้นำชุมชนต่างๆ รวมไปถึงผู้นำชุมชนและผู้ตอบแบบสอบถามทุกท่านที่มีส่วนทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ศุภกิจ มหาชัย. (2543). การศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมของโครงการก่อสร้างถนนและทางยกระดับ. ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[2] ฉัตรชัย อำนาจบุตรดี. (2556). ความพึงพอใจของประชาชนที่มีต่อการก่อสร้างทางบริการทางหลวงหมายเลข 7 สายกรุงเทพมหานคร - บ้านฉาง. ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต การบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค. สาขาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยสุรนารี.

[3] สมพล ตรีวิศวเวทย์. (2556). ผลกระทบต่อประชาชนผู้อยู่อาศัยบริเวณการก่อสร้างโครงการรถไฟฟ้าสายสีม่วง (ในระหว่างการก่อสร้าง). ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

[4] Esmaeil Balal and Ruey Long Cheu. (2019). A metric-concept map for scoping impact studies of a transportation project on environment and community health. International Journal of Transportation Science and Technology,8, pp. 176-191.

[5] Xiaolong Xue, Ruixue Zhang, Xiaoling Zhang, Rebecca Jing Yang and Hong Li. (2015). Environmental and socialchallenges for urban subway construction: An empirical study in China. International Journal of Project Management,33, pp. 576–588.

[6] สิน พันธุ์พินิจ (2554). เทคนิคการวิจัยทางสังคมศาสตร์. วิทยพัฒน์.

ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา

Factors of construction control problems within vocational institutions

พรกนก พวงมาลา[1,*] และ วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร
E-mail address: ppaungmala@gmail.com

บทคัดย่อ

โครงการก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษามีปัจจัยปัญหาการควบคุมงาน อันส่งผลให้เกิดอุปสรรคระหว่างขั้นตอนการดำเนินโครงการก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา เป็นสาเหตุทำให้เกิดความผิดพลาด ล่าช้า ในการดำเนินการก่อสร้างและเกิดเป็นคดีความระหว่างภาครัฐและผู้รับเหมา งานวิจัยนี้รวบรวมปัจจัยปัญหากการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา โดยการใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือสอบถามจากบุคลากรครูที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการควบคุมงานก่อสร้างของสถาบันอาชีวศึกษาของภาครัฐ โดยรวบรวมงานวิจัยและจำแนกปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษาออกเป็น 5 ปัจจัยพื้นฐาน คือ 1)ปัจจัยปัญหาด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุมงาน,2)ปัจจัยปัญหาด้านการเตรียมงานก่อสร้าง, 3)ปัจจัยปัญหาขั้นตอนระหว่างควบคุมงานก่อสร้าง,4)ปัจจัยปัญหาด้านการรายงานผล และ 5)ปัจจัยปัญหาขั้นตอนปฏิบัติงานหลังเสร็จงานแล้ว จากการศึกษาได้จัดกลุ่มของปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างและวิเคราะห์กลุ่มของปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการควบคุมงานก่อสร้าง

คำสำคัญ:ปัจจัยปัญหาการควบคุมงาน,สถาบันอาชีวศึกษา,การควบคุมงาน

Abstract

Internal construction projects of vocational institutions have job control problems which causes obstacles during the process of the construction project within the vocational institute causing delays in construction lawsuits between the government and contractors. This research compiles problems in construction supervision within vocational institutions by using questionnaires as a tool to questions from teachers, personnel who involved in construction supervision of vocational institutions in the government sector by collecting researches and classifying the problems of construction supervision within vocational institutions into 5 basic factors which are 1) the problem factors in the characteristics of the controller. 2) the problem of the construction preparation. 3) the problem of the process during the construction control. 4) the problem of the report of the construction results and 5) the problem of the operation procedure. After completion from the study it has grouped the factors of the construction control problems and analyzed the group of the factors that influence the construction control.

Keywords: Factors of construction control problems, vocational institutions, construction control

1. บทนำ

ปัจจุบันรัฐบาลมีการดำเนินการส่งเสริมด้านงบประมาณการก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษาเพื่อพัฒนาคุณภาพการศึกษาภายในประเทศให้ก้าวหน้าทันสมัย มั่นคงและยั่งยืน ทั้งนี้เมื่อสถาบันอาชีวศึกษาได้รับงบประมาณในการก่อสร้าง ต้องดำเนินการก่อสร้าง ตามระเบียบพระราชบัญญัติการจัดซื้อจัดจ้างและการบริหารพัสดุภาครัฐ โดยการควบคุมงานก่อสร้างของสถาบันอาชีวศึกษาจะทำการควบคุมงานก่อสร้างโดยบุคลากรครูภายในสังกัดที่มีความรู้ความสามารถด้านงานก่อสร้าง,โยธาและสถาปัตยกรรม ทำให้เกิดปัจจัยของปัญหาที่มีความแตกต่างจากโครงการก่อสร้างภาครัฐอื่น

ทั้งนี้มีปัจจัยที่เป็นก่อให้เกิดปัญหาการควบคุมงานก่อสร้าง จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่า ผู้วิจัยมีการระบุถึงสาเหตุการทิ้งงานของผู้รับเหมาในภาครัฐ,ปัจจัยที่ก่อให้เกิดความล่าช้าในงานโครงการก่อสร้างอสังหาริมทรัพย์ภาครัฐประเภทสถาบันการศึกษา และปัจจัยที่มีผลกระทบต่อประสิทธิภาพการควบคุมงาน เห็นได้ชัดว่าผู้ควบคุมงานซึ่งเป็นตัวแทนของสถาบันการศึกษามีหน้าที่สำคัญอย่างยิ่งในการตรวจสอบ ควบคุมงานก่อสร้าง เพื่อให้งานดำเนินไปอย่างราบรื่นและหน่วยงานเกิดการเสียประโยชน์ต่อหน่วยงานของรัฐให้หน่อยที่สุดงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาหาปัจจัยปัญหาการควบคุมงานโครงการก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา โดยออกแบบสอบถามจากบุคลากรครูที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการควบคุมงานก่อสร้างทั้งภายใน พร้อมทั้งศึกษารวบรวมวรรณกรรมที่มี

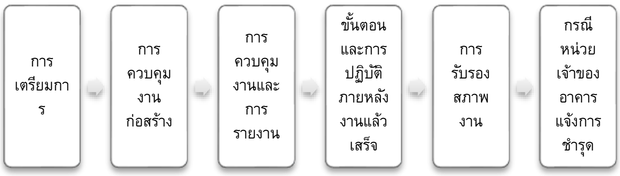
ลักษณะปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างของภาครัฐ โดยจำแนกสาเหตุปัจจัยปัญหาในขั้นตอนการควบคุมงานโครงการก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

2. ทบทวนวรรณกรรม

จากการศึกษาวารสารและตำราซึ่งมีนักวิจัยได้แนะนำปัจจัยต่าง ๆที่เกี่ยวข้องกับปัญหาการควบคุมงานก่อสร้าง โดยปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างเป็นไปตามระเบียบพัสดุของภาครัฐ เพื่อศึกษาหาปัจจัยและแนวทางการพัฒนาการควบคุมงานโครงการก่อสร้างในสถานศึกษาอาชีวศึกษา

2.1 หน้าที่ของผู้ควบคุมงาน

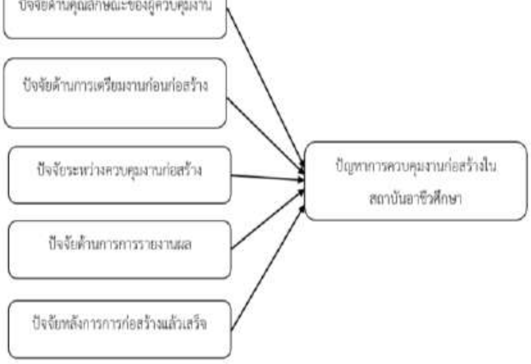
ตามระเบียบสำนักนายกรัฐมนตรีว่าด้วยการพัสดุ พ.ศ.2553 ถือเป็นแนวการปฏิบัติงานของผู้ควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษาที่ต้องดูแลรับผิดชอบในการปฏิบัติงานตามขั้นตอนอย่างถูกต้องซึ่งมีกำหนดไว้แล้ว ทางผู้วิจัยได้สรุปหน้าที่ของการปฏิบัติงานตามระเบียบ ดังนี้



รูปที่ 1 หน้าที่ผู้ควบคุมงานของภาครัฐ

2.2 รวบรวมวรรณกรรมสร้างกรอบแนวคิดงานวิจัย

ในสถาบันอาชีวศึกษาจะใช้ผู้ควบคุมงานเป็นครูภายในสังกัดคณะกรรมการการอาชีวศึกษาเพื่อเป็นผู้ดำเนินการจัดทำราคากลาง, ควบคุมงานก่อสร้าง และตรวจรับงานก่อสร้างตามรูปแบบรายการงานก่อสร้างที่กำหนด จากการศึกษาวรรณกรรม ผู้วิจัยได้กำหนดขอบเขตงานวิจัย และ กรอบแนวคิดของปัจจัยออกเป็น 5 ปัจจัย ดังนี้



รูปที่ 2 กรอบแนวคิด

2.3 รวบรวมงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากการรวบรวมเหตุปัจจัยที่เกี่ยวข้องจากวรรณกรรมในประเทศที่มีลักษณะของแนวคิดเกี่ยวกับปัจจัยปัญหางานก่อสร้างในสถาบันการศึกษาของภาครัฐ กำหนดให้มีปัจจัย 5 ปัจจัย ดังนี้ ปัจจัยที่ 1 ปัจจัยปัญหาด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุมงาน,ปัจจัยที่ 2 ปัจจัยปัญหาด้านการเตรียมงานก่อสร้าง,ปัจจัยที่ 3 ปัจจัยปัญหาขั้นตอนระหว่างควบคุมงานก่อสร้าง,ปัจจัยที่ 4 ปัจจัยปัญหาด้านการรายงานผล และ ปัจจัยที่ 5 ปัจจัยปัญหาขั้นตอนปฏิบัติงานหลังเสร็จงานแล้ว

ตารางที่ 1 สังเคราะห์แนวคิดจากงานวิจัย

อ้างอิงวรรณกรรม	จำนวนเหตุซึ่งเกี่ยวข้องกับปัจจัย				
	ปัจจัยที่ 1	ปัจจัยที่ 2	ปัจจัยที่3	ปัจจัยที่ 4	ปัจจัยที่5
อนุพงศ์ นิลกำแหง 2554	8	2	9	X	X
จันทิมา มณีโชติวงศ์ 2551	X	3	1	X	1
สมัคร ต้นโลห์ 2551	X	1	3	X	X
เรืองชัย เชียวสด 2552	4	X	X	X	X
ระเบียบสำนัก นายกรัฐมนตรีว่าด้วยการพัสดุ 2542	X	10	6	9	3
การสัมภาษณ์จากผู้มีประสบการณ์	1	X	4	1	1

หมายเหตุ ตัวเลข หมายถึง จำนวนของปัจจัยที่เกี่ยวข้องแต่ละด้าน
X หมายถึง ไม่มีปัจจัยที่เกี่ยวข้อง

3. การดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษา ดำเนินการศึกษา วิจัยโดยการออกแบบสอบถามจากบุคลากรครูในสถาบันอาชีวศึกษา ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการควบคุมงานก่อสร้างภาครัฐ เพื่อวิเคราะห์ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษาและทราบลำดับความสำคัญของปัจจัยเหล่านั้นได้ส่งผลกระทบต่อการควบคุมงานก่อสร้างมากน้อยเพียงใด โดยมีแนวทางกระบวนการใน การทำการวิจัยดังนี้

(1) ศึกษาภาคทฤษฎี ระเบียบ และงานวิจัยต่างๆที่เกี่ยวข้องจากฐานข้อมูล

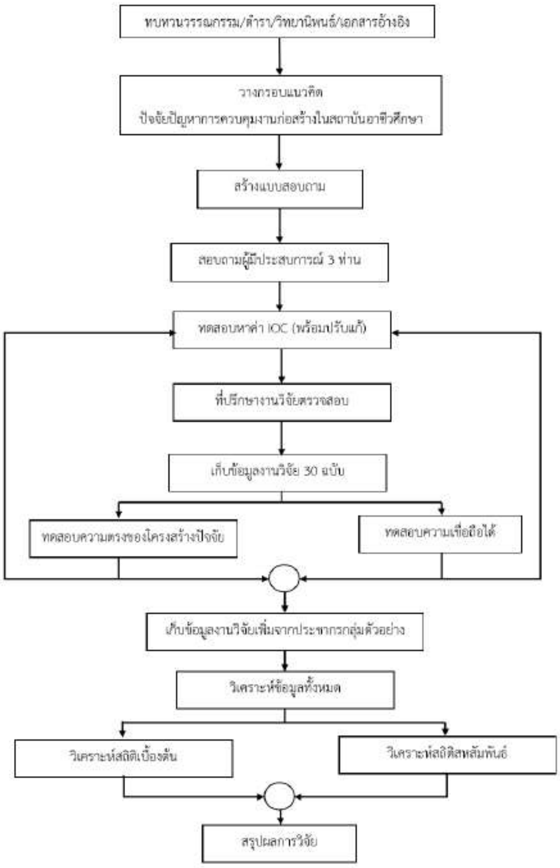
(2) ศึกษาปัจจัยปัญหาในการดำเนินการควบคุมงานก่อสร้างของสถาบันอาชีวศึกษา

(3) กำหนดกลุ่มประชากรงานวิจัย แบบเจาะจงจากครูผู้มีประสบการณ์การควบคุมงานของสถาบันอาชีวศึกษา จัดทำแบบสอบถามเป็นเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

(4) การเก็บข้อมูล โดยการออกแบบสอบถามนำส่งด้วยตนเองและส่งแบบสอบถามผ่านแบบฟอร์มอิเล็กทรอนิกส์ (google From) ไปเก็บข้อมูลกับ แหล่งข้อมูลเป้าหมายซึ่งได้แก่ ผู้มีประสบการณ์ควบคุมงานให้กับสถานศึกษาอาชีวศึกษา กลุ่มตัวอย่างเป็นครูสาขาช่างก่อสร้าง/ช่างโยธา/สถาปัตยกรรม ในสถานศึกษาอาชีวศึกษาของภาครัฐ

(5) การวิเคราะห์ข้อมูล เป็นการนำข้อมูลจากการตอบแบบสอบถามมาวิเคราะห์ด้วย กระบวนการทางสถิติด้านต่างที่กำหนดไว้

(6) สรุปผลการวิจัย ตามเนื้อหาหรือวัตถุประสงค์ที่วางไว้ โดยได้สรุปเป็นแผนผังขั้นตอน การวิจัย ดังนี้



รูปที่ 3 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 ประชากรที่ใช้ศึกษา

ได้แก่ บุคลากรครูสาขาช่างก่อสร้างสังกัดคณะกรรมการการอาชีวศึกษา ซึ่งมีความรู้ความสามารถมีส่วนเกี่ยวข้องกับงานก่อสร้างภายในสถานศึกษาของรัฐจากฐานข้อมูลบุคลากรของสำนักงานคณะกรรมการการอาชีวศึกษา โดยให้ประชาการที่เกี่ยวข้องกับการจัดสรรงบประมาณลงทุนค่าสิ่งก่อสร้างของคณะกรรมการการอาชีวศึกษา ปี 2558 – 2562 มีวิทยาลัยอาชีวศึกษา ที่ได้รับงบประมาณก่อสร้างจำนวน 94 แห่ง (งบประมาณราจ่ายกระทรวงศึกษาธิการ.2563) และมีครูผู้เกี่ยวข้องในการควบคุมงานทั้งหมด 318 คน (ระบบรายงานข้อมูลพัฒนาบุคลากร สำนักงานคณะกรรมการการอาชีวศึกษา,2563)

ใช้วิธีการของ Taro Yamane (Yamane, 1973) เพื่อหาจำนวนขนาดกลุ่มตัวอย่างจากประชากรทั้งหมด โดยได้กำหนดค่าความคลาดเคลื่อนของกลุ่มตัวอย่างที่ยอมให้เกิดระหว่างค่าจริงและค่าประมาณ ร้อยละ 0.05 จากสูตร

$$n = \frac{N}{1 + N(e)^2} \tag{1}$$

โดยที่ n หมายถึง ขนาดลุ่มตัวอย่าง หรือขนาดกลุ่มประชากรตัวอย่าง, N หมายถึง ประชากรทั้งหมด , e หมายถุง ค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้

$$n = \frac{318}{1 + 318(0.05)^2}$$

= 17.15 หรือประมาณ 118 คน

3.2 เครื่องมือในการเก็บรวบรวมข้อมูล

เครื่องมือที่ใช้ในการทำวิจัยโดยการสร้างแบบสอบถามจากการศึกษาข้อมูล และนำ แบบฟอร์มนี้ไปใช้สำหรับเก็บข้อมูลกับกลุ่มเป้าหมายเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยเป็นแบบสอบถามที่ผู้วิจัยได้สร้างขึ้นมาจากการศึกษาแนวความคิดทฤษฎีเอกสารและผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง แบ่งออกเป็น 2 ส่วนดังนี้

ตอนที่ 1 ข้อมูลส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถาม เป็นการสำรวจข้อมูลเกี่ยวกับข้อมูลพื้นฐาน เพศ อายุ ระดับการศึกษา และหน้าที่ปฏิบัติงานในงานก่อสร้าง ประสบการณ์การทำงาน ตำแหน่งในโครงการงานก่อสร้างในสถาบันการศึกษา ประสบการณ์ก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา ของผู้ตอบแบบสอบถามซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะ นำไปใช้ในการคัดกรองแบบสอบถามเพื่อนำข้อมูลความคิดเห็นไปวิเคราะห์หาความสำคัญของปัจจัย ต่อไป การให้คะแนนความสำคัญของปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพการควบคุมงานก่อสร้าง

ตอนที่ 2 เป็นแบบสอบถามวัดปัจจัยก่อปัญหาในการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา ข้อมูลเกี่ยวกับกลุ่มปัจจัยทั้ง 5 ปัจจัยและเหตุของปัจจัยที่บ่งชี้ปัจจัยก่อปัญหาควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา ส่วนนี้แยกคำถามออกตามกลุ่มของปัจจัยและแยกเป็นโดยเป็นการ สอบถามระดับความสำคัญของแต่ละปัจจัย ในส่วนนี้เป็นคำถามลักษณะปลายปิด (Close – end response Question) ที่ใช้สเกลความมีอิทธิพลหรือสเกลความถี่ (Importance Scale or Frequency Scale) โดยกำหนดช่วงวัดที่มีค่าต่อเนื่องกัน 5 ระดับแบบไลเคิร์ท (Likert Scale)

แบบสอบถามตอนที่ 2 คำถามเกี่ยวกับความคิดเห็นในปัจจัยควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา หาค่าเฉลี่ย และจัดระดับระดับความรุนแรงที่มีผลกระทบปัจจัยควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษาของภาครัฐ สูตรค่าเฉลี่ยดังนี้

$$\bar{X} = \frac{\sum x}{n} \tag{2}$$

โดยที่ $\bar{X}$ หมายถึง ค่าเฉลี่ยเลขคณิต , $\sum x$ หมายถึง ผลบวกข้อมูลทุกค่า , n หมายถึง จำนวนข้อมูลทั้งหมด

ลักษณะแบบสอบถามเป็นแบบมาตราส่วนประมาณค่า (Rating Scale) โดยมีเกณฑ์หนักของการประเมิน แบ่งเป็น 5 ให้เลือกตอบตามความคิดของท่านมากที่สุด 1 หมายถึง ระดับต่ำมาก หรือไม่มีความสำคัญ 2 หมายถึง ระดับต่ำ 3 หมายถึง ระดับปานกลาง 4 หมายถึง ระดับสูง 5 หมายถึง ระดับสูงมาก แปลผลจากคะแนนแบบสอบถามในส่วนนี้ โดยการรวมคะแนนจากแบบสอบถาม โดย ใช้ค่าเฉลี่ยของคะแนนระดับของปัจจัยปัญหาในการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษาของภาครัฐพิจารณาระดับปัจจัยปัญหา โดยผู้วิจัยจำแนกออกเป็น 3 ระดับ โดยใช้สูตรการหาความกว้าง อันตรภาคชั้น (พรสุภา, 2549) ดังนี้

$$\text{ความกว้างของอันตรภาคชั้น} = \frac{\text{คะแนนสูงสุด} - \text{คะแนนต่ำสุด}}{\text{จำนวนชั้น}} = \frac{5-1}{3} = 1.33$$

จากหลักเกณฑ์ดังกล่าวมีการกำหนดช่วงคะแนน และความหมาย ของปัจจัยปัญหาที่งาน ดังนี้

คะแนน 3.67-5.00 หมายถึง ผลกระทบในระดับสูง

คะแนน 2.34-3.66 หมายถึง ผลกระทบในระดับปานกลาง

คะแนน 1.00-2.33 หมายถึง ผลกระทบในระดับต่ำ

3.3 วิธีการหาคุณภาพเครื่องมือวิจัย

(1)ปรับปรุงแบบสอบถาม โดยการนำแบบสอบถามปรึกษาอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์เพื่อดูความเหมาะสมของรูปแบบสอบถาม ข้อความ ที่มาซึ่งข้อคำถามเพื่อตอบสนองวัตถุประสงค์ พร้อมนำไปปรับปรุงตามคำแนะนำ

(2) ตรวจสอบความตรงเชิงเนื้อหา (Content Validity) โดยตรวจสอบความสอดคล้องตามจุดมุ่งหมาย(Item Objective Congruence) โดยนำแบบทำสอบให้ผู้เชี่ยวชาญและมีประสบการณ์การควบคุมงาก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษาไม่ต่ำกว่า 3 โครงการประเมินแบบสอบจำนวน 3 ท่าน โดยให้ผู้เชี่ยวชาญตรวจสอบข้อคำถามมีคำชี้แจงและหนังสือนำกาพิจารณา ใน 3 ประเด็น คือ เหมาะสม,ไม่เหมาะสม และไม่แน่ใจ โดยพิจารณาข้อคำถามนั้นๆวัดได้ตรงหรือสอดคล้องกับวัตถุประสงค์หรือไม่ พร้อมกับมีช่องว่างให้กรอกคำเสนอทั้งในรายข้อ รายด้าน และรวมทั้งฉบับ ใช้วิธีการกำหนดเป็นคะแนน ตรวจสอบหาค่า IOC ตั้งแต่ 0.5 ขึ้นไป มาปรับปรุงข้อคำถามตามที่ผู้เชี่ยวชาญได้เสนอแนะ นำไปแก้ไขข้อคำถามที่ยังคลุมเคลือไม่ตรงตามจุดประสงค์

(3) นำแบบทดสอบที่ปรับปรุงแล้ว ทำการทดสอบกับกลุ่มประชากรจำนวน 30 คนซึ่งมีคุณสมบัติคล้ายคลึงกับกลุ่มตัวอย่าง โดยเป็นครูที่มีประสบการณ์ควบคุมงานก่อสร้างภายในสถาบันอาชีวศึกษาอย่างน้อย 1 โครงการ ทดสอบหาความเชื่อมั่น (Reliability) ความคงเส้นคงวาหรือความคงที่ของผลที่ได้ โดยการทดสอบวิธีสัมประสิทธิ์แอลฟาของครอนบาช (Cronbach Alpha Coefficient) โดยใช้การวิเคราะห์ด้วย โปรแกรม SPSS

3.4 เก็บรวบรวมข้อมูล

นำแบบสอบถามซึ่งผ่านการตรวจสอบวิเคราะห์แล้วมาใช้งานจริงต่อกลุ่มประชากรตัวอย่างแบบเจาะจง จำนวน 120 คนโดยมีข้อคำถามจำนวน 43 ข้อ แบ่งเป็น 2 ตอนตอนที่ 1 เป็นข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม และตอนที่ 2 เป็นการถามระดับปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

(1) แจกแบบสอบถามโดยตรงและสงไปรษณีย์ แบบเจาะจงกับครูซึ่งมีส่วนเกี่ยวข้องในการควบคุมงานภายในสถาบันอาชีวศึกษากรุงเทพและปริมณฑล จำนวน 80 ฉบับ ได้แบบสอบถามคืนจำนวน 26 ฉบับ คิดเป็นร้อยละ 33

(2) จัดทำแบบสอบถามผ่าน google From โดยส่งลิงค์ไปใน line ส่วนตัวของกลุ่มประชากรครูซึ่งมีส่วนเกี่ยวข้องในการควบคุมงานภายในสถาบันอาชีวศึกษา ต่างจังหวัด จำนวน 100 คน ได้รับข้อมูลตอบกลับจำนวน 95 คน คิดเป็นร้อยละ 95

4.ผลการวิเคราะห์

4.1 วิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐาน

จากการวิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐานตอนที่ 1 ข้อมูลส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 121 คน พบว่า

(1) ข้อมูลส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถาม เป็นการสำรวจข้อมูลเกี่ยวกับข้อมูลพื้นฐาน เพศชายจำนวน 97 คน เพศหญิงจำนวน 24 คน เพศชายตอบคำถามมากว่าเพศหญิงร้อยละ 24

(2)ช่วงอายุที่ตอบคำถามมากที่สุดคือ 18 – 30 ปีคิดเป็นร้อยละ 45.5 รองลงมาเป็นช่วงอายุ อายุ 31 - 43 ปีคิดเป็นร้อยละ 28.9 น้อยที่สุดเป็นผู้ที่มีช่วงอายุ 56 ปีขึ้นไป ร้อยละ 2.5

(3)ระดับการศึกษาของผู้ตอบแบบสอบถาม ผู้วิจัยกำหนดให้มีระดับการศึกษาในระดับปริญญาตรีขึ้นไป โดยผลการตอบมากที่สุดคือระดับปริญญาตรี ร้อยละ 74.4 และรองลงมาคือระดับปริญญาโท คิดเป็นร้อยละ 24 และน้อยที่สุดเป็นระดับปริญญาโท ร้อยละ 1.7

(4) ประสบการณ์การทำงานในสายงานของผู้ตอบแบบสอบถามมากที่สุดคือ 1 - 5 ปี คิดเป็นร้อยละ33.9 รองลงมาเป็นผู้มีประสบการณ์มากกว่า 6-10 ปี คิดเป็นร้อยละ 30.6 และน้อยที่สุดคือ ผู้มีประสบการณ์มากกว่า 11-15 ปี ร้อยละ 14.9

(5)ตำแหน่งของผู้ควบคุมงานที่เกี่ยวข้องกับการควบคุมงานก่อสร้าง ของผู้ตอบแบบสอบถาม เป็นผู้ควบคุมงานก่อสร้างจำนวน 81 คน และ เป็นผู้ตรวจการจ้างจำนวน 40 คน โดยผู้ควบคุมงานก่อสร้างมากกว่าผู้ตรวจการจ้าง ร้อยละ 49

(6) ประสบการณ์ก่อสร้างการควบคุมงานในสถาบันอาชีวศึกษาคิดเป็นจำนวนโครงการที่เคยควบคุม พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามมีประสบการณ์สูงสุดเป็นผู้ที่เคยมีประสบการณ์ 1- 5 ปี ร้อยละ 73.9 รองลงมาเป็นผู้มีประสบการณ์ 6 – 10 โครงการ คิดเป็นร้อยละ 15

4.2 วิเคราะห์ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน

จากการออกแบบสอบถามจาก แหล่งข้อมูลเป้าหมายซึ่งได้แก่ ผู้มีประสบการณ์ควบคุมงานให้กับสถานศึกษาอาชีวศึกษา กลุ่มตัวอย่างเป็นครูสาขาช่างก่อสร้าง/ช่างโยธา ในสถานศึกษาอาชีวศึกษาของภาครัฐ ผู้วิจัยได้ศึกษาวรรณกรรม จำแนกปัจจัยออกเป็น 5 ปัจจัยหลักอันเป็นเหตุที่ส่งผลต่อการเกิดปัญหาการควบคุมงานในสถาบันอาชีวศึกษา ได้แก่ ปัจจัยด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุมงาน ,ปัจจัยด้านการเตรียมงานก่อนก่อสร้าง , ปัจจัยระหว่างควบคุมงานก่อสร้าง ,ปัจจัยด้านการการรายงานผล, ปัจจัยหลังการการก่อสร้างแล้วเสร็จ โดยใช้ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน

ตารางที่ 2 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยด้านคุณลักษณะของผลควบคุมงานที่ส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ปัจจัยด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุมงาน	Mean	SD	การแปลผล
พื้นฐานศึกษาของผู้ควบคุมไม่ตรงกับการความรู้ในการควบคุมงานก่อสร้าง	3.82	1.103	มาก
ผู้ควบคุมงานไม่มีประสบการณ์ควบคุมงานก่อสร้างของภาครัฐ	3.49	1.148	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานนำความรู้สึกส่วนตัวมาตัดสินงาน	3.52	1.026	มาก
ผู้ควบคุมงานไม่มีจรรยาบรรณในการควบคุมงาน	3.07	1.373	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานขาดความเชื่อมั่นในตัวเอง	3.35	0.998	ปานกลาง
ผู้ควบคุมขาดความรับผิดชอบใส่ใจในหน้าที่	3.79	1.266	มาก
ผู้ควบคุมงานขาดการพัฒนาความรู้ด้านผู้ควบคุมงานจากหน่วยงาน	3.38	0.924	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานมีภาระงานอื่นๆมากเกินไป	3.92	0.980	มาก
Total	3.54	1.10	มาก

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยด้านการเตรียมงานที่ส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ปัจจัยด้านการเตรียมงานก่อนก่อสร้าง	Mean	SD	การแปลผล
สถาบันอาชีวศึกษาขาดบุคลากรที่มีความรู้ความสามารถในการดำรงตำแหน่ง ควบคุมงานก่อสร้าง	3.82	0.785	มาก
รายละเอียดสัญญางานก่อสร้างไม่ชัดเจน	4.01	0.880	มาก
การติดต่อประสานงานด้านเอกสารภายในสถาบันอาชีวศึกษาล่าช้า	3.69	0.865	มาก
เอกสารแบบฟอร์มรายงานก่อสร้างของภาครัฐ ไม่มีรูปแบบชัดเจน	3.56	0.982	มาก
ไม่ดำเนินการประชุมหาข้อตกลงก่อนดำเนินการก่อสร้าง	3.69	1.015	มาก
เกิดการคัดค้านการดำเนินการก่อสร้าง จากประชาชนในพื้นที่ใกล้เคียง	3.26	1.182	ปานกลาง
Total	3.67	0.95	มาก

ตารางที่ 4 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยด้านการรายงานผลที่ส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ปัจจัยด้านการการรายงานผล	Mean	Std. Deviation	การแปลผล
ผู้ควบคุมงานจัดทำรายงานความก้าวหน้าของงานไม่เป็นปัจจุบัน	3.27	0.975	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานไม่จัดทำรายงานความก้าวหน้าของงาน	3.21	1.102	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานไม่จัดทำรายงานเหตุขัดข้องในงานก่อสร้าง	3.17	1.106	ปานกลาง
ผู้ควบคุมงานไม่รวบรวมผลการทดสอบทางวิศวกรรม	3.65	0.989	มาก
รายงานการจ้าง ไม่ตรงตามการดำเนินงานจริง	3.43	1.153	ปานกลาง
Total	3.35	1.07	ปานกลาง

ตารางที่ 5 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยระหว่างควบคุมงานที่ส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ปัจจัยระหว่างควบคุมงานก่อสร้าง	Mean	SD	การแปลผล
สถาบันอาชีวศึกษามีความต้องการเปลี่ยนแปลงแบบระหว่างดำเนินการก่อสร้าง	3.75	1.120	มาก
แบบทางวิศวกรรมเกิดข้อขัดแย้งระหว่างดำเนินงานก่อสร้าง	3.52	0.984	มาก
ผู้รับจ้างไม่ดำเนินการ ขออนุมัติ ใช้วัสดุบางชนิด	3.24	1.096	ปานกลาง
ผลการทดสอบความแข็งแรงทางวิศวกรรมล่าช้า	3.29	1.052	ปานกลาง
วัสดุที่ใช้ในงานก่อสร้างขาดตลาด	3.04	1.193	ปานกลาง
ผู้รับจ้างขาดความรู้ด้านระเบียบ กฎหมาย ของการปฏิบัติงานก่อสร้างทางราชการ	3.45	1.048	ป านกลาง
ผู้รับจ้างขาดแคลนแรงงาน	3.72	1.074	มาก
มีผู้รับจ้างรายอื่นรับช่วงต่อ	3.91	0.894	มาก
ขาดมาตรฐานในการตรวจสอบงานก่อสร้างระหว่างผู้รับจ้างและผู้ควบคุมงานเป็นมาตรฐานเดียวกัน	3.62	0.859	มาก
ความขัดแย้งระหว่างผู้ควบคุมงานของภาครัฐและผู้รับจ้าง	3.83	0.995	มาก
กำหนดเวลางวดงานก่อสร้างไม่เหมาะสมกับปริมาณงานจริง	3.36	0.966	ปานกลาง
สภาพอากาศไม่เอื้ออำนวย ส่งผลให้ไม่สามารถดำเนินการก่อสร้างได้	3.14	1.128	ปานกลาง
เสียงของเครื่องจักรมีผลต่อการเรียนการสอนภายในสถาบันอาชีวศึกษา	3.60	1.180	มาก
Total	3.50	1.05	ปานกลาง

ตารางที่ 6 ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยหลังการก่อสร้างแล้วเสร็จส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ปัจจัยหลังการการก่อสร้างแล้วเสร็จ	Mean	SD	การแปลผล
ผู้รับจ้างไม่มีการทำความสะอาดสถานที่ก่อสร้าง หลังดำเนินการเสร็จ	3.50	0.959	มาก
ผู้รับจ้างทดสอบงานระบบภายในงานก่อสร้าง ก่อนการตรวจรับ	3.46	1.049	ปานกลาง
เกิดความเสียหายในทรัพย์สินของสถาบันอาชีวศึกษาจากเครื่องมือ เครื่องจักร ที่ใช้ในงานก่อสร้าง	3.22	1.012	ปานกลาง
ความล่าช้าของผู้รับจ้างในการขนย้ายวัสดุ อุปกรณ์ออกจากสถานที่ก่อสร้าง	3.55	0.931	มาก
ผู้ควบคุมงานไม่ดำเนินการตรวจสอบการชำรุด หลังการก่อสร้างแล้วสร็จ	3.93	0.910	มาก
ผู้ควบคุมงานได้รับการแซกแทรงการตัดสินใจจากผู้บังคับบัญชา	3.88	1.058	มาก
เอกสารค้ำประกันงานก่อสร้างจากผู้รับจ้าง ไม่ครบถ้วน	3.31	1.146	ปานกลาง
งานก่อสร้างเกินระยะเวลาการดำเนินงานตามสัญญาจ้าง	3.65	0.928	มาก
ความล่าช้าในการจัดสรรงบประมาณจากภาครัฐ	3.86	0.969	มาก
อาคารชำรุดหลังแล้วเสร็จ มีการประมาณราคาซ่อมแซมเกินกว่าวงเงินประกันอาคาร	3.53	1.009	มาก
การชำรุดของอาคารหลังแล้วเสร็จไม่ตรงตามเงื่อนไขการรับประกัน	3.34	1.077	ปานกลาง
Total	3.57	1.00	มาก

5.สรุป

5.1 ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษามีการประเมินปัจจัยโดยรวมอยู่ที่ระดับ มาก เมื่อพิจารณาปัจจัยทั้งหมดโดยใช้ค่าเฉลี่ยและส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานพบว่า ค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 3.35 – 3.57 โดยเรียงลำดับตามค่าเฉลี่ยสูงสุด ปัจจัยด้านการเตรียมงานก่อนก่อสร้าง มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 3.67 และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.67 ถือเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบในประดับมาก , ปัจจัยหลังการการก่อสร้างแล้วเสร็จมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 3.57 และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.67 ถือเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบในประดับมาก ปัจจัยด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุมมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 3.54 และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.79 ถือเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบในประดับมาก งานในลำดับรองลงมาของปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา คือ ปัจจัยระหว่างควบคุมงานก่อสร้างมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 3.50 และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.68 ถือเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบในประดับปานกลาง และปัจจัยด้านการการรายงานผล มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 3.35 และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.85 ถือเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบในประดับปานกลาง

5.2 ปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา

เมื่อจัดกลุ่มปัจจัยปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา 10 ลำดับ กลุ่มปัจจัยที่ส่งผลในระดับ มาก ต่อการควบคุมงาน

(1) ผู้ควบคุมงานไม่ดำเนินการตรวจสอบการชำรุด หลังการก่อสร้างแล้วเสร็จ

(2) ผู้ควบคุมงานมีภาระงานอื่นๆ มากเกินไป

(3) มีผู้รับจ้างรายอื่นรับช่วงต่อ

(4) ผู้ควบคุมงานได้รับการแทรกแซกการตัดสินใจจากผู้บังคับบัญชา

(5) สถาบันอาชีวศึกษามีความต้องการเปลี่ยนแปลงแบบ ระหว่างดำเนินการก่อสร้าง

(6) พื้นฐานศึกษาของผู้ควบคุมไม่ตรงกับการความรู้ในการควบคุมงานก่อสร้าง

(7) สถาบันการศึกษาการขาดบุคลกร เพื่อดำรงตำแหน่งคณะกรรมในการก่อสร้าง

(8) ผู้ควบคุมขาดความรับผิดชอบใส่ใจในหน้าที่

(9) ผู้รับจ้างขาดความรู้ด้านระเบียบของการปฏิบัติงานทางราชการ

(10) การประสานงาน ออกหนังสือคำสั่งควบคุมงานภายในหน่วยงานล่าช้า

กลุ่มปัจจัยเหล่านี้ส่งผลต่อการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษา กระจายตัวอยู่ในกลุ่มปัจจัยด้านปัจจัยด้านคุณลักษณะของผู้ควบคุม ,ปัจจัยปัญหาการควบคุมงาน,ปัจจัยด้านการเตรียมงานก่อนก่อสร้าง และปัจจัยเมื่องานก่อสร้างแล้วเสร็จ

ทั้งนี้ในงานวิจัยได้ศึกษาปัจจัยปัญหาผู้ควบคุมงานภายในสถานศึกษาระดับอาชีวศึกษา เพื่อจัดทำแผนงาน นโยบายแก้ไขปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างในสถาบันอาชีวศึกษาต่อไป เพื่อประโยชน์ในการควบคุมงานก่อสร้างของรัฐบาลให้งบประมาณที่รัฐจัดสรรเกิดประโยชน์และคุณภาพสูงที่สุด

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณ คณะวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีเจ้าคุณทหารลาดกระบัง คณาจารย์ทุกท่าน อาจารย์วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์ ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ อันช่วยประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ เพื่อนร่วมสาขาวิศกรรมก่อสร้างและการจัดการสิ่งแวดล้อมรทุกคน ผู้ช่วยเหลือในการจัดทำข้อมูลสถานที่ทำงานวิทยาลัยการอาชีพกาญจนาภิเษกหนองจอก ครูสาขาช่างก่อสร้าง โยธา สถาปัตยกรรม สำนักงานคณะกรรมการการอาชีวศึกษาสนับสนุนในการศึกษางานวิจัย และครอบครัวของข้าพเจ้านางพรขวัญชนก พวงมาลาและนายพรอนันต์ พวงมาลา ผู้เป็นกำลังใจ เป็นส่วนสำคัญในการจัดทำงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] นายอนุพงศ์ นิลกำแหง (2555). แนวทางการเผชิญปัญหาด้านการควบคุมงานก่อสร้างในอาคารสูง

[2] สมัคร ต้นโลห์ (2551). ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการก่อสร้างและปรับปรุงงานก่อสร้างที่ล่าช้าของราชการ

[3] จันทิมา มณีโชติวงศ์(2551). การศึกษาการประสานงานก่อสร้างของผู้รับเหมากับหน่วยงานราชการ

[4] เรืองชัย เขียวสด(2552)คุณลักษณะของผู้ควบคุมงานก่อสร้าง กับผลสัมฤทธิ์ต่องานก่อสร้าง กรณีศึกษาภาคตะวันออกเฉียงเหนือ

[5] ศรัณย์ วรรณจารุรัตน์,กองกูณฑ์ โตชัยวัฒน์ (2553).ความล้าในการก่อสร้างโครงการอสังหาริมทรัพย์ภาครัฐประเภทอาคารก่อสร้างสถาบันการศึกษา.การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่15

[6] พงศ์ภรณ์ ภัทรพิทักษ์,จักรพงษ์ พงเพ็ง(2561).ปัจจัยที่สร้างความได้เปรียบทางการแข่งขันของผู้รับเหมาในระดับองค์กรที่มีอิทธิพลขององค์กร.การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 23

[7] สำนักนายกรัฐมนตรีว่าด้วยการพัสดุ(2542).คู่มือการจ้างและควบคุมงาน หน้า 13-30.

ปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับและการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ในหน่วยงานภาครัฐ กรณีศึกษา : หน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม

Factors Influencing Adoption of Building Information Modeling in Government Sector : A Case Study of Construction Department, Ministry of Defense

สุวิชญา สุริยมงคล[1] และ กวิน ตันติเสวี[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
[2] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: suwichaya.youyo@gmail.com*

บทคัดย่อ

ในอุตสาหกรรมก่อสร้าง ปัจจุบันได้มีการนำเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศหรือ BIM มาใช้ อย่างไรก็ตามยังไม่มีกรณีศึกษาสำหรับหน่วยงานภาครัฐ การวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับและการใช้ BIM รวมถึงศึกษาปัญหา อุปสรรค และแนวทางในการขับเคลื่อนให้เกิดการใช้ BIM ในหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม โดยการนำข้อมูลจากแบบสอบถามมาวิเคราะห์ทางสถิติ ผลการศึกษาพบว่า ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน การรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน มีผลต่อการยอมรับและการใช้ BIM ความเชื่อมั่นและความกังวลใจของผู้ใช้งาน BIM มีผลต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน และปัจจัยสถานภาพทั่วไป ได้แก่ เพศ และลักษณะที่งานที่รับผิดชอบมีความสัมพันธ์ต่อความเชื่อมั่นและความกังวลใจของผู้ใช้งาน BIM แนวทางในการขับเคลื่อนให้เกิดการใช้งาน BIM ในองค์กรคือ สร้างความรู้ความเข้าใจแก่คนในองค์กร จัดทำแผนงานและทำการทดลองก่อนนำเข้ามาประยุกต์ใช้ทั้งระบบ และจัดเตรียมอุปกรณ์ให้พร้อม

คำสำคัญ: แบบจำลองสารสนเทศ, BIM, หน่วยงานภาครัฐ, การยอมรับและการใช้

Abstract

In the construction industry, building information modeling or BIM has been implement to facilitate works. However, there are still no case studies in BIM implement for the government sector. The objectives of this research were to study factors influencing adoption of building information modeling and to study problems, obstacles and directions for accepting towards BIM of construction department, ministry of defense by using the data from the questionnaire for statistical analysis. The study found that performance expectancy and perceived ease of use affected the acceptance and use of BIM. Self-efficacy and anxiety of BIM's user affected to perceived ease of use and general factors which were gender and the characteristic of responsible work had the relationship with self-efficacy and anxiety of BIM's user. Therefore, the researcher conducted the direction to lead by providing knowledge and understanding to related people in the organization, preparing plans, and conducting various experiments before applying to the whole system as well as implementing properly

Keywords: Building Information Modeling, BIM, Government, Adoption

1. ที่มาและความสำคัญ

สำหรับอุตสาหกรรมการก่อสร้างในประเทศไทย พบว่าในภาคเอกชนมีการริเริ่มนำเทคโนโลยี BIM เข้ามาประยุกต์ใช้ในองค์กรมากขึ้น โดยใช้ในการจัดทำแบบอาคารและเพิ่มผลิตภาพในการจำเอกสารโครงการ แต่ในส่วนหน่วยงานของภาครัฐนั้น การนำ BIM มาใช้ มีอยู่ค่อนข้างจำกัด

ทางผู้วิจัยจึงเล็งเห็นถึงความเป็นไปได้ในการนำเทคโนโลยี BIM เข้ามาประยุกต์ใช้ในหน่วยงานภาครัฐในอนาคต จึงมีความจำเป็นในการศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับและใช้เทคโนโลยี BIM ของบุคลากรในองค์กรของหน่วยงานภาครัฐ เพื่อประเมินระดับความพร้อมในการนำเทคโนโลยี BIM มาประยุกต์ใช้ และทำการนำเสนอแนวทางในการขับเคลื่อนผลักดันต่อไปในอนาคต

2. วัตถุประสงค์

2.1 เพื่อศึกษาปัจจัยส่วนบุคคลที่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร
2.2 เพื่อศึกษาปัญหาและอุปสรรค ต่อการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร

3. ขอบเขตการศึกษา

3.1 ศึกษาบุคลากรในหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม ได้แก่ สำนักยุทธโยธาทหาร กองบัญชาการกองทัพไทย, กรมยุทธโยธาทหารบก, กรมช่างโยธาทหารอากาศ, กรมช่างโยธาทหารเรือ และ สำนักโยธาธิการ สำนักงานสนับสนุน สำนักงานปลัดกระทรวงกลาโหม

3.2 ศึกษาบุคลากรที่ทำหน้าที่ออกแบบ เขียนแบบ ประมาณราคา รวมถึงหัวหน้าในแต่ละฝ่าย ในหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม

4. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

4.1 ความหมายและประโยชน์ของ BIM

BIM (Building Information Modeling) หรือ แบบจำลองสารสนเทศอาคาร เป็นแนวคิดที่ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้ในกระบวนการออกแบบและก่อสร้างอาคาร โดยการสร้างแบบจำลองอาคาร (Building Model) พร้อมข้อมูลหรือสารสนเทศ (Information) ในองค์ประกอบของแบบจำลองอาคารนั้นๆ จำลองการก่อสร้างอาคารจริง [1]

การศึกษาเรื่องการใช้แบบจำลองรายละเอียดข้อมูลอาคารในงานออกแบบสถาปัตยกรรม พบว่า เมื่อเปรียบเทียบกับโครงการที่ใช้ CAD BIM สามารถให้ผลประโยชน์ที่มากขึ้นในด้านการบริหารเวลา ร้อยละ 18 และด้านงบประมาณโครงการ ร้อยละ 18.75 พร้อมทั้งเสนอว่าประเทศไทยควรมีนโยบายบังคับใช้ BIM เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในอุตสาหกรรมการก่อสร้าง [2]

การศึกษาสัดส่วนการใช้งานและความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับเทคโนโลยี BIM ของบริษัทในอุตสาหกรรมก่อสร้าง ในประเทศไทย พบว่ามีบริษัทออกแบบที่ใช้งานร้อยละ 21.92 และบริษัทรับเหมาที่ใช้งานร้อยละ 19.35 อย่างไรก็ตาม มีการสำรวจแนวโน้มบริษัทที่จะนำเทคโนโลยี BIM มาประยุกต์ใช้เพิ่มมากขึ้น ถึงร้อยละ 44.44 [3]

4.2 ความหมายและทฤษฎีของการยอมรับเทคโนโลยี

การตัดสินใจที่จะนำเทคโนโลยีนั้นไปใช้อย่างเต็มที่ โดยการยอมรับของบุคคลเกิดขึ้นเป็นกระบวนการ ตั้งแต่บุคคลนั้นเริ่มสัมผัสกับเทคโนโลยี ถูกชักจูงให้ยอมรับ ตัดสินใจยอมรับหรือปฏิเสธ ปฏิบัติตามการตัดสินใจ ละยืนยันการปฏิบัติ ความเร็วของกระบวนการขึ้นอยู่กับปัจจัยที่สำคัญ คือ ตัวบุคคลและลักษณะของเทคโนโลยี [4]

ทฤษฎีทฤษฎีการยอมรับและการใช้เทคโนโลยี (Unified Theory of Acceptance and Use of Technology : UTAUT) ซึ่งพัฒนามาจากทฤษฎีด้านพฤติกรรมมนุษย์จำนวน 8 ทฤษฎี ดังนี้

1) ทฤษฎีที่ใช้สำหรับการเชื่อมโยงระหว่างความเชื่อและทัศนคติที่มีต่อพฤติกรรม (Theory of Reasoned Action: TRA)

2) ทฤษฎีการยอมรับเทคโนโลยีของผู้ใช้งานเป็นตัววัดความสำเร็จของการพัฒนาการใช้เทคโนโลยี (Technology Acceptance Model: TAM)

3) ทฤษฎีที่ใช้สำหรับการวิจัยในเรื่องเกี่ยวกับจิตวิทยาเพื่อใช้สนับสนุนแรงจูงใจที่ใช้อธิบายถึงการแสดงพฤติกรรม (Motivational Model: MM)

4) ทฤษฎีที่ศึกษาทางด้านพฤติกรรมซึ่งได้รับการพัฒนาและขยายมาจากทฤษฎี TRA (Theory of Planned Behavior: TPB)

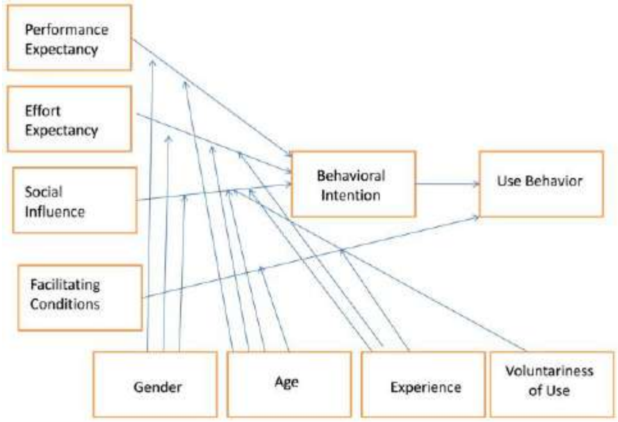
5) ทฤษฎีที่ผสมผสานกันระหว่าง TAM กับ TPB เพื่อใช้สำหรับทดสอบการวิจัยที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยประสบการณ์การใช้ระบบว่ามีอิทธิพลต่อการปรับปรุงและการใช้ระบบเทคโนโลยีสารสนเทศหรือไม่

6) ทฤษฎีที่ใช้การวัดการใช้งานจริงในเทคโนโลยีและใช้ทำนายเกี่ยวกับการยอมรับและการใช้เทคโนโลยีของแต่ละบุคคล (Model of PC Utilization: MPCU)

7) ทฤษฎีพื้นฐานทางสังคมที่ใช้ศึกษาเกี่ยวกับความหลากหลายของปัจจัยที่ใช้อธิบายถึงนวัตกรรมและใช้เป็นเครื่องมือที่เกี่ยวข้องกับนวัตกรรมในองค์กร (Innovation Diffusion Theory: IDT)

8) ทฤษฎีด้านพฤติกรรมมนุษย์ที่พบว่าการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมมนุษย์นั้นเกิดจากอิทธิพลจากสิ่งแวดล้อมปัจจัยส่วนบุคคล และคุณสมบัติด้านพฤติกรรมส่วนตัว (Social Cognitive Theory: SCT)

โมเดล UTAUT มีตัวแปรหลักทั้งสิ้น 4 ตัวแปร ประกอบด้วย ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน ความคาดหวังด้านความพยายามของผู้ใช้งานระบบ อิทธิพลจากสังคม และสภาพของสิ่งอำนวยความสะดวกในระบบ และยังมีอีก 4 ตัวแปรเสริม/ตัวผันแปร ได้แก่ เพศ อายุ ประสบการณ์ และความสมัครใจในการใช้งาน ซึ่งทำให้โมเดล UTAUT สามารถมองเห็นภาพรวมพฤติกรรมในการยอมรับเทคโนโลยีได้ถึง 70% ซึ่งดีกว่าการใช้โมเดล TAM เพียงอย่างเดียว [5]



รูปที่ 1 แบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยใน UTAUT

4.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ธณัชชา สุขขี [6] ศึกษาเรื่องการใช้งานและปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้แบบจำลองข้อมูลอาคาร ขององค์กรออกแบบและรับเหมาก่อสร้างในประเทศไทย โดยใช้วิธีเก็บข้อมูลการใช้งานจากกลุ่มองค์กรตัวอย่าง เพื่อวิเคราะห์เชิงสถิติเกี่ยวกับการประยุกต์ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคารในประเทศไทย และเก็บข้อมูลเชิงบรรยายเกี่ยวกับปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้ประโยชน์ที่ได้รับและปัญหา-อุปสรรคที่พบจากการประยุกต์ใช้ ผลการศึกษาพบว่า การใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารในประเทศไทยมีประมาณร้อยละ 22 ของประชากรที่สำรวจ และปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้มากที่สุด

คือ การตรวจสอบข้อขัดแย้งของแบบก่อสร้าง ปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้มากคือ การเพิ่มประสิทธิภาพในการออกแบบ เช่น ประมาณราคา วิเคราะห์อาคาร และลดการสูญเสียทรัพยากร ปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้ระดับปานกลางคือ As-Built Drawing มีความถูกต้อง เชื่อถือได้ ปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกใช้น้อยที่สุด ตัวอย่างเช่น ความต้องการลูกค้า,พัฒนาวิธีการทำงานให้เป็นระบบสากล ,ใช้บุคลากรน้อยกว่าการทำงานด้วย CAD ,สามารถนำข้อมูลมาบริหารจัดการอาคาร, ความสามารถในการนำเสนอผลงานในรูปแบบ 3 มิติ เป็นต้น สำหรับปัจจัยสำคัญ 3 อันดับแรกที่มีการนำแบบจำลองสารสนเทศอาคารเข้ามาประยุกต์ใช้ในการทำงานขององค์กร คือ ร้อยละ 55.56 ใช้สำหรับตรวจสอบข้อขัดแย้งที่เกิดขึ้นจากแบบก่อสร้าง, ร้อยละ 33.33 คิดว่าช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการออกแบบ/ก่อสร้าง,ลดการสูญเสียทรัพยากรที่อาจเกิดขึ้นจากความผิดพลากที่เกิดจากแบบก่อสร้าง ร้อยละ 22.22 คิดว่าช่วยในด้านการบริหารจัดการอาคาร รวมถึงกระแส LEED, ได้ข้อมูลแบบสร้างจริง (As-Built Drawing) มีความถูกต้อง เชื่อถือได้, ลดเวลาในการทำงานและการทำงานซ้ำซ้อน และตอบสนองความต้องการของลูกค้าในอนาคต

ศศิจันทร์ ปัญจทวี [7] ศึกษาเรื่อง ปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้ระบบสารสนเทศ กรณีศึกษา สถาบันการพลศึกษา วิทยาเขตเชียงใหม่ โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บรวบรวมข้อมูล หลักในการวิเคราะห์ใช้การวิเคราะห์ค่าทางสถิติ ได้แก่ ค่าร้อยละ ค่าความถี่ การวิเคราะห์การถดถอยพหุคูณ F-test และ T-test ผลการศึกษาพบว่า จำนวนกลุ่มตัวอย่าง 104 คน พบว่ามี 3 ปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศ ได้แก่ ปัจจัยการได้รับการสนับสนุนการใช้ระบบสารสนเทศจากผู้บังคับบัญชา ปัจจัยความคาดหวังจากประสิทธิภาพของเทคโนโลยีสารสนเทศ และปัจจัยการรับรู้ผลประโยชน์ของเทคโนโลยีสารสนเทศตามลำดับ ส่วนปัจจัยที่ไม่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศคือ ปัจจัยสถานภาพทั่วไป ปัจจัยด้านทัศนคติที่มีต่อการใช้ระบบสารสนเทศและปัจจัยการรับรู้ความยากง่ายในการใช้ และสามารถสร้างสมการพยากรณ์การยอมรับการใช้ระบบสารสนเทศในรูปแบบคะแนนมาตรฐานคือ Y = .029 + .382 (X5) + .319 (X4) + .311 (X1) โดย X5 แทน การได้รับการสนับสนุนจากผู้บังคับบัญชา X4 แทน ความคาดหวังจากประสิทธิภาพของระบบสารสนเทศ X1 แทน การรับรู้ประโยชน์ของระบบสารสนเทศ

อรทัย เลื่อนวัน [8] ศึกษาเรื่อง ปัจจัยส่วนบุคคลและปัจจัยที่เกี่ยวกับงานที่ผลต่อการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศในการปฏิบัติงาน โดยศึกษาด้านการรับรู้ความยากง่ายในการใช้งานและด้านการรับรู้ประโยชน์ กลุ่มตัวอย่างคือ ข้าราชการ และลูกจ้างประจำ สังกัด กรมการพัฒนาชุมชน ศูนย์ราชการแจ้งวัฒนะ จำนวน 239 คน โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูล วิเคราะห์ด้วยสถิติเชิงพรรณนาและสถิติเชิงอนุมาน ผลการศึกษา พบว่า ระดับการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศอยู่ในระดับมากทั้ง 2 ด้าน ผลการทดสอบสมมติฐานพบว่า เพศและรายได้ต่อเดือนที่แตกต่างกันมีผลต่อการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศในด้านการรับรู้ความยากง่ายต่อการใช้งาน ระดับการศึกษาที่ต่างกันมีผลต่อด้านการรับรู้ประโยชน์ และเพศที่ต่างกันมีผลต่อการยอมรับในภาพรวม ส่วนปัจจัยเกี่ยวกับงานไม่มีผลต่อการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศทุกด้าน

Samuel NiiBoi Attuquayefio [9] ศึกษาเรื่อง การยอมรับการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศของนักเรียนระดับอุดมศึกษา โดยประเด็นในการศึกษาคือ นักเรียนยอมรับและใช้เทคโนโลยีสารสนเทศในการเรียนและทำการศึกษาค้นคว้าอย่างไร ใช้แบบสอบถามในการเก็บข้อมูล โดยกลุ่มตัวอย่างคือนักเรียนที่ศึกษาใน Social and Business Administration Faculties of Methodist University College จำนวนทั้งสิ้น 345 คน ผลการศึกษาพบว่า ความคาดหวังด้านความพยายามของผู้ใช้งานระบบ มีผลต่อความพยายามในการใช้ระบบอย่างมาก ในขณะที่ ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน และ อิทธิพลของสังคม มีผลต่อความพยายามในการใช้ระบบน้อย และสิ่งอำนวยความสะดวกมีผลต่อการใช้อย่างมีนัยสำคัญ

Seleh Alwahaishi and Vaclav Snasel [10] ศึกษาเรื่อง การยอมรับและการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศของลูกค้า โดยใช้แบบสอบถามออนไลน์ในการเก็บข้อมูล จำนวนทั้งสิ้น 238 คน ในประเทศซาอุดิอาระเบีย แบบสอบถามกำหนดปัจจัยในการศึกษาทั้งสิ้น 8 ปัจจัย ได้แก่ ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน ความคาดหวังด้านความพยายามของผู้ใช้งานระบบ อิทธิพลของสังคม สิ่งอำนวยความสะดวก คุณค่าทางการเงิน แรงจูงใจด้านความบันเทิง ความมุ่งหวังในการใช้ และการใช้งานระบบ จากการศึกษาพบว่า ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน แรงจูงใจด้านความบันเทิง อิทธิพลทางสังคม และสิ่งอำนวยความสะดวกส่งผลต่อการยอมรับและการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศของลูกค้า

5. วิธีการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นงานวิจัยเชิงสำรวจ สุ่มตัวอย่าง เพื่อวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัย โดยการสร้างแบบสอบถามจากทฤษฎีการยอมรับเทคโนโลยี ตั้งสมมุติฐานการวิจัย เก็บข้อมูล และทำการวิเคราะห์ทางสถิติ

5.1 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

เนื่องจากเป็นการเก็บข้อมูลในหลายพื้นที่ และมีข้อกำจัดในการเข้าถึงข้อมูลทางสถิติ ทำให้ไม่ทราบจำนวนประชากรที่แน่ชัด จึงกำหนดขนาดของกลุ่มตัวอย่าง โดยใช้สูตรของ W.G. Cochran กำหนดระดับค่าความเชื่อมั่นร้อยละ 90 และระดับค่าความคลาดเคลื่อนร้อยละ 10 โดยใช้สูตร ดังนี้

$$n = \frac{p(1-p)z^2}{E^2}$$

เมื่อ n แทน ขนาดตัวอย่าง

p แทน สัดส่วนของประชากรที่ผู้วิจัยกำลังสุ่ม 0.5

z แทน ระดับความเชื่อมั่นที่ผู้วิจัยกำหนด Z มีค่าเท่ากับ 1.65 ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 90

E แทน ค่าความผิดพลาดสูงสุดที่เกิดขึ้น = 0.1

แทนค่า $n = \frac{0.5(1-0.5)(1.65)^2}{(.1)^2}$ = 68

ซึ่งทางผู้วิจัยได้ขยายกลุ่มตัวอย่างเป็น 100 คน

กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ คัดกรองมาจากสถาปนิก วิศวกร และเจ้าหน้าที่ ที่ทำหน้าที่ออกแบบ เขียนแบบก่อสร้าง และประมาณราคาในงานก่อสร้าง หน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม และมีขนาดของเป้าหมายกลุ่มจำนวนทั้งสิ้น 100 คน

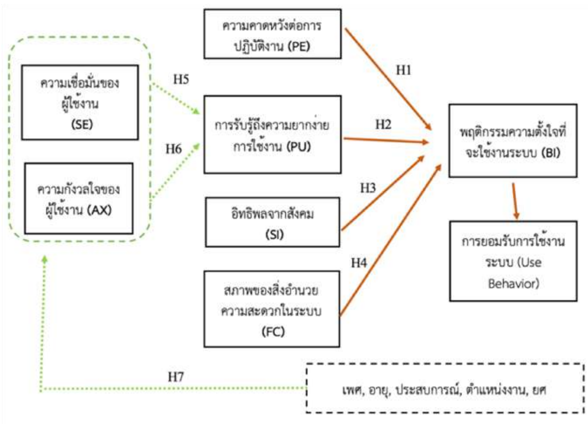
5.2 แบบสอบถาม

แบบสอบถามสร้างขึ้นเพื่อให้ครอบคลุมและสอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของการศึกษาวิจัย โดยแบ่งออกเป็น 3 ส่วน คือ

ส่วนที่ 1 แบบสอบถามเกี่ยวกับข้อมูลทั่วไป

ส่วนที่ 2 แบบสอบถามเกี่ยวกับปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับและใช้เทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) โดยดัดแปลงมาจากแบบสอบถามในงานวิจัยของ Venkatesh et al. (2003) ในการศึกษาเรื่องบริษัทและองค์กร 4 แห่งที่กำลังประยุกต์ใช้เทคโนโลยีใหม่ โดยในงานวิจัยใช้ทฤษฎี UTAUT ในการออกแบบแบบสอบถาม

ส่วนที่ 3 ข้อเสนอแนะเกี่ยวกับเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) โดยเป็นแบบสอบถามปลายเปิด



รูปที่ 2 กรอบแนวคิดวิจัย

ทำการพิสูจน์ด้วย Pearson's Correlation Analysis และการวิเคราะห์ทางสถิติ

สมมุติฐานที่ 1 (H1) ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงานมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 2 (H2) การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 3 (H3) อิทธิพลจากสังคมมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 4 (H4) สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวกในระบบมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 5 (H5) ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งานมีความสัมพันธ์ต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 6 (H6) ความกังวลใจของผู้ใช้งานมีความสัมพันธ์ต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบ

สมมุติฐานที่ 7 (H7) ปัจจัยสถานภาพทั่วไปมีความสัมพันธ์ต่อความเชื่อมั่นและความกังวลใจของผู้ใช้งานระบบ

ตารางที่ 1 การออกแบบสอบถามตามทฤษฎี UTAUT

หัวข้อ	คำถามชี้วัด
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (Performance Expectancy : PE)	[PE1] ท่านคิดว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการปฏิบัติงาน [PE2] ท่านคิดว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) มีประโยชน์ต่อการทำงานใน "ตำแหน่ง" ของท่าน [PE3] ท่านคิดว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ดีกว่าการใช้งานด้วยระบบ CAD
การรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน (Perceived Ease of Use : PU)	[PU1] ท่านคิดว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน [PU2] ท่านคิดว่า แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) สามารถเรียนรู้ และทำความเข้าใจได้
อิทธิพลจากสังคม (Social Influence ; SI)	[SI1] บุคลากรในองค์กร สามารถเป็นแรงกระตุ้นให้ท่านใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) ได้ [SI2] ผู้บังคับบัญชาเล็งเห็นถึงความสำคัญในการใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) [SI3] องค์กรของท่าน ให้การสนับสนุนในการนำเทคโนโลยีใหม่ๆเกี่ยวกับงานก่อสร้างเข้ามาใช้ในองค์กรเสมอ
สิ่งอำนวยความสะดวก (Facilitating Condition : FC)	[FC1] องค์กรของท่าน มีความพร้อมด้านเครื่องมือในการใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) [FC2] ท่านคิดว่า ท่านมีความรู้เพียงพอในการริเริ่มใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) [FC3] ท่านคิดว่าระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) สามารถใช้งานร่วมกับระบบเดิมที่ท่านใช้ทำงานอยู่ได้
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งานระบบ (Self-Efficacy : SE)	[SE1] ท่านคิดว่า ท่านสามารถใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) ได้ด้วยตนเอง [SE2] ท่านคิดว่า ท่านสามารถใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) ได้ ถ้ามีคนช่วยเหลือเวลาเกิดปัญหา [SE3] ท่านคิดว่า ท่านสามารถใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) ได้ ถ้ามีเวลามากพอ
ความกังวลใจของผู้ใช้งานระบบ (Anxiety : AX)	[AX1] ท่านคิดว่า ท่านเกิดความกังวลใจ หากต้องใช้งานระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) [AX2] ท่านคิดว่า ท่านลังเลที่จะใช้ระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) เพราะไม่สามารถแก้ไขให้ถูกต้องด้วยตนเองได้ [AX3] ระบบเทคโนโลยีสารสนเทศอาคาร (BIM) ทำให้ท่านรู้สึกท้อถอย
พฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ (Behavioral Intention to Use : BI)	[BI1] ท่านมีความตั้งใจที่จะใช้งานระบบในอนาคต [BI2] ท่านยินดีที่จะแนะนำเพื่อนร่วมงานให้ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM)

ตารางที่ 2 สรุปผลการทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้เทคโนโลยีสารสนเทศ

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศ	seleh Alwahaishi (2013)	Mateus Martins (2018)	Paul Juinn Bing Tan (2013)	Attuquayefio (2014)	javed sarfaraz (2017)	ศศิจันทร์ ปัญจทวี (2560)	อรวรรณ สุขยานี (2558)	ศักรินทร์ ตันสุพงษ์ (2557)	พรชนก พลาบูลย์ (2558)	อรทัย เลื่อนวัน (2555)	อติโมท อุ่นจิตติ (2552)	กุลปริยา นกดี (2557)	ผลรวม
1. ปัจจัยสถานภาพทั่วไป เช่น เพศ อายุ ตำแหน่งงาน										•	•		2
2 .ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (Performance Expectancy)	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	12
2.1 ความเชื่อว่าระบบช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงาน (Percieved Usefulness)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	11
2.2 ผู้ที่ใช้งาน จะนำไปสู่ผลงานที่มีค่า (Extrinsic Motivation			•	•									2
2.3 ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการทำงานส่วนบุคคล (Job-fit)		•	•										2
2.4 ระบบใหม่ ดีกว่าระบบเดิมที่ผ่านมา (Relative Advantage)													0
2.5 ความคาดหวังส่วนบุคคล (Outcome Expectation)								•	•			•	3
3. ความคาดหวังด้านความพยายามของผู้ใช้งานระบบ (Effort Expectancy)	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	12
3.1 ระดับความเชื่อของบุคคลว่าไม่ต้องใช้ความพยายามในการใช้งาน (Perceived Ease of Use)		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	11
3.2 ระดับความเข้าใจถึงความยาก(complexity)		•	•	•	•			•					5
4. อิทธิพลจากสังคม (Social Influence)	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•		10
4.1 พฤติกรรมผู้อื่นที่มีผลต่อตนเอง (Subjective norm)		•	•	•	•			•	•				6
4.2 วัฒนธรรมและสังคมที่เกี่ยวข้อง (Social factors)			•	•		•	•		•		•		6
4.3 ระบบช่วยเพิ่มภาพลักษณ์ให้องค์กรและสถานะ (Image)			•										1
5. สภาพสิ่งอำนวยความสะดวก (Facilitating Condition)	•		•	•					•				4
6. ทัศนคติต่อการใช้งาน (Attitude toward Using)						•	•				•	•	4
7. ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (Self-efficacy)					•		•		•		•	•	5
9. แรงจูงใจด้านความบันเทิง (Hedonic Motivation)	•	•				•		•	•				5
10. มูลค่าราคา (Price value)		•						•	•				3
11. ความเคยชิน (Habit)		•									•		2
พฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ (Behavioral Intention)		•	•	•	•	•		•	•	•	•		9
ประสบการณ์ในการใช้ง่าย (Experience of Use)							•				•		2

6. ผลการวิจัย

6.1 ผู้ตอบแบบสอบถาม

จำนวนผู้ตอบแบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 100 คนคิดเป็น 100% เนื่องจากได้รับความร่วมมือจากทางทุกหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหมเป็นอย่างดี

ตารางที่ 3 ร้อยละของผู้ตอบแบบสอบถามจำแนกตามข้อมูลพื้นฐาน

เพศ	ร้อยละ
ชาย	74
หญิง	26
อายุ	**ร้อยละ**
น้อยกว่า 30 ปี	35
31-40 ปี	33
41-50 ปี	25
มากกว่า 50 ปี	7
ระดับชั้นยศ	**ร้อยละ**
จ.ส.อ. พิเศษ ลงมา	25
ร.ต. - ร.อ.	43
พ.ต. - พ.ท.	24
พ.อ. ขึ้นไป	8
ระดับการศึกษา	**ร้อยละ**
ต่ำกว่าปริญญาตรี	15
ปริญญาตรี หรือเทียบเท่า	61
ปริญญาโท	24
ปริญญาเอก	0
ลักษณะงานที่รับผิดชอบ	**ร้อยละ**
สถาปนิก	25
วิศวกร(โยธา,ไฟฟ้า,เครื่องกล,สุขาภิบาล)	38
ช่างเขียนแบบ	13
เจ้าหน้าที่ประมาณราคา	6
ผู้บริหาร(หัวหน้ากลุ่มงาน,รอง และผอ.กอง)	18

ผลการวิจัย พบว่า ในจำนวนผู้ที่ตอบแบบสอบถามว่าโดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM ในอนาคต จำแนกตามเพศ เป็นผู้ชายร้อยละ 13 ในขณะที่ผู้หญิงมีร้อยละ 26 ซึ่งมากกว่าผู้ชายถึงสองเท่า จำแนกตามอายุ จำนวนมากที่สุดคือผู้ที่มีอายุ 41-50 ปี ร้อยละ 20 ที่ตอบว่าโดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM จำแนกตามระดับการศึกษาพบว่า จำนวนมากที่สุดคือ ผู้ที่จบปริญญาโทร้อยละ 29 ตอบว่าโดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM จำแนกตามลักษณะงานที่รับผิดชอบพบว่า ผู้ที่โดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM มากที่สุดคือ เจ้าหน้าที่ประมาณราคา ร้อยละ 66 รองลงมาคือ สถาปนิก ร้อยละ 32 วิศวกร ร้อยละ 10 และผู้บริหาร ร้อยละ 5 ตามลำดับ จำแนกตามประสบการณ์การใช้ CAD ผู้ที่โดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM มากที่สุดคือ ผู้ที่มีประสบการณ์ 11-15 ปี ร้อยละ 22 และจำแนกตามความเชี่ยวชาญในการใช้ CAD ผู้ที่โดยส่วนตัวจะไม่ใช้ BIM มากที่สุดคือผู้ที่มีสามารถใช้งานได้ปานกลาง ร้อยละ 25

จากการสัมภาษณ์ในเบื้องต้นของกลุ่มตัวอย่าง พบว่าบุคลากรส่วนใหญ่รู้จัก BIM จากการสัมมนาให้ความรู้เรื่อง BIM ที่ทางองค์กรได้จัดหาบุคลากรจากภาคเอกชนที่มีความรู้ความเข้าใจเรื่อง BIM เข้ามาบรรยายให้รับทราบถึงประโยชน์และวิธีการใช้งานเบื้องต้น โดยบางส่วนที่ไม่ได้เข้าร่วมการสัมมนา ได้ยินจากผู้ร่วมงานหรือจากเพื่อนร่วมอาชีพภายนอก แต่ยังไม่เข้าใจวิธีการทำงานเท่าผู้ที่ได้รับการสัมมนา และจากการสัมภาษณ์ทำให้ทราบว่าบุคลากรเกือบทั้งหมดยังไม่เคยได้ลองใช้ BIM มาก่อน เนื่องจากบุคลากรไม่ได้รับการศึกษามาในสมัยเรียนในระดับ ปวส.และปริญญา สำหรับผู้ที่สนใจใน BIM ก็ยังไม่ถึงขั้นศึกษาหรือทดลองใช้งาน เนื่องจากยังไม่เห็นถึงแนวทางในการใช้กับองค์กร รวมทั้งต้องใช้เวลามากในการศึกษา

6.2 การวิเคราะห์สหสัมพันธ์ ระหว่างปัจจัย

ในการทดสอบสมมติฐาน ทางผู้วิจัยได้ใช้โปรแกรม Excel เป็นเครื่องมือวิเคราะห์ การทดสอบสมมติฐานนั้น ได้ตั้งสมมติฐานหลักคือตัวแปร 2 ตัวมีค่าประสิทธิ์สหสัมพันธ์เท่ากับศูนย์ ซึ่งแปลผลว่าไม่มีความสัมพันธ์กัน และ

สมมติฐานรองตัวแปร 2 ตัวมีค่าประสิทธิ์สหสัมพันธ์มากกว่าหรือน้อยกว่าศูนย์ ซึ่งแปลผลว่ามีความสัมพันธ์กัน (H_0 : r=0, H_1 : r<0 ; r>0) โดยตั้งระดับนัยยะสำคัญที่ 0.05 ซึ่งมีความหมายว่า หาก p-value ที่ผลการศึกษาวิเคราะห์ได้มีค่าน้อยกว่า 0.05 จะสรุปว่ามีนัยสำคัญทางสถิติ

สมมุติฐานที่ 1 (H1) ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงานมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่า เป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r >0 ; P-value <0.05) ซึ่งเป็นข้อมูลเพียงพอที่จะระบุว่าทั้ง 2 ปัจจัยมีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรง

สมมุติฐานที่ 2 (H2) การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่าเป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r>0 ; P-value <0.05) ซึ่งเป็นข้อมูลเพียงพอที่จะระบุว่าทั้ง 2 ปัจจัยมีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรง

สมมุติฐานที่ 3 (H3) อิทธิพลจากสังคมมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่า ไม่เป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r>0 ; P-value >0.05) ทำให้ยังไม่สามารถหาความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างทั้ง 2 ปัจจัย

สมมุติฐานที่ 4 (H4) สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวกในระบบมีความสัมพันธ์ต่อพฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่า ไม่เป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r>0 ; P-value >0.05) ทำให้ยังไม่สามารถหาความสัมพันธ์เชิงเส้นตรงระหว่างทั้ง 2 ปัจจัย

สมมุติฐานที่ 5 (H5) ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งานมีความสัมพันธ์ต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่า เป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r >0 ; P-value <0.05) ซึ่งเป็นข้อมูลเพียงพอที่จะระบุว่าทั้ง 2 ปัจจัยมีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรง

สมมุติฐานที่ 6 (H6) ความกังวลใจของผู้ใช้งานมีความสัมพันธ์ต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งานระบบ ผลการวิจัยว่า เป็นไปตามสมมติฐาน (H_1 : r >0 ; P-value <0.05) ซึ่งเป็นข้อมูลเพียงพอที่จะระบุว่าทั้ง 2 ปัจจัยมีความสัมพันธ์กันเชิงเส้นตรง

ตารางที่ 4 ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ระหว่างปัจจัยความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน อิทธิพลทางสังคม สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก กับความตั้งใจใช้ระบบในอนาคต

พฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ (BI1 : ความตั้งใจใช้ระบบในอนาคต)	ค่าสหสัมพันธ์ (r)	ค่า P-value
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE1 : BIM ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการปฏิบัติงาน)	0.438*	0.000
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE2 : BIM มีประโยชน์ต่อการทำงานใน “ตำแหน่ง” ของท่าน)	0.475*	0.000
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE3 : BIM ดีกว่าการใช้งานด้วยระบบ CAD)	0.374*	0.000
การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน (PU1 : BIM ใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน)	0.400*	0.000
การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน (PU2 : BIM สามารถเรียนรู้ และทำความเข้าใจได้)	0.513*	0.000
สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก (FC1 : องค์กร มีความพร้อมด้านเครื่องมือในการใช้งาน BIM)	0.030	0.765
สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก (FC2 : มีความรู้เพียงพอในการริเริ่มใช้งาน BIM)	0.146	0.146
สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก (FC3 : BIM สามารถใช้งานร่วมกับระบบเดิมที่ท่านใช้ทำงานอยู่ได้)	0.343*	0.000
อิทธิพลจากสังคม (SL1 : บุคลากรในองค์กร สามารถเป็นแรงกระตุ้นให้ท่านใช้งาน BIM ได้)	0.195	0.052
อิทธิพลจากสังคม (SL2 : ผู้บังคับบัญชาเล็งเห็นถึงความสำคัญในการใช้ BIM)	0.140	0.166
อิทธิพลจากสังคม (SL3 : องค์กรของท่าน ให้การสนับสนุนในการนำเทคโนโลยีใหม่ๆเกี่ยวกับงานก่อสร้างเข้ามาใช้ในองค์กรเสมอ)	0.129	0.198

*ระดับนัยสำคัญที่ 0.05

6.3 ความสัมพันธ์ระหว่างความเชื่อมั่นและความกังวลใจของผู้ใช้งานระบบกับข้อมูลพื้นฐาน

จากการทดลองหาค่าความสัมพันธ์โดยการวิเคราะห์ทางสถิติระหว่างปัจจัยความเชื่อมั่นและความกังวลใจกับข้อมูลพื้นฐาน ซึ่งเป็นการพิสูจน์สมมุติฐาน H7 พบว่าข้อมูลพื้นฐานที่มีผลในความสัมพันธ์ของปัจจัยดังกล่าวคือ เพศ และลักษณะงานที่รับผิดชอบ โดยเพศชายมีความเชื่อมั่นที่มากกว่าเพศหญิงในทุกหัวข้อ และมีความกังวลใจในการใช้ระบบน้อยกว่าเพศหญิงในทุกหัวข้อ ในขณะที่ จำแนกตามลักษณะงานที่รับผิดชอบ สามารถสรุปได้ว่า ในด้านความเชื่อมั่น ผู้บริหารมีความเชื่อมั่นมากที่สุด และเจ้าหน้าที่ประมาณราคามีความเชื่อมั่นน้อยที่สุด ในด้านความกังวลใจสถาปนิกมีความกังวลใจมากที่สุด และช่างเขียนแบบมีความกังวลใจน้อยที่สุด

ตารางที่ 5 ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ระหว่างปัจจัยความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน อิทธิพลทางสังคม สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก กับยินดีที่จะแนะนำผู้อื่นให้ใช้แบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM)

พฤติกรรมความตั้งใจที่จะใช้งานระบบ (BI2 : ยินดีที่จะแนะนำผู้อื่นให้ใช้ BIM)	ค่าสหสัมพันธ์ (r)	ค่า P-value
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE1 : BIM ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการปฏิบัติงาน)	0.493*	0.000
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE2 : BIM มีประโยชน์ต่อการทำงานใน “ตำแหน่ง” ของท่าน)	0.430*	0.000
ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน (PE3 : BIM ดีกว่าการใช้งานด้วยระบบ CAD)	0.464*	0.000
การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน (PU1 : BIM ใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน)	0.361*	0.000
การรับรู้ถึงความยากง่ายการใช้งาน (PU2 : BIM สามารถเรียนรู้ และทำความเข้าใจได้)	0.534*	0.000
สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก (FC2 : มีความรู้เพียงพอในการริเริ่มใช้งาน BIM)	0.176	0.079
สภาพของสิ่งอำนวยความสะดวก (FC3 : BIM สามารถใช้งานร่วมกับระบบเดิมที่ท่านใช้ทำงานอยู่ได้)	0.438*	0.000
อิทธิพลจากสังคม (SL1 : บุคลากรในองค์กร สามารถเป็นแรงกระตุ้นให้ท่านใช้งาน BIM ได้)	0.194	0.053
อิทธิพลจากสังคม (SL2 : ผู้บังคับบัญชาเล็งเห็นถึงความสำคัญในการใช้ BIM)	0.154	0.127
อิทธิพลจากสังคม (SL3 : องค์กรของท่าน ให้การสนับสนุนในการนำเทคโนโลยีใหม่ๆเกี่ยวกับงานก่อสร้างเข้ามาใช้ในองค์กรเสมอ)	0.135	0.181

*ระดับนัยสำคัญที่ 0.05

6.4 สรุปผู้ตอบแบบสอบถามเรื่องการนำ BIM มาประยุกต์ใช้ อุปสรรคในการนำมาใช้และข้อเสนอแนะในการนำมาประยุกต์ใช้

ผู้ที่ตอบว่าโดยส่วนตัวจะใช้ระบบ BIM มีจำนวนทั้งสิ้น 83 คนและผู้ที่ตอบว่าโดยส่วนตัวจะไม่ใช้ระบบ BIM มีจำนวนทั้งสิ้น 17 คน โดยในภาพรวมสามารถสรุปอุปสรรคในการนำ BIM มาใช้ได้ดังนี้

1.อุปกรณ์ SOFTWARE HARDWARE และระบบอินเตอร์เน็ต ซึ่งปัจจุบันบางองค์กรนั้นมีการขาดแคลนคอมพิวเตอร์ในการเขียนแบบ หรือมีคอมพิวเตอร์ที่ระบบประมวลผลช้า ซึ่งกระทบแม้กระทั่งการทำงานในปัจจุบัน ดังนั้นการนำอุปกรณ์ในปัจจุบันมาใช้ในการทำงานในระบบ BIM ย่อมเป็นอุปสรรคอย่างแน่นอน

2.บุคลากร ไม่ว่าจะเป็น บุคลากรในองค์กรที่ไม่ยอมเปลี่ยนแปลงวิธีการทำงาน โดยพบว่าผู้ที่มีอายุมากกว่า จะมีความไม่พร้อมในการเรียนรู้เทคโนโลยีใหม่ๆมากกว่าผู้ที่มีอายุน้อยกว่า รวมถึงการที่ทักษะในการใช้เทคโนโลยีนั้นมีความแตกต่างกันมากเกินไป ทำให้อาจเป็นอุปสรรคในการนำ BIM เข้ามาใช้งาน

3. BIM ไม่ตอบโจทย์ในงานบางภาคส่วน ตัวอย่างเช่น แผนกที่ทำงานด้านเอกสารสัญญาในการการก่อสร้าง ซึ่งไม่มีความจำเป็นต้องใช้โปรแกรม

ในการเขียนแบบหรือออกแบบแต่อย่างใด ทำให้บุคลากรที่อยู่ในแผนกดังกล่าวไม่มีความมั่นใจในการนำระบบ BIM มาใช้งาน

4.ในกระทรวงกลาโหมนั้น มีการสั่งงานเป็นลำดับขั้น ผู้ใต้บังคับบัญชายังมีความเชื่อว่า ผู้บังคับบัญชายังไม่เข้าใจ BIM เท่าใดนัก ไม่ว่าจะเป็นผู้บังคับบัญชาในสายงานก่อสร้างโดยตรง หรือผู้บังคับบัญชาระดับสูง ซึ่งหากไม่เข้าใจว่าการนำระบบดังกล่าวมาใช้ ต้องมีระยะเวลาในการเรียนรู้และเปลี่ยนผ่านแนวทางการทำงาน ย่อมทำให้ไม่สามารถนำ BIM มาประยุกต์ใช้ได้

ความคิดเห็นรวมของแนวทางในการนำระบบ BIM มาใช้ในองค์กรของผู้ตอบแบบสอบถามปลายเปิดจำนวนทั้งสิ้น 64 คน แบ่งได้เป็น 4 กลุ่มใหญ่ ได้แก่ จัดอบรมการใช้งาน BIM, ศึกษา วางแผน ทดลอง การใช้งานจริง, เตรียม SOFTWARE HARDWARE ที่รองรับการใช้งาน และสร้างความรู้ความเข้าใจแก่คนในองค์กร โดยข้อที่ผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่คิดเห็นตรงกันเป็นอันดับหนึ่งคือ สร้างความรู้ความเข้าใจแก่คนในองค์กร จำนวนผู้ตอบทั้งสิ้น 34 คน รองลงมา เตรียม SOFTWARE HARDWARE ที่รองรับการใช้งาน จำนวนผู้ตอบทั้งสิ้น 30 คน ศึกษา วางแผน ทดลอง การใช้งานจริง จำนวนผู้ตอบทั้งสิ้น 29 คน จัดอบรมการใช้งาน BIM จำนวนผู้ตอบทั้งสิ้น 24 คน ตามลำดับ

ตารางที่ 6 ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ระหว่างปัจจัยความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน ความกังวลใจของผู้ใช้งาน กับ BIM ใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน

การรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน (PU1 : BIM ใช้งานง่าย ไม่ซับซ้อน)	ค่าสหสัมพันธ์ (r)	ค่า P-value
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE1 : สามารถใช้งาน BIM ได้ด้วยตนเอง)	0.302*	0.002
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX1 : เกิดความกังวลใจ หากต้องใช้งาน BIM)	0.232*	0.020
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX2 : ลังเลที่จะใช้ BIM เพราะไม่สามารถแก้ไขให้ถูกต้องด้วยตนเองได้)	0.302*	0.002
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE2 : สามารถใช้งาน BIM ได้ ถ้ามีคนช่วยเหลือเวลาเกิดปัญหา)	0.117	0.246
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE3 : สามารถใช้งาน BIM ได้ ถ้ามีเวลาพอ)	0.175	0.080
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX3 : BIM ทำให้ท่านรู้สึกท้อถอย)	0.127	0.206

*ระดับนัยสำคัญที่ 0.05

ตารางที่ 7 ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ระหว่างปัจจัยความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน ความกังวลใจของผู้ใช้งาน กับ BIM สามารถเรียนรู้ และทำความเข้าใจได้

การรับรู้ความยากง่ายในการใช้งาน (PU2 : BIM สามารถเรียนรู้ และทำความเข้าใจได้)	ค่าสหสัมพันธ์ (r)	ค่า P-value
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE1 : สามารถใช้งาน BIM ได้ด้วยตนเอง)	0.340*	0.000
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX1 : เกิดความกังวลใจ หากต้องใช้งาน BIM)	0.380*	0.000
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX2 : ลังเลที่จะใช้ BIM เพราะไม่สามารถแก้ไขให้ถูกต้องด้วยตนเองได้)	0.494*	0.000
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE2 : สามารถใช้งาน BIM ได้ ถ้ามีคนช่วยเหลือเวลาเกิดปัญหา)	0.378*	0.000
ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งาน (SE3 : สามารถใช้งาน BIM ได้ ถ้ามีเวลาพอ)	0.359*	0.000
ความกังวลใจของผู้ใช้งาน (AX3 : BIM ทำให้ท่านรู้สึกท้อถอย)	0.378*	0.000

*ระดับนัยสำคัญที่ 0.05

7. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

ในภาพรวมบุคลากรส่วนใหญ่ในหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม มีความคิดเห็นว่าหน่วยงานควรมีการนำ BIM เข้ามาประยุกต์ใช้ถึงร้อยละ 98 และโดยส่วนตัวมีความตั้งใจที่จะใช้ BIM ในอนาคตถึงร้อยละ 83 แสดงให้เห็นว่าบุคลากรส่วนใหญ่พร้อมที่จะให้องค์กรมีความเปลี่ยนแปลงในการทำงาน

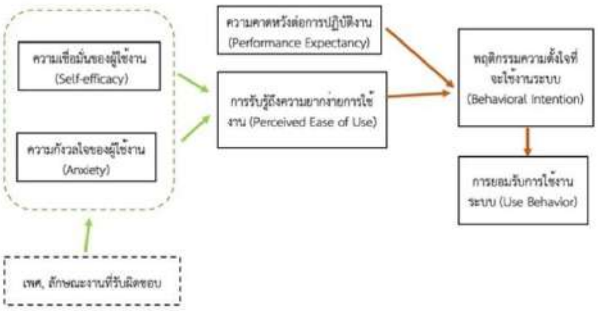
7.1 ปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับและการใช้ BIM

จากกรอบแนวคิดการวิจัยที่ทางผู้วิจัยได้ตั้งไว้ในช่วงต้น เมื่อทำการวิจัยพบว่าปัจจัยหลัก 2 ปัจจัยมีความสัมพันธ์ต่อการยอมรับและการใช้ BIM ได้แก่ ความคาดหวังต่อการปฏิบัติงาน และการรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน ในขณะที่ปัจจัยบางตัวไม่มีความสัมพันธ์ได้แก่ อิทธิพลทางสังคม และสภาพของสิ่งอำนวยความสะดวกในระบบ ในส่วนของการรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งานนั้น ความเชื่อมั่นของผู้ใช้งานและความกังวลใจของผู้ใช้งานมีความสัมพันธ์ต่อการรับรู้ถึงความยากง่ายในการใช้งาน

ซึ่งทำให้สามารถคาดการณ์ได้ว่าความสามารถของ BIM ไม่ว่าจะเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงาน หรือดีกว่าการใช้งานด้วยระบบดั้งเดิมอย่างระบบ CAD สามารถนำมาใช้จูงใจบุคลากรให้เปลี่ยนมาใช้ BIM ได้ นอกจากนี้ความยากง่ายของการใช้ ยังเป็นประเด็นสำคัญที่ก่อน BIM มาใช้ควรมีการคำนึงถึงและวิเคราะห์ให้ละเอียดถี่ถ้วน

ผลการวิเคราะห์ปัจจัยสถานภาพทั่วไปมีความสัมพันธ์ต่อความเชื่อมั่นและความกังวลใจของผู้ใช้งานระบบ BIM ปัจจัยที่มีความสัมพันธ์ได้แก่ เพศ และลักษณะที่งานที่รับผิดชอบ โดยว่า เพศชายมีความเชื่อมั่นที่มากกว่าเพศหญิงในทุกหัวข้อ และมีความกังวลใจในการใช้ระบบน้อยกว่าเพศหญิงในทุก

หัวข้อ และในลักษณะงานที่รับผิดชอบ ด้านความเชื่อมั่น ผู้บริหารมีความเชื่อมั่นมากที่สุด และเจ้าหน้าที่ประมาณราคามีความเชื่อมั่นน้อยที่สุด ในด้านความกังวลใจ สถาปนิกมีความกังวลใจมากที่สุด และช่างเขียนแบบมีความกังวลใจน้อยที่สุดอุปสรรคในการนำ BIM มาใช้ในองค์กร ดังนั้นก่อนนำ BIM มาใช้ ควรพิจารณาถึงลักษณะงานที่รับผิดชอบว่ามีความเหมาะสมและจำเป็นมากน้อยเพียงใด



รูปที่ 2 ผังสรุปความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัย

7.2 แนวทางในการขับเคลื่อนให้เกิดการนำ BIM มาใช้ในองค์กร

7.2.1 .สร้างความรู้ความเข้าใจแก่คนในองค์กร ซึ่งเป็นสิ่งที่ทางผู้วิจัยได้ความคิดเห็นจากผู้ตอบแบบสอบถามมาเป็นอันดับหนึ่ง และในการสร้างความรู้ความเข้าใจดังกล่าวนั้น ให้รวมถึงผู้บังคับบัญชาด้วย เนื่องจากการนำ BIM มาประยุกต์ใช้ในองค์กรนั้น เป็นการเปลี่ยนแปลงระบบการทำงานทั้งหมด และต้องมีการเรียนรู้มากมาย ทำให้กระทบกับงานในปัจจุบัน หากผู้บังคับบัญชาไม่เข้าใจในจุดดังกล่าว ย่อมไม่สามารถนำ BIM เข้ามาใช้งานได้

7.2.2 จัดเตรียม SOFTWARE HARDWARE และเครือข่ายอินเตอร์เน็ตที่มีประสิทธิภาพ รองรับการใช้งาน BIM ในปัจจุบันพบว่าหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม มีปัญหาในการจัดซื้อเครื่องคอมพิวเตอร์ เนื่องจากต้องยื่นความประสงค์ไปทางหน่วยสื่อสารทหาร ทำให้ไม่ตอบโจทย์ต่อการใช้งาน จึงควรมีการรวมตัวของหน่วยงานยุทธโยธา สังกัดกระทรวงกลาโหม ในการประชุมแก้ไขปัญหาดังกล่าวอย่างจริงจัง ให้การแก้ปัญหาเป็นไปในแนวทางเดียวกัน และสามารถจัดเตรียมเพื่อรองรับการใช้งาน BIM ในอนาคต

7.2.3 ศึกษา วางแผน และทำการทดลอง ก่อนนำเข้ามาประยุกต์ใช้ทั้งระบบ โดยอาจมีการจัดตั้งทีม BIM ขึ้นภายในองค์กรและทำการศึกษาร่วมกัน มีการจัดทำแผนในการส่งคนไปอบรมการใช้งาน โดยอาจใช้เวลาบางส่วน ควบคู่ไปกับการทำงานในระบบเดิม รวมถึงมีการทดลองกับโครงการขนาดเล็ก เพื่อศึกษาว่ามีข้อดี ข้อเสียอย่างไร และควรจัดอบรมคนในระดับใดบ้าง

เอกสารอ้างอิง

[1] สถาบันสถาปนิกสยาม. สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์. (2558) *แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับประเทศไทย (Thailand BIM Guideline)* พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานคร : บริษัท พลัสเพรส จำกัด.

[2] ธนนันท ปิติชูวงศ์ (2557). *การใช้แบบจำลองรายละเอียดข้อมูลอาคารในงานออกแบบสถาปัตยกรรม บทเรียนจากประเทศสิงคโปร์.* วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต. บัณฑิตวิทยาลัยการจัดการและนวัตกรรม. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[3] ธณัชชา สุขขี (2554). *การศึกษาการเลือกใช้ แบบจำลองข้อมูลอาคารสำหรับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย.* สารนิพนธ์หลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต. สาขาวิชาการจัดการโครงการก่อสร้าง. ภาควิชาเทคนิตสถาปัตยกรรม. มหาวิทยาลัยศิลปากร

[4] Rogers, E. M. (1995). *Diffusion of Innovations*, (4th ed.). New York: The Free Press

[5] V. Venkatesh, M.Morris, and G. B. Davis. (2003). *User acceptance of information technology: Toward a unified view*. MIS Quarterly, vol.27, no.3

[6] ธณัชชา สุขขี (2554). *การศึกษาการเลือกใช้ แบบจำลองข้อมูลอาคารสำหรับอุตสาหกรรมก่อสร้างในประเทศไทย.* สารนิพนธ์หลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต. สาขาวิชาการจัดการโครงการก่อสร้าง. ภาควิชาเทคนิตสถาปัตยกรรม. มหาวิทยาลัยศิลปากร

[7] ศศิจันทร์ ปัญจทวี. (2560). *ปัจจัยที่ส่งผลต่อการยอมรับการใช้ระบบสารสนเทศ กรณีศึกษา สถาบันการพลศึกษา วิทยาเขตเชียงใหม่.* มหาวิทยาลัยราชภัฏเชียงใหม่

[8] อรทัย เลื่อนวัน. (2555). *ปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับเทคโนโลยีสารสนเทศ กรณีศึกษากรมการพัฒนาชุมชนศูนย์ราชการแจ้งวัฒนะ.* วิทยานิพนธ์ บริหารธุรกิจมหาบัณฑิต. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

[9] Samuel NiiBoi Attuquayefio. (2014). *Using the UTAUT model to analyze students' ICT adoption*, International Journal of Education and Development using Information and Communication Technology (IJEDICT), 2014, Vol. 10, Issue 3, pp. 75-86

[10] Saleh Alwahaishi and Vaclav Snasel. (2013) *Consumers' Acceptance and Use of Information and Communications Technology: A UTAUT and Flow Based Theoretical Model*. Journal of Technology Management and Innovation.

การวิเคราะห์เอกสารสัญญาจ้างก่อสร้างสำหรับโครงการก่อสร้างซึ่งใช้การจำลองสารสนเทศอาคาร
Analyzing Construction Contract Documents for BIM Projects

นพจิรา ฤกษ์ขจรนามกุล[1] รศ. ดร.วีระศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์ [2] และ รศ. ดร.วิสุทธิ์ ช่อวิเชียร[3]
Nopjira Lerkkajornnamkula[1], Assoc. Prof. Veerasak Likhitruangsilp, Ph.D.[2], Assoc. Prof. Visuth Chovichien, Ph.D.[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร
E-mail: l.nopjira@gmail.com[1], Veerasak.L@chula.ac.th[2] VisuthChovi@gmail.com[3]

บทคัดย่อ

ในระยะเวลาไม่กี่ปีที่ผ่านมาการจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling, BIM) ได้เข้ามาเป็นส่วนสำคัญของกระบวนการส่งมอบโครงการก่อสร้างสมัยใหม่ งานวิจัยจำนวนมากได้ศึกษาการนำ BIM ไปใช้ในแง่มุมต่าง ๆ เช่น กระบวนการทำงาน, แบบจำลอง BIM, และ BIM Uses แต่งานวิจัยที่เกี่ยวกับสัญญาจ้างก่อสร้างในโครงการก่อสร้างซึ่งใช้ BIM (โครงการ BIM) นั้นยังมีอยู่อย่างจำกัด เนื่องจากโครงการ BIM แตกต่างจากโครงการก่อสร้างทั่วไปในหลาย ๆ ด้าน องค์ประกอบและการจัดการสัญญาจ้างในโครงการ BIM (สัญญา BIM) จึงมีลักษณะเฉพาะตัว ในบทความนี้เราจะศึกษาโครงสร้างของสัญญาซึ่งเหมาะสมกับโครงการ BIM ในประเทศไทย โดยมุ่งเน้นศึกษาเอกสารและเนื้อหาสำคัญของสัญญาBIM การวิจัยเริ่มจากการรวบรวมและวิเคราะห์มาตรฐาน แนวทาง คู่มือ และเอกสารเกี่ยวกับ BIM ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายในอุตสาหกรรมก่อสร้างทั่วโลก จากนั้นจึงสำรวจปัญหาซึ่งประสบขณะบริหารจัดการสัญญา BIM ผลการศึกษาจะสามารถใช้ในการพัฒนาโครงสร้างสัญญาBIM และใช้สำหรับร่างเนื้อหาของเอกสารสัญญา BIM ซึ่งเหมาะสมกับระบบนิเวศน์ของโครงการ BIM (BIM project ecosystem) ในประเทศไทย

คำสำคัญ: การจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) , การจัดการสัญญาจ้างก่อสร้าง, มาตรฐานการจำลองสารสนเทศอาคาร

Abstract

In recent years, Building Information Modeling (BIM) has become a vital part of the delivery process of modern construction projects. Various aspects concerning BIM implementation (e.g., work processes, BIM models, and BIM Uses) have been widely investigated in numerous research works. Yet, the limited number of research has focused on the construction contracts for BIM projects. Since BIM projects are different from conventional construction projects in many aspects, the components and management of BIM contracts are also unique. In this paper, we investigate the structure of BIM contracts that is appropriate for the BIM projects in Thailand by focusing on the documents and contents of the BIM contracts. We first compile and analyze the BIM standards, guides, manuals, and documents that are widely used in the construction industry worldwide. The problems encountered while managing the current BIM contracts are identified. These findings can then be used to develop the structure of BIM contracts and outline the contents of the documents, which are appropriate for the BIM project ecosystem in Thailand.

Keywords: Building Information Modeling (BIM), construction contract management, BIM standards

1. บทนำ

ในปัจจุบันโครงการก่อสร้างในประเทศไทยได้นำการจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling , BIM) มาใช้อย่างแพร่หลาย เนื่องจากประโยชน์อันหลากหลายที่ได้รับจาก BIM อาทิ เพิ่มประสิทธิภาพงานก่อสร้าง ช่วยในการสื่อสารแบบก่อสร้างรวมถึงลดระยะเวลาและงบประมาณในการก่อสร้าง [1] ภายใต้รูปแบบการทำงานของ BIM ซึ่งมุ่งเน้นการทำงานร่วมกันของฝ่ายต่าง ๆ (collaboration) ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงในความสัมพันธ์ระหว่างฝ่ายต่าง ๆ ในสัญญาจ้างก่อสร้าง ดังนั้นสัญญาสำหรับโครงการก่อสร้างซึ่งใช้ BIM (สัญญา BIM) จะต้องถูกปรับเปลี่ยนเพื่อครอบคลุมการคุ้มครองทางกฎหมายแก่ทุกฝ่ายในด้านลิขสิทธิ์ กรณีพิพาทภายในโครงการ การสื่อสารระหว่างบุคคล โปรโตคอล (protocol) และผลตอบแทนที่เหมาะสมกับความเสี่ยงจะเกิดขึ้น เนื่องจากการใช้ BIM ในโครงการอาจทำให้เกิดปัญหาสำคัญด้านสัญญาจ้างที่เกี่ยวข้องกับความรับผิดและความเสี่ยงของโครงการและการใช้เอกสารที่ไม่มีในสัญญาจ้างก่อสร้างทั่วไป [2] ดังนั้นการร่างสัญญา BIM จึงจำเป็นต้องมีข้อกำหนดรวมถึงเอกสารเพิ่มเติมซึ่งแตกต่างจากสัญญาจ้างก่อสร้างทั่วไป

ในโครงการ BIM เอกสารสัญญาจะถูกปรับเปลี่ยนตามลักษณะของโครงการ ดังนั้นการระบุรายการเอกสารที่จำเป็นในสัญญาโครงการ BIM จึงเป็นสิ่งจำเป็นซึ่งต้องพัฒนาขึ้นสำหรับโครงการ BIM ในประเทศไทย ผลวิจัยนี้จะช่วยแก้ไขปัญหาที่เกิดจากความไม่สมบูรณ์หรือความไม่เหมาะสมของสัญญา BIM และช่วยให้การบริหารจัดการสัญญาจ้างก่อสร้างโครงการ BIM มีประสิทธิภาพสูงสุด

2. วัตถุประสงค์

บทความนี้วัตถุประสงค์เพื่อระบุเอกสารที่จำเป็นในสัญญาโครงการ BIM (BIM contract documents) และรายละเอียดของเอกสารสัญญาดังกล่าว ซึ่งสอดคล้องกับระบบนิเวศของโครงการ (project ecosystem) เพื่อให้ทุกฝ่ายสามารถนำเอกสารที่พัฒนาขึ้นนี้ไปใช้วางแผนและบริหารโครงการ BIM ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

3. วิธีการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นงานวิจัยเชิงคุณภาพ (qualitative research) ซึ่งเป็นการรวบรวมข้อมูลและค้นหาความจริง (fact findings) ประกอบด้วยขั้นตอนต่าง ๆ ดังนี้

1) ศึกษาเอกสารสัญญาและรายละเอียดของเอกสารสัญญาซึ่งใช้ตลอดวัฏจักรชีวิตของโครงการ BIM ของประเทศไทยและต่างประเทศ

2) วิเคราะห์ขั้นตอนและแผนปฏิบัติการดำเนินงานโดย BIM

3) ระบุองค์ประกอบของโครงการ BIM ซึ่งมีผลต่อรายการเอกสารสัญญาของโครงการ

4) จำแนกองค์ประกอบที่สนับสนุนแผนปฏิบัติการ BIM และมาตรฐานสำหรับการใช้งาน BIM จำแนกรายการเอกสารสัญญาเฉพาะโครงการ BIM

5) ระบุรายการเอกสารสัญญาเฉพาะโครงการ BIM

6) สรุปผลการวิจัย

4. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ผู้วิจัยได้ทบทวนเอกสาร แนวคิด ทฤษฎี และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง โดยแบ่งออกเป็นหัวข้อต่าง ๆ ดังนี้

4.1 การจำแนกช่วงเวลาก่อสร้างโครงการ BIM

OmniClass เป็นมาตรฐานซึ่งใช้จำแนกข้อมูลที่ใช้อย่างแพร่หลายในอุตสาหกรรมก่อสร้าง ระบบการจัดเก็บและจำแนกข้อมูลเป็นแบบฐานข้อมูลอิเล็กทรอนิกส์ซึ่งเป็นประโยชน์แก่ผู้นำไปใช้งาน OmniClass ได้จัดทำตารางที่มีเนื้อหาออกมาหลายประเภทเรียกว่า OmniClass™ table สำหรับงานวิจัยนี้ได้นำเอกสาร OmniClass: A Strategy for Classifying the Built Environment Table 31 – Phases มาใช้ประกอบการวิจัย เอกสารดังกล่าวได้จำแนกช่วงเวลาในโครงการก่อสร้างออกเป็น 9 ช่วง เนื่องจากงานวิจัยนี้จะศึกษารายการเอกสารที่เกิดขึ้นในโครงการตั้งแต่เริ่มต้นจนถึงสิ้นสุดโครงการและส่งมอบโครงการให้เจ้าของอาคาร เราจึงมุ่งเน้นศึกษาช่วงเวลาที่ 1 ช่วงเริ่มต้นโครงการ (Inception Phase) จนถึงช่วงเวลาที่ 7 ช่วงปิดโครงการ (Handover Phase) [3] วัฏจักรของโครงการช่วยให้ผู้จัดการโครงการทราบถึงกระบวนการในการบริหารจัดการโครงการตามแต่ละช่วงเวลาของโครงการ โดยในแต่ละช่วงเวลาของโครงการจะต้องมีการกำหนดเป้าหมาย กลยุทธ์ และผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องรวมถึงข้อมูลและเทคโนโลยีที่ใช้ [4]

4.2 การวางแผนโครงการ (Project planning)

ขั้นตอนการวางแผนมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อการนำ BIM มาใช้ในโครงการให้ประสบความสำเร็จ ทั้งนี้จะต้องมีแผนดำเนินการที่ชัดเจน โดยเน้นการสื่อสาร (communication) ให้ผู้ร่วมงานมีเป้าหมายเดียวกัน กำหนดสิ่งคาดหวัง (expectation) จากการใช้ BIM ให้สมาชิกทุกคนได้รับทราบ และการจัดระเบียบ (organization) ของข้อมูลเพื่อให้การสืบค้นมีประสิทธิภาพ [5] Computer Integrated Construction Research Program (CIC) ได้เสนอองค์ประกอบการวางแผน BIM ในองค์กรทั้งสิ้น 6 องค์ประกอบ คือ กลยุทธ์ (strategy), การใช้ (use), กระบวนการ (process), สารสนเทศ (information), โครงสร้างพื้นฐาน (infrastructure), และบุคลากร (personnel) [6] การวางแผนประกอบด้วย 3 ส่วน คือ แผนกลยุทธ์ (strategic planning) แผนการทำงาน (implementation planning) และแผนการจัดหา (procurement planning) [7]

4.2.1 การวางแผนกลยุทธ์

การวางแผนกลยุทธ์เป็นขั้นตอนแรกในการวางแผน BIM ในระดับองค์กร วัตถุประสงค์ของขั้นตอนนี้เพื่อให้เจ้าของโครงการกำหนดเป้าหมายและวัตถุประสงค์ BIM ของตัวเอง และสร้างแผนการทำงานในการจัดทำเอกสารว่าจะบรรลุเป้าหมายและวัตถุประสงค์ได้อย่างไร การวางแผนกลยุทธ์ประกอบด้วย

1) ประเมิน (assess) ระดับ BIM ทั้งภายในและภายนอกองค์กรในปัจจุบัน

2) จัดวางเป้าหมาย BIM (align) ขององค์กรโดยระบุระดับวุฒิภาวะ (maturity level) ที่ต้องการสำหรับการใช้ BIM

3) ก้าวไปสู่ (advance) ระดับวุฒิภาวะของ BIM ที่กำหนดไว้

4.2.2 แผนการทำงาน (Implementation Planning)

หลังจากวางแผนกลยุทธ์แล้ว การวางแผนดำเนินการสามารถเริ่มต้นได้ วัตถุประสงค์ของขั้นตอนนี้คือการพิจารณาและจัดทำเอกสารรายละเอียดแนวทางและมาตรการสำหรับการนำไปใช้ แผนการดำเนินงานจะรวมถึง

1) กระบวนการที่กำหนดอย่างชัดเจนว่า BIM จะถูกรวมเข้ากับแนวทางปฏิบัติขององค์กรได้อย่างไร

2) ข้อมูลของโครงการเพื่อสนับสนุนการใช้งาน BIM

3) โครงสร้างพื้นฐานทางเทคโนโลยีที่จำเป็นในการสนับสนุนกระบวนการ

4) การศึกษาและฝึกอบรมบุคลากรที่เกี่ยวข้อง BIM

4.2.3 แผนการจัดหา

ก่อนที่จะเริ่มโครงการ ไม่ว่าจะเป็นการก่อสร้างใหม่หรือปรับปรุง เจ้าของโครงการจะต้องพัฒนาข้อกำหนดของสัญญา BIM ข้อกำหนดของ

สัญญาเหล่านี้มีความจำเป็นเพื่อให้แน่ใจว่าเป็นไปตามความต้องการด้าน BIM ของทีมงานโครงการทั้งหมดและความเข้าใจร่วมกันในข้อกำหนด นอกจากนี้ยังช่วยในการส่งเสริมการใช้ BIM ให้มีประสิทธิภาพตลอดวัฏจักรชีวิต ส่วนประกอบการจัดหา ได้แก่

1) เกณฑ์การคัดเลือกทีมเพื่อทำงานซึ่งมีคุณสมบัติที่ผ่านการรับรอง

2) ข้อกำหนดในการทำสัญญาเพื่อกำหนดข้อมูล BIM ที่ต้องส่งมอบได้อย่างชัดเจน

3) แผนปฏิบัติการ BIM โครงการเพื่อกำหนดกระบวนการวางแผนสำหรับโครงการ

4.3 กระบวนการทำงาน BIM (BIM Process)

แบบจำลอง BIM ระหว่างการวางแผน การออกแบบ การก่อสร้างและการดำเนินงานเป็นแหล่งข้อมูลที่ใช้สำหรับการบริหารจัดการอาคารให้มีประสิทธิภาพสูงสุดเมื่อมีการวางแผนและการดำเนินการที่ดีในการใช้ BIM จะสามารถลดต้นทุนตลอดช่วงเวลาในการก่อสร้าง การสร้างทีมบุคลากรที่มีความพร้อมในการทำงานร่วมกันช่วยลดความขัดแย้ง ลดการทำงานซ้ำซ้อน และช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการวางแผน การออกแบบ การก่อสร้างและการดำเนินงาน กระบวนการที่ทำให้ BIM สามารถใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพในโครงการมีขั้นตอนดังนี้ [8]

1) ระบุข้อกำหนดพื้นฐานของ BIM ในสัญญาของเจ้าของโครงการกับผู้รับจ้าง เช่น การวางแผน, การออกแบบ, การก่อสร้าง, การดำเนินงาน และสัญญากับผู้มีส่วนได้ส่วนเสียอื่น ๆ ตามวิธีการส่งมอบโครงการ (Project Delivery Method) เช่น Design-Bid-Build (DBB), Design-Build (DB), Integrated project delivery (IPD).

2) ระบุบทบาทและความรับผิดชอบของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียในโครงการโดยพิจารณาจากข้อมูลการสร้างแบบจำลอง

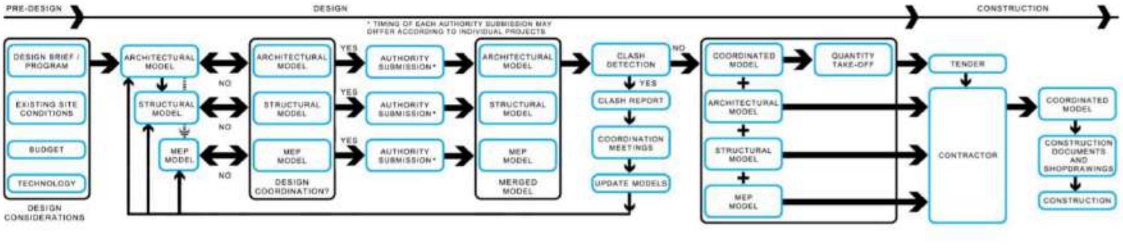
3) สร้างแผนปฏิบัติการโครงการ BIM (project execution plan, PxP) ร่วมกับผู้มีส่วนได้ส่วนเสียหลักของโครงการ

4) บริหารจัดการโครงการเพื่อให้สอดคล้องกับ PxP และข้อกำหนดของสัญญารวมถึงแบบจำลองและการส่งมอบข้อมูลโดยผ่านการตรวจสอบเป็นระยะ

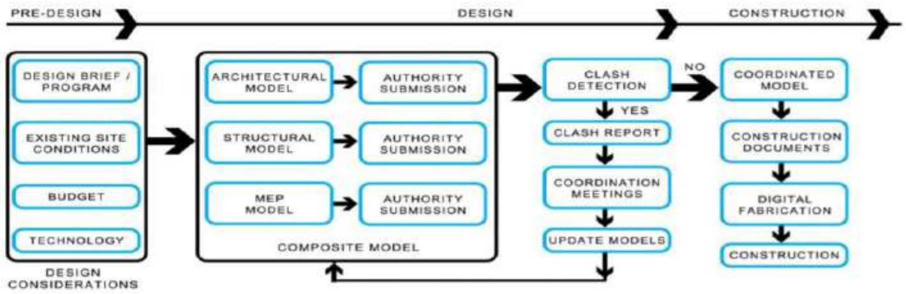
การระบุข้อกำหนดพื้นฐานของการนำ BIM ไปประยุกต์ใช้ในองค์กรนั้นเป็นขั้นตอนแรกที่จะนำไปสู่กระบวนการดำเนินงานอื่น ๆ ต่อไป เจ้าของโครงการจะต้องให้ความสำคัญกับขั้นตอนนี้โดยกำหนดกระบวนการเลือกใช้ระบบการส่งมอบโครงการที่เหมาะสม ซึ่งแต่ละระบบมีข้อดีและข้อเสียแตกต่างกันในการประยุกต์ใช้ BIM ในบทความนี้เราจะพิจารณา 2 ระบบการส่งมอบ คือ Design-Bid-Build และ Design-Build

การส่งมอบโครงการประเภทออกแบบ ประกวดราคา ก่อสร้าง (Design-Bid-Build) หมายถึง วิธีการที่มีผู้เกี่ยวข้องหลักในสัญญา 3 ฝ่าย คือ เจ้าของโครงการ (Owner), สถาปนิก (Architect), และผู้รับจ้างก่อสร้าง (Contractor) วิธีการนี้เรียกอีกชื่อหนึ่งว่าเป็นวิธีการแบบดั้งเดิม (conventional method) [9] วิธีนี้อาจจะใช้การเสนอราคาในการประกวดราคาสัญญาจ้างเหมา เอกสารสัญญาจะถูกเตรียมโดยสถาปนิก ลักษณะเฉพาะของวิธีจัดจ้างนี้คือเจ้าของโครงการจะใช้เอกสารที่ถูกออกแบบโดยสถาปนิกเพื่อให้ผู้รับจ้างก่อสร้างเตรียมข้อเสนอ หลังจากชนะการประกวดราคา เจ้าของโครงการจึงทำสัญญากับผู้รับจ้างก่อสร้าง ระบบการส่งมอบนี้เป็นการร่วมมือของหลายฝ่ายไม่ว่าจะเป็น เจ้าของโครงการ ผู้ออกแบบ และผู้รับจ้างก่อสร้างซึ่งจะทำให้ขั้นตอนดำเนินงานมีความซับซ้อนยิ่งขึ้น เนื่องจากอาจจะมีการขัดแย้งของข้อมูลสารสนเทศเกิดขึ้นได้ วิธีจัดจ้างนี้จะมีช่วงกระบวนการแบ่งออกเป็น 2 ช่วงได้แก่ ช่วงก่อนการประกวดราคาและช่วงก่อสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 1

การส่งมอบโครงการประเภทออกแบบและก่อสร้างภายในองค์กรเดียว (Design-Build) มีโครงสร้างการบริหารงานที่ฝ่ายต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องไม่ซับซ้อน เจ้าของโครงการทำสัญญาแค่ผู้รับจ้างก่อสร้างเพียงรายเดียว เนื่องจากผู้ออกแบบและผู้รับจ้างก่อสร้างอยู่ในองค์กรเดียวกันทำให้การแลกเปลี่ยนข้อมูลและการทำงานร่วมกันเป็นไปได้อย่างมีประสิทธิภาพ ความเสียหายจากความบกพร่องและการสูญหายของข้อมูลมีโอกาสต่ำ ดังแสดงในรูปที่ 2 รูปแบบการจัดจ้างนี้สามารถสร้างแผนการดำเนินการ BIM ก่อนการสร้างแบบจำลองในการออกแบบช่วงต้นผู้ออกแบบสามารถทำงานร่วมกับผู้รับจ้างก่อสร้างในการสร้างแบบจำลอง BIM สำหรับการประชุมเพื่อหารายละเอียดที่ต้องการของโครงการได้ล่วงหน้า [10]



รูปที่ 1 วิธีการจัดจ้างแบบ DBB สำหรับโครงการ BIM [10]



รูปที่ 2 วิธีการจัดจ้างแบบ DB สำหรับโครงการ BIM [10]

4.4 แผนปฏิบัติการ BIM (BIM Project Execution Plan)

แนวทางในการพัฒนาแผนปฏิบัติการ BIM ถูกพัฒนาเพื่อให้เจ้าของโครงการ ผู้จัดการโครงการ รวมถึงผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการ ร่วมกันพัฒนาแผนงานให้สอดคล้องกับโครงการ โดยประกอบด้วย 4 ขั้นตอน คือ [11]

1) ระบุ BIM Goals และ BIM Uses ทำให้ทีมงานเข้าใจเป้าหมายและการใช้ BIM สำหรับการทำงานร่วมกันในโครงการและนำประโยชน์มาใช้งาน

2) ออกแบบกระบวนการทำงานของแผนปฏิบัติการ BIM โดยแสดงภาพรวมของแผนการทำงานทั้งหมดและแผนการทำงานของ BIM Uses ที่ได้กำหนดไว้ข้างต้น

3) ระบุข้อกำหนดสำหรับการแลกเปลี่ยนสารสนเทศ (information exchange) โดยจำแนกการใช้ข้อมูล วิธีการแลกเปลี่ยนข้อมูล กำหนดผู้รับผิดชอบดูแลข้อมูล จำแนกกลุ่มของข้อมูลสำหรับการใช้งาน รวมถึงกำหนดกรอบเวลาในการแลกเปลี่ยนข้อมูล

4) พัฒนากระบวนการทำงานตามเอกสารที่ได้วางไว้เป็นขั้นตอน

4.5 มาตรฐานและเอกสารสัญญา BIM

ในปัจจุบันมาตรฐานและแนวทางเกี่ยวกับการนำ BIM มาใช้นั้นได้ถูกพัฒนาขึ้นในประเทศต่าง ๆ ทั่วโลก ทั้งประเทศในทวีปยุโรป อเมริกา และเอเชีย จากการศึกษามาตรฐาน BIM ต่าง ๆ เราพบว่ามาตรฐาน BIM ในประเทศต่าง ๆ มีความแตกต่างกันไป ทั้งในเรื่องของโครงสร้างและรายละเอียดของเนื้อหา โดยรายละเอียดที่แตกต่างกันนี้จะขึ้นอยู่กับสภาพแวดล้อมและวัฒนธรรมในการทำงานของแต่ละประเทศ [12] มาตรฐานและคู่มือต่าง ๆ แบ่งออกเป็น 2 ระดับ คือ มาตรฐานในระดับอุตสาหกรรม เช่น มาตรฐาน ISO และ มาตรฐานในระดับองค์กร [13]

ตารางที่ 1 สรุปข้อมูลเกี่ยวกับมาตรฐานและคู่มือในประเทศต่าง ๆ อันประกอบด้วย ประเทศ ชื่อคู่มือและเนื้อหาสำคัญของมาตรฐานนั้น ๆ สำหรับงานวิจัยนี้จะอ้างอิงมาตรฐาน NBIMS แนวทางของประเทศสิงคโปร์ มาตรฐานประเทศนิวซีแลนด์ แนวทางของประเทศฮ่องกง และมาตรฐานของประเทศอังกฤษ

ตารางที่1 มาตรฐานและคู่มือ BIM ในต่างประเทศ

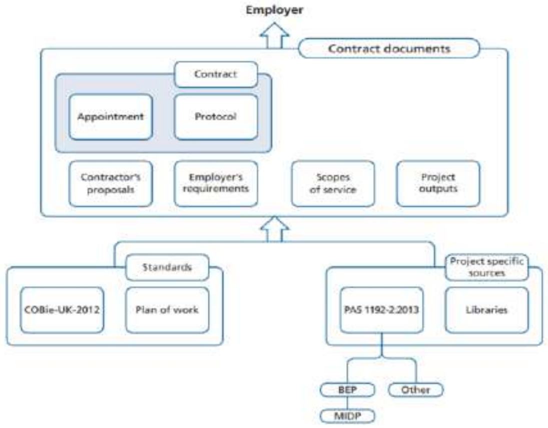
ประเทศ	มาตรฐานหรือคู่มือ BIM	เนื้อหาหลัก
อังกฤษ	AEC (UK) BIM Protocol Version 2	มาตรฐานที่ใช้สำหรับงานสถาปัตยกรรมและงานโครงสร้างรวมถึงการดำเนินงานก่อสร้าง
	PAS1192-2:2013:	การส่งมอบโครงการโดยเฉพาะซึ่งเป็นข้อมูลกราฟิกส่วนใหญ่และข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟิก???
	PAS1192-3:2014:	การใช้งานและการบำรุงรักษาของแบบจำลองสารสนเทศของสินทรัพย์ (Asset Information Model) และเพื่อการบริหารจัดการทรัพย์สิน
	BS 1192-4:2014:	ความต้องการของผู้ว่าจ้างรวมถึงผู้จัดการสินทรัพย์และผู้จัดการโครงการ
	BS 8536-2:2016	การออกแบบและการก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างพื้นฐานอื่น ๆ

ตารางที่1 มาตรฐานและคู่มือ BIM ในต่างประเทศ (ต่อ)

ประเทศ	มาตรฐานหรือคู่มือ BIM	เนื้อหาหลัก
สหรัฐอเมริกา	NBIMS	การแลกเปลี่ยนของข้อมูลสารสนเทศ /การสร้างแบบจำลอง
	A201-2017 General Conditions of the Contract for Construction	ส่วนเงื่อนไขทั่วไปและข้อกำหนดงานก่อสร้างมาตรฐานสำหรับสัญญาจ้าง Design-Bid -Build
	ข้อตกลง (Agreement Form) เช่น A101, Owner/Contractor Agreement—Stipulated Sum	ข้อตกลงระหว่างคู่พันธะสัญญา ได้แก่ เจ้าของโครงการ–ผู้รับจ้าง, เจ้าของโครงการ – สถาปนิก, สถาปนิก –ที่ปรึกษา, ผู้รับจ้าง -ผู้รับเหมาช่วง ซึ่งเอกสารแบ่งออกตามรูปแบบกระบวนการจัดจ้าง
สิงคโปร์	Singapore BIM Guide Version 2 (2013)	แผนปฏิบัติการ BIM องค์ประกอบของโครงการที่นำ BIM มาปฏิบัติ
นิวซีแลนด์	New Zealand BIM Handbook (2014)	รายละเอียดแนวทางในการใช้ BIM ในการโครงการสำหรับผู้ที่มีความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับ BIM จำกด โดยอธิบายภาพรวมของการปฏิบัติงานด้วย BIM
ฮ่องกง	CIC BIM Standards – General (2019)	การวางแผนโครงการสำหรับการนำ BIM มาปฏิบัติ โดยคำนึงถึงความต้องการของเจ้าของโครงการและรายละเอียดแบบจำลอง

4.5.1 เอกสารสัญญาเฉพาะของโครงการ BIM

เอกสารเฉพาะของโครงการ BIM เป็นเอกสารที่เกี่ยวข้องกับรายละเอียดของแบบจำลอง แผนปฏิบัติงาน การพัฒนาแผนของโครงการและสิ่งที่ต้องส่งมอบหลังโครงการสิ้นสุด ซึ่งสามารถจำแนกตามลักษณะการใช้งานได้ 2 กลุ่ม คือ เอกสารมาตรฐานและแผนการทำงาน และ เอกสารข้อมูลจำเพาะของ โครงการ ซึ่งเป็นเอกสารที่ระบุสิ่งที่ต้องส่งมอบที่เกี่ยวข้องกับ BIM (BIM deliverables) ในแต่ละขั้นตอน จุดประสงค์ของการใช้ BIM รวมถึงความรับผิดชอบของฝ่ายในแต่ละช่วงของโครงการ [14] เอกสารเหล่านี้เป็นตัวกำหนดทิศทางและข้อกำหนดของโครงการก่อนการออกแบบหรือการก่อสร้าง เมื่อมีการอนุมัติการดำเนินงานจะต้องปฏิบัติตามแผนงานให้สำเร็จลุล่วงซึ่งเป็นสิ่งสำคัญในการวางแผนล่วงหน้าและกำหนดความต้องการในการใช้ BIM ส่วนของคำแนะนำแก้ไขปัญหาต่าง ๆ ที่เจ้าของอาจต้องการพิจารณาเมื่อวางแผนสำหรับการบริหารจัดการโครงการโดย BIM [13] ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ภาพรวมของเอกสารสัญญาและข้อกำหนดเฉพาะของโครงการ BIM [14]

4.5.2 เอกสารสัญญาจ้างก่อสร้าง

สัญญาจ้างก่อสร้าง คือ สัญญาซึ่งผู้รับจ้างก่อสร้างตกลงทำงานก่อสร้างให้ผู้ว่าจ้าง (เจ้าของงาน) จนเสร็จสิ้น และผู้ว่าจ้างตกลงจะให้ สินจ้างเมื่องานก่อสร้างสำเร็จตามที่ตกลงกันไว้ [16] สัญญาจ้างก่อสร้างโดยทั่วไปจะประกอบด้วยเอกสาร (contract documents) ดังนี้

- แบบเสนอราคา (Bid Forms or Proposal Forms) หมายถึง เอกสารซึ่งแสดงรายละเอียดของมูลค่างานซึ่งอยู่ในรูปของบัญชีแสดงปริมาณงาน (Bill of Quantity, BOQ)
- ข้อตกลง (Agreement Form) หมายถึง เอกสารซึ่งกำหนดประเด็นต่าง ๆ ซึ่งทั้งสองฝ่ายตกลงกัน
- เงื่อนไขทั่วไป (General Conditions) หมายถึง ข้อกำหนดในการทำงานจะกล่าวถึงรายละเอียดด้านเทคนิคการก่อสร้างทั้งหมดตั้งแต่ ขอบเขตงาน ประเภทวัสดุ และอุปกรณ์ตลอดจนวิธีการก่อสร้าง
- เงื่อนไขพิเศษ (Special Conditions) หมายถึง เงื่อนไขเพิ่มเติมเพื่อใช้เฉพาะกับงานใดงานหนึ่งเป็นการเฉพาะ
- แบบก่อสร้าง (Drawing) หมายถึง แบบที่ใช้ในงานก่อสร้างซึ่งมีรายละเอียดเพียงพอที่จะทำงาน และผู้ว่าจ้างก่อสร้างจะยึดถือแบบก่อสร้างนี้เป็นหลักในการก่อสร้าง
- ข้อกำหนดงาน (Specifications) หมายถึง ข้อกำหนดในการทำงานจะกล่าวถึงรายละเอียดด้าน เทคนิคการก่อสร้างทั้งหมดตั้งแต่ ขอบเขตงาน ประเภทวัสดุ และอุปกรณ์ตลอดจนวิธีการก่อสร้าง

- เอกสารเพิ่มเติม (Addenda) หมายถึง เอกสารที่ผู้ว่าจ้างหรือตัวแทนของผู้ว่าจ้างออกให้กับผู้เข้าร่วมการประมูลเพิ่มเติม ซึ่งจะถือว่าเอกสารที่ออกเพิ่มเติมนี้เป็นส่วนหนึ่งของสัญญาด้วย

5. ผลการวิจัย

5.1 องค์ประกอบที่มีผลต่อสัญญา BIM

จากการศึกษาพบว่าองค์ประกอบที่มีผลต่อเอกสารและเงื่อนไขต่าง ๆ ของสัญญาจะถูกปรับเปลี่ยนตามระบบนิเวศน์ของโครงการ ได้แก่ วิธีการส่งมอบมอบโครงการ ผู้ที่เกี่ยวข้องในโครงการ และเอกสารจำเพาะโครงการ

5.1.1 วิธีการส่งมอบมอบโครงการ

เอกสารสัญญาก่อสร้างในโครงการ BIM จะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับวิธีการส่งมอบโครงการ โดยมีรายละเอียดดังนี้

1) เอกสารสำหรับรูปแบบการจัดจ้างประเภทออกแบบ ประกวดราคาก่อสร้าง (Design-Bid-Build, DBB)

รูปแบบการส่งมอบนี้จะมีผลต่อ 4 เอกสารหลักคือ ข้อตกลง (Agreement Form) , เงื่อนไขทั่วไป (General Conditions), หลักประกันซอง (Bid Bond), และหลักประกันสัญญาและการจ่ายเงิน (Performance/Payment Bond) [17]

ข้อตกลง (Agreement Form) เป็นข้อตกลงระหว่างคู่พันธะสัญญาสำหรับการจัดจ้างแบบ DBB มีคู่สัญญาตัวอย่าง ได้แก่ เจ้าของโครงการ-ผู้รับเหมาก่อสร้าง (Owner- Contractor), เจ้าของโครงการ – สถาปนิก (Owner-Architect) และ ผู้รับเหมาก่อสร้าง – ผู้รับเหมาก่อสร้างช่วง (Contractor-Subcontractor)

เงื่อนไขทั่วไป (General Conditions) เช่น เอกสาร AIA A201®–2017, General Conditions of the Contract for Construction

หลักประกันซอง (Bid Bond) เป็นหลักประกันในการเสนอราคา ซึ่งเจ้าของโครงการจะกำหนดมูลค่าหลักประกันซองเป็นร้อยละของมูลค่าโครงการ ตัวอย่างเอกสาร เช่น AIA A310™–2010, Bid Bond

หลักประกันสัญญา/การจ่ายเงิน (Performance Bond/Payment Bond) ตัวอย่างเช่น เอกสารAIA A312™-2010, Performance Bond and Payment Bond

2) เอกสารสำหรับรูปแบบการจัดจ้างประเภทออกแบบและก่อสร้าง (Design-Build)

สำหรับการจัดจ้างแบบ DB มีเอกสารข้อตกลง (Agreement Form) เป็นข้อตกลงระหว่างคู่สัญญา 4 คู่ ได้แก่ เจ้าของโครงการ – ผู้ออกแบบและก่อสร้าง (Owner–Design-Builder), ผู้ออกแบบและก่อสร้าง - ผู้รับเหมาก่อสร้าง (Design-Builder–Contractor), ผู้ออกแบบและก่อสร้าง - สถาปนิก (Design-Builder–Architect) และผู้รับเหมาก่อสร้าง - ผู้รับเหมาก่อสร้างช่วง (Contractor–Subcontractor)

5.1.2 ผู้มีส่วนได้เสียในโครงการ (Project Stakeholders)

- เจ้าของโครงการ (Project Owner) จะต้องระบุความต้องการที่มีต่อโครงการ ทั้งรายละเอียดและผลลัพธ์หลังสิ้นสุดโครงการซึ่งจะส่งผลต่อการเลือกบุคลากรที่เหมาะสมสำหรับโครงการ
- ผู้ออกแบบ ได้แก่ สถาปนิกและวิศวกร (A/E) ทำหน้าที่ออกแบบงานสถาปัตยกรรม งานโครงสร้าง และงานระบบสำหรับการก่อสร้างให้เป็นไปตามความต้องการของเจ้าของโครงการ
- ผู้รับจ้างก่อสร้าง (Contractor) จะต้องจัดทำแผนปฏิบัติการ BIM (BIM Execution Plan) สำหรับการประกวดราคาและหลังชนะการประกวดราคา นอกจากนั้นจะต้องพัฒนาแผนปฏิบัติการ BIM สำหรับใช้ก่อสร้าง แบบจำลองสำหรับการก่อสร้าง (Construction model) และแบบจำลอง BIM ก่อสร้างจริง (As-built BIM model)

สำหรับโครงการ BIM ที่ใช้การจัดจ้างแบบออกแบบ ประกวดราคาก่อสร้าง (Design-Bid-Build) ซึ่งมีความซับซ้อนในการทำงานและอาจเกิดปัญหาในการทำงานร่วมกัน จึงจำเป็นต้องมีบุคลากรที่เป็นผู้เชี่ยวชาญ BIM มาช่วยประสานงานฝ่ายต่าง ๆ ทั้งผู้ออกแบบและผู้รับจ้างก่อสร้าง เพื่อให้การทำงานมีประสิทธิภาพ บุคลากรดังกล่าวอาจแบ่งออกได้เป็น 3 ประเภท

- ผู้จัดการโครงการ BIM (BIM Manager) ทำหน้าที่บริหารจัดการภาพรวมของโครงการให้ปฏิบัติไปตามแผนปฏิบัติงานที่วางไว้ให้โครงการบรรลุตามวัตถุประสงค์ตั้งแต่การออกแบบตลอดจนสิ้นสุดโครงการ
- ผู้ประสานงาน BIM สำหรับผู้จัดการงานก่อสร้าง (BIM coordinator for CM) ทำหน้าที่รวบรวมแบบจำลองสารสนเทศเข้าด้วยกันและประสานงานทุกฝ่ายทั้งฝ่ายออกแบบและฝ่ายก่อสร้าง และตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองสารสนเทศ
- ผู้ประสานงาน BIM สำหรับผู้รับจ้างก่อสร้าง (BIM coordinator for Contractor) ทำหน้าที่รวมรวบแบบจำลองสารสนเทศประสานงานระหว่างผู้ออกแบบ และ ผู้รับจ้างก่อสร้าง ตรวจสอบความถูกต้องแบบจำลองและการส่งผ่านข้อมูล

5.1.3 เอกสารจำเพาะโครงการ

เอกสารจำเพาะในสัญญาโครงการ BIM ที่ต้องระบุอยู่ในสัญญา แสดงในตางรางที่ 2

ตารางที่ 2 เอกสารจำเพาะโครงการ BIM

เอกสาร	ความรับผิดชอบ	ช่วงเวลาของโครงการ
Employer's Information Requirements (EIRs)	เจ้าของโครงการ (Owner)	เริ่มต้นโครงการ/ประกวดราคา

ตารางที่ 2 เอกสารจำเพาะโครงการ BIM (ต่อ)

เอกสาร	ความรับผิดชอบ	ช่วงเวลาของโครงการ
BIM Execution Plan (BEP)	เจ้าของโครงการ (Owner), ผู้ออกแบบ (Designer), ผู้รับจ้างก่อสร้าง(Contractor)	ก่อนการประกวดราคา/หลังการประกวดราคา
Asset Information Requirements (AIRs)	ผู้รับจ้างก่อสร้าง(Contractor)	สิ้นสุดโครงการ
Organizational Information Requirements (OIRs)	ผู้รับจ้างก่อสร้าง(Contractor)	สิ้นสุดโครงการ
Project information model (PIM)	ผู้ออกแบบ (Designer), ผู้รับจ้างก่อสร้าง(Contractor)	การออกแบบ/การก่อสร้าง
Definition of Terms	ผู้จัดการโครงการ (BIM Manager)	เริ่มโครงการ/การออกแบบ
Master information delivery plan (MIDP)	เจ้าของโครงการ (Owner), ผู้ออกแบบ (Designer)	ก่อนการประกวดราคา/หลังการประกวดราคา
Deliverables	ผู้ออกแบบ (Designer)	การออกแบบ
Task information delivery plan (TIDP)	เจ้าของโครงการ (Owner), ผู้ออกแบบ (Designer)	ก่อนประกวดราคา/หลังการประกวดราคา
Construction Operations Building Information Exchange (COBie)	ผู้รับจ้างก่อสร้าง (Contractor)	การก่อสร้าง/สิ้นสุดโครงการ

5.2 องค์ประกอบที่สนับสนุนแผนปฏิบัติการ BIM

การจัดทำแผนปฏิบัติการ BIM สำหรับโครงการนั้นนอกจากมีการวางแผนกลยุทธ์ที่เหมาะสมกับโครงการแล้วแผนปฏิบัติจำเป็นที่จะต้องมีข้อมูลของโครงการที่นำมาใช้ในการพัฒนาแผนปฏิบัติการ BIM ในงานวิจัยนี้เราพยายามระบุองค์ประกอบด้านสัญญาที่สนับสนุนการปฏิบัติการ BIM จากการวิเคราะห์เอกสาร, ตรวจสอบแผนการดำเนินการที่ใช้จริงในโครงการ และสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญ BIM ในไทย [18] เราได้องค์ประกอบเอกสารดังกล่าวจำนวน 14 รายการดังนี้

1) ภาพรวมของแผนปฏิบัติการ (BIM Project Execution Plan Overview) การจัดทำเอกสารที่เป็นเหตุผลในการสร้างแผนดำเนินการโครงการ

2) ข้อมูลโครงการ (Project Information) ประกอบด้วยข้อมูลที่สำคัญของโครงการ เช่น ที่ตั้งโครงการ คำธิบายโครงการ รวมถึงกำหนดการที่สำคัญที่ใช้อ้างอิงในอนาคต

3) การระบุตัวแทนของฝ่าย (Key Project Contacts) แผนการดำเนินงานBIM ควรมีข้อมูลติดต่อของบุคลากรที่สำคัญสำหรับโครงการ

4) เป้าหมายโครงการหรือการกำหนดการใช้งาน BIM (Project Goals/BIM Uses) เอกสารเชิงกลยุทธ์และการใช้งานเฉพาะสำหรับแต่ละโครงการเป็นกำหนดโดยทีมงานโครงการในขั้นตอนเริ่มต้นของขั้นตอนการวางแผน

5) บทบาทในองค์กรและบุคลากร (Organizational Roles/Staffing) กำหนดผู้ประสานงานของการวางแผนและการดำเนินการ BIM สำหรับดำเนินการขั้นตอนต่าง ๆตลอดโครงการ

6) กระบวนการออกแบบ BIM (BIM Process Design) ควรอธิบายกระบวนการให้ชัดเจนซึ่งเป็นขั้นตอนในการพัฒนาแผนการดำเนินงาน

7) การแลกเปลี่ยนข้อมูล BIM (BIM Information Exchanges) องค์ประกอบของแบบจำลองและระดับของรายละเอียดที่จำเป็นสำหรับการใช้งาน BIM แต่ละครั้งควรมีการกำหนดไว้อย่างชัดเจนในข้อกำหนดการแลกเปลี่ยนข้อมูล

8) ข้อกำหนด BIM และข้อมูลสิ่งอำนวยความสะดวก (BIM and Facility Data Requirements) คือ ความต้องการของเจ้าของโครงการโดยจำเป็นต้องจัดทำเอกสาร

9) ขั้นตอนการประสานงาน (Collaboration Procedures) ทีมงานควรพัฒนาขั้นตอนหรือกิจกรรมทางอิเล็กทรอนิกส์ที่มีการทำงานร่วมกัน ซึ่งรวมถึง คำจำกัดความของขั้นตอน การจัดการแบบจำลอง เช่นเดียวกับ การประชุมทั่วไป กำหนดการและวาระการประชุม

10) การควบคุมคุณภาพ (Quality Control) คือขั้นตอนการสร้างความมั่นใจว่าผู้เข้าร่วมโครงการปฏิบัติตามข้อกำหนดที่กำหนดไว้และควรมีการพัฒนาและตรวจสอบตลอดโครงการ

11) ความจำเป็นของโครงสร้างพื้นฐานด้านเทคโนโลยี (Technological Infrastructure Needs) อุปกรณ์ฮาร์ดแวร์ ซอฟแวร์ และโครงสร้างพื้นฐานเครือข่ายที่จำเป็นในการดำเนินการตามแผนควรเป็นที่กำหนดไว้

12) โครงสร้างแบบจำลอง (Model Structure) ทีมของโครงการควรประชุมและจัดทำรายการเอกสารเช่นการตั้งชื่อไฟล์ ระบบพิกัดและมาตรฐานการสร้างแบบจำลอง

13) สิ่งที่ต้องส่งมอบในโครงการ (Project Deliverables) ทีมงานควรจัดทำเอกสารที่ต้องส่งมอบตามข้อกำหนดของเจ้าของ

14) กลยุทธ์หรือสัญญาโครงการ (Strategy / Contract) การกำหนดกลยุทธ์การส่งมอบโครงการ เช่น การส่งมอบแบบ Design Bid Build หรือ Design Build โดยศึกษาต่อการส่งผลกระทบต่อขั้นตอนการทำงานของโครงการ

5.3 การกำหนดมาตรฐาน BIM

มาตรฐาน BIM ถูกจัดทำขึ้นเพื่อระบุข้อกำหนดและรายละเอียดสำหรับการนำ BIM มาใช้ในโครงการ มาตรฐานหรือแนวทางนี้เป็นเครื่องมือที่ช่วยให้เจ้าของโครงการไม่ต้องสร้างข้อกำหนดด้วยต้นเอง

ตั้งแต่ต้นแต่ในขณะเดียวกันเจ้าของโครงการจำเป็นต้องเลือกใช้มาตรฐานหรือแนวทางให้เหมาะสมกับงานนั้น ๆ มาตรฐานBIM อาจจำแนกได้ดังนี้

นโยบาย BIM (BIM policy) ขององค์กรกำหนดสำหรับสิ่งที่ต้องส่งมอบ BIM สำหรับทุกโครงการ โดยนโยบายขององค์กรจะไม่กำหนดเนื้อหาของรูปแบบแบบจำลองหรือวิธีการส่งมอบโครงการ

มาตราฐาน BIM (BIM standard) กำหนดข้อมูลที่ต้องการเท่าที่จำเป็นที่ต้องมีโครงสร้างและวิธีการอย่างไรที่จะส่งมอบเหนือสิ่งอื่นใด (เช่น PAS 1192-2, PAS 1192-3) จุดประสงค์หลักของมาตรฐาน BIM คือเพื่อให้แน่ใจว่ามีความสอดคล้องกันสำหรับการใช้งาน BIM และการส่งมอบโครงการที่ใช้งาน BIM

โปรโตคอล BIM (BIM protocol) จะสร้างกฎเกณฑ์เกี่ยวกับกระบวนการสร้างแบบจำลองและการแลกเปลี่ยนข้อมูลสำหรับการใช้งาน ที่หลากหลายนิยมใช้ในประเทศอังกฤษ โดยองค์กร Construction Industry Council ที่ได้พัฒนาโปรโตคอล BIM โดยระบุว่า BIM protocol เป็นกฎเกณฑ์เพิ่มเติม คือ ข้อตกลงที่รวมอยู่ในการบริการระดับมืออาชีพและสัญญาก่อสร้างโดยใช้วิธีการแก้ไขอย่างง่าย โปรโตคอลสร้างภาระผูกพันและสิทธิเพิ่มเติมสำหรับนายจ้างและคู่สัญญา ในทำนองเดียวกันสำหรับมาตรฐาน BIM

แนวทาง BIM (BIM Guideline) เป็นเอกสารที่เป็นบรรทัดฐานมากขึ้นแต่ไม่จำเป็นต้องบังคับใช้ แนวทาง BIM จะแสดงเนื้อหาเกี่ยวกับขั้นตอนทั่วไป บทบาทความรับผิดชอบ โครงสร้างพื้นฐานและอื่น ๆ ที่มีอาจส่งผลต่อการทำงานล่วงเวลาภายในทีมงาน แนวทางของการใช้ BIM ควรมีความยืดหยุ่นและมีวิวัฒนาการเมื่อเวลาผ่านไปเนื่องจากองค์กรมีวุฒิความรู้มากขึ้น

แผนปฏิบัติการ BIM (BIM Execution Plan) ถูกนำมาใช้ในระดับโครงการแผนปฏิบัติการ BIM กำหนดข้อมูลเฉพาะที่เกี่ยวข้องกับโครงการเดียวให้เป็นไปตามที่คู่มือ BIM Project Execution Planning Guide [18] ได้กำหนดไว้ แผนปฏิบัติการ BIM อ้างอิงถึงมาตรฐาน BIM ขององค์กร โปรโตคอล และแนวทางปฏิบัติภายใต้บริบทภายในโครงการของเจ้าของโครงการ ซึ่งถูกใช้เพื่อให้ได้ให้ทีมงานที่เกี่ยวข้องสามารถทำงานร่วมกันและส่งมอบโครงการได้ตรงตามวัตถุประสงค์

5.4 รายการเอกสารที่จำเป็นต่อโครงการ BIM

รายการเอกสารที่จำเป็นสำหรับโครงการ BIM เป็นเอกสารที่เพิ่มเติมจากเอกสารสัญญาโครงการปกติ รายการเอกสารเหล่านี้เกิดจากกระบวนการที่นำ BIM มาใช้ในโครงการ ซึ่งแยกออกเป็นสองส่วนสำคัญ คือ มาตรฐาน BIM และ เอกสารเฉพาะสำหรับโครงการ ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้

5.4.1 มาตรฐาน BIM

มาตรฐานจะเป็นตัวกำหนดหมวดหมู่และประเภทของข้อมูลองค์ประกอบเพื่อเสริมใช้แบบจำลอง BIM ดังนี้ [18]

- หน่วยที่ใช้สำหรับแบบจำลอง
- ความละเอียดของแบบจำลอง LOD
- การแบ่งปันข้อมูลและการทำงานร่วมกัน
- องค์ประกอบแบบจำลองอาคาร
- กราฟิกในการนำเสนอรูปแบบจำลอง
- ส่วนและการแสดงผลรายละเอียด

5.4.2 เอกสารเฉพาะโครงการ

เอกสารเหล่านี้จะเป็นตัวกำหนดเนื้อหาความรับผิดชอบของบุคลากรและส่งผลต่อขั้นตอนการดำเนินงานโครงการโดยใช้แบบจำลอง BIM ดังนี้

- แผนปฏิบัติการ BIM (BIM execution plan) เป็นกระบวนการดำเนินงานให้โครงการประสบผลสำเร็จตามเป้าหมายโดยดำเนินงานตามกลยุทธ์ที่ได้กำหนดไว้
- การจัดการข้อมูลและแบบจำลอง (data and model management) ประกอบด้วย
  1) การแลกเปลี่ยนข้อมูลสารสนเทศ BIM (BIM information exchange) ซึ่งจะทำให้ผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องสามารถติดตามความคืบหน้าได้
  2) การสร้าง folder สำหรับแบบจำลอง
  3) แนวทางการจัดการแบบจำลอง (Model management)
  4) แนวทางการจัดการโมเดลสำหรับผู้รับจ้างในช่วงการก่อสร้างให้ทางผู้รับจ้างใช้รูปแบบการจัดการแบบจำลองแบบเดิมจากผู้ออกแบบตามแผนงานของช่วงก่อนการก่อสร้าง (Pre-Construction)
  5) การตั้งชื่อไฟล์
- การควบคุมคุณภาพแบบจำลอง (Model Quality Control) ซึ่งมีการควบคุมและตรวจสอบดังนี้
  1) การตรวจสอบคุณภาพโมเดล (Model Quality Review)
  2) การตรวจสอบข้อขัดแย้ง (Clash Detection) เพื่อลดความเสี่ยงในการแก้ไขงานระหว่างการก่อสร้าง
  3) การตรวจสอบข้อมูลในแบบจำลองเพื่อใช้สำหรับงานบริหารจัดการอาคาร (FM)
- กระบวนการจัดการ As-Built Model กระบวนการจัดทำ As-Built ด้วยระบบ BIM มีหลักการทำงาน ดังนี้
  1) การใส่ข้อมูลลงในแบบจำลอง
  2) การตรวจสอบแบบจำลองให้ตรงตามงานจริง
  3) การส่งมอบแบบจำลองและเอกสารตามสัญญา โดยวัตถุประสงค์ของแบบจำลองนี้ คือ การช่วยเหลือและสนับสนุนการบริหารจัดการอาคารเมื่อโครงการเสร็จสมบูรณ์

6. สรุป

โครงการก่อสร้างที่นำ BIM มาใช้ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงระบบการทำงานของโครงการผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการตั้งแต่เจ้าของโครงการ ผู้ออกแบบ ผู้รับจ้างก่อสร้าง จะต้องมีความรู้และความเข้าใจเกี่ยวกับระบบนิเวศของโครงการ (project ecosystem) เจ้าของโครงการต้องทำความเข้าใจถึงกระบวนการและความสามารถในการทำงานของ BIM นอกจากนั้นยังต้องศึกษาองค์ประกอบของ BIM ที่ถูกกำหนดขึ้นตามมาตรฐานสากล ทั้งมาตรฐานการสร้างแบบจำลอง มาตรฐานกระบวนการทำงาน มาตรฐานการปฏิบัติงาน การเพิ่มขึ้นของบุคลากร ฝ่ายทำงานต่างๆ ที่ถูกเพิ่มขึ้นมาเฉพาะสำหรับการทำงานและการบริหารจัดการโครงการ องค์ประกอบพื้นฐานเหล่านี้ อันดับแรกการออกแบบสัญญาและมีผลต่อการระบุเอกสารที่จำเป็นต้องมีเพิ่มเติมในโครงการ เจ้าของโครงการจะต้องเลือกรูปแบบวิธีการจัดจ้างสำหรับโครงการ การจัดจ้างที่นิยมใช้ในประเทศไทยได้แก่ การจัดจ้างประเภทการออกแบบ-ประกวดราคา-ก่อสร้าง (Design-Bid-Build) และการจัดจ้างประเภทการออกแบบ-ก่อสร้าง (Design-Build) ซึ่งวิธีการจัดจ้างนี้จะมีผลต่อลำดับการทำงานและสิทธิความรับผิดชอบของคู่สัญญาสำหรับโครงการ BIM การจัดจ้างประเภท Design Build มีความเหมาะสมในการนำมาใช้มากกว่า Design Bid Build เนื่องจากผู้ออกแบบและผู้รับจ้างก่อสร้างเป็นองค์กรเดียวกันง่ายต่อการแบ่งปันข้อมูลและลดความเสี่ยงที่ข้อมูลจะสูญหายและง่ายต่อการประสานงานขั้นตอนทำงานไม่ซับซ้อนและรวดเร็วกว่า แบบ Design Bid Build โดยผู้ออกแบบ ผู้รับจ้างก่อสร้างหรือที่ปรึกษาที่เกี่ยวข้องในโครงการที่กำหนด จะต้องบริหารโครงการ BIM ให้ตรงตามความต้องการของเจ้าของโครงการ เมื่อมีการอนุมัติการดำเนินงานจะต้องปฏิบัติตามแผนงานให้สำเร็จลุล่วงซึ่งเป็นสิ่งสำคัญในการวางแผนล่วงหน้าและกำหนดความต้องการในการใช้ BIM ส่วนของคำแนะนำแก้ไขปัญหาต่าง ๆ ที่เจ้าของอาจต้องการจะถูกพิจารณาเมื่อวางแผนสำหรับการบริหารจัดการโครงการโดย BIM เมื่อเจ้าของโครงการทราบถึงระบบนิเวศของโครงการจะส่งผลให้รายละเอียดของสัญญาจ้างมีเนื้อหาครอบคลุมและลดความเสี่ยงการบริหารจัดการสัญญา ซึ่งการเตรียมการทางสัญญาจะต้องพิจารณาตามโครงการต่อโครงการและสะท้อนขอบเขตที่จะใช้ BIM เพื่อประสิทธิภาพสูงสุดในการบริหารจัดการโครงการ

เอกสารอ้างอิง

[1] สุพฤทธิ์ ตั้งพฤทธิ์กุล และ ณัฐวุฒิ สวัสดิ์สุข,2558, “การใช้งาน และแนวทางการผลักดัน Building Information Modeling (BIM) ในประเทศไทย”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ, ครั้ง ที่ 20, วันที่ 8-10 กรกฎาคม 2558, ชลบุรี, หน้า 1

[2] Singh, V., Gu, N., & Wang, X. (2011). A theoretical framework of a BIM-based multi-disciplinary collaboration platform. Automation in Construction, 20(2), 134–144. doi:10.1016/ j.autcon.2010.09.011

[3] OmniClass (2012). OmniClass: A Strategy for Classifying the Built Environment, Table 31-Phase. USA.

[4] Arrifin, J. (1984). Impact of modern electronics technology on women workers in Malaysia. In M. Aziz, C. Yip, & L. Ling (Eds.), Technology, culture and development. Kuala Lampur, Malaysia: University of Malaya Press.

[5] จักรกฤษณ์ เหลืองเจริญรัตน์ (2559). บทวิจารณ์หนังสือ BIM AND CONSTRUCTION MANAGEMENT: PROVEN TOOLS, METHODS, AND WORKFLOWS. 2nd Edition โดย Hardin, Brad & McCool, Dave 2558. *วารสารการจัดการสมัยใหม่*, ปีที่14, ฉบับที่ 1, เดือนมากราคม-มิถุนายน 2559

[6] นนทวัตร กมลวัชรชัย (2559). รูปแบบการนำ BIM ไปปฏิบัติการในองค์กรด้านสถาปัตยกรรม วิศกรรม และการก่อสร้าง, วิทยานิพนธ์ (วศ.ม.) , จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2559.

[7] Computer Integrated Construction Research Program. (2013). “BIM Planning Guide for Facility Owners”. Version 2.0, June, The Pennsylvania State University, University Park, PA, USA. Available at http://bim.psu.edu

[8] The National Institute of Building Sciences. The *National BIM Guide for Owners* is a new guide (2017). the *National BIM Standard-United States®*

[9] The American Institute of Architects, AIA Document G202™ Building Information Protocol Form (2013). http://www.aia .org/aiaucmp/groups/aia/documents/pdf/aiab099086.pd

[10] BCA (2 0 1 2). Singapore BIM Guide Version 1.0, MND Complex Singapore 0 6 9 1 1 0, Building and Construction Authority.

[11] วจิราภรณ์ ธรรมรักษา (2558). แนวทางการบริหารจัดการการออกแบบในช่วงเปลี่ยนผ่านเพื่อนำแบบจำลอง สารสนเทศอาคาร (BIM) มาใช้ในกระบวนการการทำงานร่วมกัน (COLLABORATION) ในการพัฒนาแบบสถาปัตยกรรม สำหรับสำนักงานสถาปนิกในประเทศไทย, สถาปัตยกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สถาปัตยกรรมศาสตร์และการผังเมือง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, 2558.

[12] กนกวรรณ เรืองปิ่น (2558). บูรณการแนวคิดการจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) กับกระบวนการออกแบบอาคาร, วิทยานิพนธ์ (วศ.ม.) , จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2558.

[13] Hasan Burak Cavka, SherylStaub-French, Erik A.Poirier. (2017). Developing owner information requirements for BIM-enabled project delivery and asset management. Automation in Construction Volume 83, November 2017, Pages 169-183. doi.org/10.1016/j.autcon.2017.08.006.

[14] British Standards Institution (BSI) PAS 1192-2:2013 Specification for information management for the

capital/delivery phase of construction projects using building information modelling. (2013.). doi:10.3403/30259522

[15] BCA (2 0 1 3c). Singapore BIM Guide Version 2.0, MND Complex Singapore 0 6 9 1 1 0, Building and Construction Authority.

[16] วีระศักดิ์ ลิขิตเรืองศิลป์. เอกสารประกอบการสอน วิชา 2101454 การบริหารงานก่อสร้าง. กรุงเทพมหานคร: ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2552.

[17] The American Institute of Architects, The Associated General Contractors of America, Primer on Project Delivery Second Edition (2011).

[18] Computer Integrated Construction Research Program. BIM Project Execution Planning Guide – Version 2.1. Pennsylva nia State University (2011). http://bim.psu.edu

[19] สมาคมสถาปนิกสยาม ในพระบรมราชูปถัมภ์, 2558 , แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคารสำหรับประเทศไทย(Thailand BIM Guideline), พิมพ์ครั้งที่ 1, สำนักพิมพ์ บริษัท พลัสเพรส จำกัด, กรุงเทพฯ.

การพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคารเพื่อวิเคราะห์เวลาในการอพยพหนีไฟ
Development of Building Information Modeling for fire evacuation analysis

ณชาภทร แสงจันทร์[1] ดารารัตน์ พันชะนะ[2] และ เพชร์รัตน์ ลิ้มสุปรียารัตน์[3,*]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: petcharatl@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอการวิเคราะห์เวลาในการอพยพหนีไฟออกจากอาคารโดยประยุกต์นำเทคโนโลยีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling : BIM) เพื่อจัดทำแนวทางการปรับปรุงระบบป้องกันอัคคีภัยสำหรับพื้นที่ภายในอาคารให้เป็นไปตามกฎกระทรวงและมาตรฐานการออกแบบเส้นทางหนีไฟ (มยผ. 8301) อาคารที่เลือกเป็นกรณีศึกษาเป็นอาคารโรงประลองที่มีความสูง 3 ชั้น จำนวน 5 อาคาร ตั้งอยู่ภายในคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา การดำเนินงานวิจัยเริ่มจากการสำรวจข้อมูลพื้นที่ในอาคารทั้งขนาด ขนาด ระยะ วัสดุและอื่นๆ เพื่อนำมาใช้สร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคารพร้อมทั้งทำการตรวจสอบตามข้อกำหนดและมาตรฐาน วิธีการในการวิเคราะห์ระยะเวลาในการอพยพหนีไฟคือ การวิเคราะห์การไหล (Hydraulic analogy) ซึ่งมีตัวแปรที่สำคัญคือ จำนวนผู้ใช้อาคาร ขนาดพื้นที่ และความกว้างของประตู ผลการวิจัยแสดงถึงเวลาที่ใช้ในการอพยพหนีไฟของแต่ละอาคารและแนวทางแก้ไขปัญหาด้านการป้องกันอัคคีภัยในรูปแบบ 3 มิติเพื่อให้ง่ายต่อการเข้าใจ

คำสำคัญ: การอพยพหนีไฟ, การป้องกันอัคคีภัย, การวิเคราะห์การไหล, แบบจำลองสารสนเทศอาคาร

Abstract

This research proposes a fire evacuation time analysis integrated with Building Information Modeling (BIM) for developing a guideline to improve fire protection system for each building conformed to ministerial regulation and fire evacuation design standards (DPT Standards 8301). The case study buildings are five three-stories laboratory buildings which locate in Faculty of Engineering, Burapha University. This study began with survey of building area for collecting data such as size, distance, material, and others, creating building information modeling, and inspecting based on regulations and standards. Then, analysis of fire evacuation time was done using hydraulic analogy which requires the important factors for example number of users, area size, and door width. The study results indicated file evacuation time of each building and also guideline for fire protection in 3D model format which is easy to understand.

Keywords: fire evacuation, fire protection, hydraulic flow, building information modeling (BIM)

1. คำนำ

ในประเทศไทยเกิดเหตุอัคคีภัยขึ้นบ่อยครั้ง จากข้อมูลสถิติของศูนย์อำนวยการบรรเทาสาธารณภัย กรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยปี พ.ศ. 2561 พบว่าตั้งแต่ปี พ.ศ. 2532 ถึง พ.ศ. 2560 มีเหตุการณ์อัคคีภัยเกิดขึ้นมากกว่า 52,000 ครั้ง ซึ่งเกิดจากหลายสาเหตุด้วยกัน เช่น ความประมาทในการใช้ไฟหรือไฟฟ้า อุบัติเหตุจากการใช้แก๊สหุงต้ม หรือการเกิดเพลิงไหม้โดยไม่ทราบสาเหตุซึ่งส่วนใหญ่มักสันนิษฐานว่าเกิดจากไฟฟ้าลัดวงจร แต่ไม่ว่าจะเกิดจากสาเหตุใดก็ตามย่อมส่งผลกระทบอย่างมากกับผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในเหตุการณ์นั้น ๆ

การเกิดเพลิงไหม้ในอาคารสาธารณะแนวราบ ถึงแม้ลักษณะอาคารมีความซับซ้อนน้อยกว่าอาคารสูงแนวดิ่งแต่มีประเด็นเกี่ยวกับขนาดพื้นที่ที่กว้าง ดังนั้นเมื่อเกิดอัคคีภัยหากมีการวางแผนทางหนีไฟที่ไม่ชัดเจนหรือมีสิ่งกีดขวางที่เป็นอุปสรรคต่อการอพยพอาจทำให้ใช้เวลาในการอพยพนานขึ้น ตัวอย่างของเหตุการณ์เพลิงไหม้ในอาคารในลักษณะของอาคารแนวราบนี้ เช่น เพลิงไหม้ซานติก้าผับ จังหวัดกรุงเทพฯ มีผู้เสียชีวิต 66 ราย เพลิงไหม้อาคารหอพักโรงเรียนพิทักษ์เกียรติวิทยา จังหวัดเชียงราย มีผู้เสียชีวิต 17 ราย เพลิงไหม้โรงงานเคเดอร์ จังหวัดนครปฐม มีผู้เสียชีวิต 188 คน เป็นต้น [1] จากเหตุการณ์ข้างต้นพบว่าอาคารเหล่านี้เป็นอาคารที่มีผู้ใช้งานจำนวนมาก ภายในตัวอาคารส่วนใหญ่แล้วเป็นพื้นที่โล่งรองรับเพียงผู้ที่เข้าใช้งานและเครื่องจักรหรือเฟอร์นิเจอร์บางชนิดเท่านั้น พื้นที่จึงไม่มีความซับซ้อนมากแต่เมื่อเกิดเพลิงไหม้กลับมีผู้เสียชีวิตเป็นจำนวนมาก ซึ่งสาเหตุหนึ่งของการสูญเสียเหล่านี้อาจเกิดจากการสร้างตัวอาคารโดยไม่คำนึงถึงการป้องกันอัคคีภัยตามมาตรฐาน

ในอดีตการออกแบบอาคารมักจะแสดงผังข้อมูลอาคารในรูปแบบภาพ 2 มิติซึ่งอาจทำให้ผู้ใช้งานอาคารหรือผู้ตรวจสอบอาคารเข้าใจมุมมองต่าง ๆ ของตัวอาคารได้ยาก สำหรับการตรวจสอบมาตรฐานอาคารด้านอัคคีภัยนั้น

จำเป็นต้องใช้ข้อมูลที่มีลักษณะเฉพาะตัวเพื่อแสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างรายละเอียดนั้น ๆ ฉะนั้นการใช้เทคโนโลยีที่มีมุมมองเป็น 3 มิติที่เรียกว่าแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling : BIM) ซึ่งเป็นระบบสร้างแบบจำลองเสมือนของอาคารที่แม่นยำ ช่วยทำให้วิเคราะห์และควบคุมการใช้พื้นที่ได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น และสามารถใช้พัฒนางานด้านต่าง ๆ ได้มากยิ่งขึ้น เช่น งานประเมินราคา งานวางแผนการก่อสร้าง การคำนวณค่าการถ่ายเทความร้อน เป็นต้น และเทคโนโลยีนี้ยังสามารถนำไปปรับใช้กับการตรวจสอบมาตรฐานอาคารด้านการป้องกันอัคคีภัยได้อีกด้วย โดยข้อมูลอาคารที่มีมุมมองเป็นภาพ 3 มิตินั้นสามารถทำให้เห็นได้ภาพชัดเจนยิ่งขึ้น และมีประโยชน์ต่อการเข้าไปช่วยเหลือผู้ประสบภัย หรือใช้ในการวางแผนเส้นทางการอพยพซึ่งสามารถทำความเข้าใจได้มากยิ่งขึ้น [2] อาคารประลองของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา เป็นอาคารที่มีลักษณะแนวราบที่มีความสูงไม่มาก ผู้ใช้งานอาคาร คือ อาจารย์ นิสิตนักศึกษาและบุคลากรที่เกี่ยวข้อง โดยอาคารเหล่านี้ถูกสร้างขึ้นมาเป็นเวลาหลายสิบปีและมีการปรับปรุงต่อเติมอยู่หลายครั้ง ดังนั้นจึงควรมีการเก็บข้อมูลเพื่อนำมาวิเคราะห์และตรวจสอบให้เป็นไปตามมาตรฐานการป้องกันอัคคีภัย

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอการพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคารต้นแบบ นำข้อมูลที่ได้จากการพัฒนามาใช้ในการวิเคราะห์หาเวลาอพยพหนีไฟของอาคารเรียนคณะวิศวกรรมศาสตร์ และตรวจสอบมาตรฐานอาคารด้านอัคคีภัยประกอบด้วย เส้นทางหนีไฟ บันไดหนีไฟ ประตูหนีไฟ และเครื่องมือดับเพลิง เพื่อเป็นแนวทางในการนำไปใช้กับอาคารอื่นๆ

2. ข้อมูลและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

แนวทางในการพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศของอาคารโรงประลองที่มีความสูง 3 ชั้นจำนวน 5 อาคารในครั้งนี้มุ่งเน้นศึกษาเกี่ยวกับการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟและการตรวจสอบมาตรฐานของเส้นทางหนีไฟเป็นหลัก ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้รวบรวมมาจากกฎหมายและมาตรฐานที่มีข้อกำหนดเกี่ยวกับเส้นทางหนีไฟ พร้อมจัดทำแบบฟอร์มการตรวจสอบมาตรฐานและการสำรวจข้อมูลอาคารที่จำเป็นต่อการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟไว้เพื่อให้ผู้ที่ใช้ประโยชน์จากแบบจำลองสารสนเทศอาคารนี้เข้าใจถึงลำดับขั้นตอนในการพัฒนาข้อมูลต้นแบบและนำไปต่อยอดในด้านอื่น ๆ ต่อไป

ขอบเขตของงานวิจัยนี้ได้ศึกษาเฉพาะในพื้นที่อาคารโรงประลองคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา โดยตรวจสอบข้อกำหนดตามกฎกระทรวง มาตรฐานการออกแบบเส้นทางหนีไฟ (มยผ.8301) และมาตรฐานการป้องกันอัคคีภัยของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) และใช้ซอฟต์แวร์ ARCHICAD ในการพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศอาคาร

2.1 แบบจำลองสารสนเทศอาคาร

แบบจำลองสารสนเทศอาคารเป็นกระบวนการทำงานที่มีเป้าหมายเพื่อลดขั้นตอน ลดความซ้ำซ้อน ลดความขัดแย้ง ลดปัญหาอันเกิดมาจากข้อมูลที่ผิดพลาด การใช้ซอฟต์แวร์ที่เกี่ยวกับ BIM ทำให้สามารถนำข้อมูลรายละเอียดอาคารไปใช้งานได้อย่างต่อเนื่อง [3] ระดับความละเอียดของการสร้างแบบจำลอง (LOD) จึงเป็นข้อมูลที่จำเป็นต่อการนำไปใช้งานแบ่งออกเป็น 5 ระดับขั้น ได้แก่ LOD 100, LOD 200, LOD 300 , LOD 400 และ LOD 500

ในงานวิจัยนี้ต้องใช้ข้อมูลที่นำไปคำนวณหาเวลาในการอพยพหนีไฟ โดยมีตัวแปรที่ต้องการคือ ขนาดของพื้นที่แต่ละห้องหรือเส้นทาง ระยะทาง จำนวนคน และความกว้างของทางออก ฉะนั้นระดับความละเอียดของแบบจำลองในงานวิจัยนี้จึงควรอยู่ในระดับ LOD 200

2.2 การตรวจสอบจำนวนเส้นทางหนีไฟ

เส้นทางหนีไฟเป็นทางที่ใช้ปล่อยผู้อพยพออกไปสู่ทางสาธารณะ จำนวนเส้นทางหนีไฟจึงต้องเพียงพอที่จะสามารถอพยพผู้ใช้อาคารทั้งหมดออกสู่พื้นที่ปลอดภัยได้ภายในเวลาไม่เกิน 1 ชั่วโมง โดยต้องมีอย่างน้อย 2 เส้นทางซึ่งพิจารณาจากจำนวนผู้ใช้สอยอาคารแต่ละชั้นเป็นเกณฑ์ประกอบ [4] ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 จำนวนเส้นทางหนีไฟจากจำนวนผู้ใช้สอยอาคาร

ประเภทการใช้สอยอาคาร	จำนวนเส้นทางหนีไฟ			
	ไม่น้อยกว่า 2 เส้นทาง	ไม่น้อยกว่า 3 เส้นทาง	ไม่น้อยกว่า 4 เส้นทาง	ไม่น้อยกว่า 5 เส้นทาง
อาคารทั่วไป	ไม่เกิน 500 คน	500-1,000 คน	1,000 – 2,000 คน	มากกว่า 2,000 คน
อาคารชุมนุมคน โรงมหรสพที่เป็นอาคารเดี่ยว		500 – 750 คน	750 – 1,000 คน	มากกว่า 1,000 คน

2.3 การตรวจสอบเส้นทางหนีไฟ

อาคารโรงประลองที่ใช้เป็นกรณีศึกษามีเส้นทางการอพยพผ่านโถงทางเดินและบันได ในงานวิจัยนี้จึงแบ่งส่วนประกอบของเส้นทางหนีไฟที่ต้องตรวจสอบได้เป็น 4 หมวดหลัก ได้แก่ เส้นทางหนีไฟ บันไดหนีไฟ ประตูหนีไฟ และอุปกรณ์ดับเพลิง โดยหมวดเส้นทางหนีไฟประกอบด้วย ความสูงของเส้นทางหนีไฟ วัตถุยื่นในแนวดิ่ง วัตถุยื่นในแนวราบ ผิวทาง ป้ายบอกชั้นหรือทางออกหนีไฟ และแสงส่องสว่าง หมวดบันไดหนีไฟประกอบด้วยลักษณะของบันได ผนังบันไดหนีไฟ ระยะห่าง วัสดุ ความกว้าง ความสูงจากพื้นบันไดถึงเพดาน ขนาดลูกตั้งและลูกนอน ช่วงบันไดหนีไฟระหว่างชั้นชานพักบันได ราวบันได และอื่น ๆ หมวดประตูหนีไฟประกอบด้วย วัสดุบานประตู และขนาด และหมวดอุปกรณ์ดับเพลิงประกอบด้วย อุปกรณ์แจ้งเหตุเพลิงไหม้ เครื่องมือดับเพลิง และแผนผังแสดงเส้นทางหนีไฟ [5]

2.4 การคำนวณเวลาอพยพหนีไฟ

การคำนวณเวลาในการอพยพหนีไฟโดยวิธีการวิเคราะห์การไหล (Hydraulic analogy) เป็นการตั้งสมมุติฐานว่าคนเดินทางไปตามเส้นทางหนึ่งจนถึงจุดปลอดภัยหรือภายนอกอาคารโดยขณะที่เดินทางระยะที่เหลือจะลดลงไปเรื่อย ๆ ซึ่งอธิบายได้ว่าเวลาอพยพเป็นความสัมพันธ์ของ

ความเร็วในการเคลื่อนที่ตามทางราบ ทางลาดหรือบันได ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าความหนาแน่นของคนต่อหน่วยพื้นที่ [6] โดยมีปัจจัยที่ต้องพิจารณาดังนี้

2.4.1 ความหนาแน่นของคนต่อพื้นที่

ความหนาแน่นของคนต่อพื้นที่ คือ ในเส้นทางหนีไฟมีตัวแปรหลักคือ จำนวนคน (P) และขนาดพื้นที่ ในงานวิจัยนี้ได้วัดความหนาแน่น (D) เป็นหน่วย คนต่อตารางเมตร ดังสมการที่ (1)

$$D = P/A \quad (1)$$

โดยที่ P = จำนวนคน (คน)
A = ขนาดพื้นที่ (ตารางเมตร)

2.4.2 ความเร็วในการเคลื่อนที่

ความเร็วในการเคลื่อนที่ คือ เวลาที่เคลื่อนที่ไปตามเส้นทาง ณ เวลาหนึ่งมีหน่วยเป็น เมตรต่อวินาที โดยการคำนวณความเร็วในการอพยพได้แบ่งเป็น 2 กรณีตามค่าความหนาแน่น ดังสมการ

กรณีความหนาแน่น (D) มากกว่า 0.55 คนต่อตารางเมตร

$$V= k-0.266kD \quad (2)$$

กรณีความหนาแน่น (D) น้อยกว่า 0.55 คนต่อตารางเมตร

$$V= 0.85k \quad (3)$$

โดยที่ V = ความเร็วการเคลื่อนที่ (เมตรต่อวินาที)
k = ตัวแปรความเร็ว (เมตรต่อวินาที) ดูตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ตัวแปรความเร็ว

ส่วนประกอบของทางออก		k
ช่องทางเดิน ประตู ทางลาด		1.4
ลูกตั้ง (มม.)	ลูกนอน (มม.)	
190	254	1
178	279	1.08
165	305	1.16
165	330	1.23

2.4.3 การเคลื่อนที่จำเพาะ (Specific Flow, Fs)

การเคลื่อนที่จำเพาะ คือ ค่าของผลคูณระหว่างความหนาแน่นของคนกับความเร็วการเคลื่อนที่มีหน่วยเป็น คนต่อวินาทีต่อเมตร คำนวณดังสมการ

$$Fs = DV \quad (4)$$

การเคลื่อนที่จำเพาะถูกกำหนดค่าสูงสุดไว้ตามลักษณะของเส้นทางหนีไฟดังตารางที่ 3 โดยจะนำไปคำนวณเมื่อค่าการเคลื่อนที่จำเพาะ (Fs) จากการคำนวณที่ได้มีค่าน้อยกว่าค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสูงสุด

ตารางที่ 3 ค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสูงสุด

ส่วนประกอบของทางออก		ค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสูงสุด (per/s/m)
ช่องทางเดิน ประตู ทางลาด		1.32
ลูกตั้ง (มม.)	ลูกนอน (มม.)	
190	254	0.94
178	279	1.01
165	305	1.09
165	330	1.6

2.4.4 การเคลื่อนที่จำเพาะ (Specific Flow, Fs)

อัตราการเคลื่อนที่ของคน คือ การพิจารณาว่าส่วนใดในเส้นทางหนีไฟมีค่าอัตราเคลื่อนที่ต่ำสุดซึ่งส่วนนั้นจะมีผลต่อเวลาของการหนีไฟออกจากอาคารมีหน่วยเป็น คนต่อวินาที คำนวณดังสมการ

$$Fc = Fs\,We \quad (5)$$

โดยที่ We = ความกว้างที่ใช้ในการหนีจริงของทางนั้น ๆ (เมตร)

2.4.5 ความกว้างที่ใช้จริง

ความกว้างที่ใช้จริง คือ การรักษาระยะห่างของช่องทางผ่าน (corridor) ช่องบันได ประตู และอื่น ๆ ที่กีดขวางการเคลื่อนที่ ซึ่งระยะห่างนี้ เรียกว่า "ระยะชั้นขอบเขต" มีหน่วยเป็นเซนติเมตร (cm) ตามตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ระยะชั้นขอบเขต (Boundary layer)

ส่วนประกอบของทางหนีไฟ	ระยะชั้นขอบเขต (BL)
	cm.
ช่องบันได (Stairway)	15
ประตู (Door)	15
ช่องทางเดิน (Corridor)	20
สิ่งกีดขวาง (Obstacles)	10

โดยมีสมการสำหรับการคำนวณดังนี้

$$We = W - (2 \times BL) \quad (6)$$

โดยที่ W = ความกว้างสุทธิของส่วนประกอบทางหนีไฟนั้น ๆ

2.4.6 ตัวแปลงค่า (Conversion Factor)

ตัวแปลงค่า คือ การแปลงระยะทางการเคลื่อนที่จากแนวดิ่งของลูกตั้งและลูกนอนขนาดต่าง ๆ ให้เป็นระยะทางแนวราบดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ตัวแปลงค่า

ส่วนประกอบของทางออก		ตัวแปลงค่า
ช่องทางเดิน ประตู ทางลาด		
ลูกตั้ง (มม.)	ลูกนอน (มม.)	
190	254	1.66
178	279	1.85
165	305	2.08
165	330	2.22

2.4.7 ระยะเวลาหนีไฟทั้งหมด

ระยะเวลาหนีไฟทั้งหมด คือ เวลาการอพยพจากจุดหนึ่งไปยังทางออกบนเส้นทางหนีไฟ มีหน่วยเป็น วินาที คำนวณดังสมการ

$$T = [P/ Fc] / 60 \quad (7)$$

โดยที่ T = ระยะเวลาในการหนีไฟทั้งหมด

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 ศึกษามาตรฐานที่ใช้ตรวจสอบ

รวบรวมข้อกำหนดที่เกี่ยวกับการตรวจสอบเส้นทางหนีไฟ และจัดทำตารางเปรียบเทียบข้อกำหนดเพื่อใช้ในการตรวจสอบเส้นทางหนีไฟ ตามกฎกระทรวง มาตรฐานการออกแบบเส้นทางหนีไฟ (มยผ.8301) และมาตรฐานการป้องกันอัคคีภัยของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.)

3.2 ศึกษาการสร้างแบบจำลองสารสนเทศ

จากการทำงานของแบบจำลองข้อมูลสารสนเทศอาคารเป็นการประกอบขึ้นจากองค์ประกอบต่าง ๆ ของอาคาร เช่น เสา ผนัง ประตู เป็นต้น ซึ่งมีทั้งส่วนที่เป็นข้อมูลกราฟฟิค 2 มิติ และ 3 มิติ เช่น ขนาด และสี และส่วนข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟฟิค เช่น ข้อมูลรุ่น ยี่ห้อ และราคา เนื่องจากในงานวิจัยนี้ต้องใช้ขนาดของพื้นที่และระยะต่าง ๆ ในการวิเคราะห์เวลาอพยพหนีไฟดังนั้นองค์ประกอบในแบบจำลองจึงต้องการความละเอียดที่เพียงพอต่อการส่งออกข้อมูลไปคำนวณ

3.3 ศึกษาแบบแปลนและสำรวจอาคาร

อาคารที่เลือกเป็นกรณีตัวอย่างเป็นอาคารที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ การสร้างรูปแบบจำลองจึงเป็นการใช้ข้อมูลที่มีอยู่ซึ่งได้จากแบบก่อสร้างจริง (As-built drawing) ร่วมกับการสำรวจ ในส่วนของการคำนวณจำเป็นต้องทราบข้อมูลของจำนวนคนในแต่ละพื้นที่ ลักษณะกิจกรรมในพื้นที่ ขนาดพื้นที่และขนาดประตู จึงต้องจัดทำเอกสารที่ใช้ในการสำรวจ

3.4 การคำนวณเวลาการอพยพหนีไฟ

คำนวณด้วยวิธี Hydraulic analogy ซึ่งบางพื้นที่อาจคำนวณได้โดยตรงแต่บางพื้นที่อาจต้องใช้ความสัมพันธ์ของสมการในแก้ปัญหาการอพยพหนีไฟในรูปแบบที่ซับซ้อน อาคารโรงประลองนี้ใช้เวลาในการหนีไฟแบ่งเป็น 3 ส่วน ได้แก่ เวลาในการอพยพออกจากห้อง เวลาในการเดินทางไปยังทางออกหรือบันได และเวลาที่ใช้ในการอพยพลงบันได โดยผู้วิจัยได้กำหนดตัวแปรดังนี้

T(door) คือ เวลาที่มากที่สุดของการอพยพออกจากห้องมายังโถงทางเดิน โดยลักษณะเส้นทางหนีไฟนี้เป็นประตู

T(corridor) คือ เวลาที่ใช้อพยพบริเวณทางเดินมายังทางออก โดยลักษณะเส้นทางหนีไฟนี้เป็นทางราบ

T(stairway) คือ เวลาที่ใช้ในการอพยพลงบันได ซึ่งในส่วนนี้จะใช้สมการ Hydraulic analogy ในการคำนวณหาความสามารถของบันไดก่อนเพื่อใช้ในการหาเวลาอพยพคนออกจากบันไดต่อไป

T(total) คือ เวลาที่ใช้ในการอพยพทั้งหมด คำนวณได้ดังสมการ

$$T(total) = T(door) + T(corridor) + T(stairway) \quad (8)$$

3.5 เสนอแนวทางการพัฒนาเส้นทางหนีไฟ

นำข้อมูลที่ได้จากการตรวจสอบส่วนประกอบของอาคารตามมาตรฐานในข้อ 3.1 และการคำนวณเวลาในการอพยพในข้อ 3.4 มาประกอบการพิจารณาและเสนอแนวทางการพัฒนาเส้นทางหนีไฟต่อไป

4. ผลการวิจัย

4.1 ผลพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศ

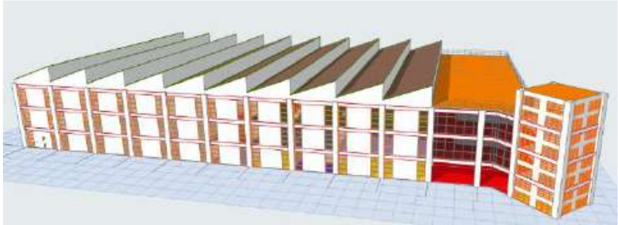
เนื่องจากการวิเคราะห์เวลาในการอพยพหนีไฟจำเป็นต้องใช้ข้อมูลขนาดของพื้นที่ในแต่ละห้องจึงต้องกำหนดสีของพื้นห้องต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 6 โดยห้องที่มีผู้ใช้งานจำนวนมากและมีการใช้งานตลอดเวลากำหนดให้อยู่ในโซนสีฟ้า ทางเดิน ทางหนีไฟและบันได กำหนดให้เป็นสีแดง พื้นที่ไม่ถูกใช้งานกำหนดให้ใช้สีเทา และห้องที่มีการใช้งานน้อยหรือไม่ได้ใช้งานตลอดเวลากำหนดใช้อยู่ในโซนสีเหลือง ผลจากการสร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคารด้วยซอฟต์แวร์ ArchiCAD 22 ของอาคารโรงประลองแต่ละอาคารแสดงดังรูปที่ 1 ถึงรูปที่ 3

ตารางที่ 6 กำหนดสีของพื้นห้อง

โซน	ห้อง/พื้นที่	รหัส						ตัวอย่างสี
		Hue	Sat	Lum	Red	Green	Blue	
	สำนักงาน	120	240	120	0	255	255	
	ห้องเรียน	140	240	60	0	64	128	
	ห้องพักอาจารย์/เจ้าหน้าที่	160	240	120	0	0	255	
	ห้องโปรเจค	160	240	180	128	128	255	
	ห้องแลป	80	240	30	0	64	0	
	ห้องประชุม	90	240	120	0	255	64	
	ห้องสมุด	80	240	60	0	128	0	
	ทางเดิน/ทางหนีไฟ/บันได	0	240	120	255	0	0	
	พื้นที่ไม่ถูกใช้งาน	160	0	181	192	192	192	
	ระเบียงภายนอก	20	240	120	255	128	0	
	ห้องเก็บของ	40	240	120	255	255	0	
	ห้องน้ำ	220	240	120	255	0	128	
	ห้องเอนกประสงค์	200	240	180	255	128	255	

รูปที่ 1 อาคารประลองภาควิชาวิศวกรรมโยธา-เคมี

รูปที่ 2 อาคารประลองภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ-เครื่องกล



รูปที่ 3 อาคารประลองภาควิชาวิศวกรรม ไฟฟ้า

แบบจำลองสารสนเทศอาคารสามารถนำข้อมูลพื้นที่ของอาคารมาใช้คำนวณเวลาในการอพยพหนีไฟของอาคารได้โดยสามารถส่งออกข้อมูลในรูปแบบ Microsoft excel

4.2 ผลการตรวจสอบเส้นทางหนีไฟ

จากการสำรวจจำนวนผู้ใช้งานอาคารอย่างเต็มความจุในแต่ละชั้นของอาคารประลองคณะวิศวกรรมศาสตร์พบว่าจำนวนผู้ใช้งานที่มากที่สุดคือ 380 คน ซึ่งในการพิจารณาจำนวนเส้นทางหนีไฟกำหนดให้อาคารทั่วไปหรืออาคารชุมนุมคนที่มีผู้ใช้งานไม่เกิน 500 คน ต้องมีเส้นทางหนีไฟไม่น้อยกว่า 2 เส้นทาง ดังนั้นอาคารประลองที่มีจำนวนเส้นทางหนีไฟเป็นไปตามมาตรฐานมีจำนวน 3 อาคาร ได้แก่ อาคารประลองภาควิชาวิศวกรรมเคมี ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการและภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล อาคารประลอง 2 อาคารที่มีจำนวนเส้นทางหนีไฟไม่เป็นไปตามมาตรฐาน ได้แก่ อาคารประลองภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้าและภาควิชาวิศวกรรมโยธา จากการตรวจสอบส่วนประกอบในเส้นทางหนีไฟโดยใช้มาตรฐาน 3 มาตรฐาน ได้ผลการตรวจสอบแบ่งเป็น 4 ส่วน ดังนี้

4.2.1 เส้นทางหนีไฟ

สำหรับผลการตรวจสอบในส่วนนี้พบว่ามีส่วนประกอบที่เป็นไปตามมาตรฐาน ได้แก่ ความสูงระหว่างชั้น วัตถุยื่นทั้งแนวดิ่งและแนวราบ ผิวทางและส่วนที่ไม่เป็นไปตามมาตรฐาน คือ ป้ายบอกชั้นหรือทางออกหนีไฟและระบบแสงส่องสว่าง

4.2.2 บันไดหนีไฟ

การตรวจสอบบันไดหนีไฟแต่ละอาคาร พบว่าบันไดที่ใช้ในอาคารประลองเป็นบันไดปกติที่ไม่ใช่บันไดหนีไฟ แต่การอพยพคนออกจากอาคารจำเป็นต้องใช้บันไดเหล่านี้ในการอพยพดังนั้นจึงต้องตรวจบันไดตามมาตรฐานเช่นเดียวกับบันไดหนีไฟ โดยส่วนประกอบต่าง ๆ ส่วนใหญ่แล้วเป็นไปตามมาตรฐานยกเว้นผนังกันไฟ

4.2.3 ประตูหนีไฟ

ผลการตรวจสอบประตูหนีไฟ พบว่า ทุก ๆ อาคารไม่มีประตูหนีไฟ ฉะนั้นในงานวิจัยนี้จึงทำการตรวจสอบประตูทางออกสุดท้ายแทนประตูหนีไฟโดยประตูดังกล่าวของทุก ๆ อาคารมีวัสดุเป็นกระจกซึ่งไม่ถูกต้องตามมาตรฐาน

4.2.4 อุปกรณ์แจ้งเหตุเพลิงไหม้ เครื่องมือดับเพลิง และแผนผังแสดงเส้นทางหนีไฟ

สำหรับผลการตรวจสอบในส่วนนี้พบว่าทุก ๆอาคารมีเครื่องมือดับเพลิงที่บริเวณโถงทางเดินชั้น 1 ส่วนอุปกรณ์แจ้งเหตุเพลิงไหม้ไม่มีในอาคารทุกอาคารและแผนผังแสดงเส้นทางหนีไฟมีเพียงภาควิชาวิศวกรรมเคมีเท่านั้น

4.3 ผลการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟ

เนื่องจากอาคารโรงประลองของคณะวิศวกรรมศาสตร์ทั้ง 5 ภาควิชามีบันไดที่ใช้อยู่ 2 แบบ ได้แก่ บันไดหลักและบันไดรอง สำหรับบันไดหลักถูกใช้ในทุก ๆ ภาควิชาซึ่งถูกออกแบบให้มีขนาด ลักษณะและตำแหน่งเดียวกัน ส่วนบันไดรองจะถูกใช้เฉพาะในภาควิชาเคมี ภาควิชาเครื่องกล และภาควิชาอุตสาหการเท่านั้น ในงานวิจัยนี้จึงได้คำนวณความสามารถในการอพยพของบันไดทั้งสองแบบไว้เป็นมาตรฐานโดยใช้ค่า Fs ในช่องผ่านที่มากที่สุดคือเท่ากับ Fsm

4.3.1 การคำนวณความสามารถในการอพยพของบันไดหลัก

จากการสำรวจข้อมูลพื้นฐานพบว่าบันไดหลักมีความสูงระหว่างชั้น 3 เมตร วัดระยะทางของชานพักบันไดได้ 2.2 เมตร ความกว้างของบันไดเท่ากับ 2.6 เมตร มีขนาดลูกตั้งเท่ากับ 178 มิลลิเมตร และมีขนาดลูกนอนเท่ากับ 250 มิลลิเมตร สามารถคำนวณหาความสามารถของบันไดนี้ได้ดังนี้

ความกว้างที่ใช้ได้จริงเท่ากับ 2.3 เมตรเมื่อนำความกว้างที่วัดได้หักลบด้วยขอบของระยะห่างในช่องผ่านทั้ง 2 ข้างตามข้อกำหนดคือข้างละ 15 เซนติเมตร โดยการคำนวณแสดงดังนี้

We(stair) = ความกว้างของบันได – 2(ระยะขอบ)

= 2.6 – 2(0.15)

= 2.3 m.

ค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสำหรับบันไดที่ทางออกแบบเข้าหนึ่งกระแสและออกหนึ่งกระแสจากจุดเปลี่ยนถ่ายโดยใช้ค่า Fs ในช่องผ่านที่มากที่สุดคือ Fsm เท่ากับ 1.32 ดังนั้นค่า Fs ของบันไดที่คำนวณได้จึงเท่ากับ 1.49 คนต่อวินาทีต่อเมตร ซึ่งมีค่ามากกว่า Fsm ของบันไดที่มีลูกตั้ง 178 มิลลิเมตรและลูกนอน 250 มิลลิเมตรตามข้อกำหนดดังนั้นจึงใช้ค่า Fsm ในการคำนวณต่อไปโดยมีค่าเท่ากับ 1.01 คนต่อวินาทีต่อเมตร การคำนวณแสดงได้ดังนี้

Fs (stairway) = Fsm (corridor) We (corridor) / We (stairway)

= 1.32 x 2.6 /2.3

= 1.49 > Fsm

= 1.01 คนต่อวินาทีต่อเมตร

ค่าความหนาแน่นบริเวณทางออกทางบันไดเท่ากับ 1.75 คน/ตารางเมตร เมื่อเลือกใช้ค่า k ตามขนาดของลูกตั้งและลูกนอนได้ค่า k เท่ากับ 1.08 และใช้ค่า Fs ของบันไดเท่ากับ Fsm ดังที่อธิบายไว้ข้างต้น การคำนวณแสดงดังนี้

Fsm = D(k-0.266kD)

โดยใช้ k = 1.08;

1.01 = D(1.08 - 0.266(1.08)D)

D = 1.75 คนต่อตารางเมตร

ความเร็วของการเคลื่อนที่เริ่มต้นในเส้นทางของบันไดมีค่าเท่ากับ 0.58 ม./วินาที เมื่อค่า D มีค่ามากกว่า 0.55 คนต่อตารางเมตร จึงเลือกใช้สมการ (2) ในการคำนวณหาค่าความเร็ว โดยแสดงการคำนวณดังนี้

V = k-0.266kD

= 1.08 – 0.266(1.08)(1.75)

= 0.58 เมตรต่อวินาที

ระยะทางในการอพยพระหว่างชั้นของบันไดต้องมีการปรับค่าความสูงของบันไดหนีไฟให้มีค่าเทียบเท่ากับระยะทางเคลื่อนที่ตามแนวราบโดยตัวแปลงค่า (Conversion Factor) ซึ่งขึ้นกับขนาดของลูกตั้งและลูกนอน สำหรับอาคารนี้ใช้ค่าของตัวแปลงค่าเท่ากับ 1.85 และสามารถคำนวณระยะทางทั้งหมดได้เท่ากับ 9.95 เมตร โดยการคำนวณแสดงได้ดังนี้

ระยะทางทั้งหมด = (ความสูง x ตัวแปลงค่า) + ระยะชานพักทั้งหมด

= (3 x 1.85) + (2 x 2.2)

= 9.95 เมตร

ระยะเวลาในการอพยพต่อชั้นที่คำนวณได้เท่ากับ 17.16 วินาที เมื่อนำค่าระยะทางของบันไดหารด้วยความเร็วเริ่มต้นในการเคลื่อนที่ในบันได การคำนวณแสดงดังนี้

T(stairway) = ระยะทางอพยพ/ความเร็ว

= 9.95 / 0.58

= 17.16 วินาที

อัตราการเคลื่อนที่ของคนในบันไดนี้เท่ากับ 2.32 คน/วินาที โดยคำนวณจากค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสูงสุดของบันไดคูณด้วยค่าความกว้างที่ใช้ได้จริงของบันไดหนีไฟ การคำนวณแสดงดังนี้

Fc = Fsm x We

= 1.01 x 2.3

= 2.32 คนต่อวินาที

เมื่อนำค่าอัตราการเคลื่อนที่ของคน (Fc) คูณด้วยระยะเวลาในการอพยพต่อชั้น T(stairway) จะสามารถอพยพคนเข้าสู่บันไดได้เท่ากับ 39.86 คนในที่นี้ปัดให้เท่ากับ 39 คน การคำนวณแสดงได้ดังนี้

จำนวนคน = Fc x T(stairway)

= 2.32 x 17.16

= 39.86 คน

ดังนั้นบันไดหลักสามารถอพยพคนเข้าสู่บันไดได้จำนวน 39 คน ในระยะเวลา 17.16 วินาที

4.3.2 การคำนวณความสามารถในการอพยพของบันไดรอง

จากการสำรวจข้อมูลพื้นฐานพบว่าบันไดรองมีความสูงระหว่างชั้น 3 เมตร วัดระยะทางของชานพักบันไดได้ 2.2 เมตร ความกว้างของบันไดเท่ากับ 1.4 เมตร มีขนาดลูกตั้งเท่ากับ 178 มิลลิเมตร และมีขนาดลูกนอนเท่ากับ 250 มิลลิเมตร สามารถคำนวณหาความสามารถของบันไดนี้ได้ดังนี้

ความกว้างที่ใช้ได้จริงเท่ากับ 1.1 เมตรเมื่อนำความกว้างที่วัดได้หักลบด้วยขอบของระยะห่างในช่องผ่านทั้ง 2 ข้างตามข้อกำหนดคือข้างละ 15 เซนติเมตร โดยการคำนวณแสดงดังนี้

We(stair) = ความกว้างของบันได – 2(ระยะขอบ)

= 1.4 – 2(0.15)

= 1.1 เมตร

ค่าการเคลื่อนที่จำเพาะสำหรับบันไดรองที่คำนวณได้เท่ากับ 3.12 คนต่อวินาทีต่อเมตร เมื่อใช้เกณฑ์ในการเลือกค่า Fs เช่นเดียวกับบันไดหลักตามขนาดลูกตั้งและลูกนอนที่เท่ากัน ซึ่งมีค่า Fs ที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า Fsm ตามข้อกำหนดดังนั้นจึงใช้ค่า Fsm ในการคำนวณต่อไปโดยมีค่าเท่ากับ 1.01 คนต่อวินาทีต่อเมตร การคำนวณแสดงได้ดังนี้

Fs (stairway) = Fsm (corridor) We (corridor) / We (stairway)

= 1.32 x 2.6 /1.1

= 3.12 > Fsm

= 1.01 คนต่อวินาทีต่อเมตร

เนื่องจากบันไดรองมีขนาดลูกตั้งและลูกนอนเท่ากับบันไดหลัก ดังนั้นความเร็วของการเคลื่อนที่เริ่มต้นและระยะทางในการอพยพระหว่างชั้นของอาคารจึงเท่ากับค่าของบันไดหลัก ทำให้เวลาที่ใช้ในการอพยพต่อชั้นเท่ากับ 17.16 วินาที สำหรับอัตราการเคลื่อนที่ของคนจะขึ้นอยู่กับความกว้างที่ใช้ได้จริงของบันไดของและค่าการเคลื่อนที่จำเพาะ ดังนั้นในบันไดรองนี้จึงมีค่าอัตราการเคลื่อนที่ของคนเท่ากับ 1.11 คน/วินาที แสดงดังสมการดังนี้

Fc = Fs x We

= 1.01 x 1.10

= 1.11 คน/วินาที

เมื่อเวลาใช้เวลาในการอพยพต่อชั้นเท่ากับ 17.16 วินาที และอัตราการเคลื่อนที่ของคนเท่ากับ 1.11 คน/วินาทีจะสามารถอพยพคนเข้าสู่บันไดได้เท่ากับ 19.06 คน ในที่นี้กำหนดให้อพยพได้ 19 คน โดยแสดงการคำนวณดังนี้

จำนวนคน = Fc x T(stairway)

= 1.11 x 17.16

= 19.06 คน

ดังนั้นบันไดรองสามารถอพยพคนเข้าสู่บันไดได้จำนวน 19 คน ในระยะเวลา 17.16 วินาที

4.3.3 การคำนวณเวลาในการอพยพออกจากอาคาร

อาคารโรงประลองคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพาถูกใช้ในการปฏิบัติการของ 5 ภาควิชา ซึ่งในแต่ละภาควิชานั้นมีลักษณะโครงสร้างอาคารที่คล้ายคลึงกัน แต่การแบ่งพื้นที่การใช้งานภายในของอาคารมีความแตกต่างกัน ดังนั้นเวลาที่ใช้ในการอพยพหนีไฟจึงไม่เท่ากัน ผลการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟของแต่ละอาคารแสดงดังตารางที่ 7 ผู้ใช้งานในพื้นที่ของภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้าในพื้นที่ชั้น 1 สามารถออกจากอาคารในเวลา 2.42 นาที ส่วนผู้ใช้งานพื้นที่ชั้น 2 และชั้น 3 ใช้เวลา 6.48 นาที สำหรับอาคารโรงประลองของภาควิชาวิศวกรรมโยธา แบ่งพื้นที่ใช้งานเป็น 2 ส่วนหลักคือ โถงชั้น 1 และส่วนสำนักงาน ผู้ใช้งานสามารถออกจากพื้นที่ดังกล่าวในเวลา 4.62 และ 3.52 นาทีตามลำดับ พื้นที่โรงประลองของภาควิชาวิศวกรรมเคมีมีการใช้งานแบ่งเป็น 2 ส่วนประกอบด้วยส่วนที่เป็นห้องเรียนและส่วนที่เป็นสำนักงาน ซึ่งผู้ใช้งานสามารถอพยพออกจากออกจากพื้นในเวลา 5.89 และ

7.78 นาทีตามลำดับ ผู้ใช้งานอาคารโรงประลองของภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการในพื้นที่ห้องปฏิบัติการและห้องเรียนสามารถอพยพออกจากพื้นที่ในเวลา 6.02 และ 4.01 นาทีตามดับ สำหรับภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกลได้แบ่งพื้นที่ในการคำนวณเป็น 2 ส่วนคือ ส่วนที่ 1 คือห้องปฏิบัติการและส่วนที่ 2 คือห้องเรียนและสำนักงาน ผู้ใช้งานสามารถอพยพออกจากพื้นที่ส่วนที่ 1 และพื้นที่ส่วนที่ 2 ในเวลา 8.55 และ 3.55 นาที ตามลำดับ ผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่า ระยะเวลาในการอพยพของทุกอาคารเป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนดไว้คือเส้นทางหนีไฟต้องอพยพคนออกจากอาคารได้ภายในเวลาไม่เกิน 1 ชั่วโมง

ตารางที่ 6 ผลการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟ

ภาควิชา	พื้นที่	เวลาที่ใช้แต่ละส่วน			สรุปเวลาทั้งหมด	
		T(door)	T(Corridor)	T(Stairway)	วินาที	นาที
วิศวกรรมไฟฟ้า	ชั้น 1	38.52	106.91	0.00	145.42	2.42
	ชั้น 2 และชั้น 3	182.98	92.44	113.26	388.67	6.48
วิศวกรรมโยธา	โถงชั้น 1	183.61	93.49	0.00	277.10	4.62
	สำนักงาน	111.41	78.12	21.45	210.98	3.52
วิศวกรรมเคมี	ห้องเรียน	139.12	70.06	144.51	353.68	5.89
	สำนักงาน	274.75	180.52	11.58	466.86	7.78
วิศวกรรมอุตสาหการ	ห้องปฏิบัติการ	306.03	55.41	0.00	361.44	6.02
	ห้องเรียน	91.63	99.52	49.44	240.59	4.01
วิศวกรรมเครื่องกล	ห้องปฏิบัติการ	453.95	59.22	0.00	513.17	8.55
	ห้องเรียนและสำนักงาน	60.77	62.02	90.16	212.96	3.55

4.4 การเสนอแนวทางการพัฒนาเส้นทางหนีไฟ

การพิจารณาจำนวนเส้นทางหนีไฟของอาคารทั่วไปหรืออาคารชุมนุมคนที่มีผู้ใช้งานไม่เกิน 500 คน กำหนดให้ต้องมีเส้นทางหนีไฟไม่น้อยกว่า 2 เส้นทาง ดังนั้นอาคารที่มีจำนวนเส้นทางหนีไฟเป็นไปตามมาตรฐานมีจำนวน 3 อาคาร และอาคารที่มีจำนวนเส้นทางหนีไฟไม่เป็นไปตามมาตรฐานมี 2 อาคาร แนวทางการพัฒนาจึงควรเพิ่มทางหนีไฟอีก 1 เส้นทาง อาจทำการก่อสร้างแยกจากตัวอาคารบริเวณด้านหลังอาคารเพื่อลดเวลาการกระจุกตัวในบันไดหนีไฟ

ในส่วนการตรวจสอบส่วนประกอบในเส้นทางหนีไฟอันได้แก่ เส้นทางหนีไฟ บันไดหนีไฟ ประตูหนีไฟ และอุปกรณ์ต่าง ๆพบว่า ส่วนประกอบเหล่านี้เป็นส่วนของการใช้งานตามปกติไม่ใช่ส่วนเฉพาะที่ใช้ในการหนีไฟ ดังนั้นจึงควรมีการพัฒนาส่วนเฉพาะสำหรับหนีไฟโดยอาจสร้างแยกจากตัวอาคารและทำผนังกันไฟเพื่อกั้นระหว่างส่วนหนีไฟและเส้นทางปกติ และควรจัดทำแผนผังแสดงเส้นทางหนีไฟ ขอบเขตของห้อง ตำแหน่งของประตู และตำแหน่งของอุปกรณ์ดับเพลิงให้ถูกต้องตามมาตรฐาน โดยสามารถใช้ข้อมูลจากแบบจำลองสารสนเทศในงานวิจัยนี้เพื่อจัดทำแผนผังดังกล่าวได้

5. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เริ่มจากการสำรวจและเก็บข้อมูลการใช้งานภายในอาคารและนำมาสร้างฐานข้อมูลต้นแบบของอาคารประลองคณะวิศวกรรมศาสตร์ด้วยเทคโนโลยีการสร้างแบบจำลองสารสนเทศ จากนั้นจึงนำข้อมูลจากแบบจำลองในการคำนวณหาเวลาการอพยพหนีไฟ ในการดำเนินงานได้ตรวจสอบอาคารโดยแบ่งส่วนประกอบอาคารที่เกี่ยวข้องกับเส้นทางหนีไฟเป็น 4 ส่วน คือ เส้นทางหนีไฟ บันไดหนีไฟ ประตูหนีไฟ แผนผังและอุปกรณ์ดับเพลิงตามมาตรฐานด้านอัคคีภัย 3 มาตรฐานดังนี้ ข้อกำหนดตามกฎกระทรวง มาตรฐานการออกแบบเส้นทางหนีไฟ (มผย.8301) และมาตรฐานการป้องกันอัคคีภัยของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย พบว่าส่วนประกอบอาคารที่เป็นไปตามมาตรฐานคือ เส้นทางหนีไฟ แต่บันไดและประตูไม่เป็นไปตามมาตรฐานเนื่องจากถูกติดตั้งเพื่อใช้งานตามปกติไม่ใช่เพื่อการใช้งานสำหรับอพยพหนีไฟ รวมถึงอาคารโรงประลองยังขาดแผนผังแสดงเส้นทางหนีไฟและอุปกรณ์ดับเพลิงด้วย

ผลการคำนวณเวลาอพยพหนีไฟด้วยวิธี Hydraulic analogy นั้นบางส่วนสามารถคำนวณได้โดยตรงเนื่องจากไม่มีอัตราการรอคิว แต่บางส่วนต้องใช้ความสัมพันธ์ของสมการเพื่อคำนวณหาความสามารถของทางหนีไฟนั้น ๆ ในการแก้ปัญหาการอพยพหนีไฟในรูปแบบที่ซับซ้อน เวลาในการอพยพหนีไฟของอาคารประลองแบ่งเป็น 3 ส่วน ได้แก่ เวลาอพยพออกจากห้อง เวลาเดินทางไปยังทางออกหรือบันได และเวลาอพยพลงบันได สาหรับบันไดที่ใช้ในอาคารประลองทั้ง 5 ภาควิชามีอยู่ 2 แบบ งานวิจัยนี้จึงได้คำนวณความสามารถในการอพยพของบันไดทั้งสองแบบไว้เป็นมาตรฐาน โดยบันไดหลักสามารถอพยพคนได้ 39 คน ในเวลา 17.16 วินาที และบันไดรองสามารถอพยพคนได้ 19 คน ในเวลาที่เท่ากัน การพัฒนาต้นแบบของแบบจำลองอาคารโรงประลองที่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในด้านอื่น ๆ ต่อไปได้โดยการพัฒนาระดับขั้นความละเอียดของแบบจำลอง และข้อมูลการตรวจสอบรวมถึงการวิเคราะห์เวลาการอพยพหนีไฟสามารถทำให้ทราบถึงปัญหา อุปสรรค และแนวทางที่ควรพัฒนาเพื่อให้ผู้ใช้งานอาคารดังกล่าวเกิดความปลอดภัยมากยิ่งขึ้นหากเกิดเหตุการอัคคีภัย

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนามหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน

เอกสารอ้างอิง

[1] ประยุทธ์ จันทร์โอชา และ อนุพงษ์ เผ่าจินดา (2559). สานพลังประชารัฐ สู่ประเทศไทยปลอดภัย. การสัมมนาเชิงปฏิบัติการ, กรุงเทพฯ, 11 สิงหาคม 2559, หน้า 1.

[2] ณัชชา เอกร่าเริงแสน. (2559). การพัฒนาโปรแกรมเสริมในแบบจำลองข้อมูลสารสนเทศอาคารเพื่อช่วยวิเคราะห์เส้นทางหนีไฟในอาคาร.วิทยานิพนธ์, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, ประเทศไทย

[3] พีรพัฒน์ วณิชลักษมี. (2553). สถานะและการประยุกต์ใช้แบบจำลองข้อมูลอาคารในองค์กรก่อสร้าง. วิทยานิพนธ์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, ประเทศไทย

[4] กระทรวงมหาดไทย และ กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2558). สารบัญกฎหมายควบคุมอาคาร. สืบค้นเมื่อวันที่ 1 ตุลาคม 2561, จาก http://www.dpt.go.th/wan/lawdpt/menu2.asp

[5] กระทรวงมหาดไทย และ กรมโยธาธิการและผังเมือง. [ม.ป.ป.]. มาตรฐานการออกแบบเส้นทางหนีไฟ(มยผ. 8301). [ม.ป.ท.].

[6] ธนายุทธ สิรินุตานนท์ และ อภิชาต แจ้งบำรุง. (2557). การวิเคราะห์เส้นทางหนีไฟและการคำนวณระยะเวลาอพยพหนีไฟโดยวิธี Hydraulic Flow Calculation กรณีศึกษา : อาคารสูงและขนาดใหญ่พิเศษ. วิศวกรรมสาร มก, ปีที่ 27,ฉบับที่ 90, หน้า 77-92.

ปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น
Construction supervision problems in road work of local administrative organizations

วรรณวรางค์ รัตนานิคม[1] และ สยาม ยิ้มศิริ[2,*]

[1,2] หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: ysiam@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี เพื่อให้สามารถนำข้อมูลไปประยุกต์ใช้ให้การทำงานมีประสิทธิภาพและช่วยลดความผิดพลาดที่จะเกิดขึ้น เครื่องมือที่ใช้ในการศึกษาคือแบบสอบถาม โดยเก็บข้อมูลจากผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชนซึ่งเป็นผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง จำนวน 51 คน แบบสอบถามแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่ 1 คือข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม และ ส่วนที่ 2 คือการสอบถามถึงระดับความถี่และความรุนแรงของปัจจัยที่ทำให้เกิดปัญหาในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง สถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลสถิติเชิงพรรณนาประกอบด้วย ค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าดัชนีความรุนแรง จากการวิเคราะห์พบว่า ปัญหา 3 อันดับแรกที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานคือ (i) ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน (ii) ปัญหาที่เกิดจากผู้รับเหมาที่มีอิทธิพลในพื้นที่เข้ามารับงาน และ (iii) แบบที่ใช้เพื่อการก่อสร้างไม่ชัดเจน

คำสำคัญ: การควบคุมงานก่อสร้าง, งานทาง, องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น

Abstract

The objective of this study is to study the problems that occurred in the process of construction supervision in road work under construction management of Ban Bueng Municipality, Chonburi province. The results of this study can be applied to improve the work efficiency and reduce errors. The instruments used in this study is questionnaires collecting from current contractors or former contractors of Ban Bueng Municipality 51 persons. The questionnaire is divided into 2 parts. Part I is the general information of respondents and part II is the inquiring about the frequency and severity of the factors causing the problem in the process of construction supervision in road work. The sets of tool used in the analysis of descriptive statistics are percentage, mean, standard deviation and severity index. From the analysis, it is found that the top 3 problems in the process of construction supervision in road work are (i) insufficient worker for workload, (ii) problems arising from the employment of influential contractors and (iii) defects of construction plan, respectively.

Keywords: construction supervision, road work, local administrative organizations

1. บทนำ

งานก่อสร้างเป็นงานที่มีลักษณะเฉพาะที่แตกต่างไปจากงานระบบอุตสาหกรรมประเภทอื่นๆ เนื่องจากเป็นงานที่จำเป็นต้องมีการควบคุมคุณภาพให้ตรงตามที่มาตรฐานกำหนดและมีการควบคุมระยะเวลาในการดำเนินงานให้อยู่ภายใต้กรอบเวลาและงบประมาณที่กำหนดด้วย ดังนั้นการวางแผนงานในการก่อสร้างที่ดีของผู้บริหารองค์กรถือเป็นกุญแจสำคัญที่นำไปสู่ความสำเร็จของโครงการ

โดยปกติแล้วโครงการก่อสร้างในหน่วยงานของรัฐ (เช่น องค์ปกครองส่วนท้องถิ่น) มีลักษณะคือ เทศบาลเป็นเจ้าของโครงการและเป็นผู้ออกแบบแล้วทำการจัดซื้อจัดจ้างเพื่อหากลุ่มก่อสร้างเพื่อทำหน้าที่ในการก่อสร้างตามแบบ โดยถ้าหากงานก่อสร้างเป็นงานที่ใหญ่และเทศบาลไม่มีบุคลากรหรือศักยภาพเพียงพอในการควบคุมการก่อสร้างให้เป็นไปตามแบบรูปและรายการที่กำหนด เทศบาลก็อาจทำการว่าจ้างกลุ่มบริหารโครงการและกลุ่มจัดการงานก่อสร้างทำหน้าที่แทนได้ ขั้นตอนในการจัดการงานก่อสร้างในเทศบาลประกอบด้วยหลายขั้นตอน เริ่มตั้งแต่การกำหนดแนวความคิดและวัตถุประสงค์ของโครงการ การสำรวจเพื่อการออกแบบ การออกแบบและประมาณการ การปรับปรุงแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายการก่อสร้าง การประมาณราคา การประมูลงาน การควบคุมงานก่อสร้างจนโครงการแล้วเสร็จ การตรวจรับงาน การส่งมอบการบำรุงรักษาและติดตามผลงานซ่อมบำรุงและการคืนเงินค้ำประกันสัญญา เป็นต้น

ขั้นตอนการดำเนินงานต่างๆ ที่ได้กล่าวมานี้มักมีความยุ่งยากและซับซ้อน รวมทั้งยังมีผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการหลายฝ่าย ดังนั้นจึงมักเกิดปัญหาต่างๆ ส่งผลให้งานล่าช้าไม่เป็นไปตามแผนที่วางไว้ จากการทบทวนวรรณกรรมมักพบปัญหาในด้านต่างๆ เช่น ในขั้นตอนการออกแบบมักพบปัญหาเกี่ยวกับคุณภาพของแบบที่ไม่ชัดเจนและมีข้อขัดแย้งและไม่ลงตัวกันของแบบแปลนงานโครงสร้าง งานสถาปัตยกรรม และแบบแปลนงานระบบต่าง ๆ [1] รวมถึงปัญหาการขาดประสบการณ์ของผู้ออกแบบส่งผลให้การออกแบบไม่สามารถก่อสร้างได้จริงในทางปฏิบัติ [2] นอกจากนี้ยังพบปัญหาที่เกิดขึ้นในส่วนของการประมาณราคาและระยะเวลาในการก่อสร้างอีกด้วย เช่น ปัญหาการขาดความแม่นยำและความเที่ยงตรงของการประมาณราคาค่าก่อสร้าง การขาดดัชนีราคาค่าวัสดุก่อสร้าง เป็นต้น

ในขั้นตอนการควบคุมงาน ปัญหาการขาดความชำนาญและประสบการณ์ของผู้ควบคุมงาน รวมทั้งปัจจัยด้านการประสานงาน [3, 4] ถือเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้การก่อสร้างไม่เป็นไปตามรูปแบบรายละเอียดและข้อกำหนดในสัญญา

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางภายใต้การบริหารงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนถิ่นเพื่อให้สามารถนำข้อมูลไปประยุกต์ใช้ให้การทำงานมีประสิทธิภาพและช่วยลดความผิดพลาดที่จะเกิดขึ้น

2. วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นจากการบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี ในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง

3. ขอบเขตการศึกษาและวิธีการดำเนินงาน

การศึกษานี้เป็นงานวิจัยเชิงสำรวจ (Survey research) เกี่ยวกับการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี (ในมุมมองของผู้รับจ้าง) โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูล

3.1 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง คือ ผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชน ได้แก่ ผู้บริหารที่เป็นหุ้นส่วนผู้จัดการ หรือที่ปรึกษาบริษัท วิศวกรโครงการ นายช่างโครงการ ผู้ควบคุมงาน (ผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง จำนวน 51 คน)

3.2 เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล คือ แบบสอบถามโดยแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่

ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ได้แก่ เพศ อายุ ที่ทำงาน/ หน่วยงาน ตำแหน่งในองค์กร วุฒิการศึกษา ประสบการณ์ในการทำงาน

ส่วนที่ 2 การสอบถามถึงระดับความถี่และความรุนแรงของปัจจัยที่ทำให้เกิดปัญหาในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง เนื่องจากปัจจัยวิกฤตจะพิจารณาปัจจัยที่เกิดบ่อยมากที่สุดและความรุนแรงสูงมากที่สุด โดยการสอบถามแบบมาตราส่วนประมาณค่า (Rating scale) คือ สอบถามถึงความถี่ของการเกิดปัญหาและผลกระทบต่อโครงการก่อสร้าง

ความหมายของแบบสอบถามมีรายละเอียด ดังนี้

5 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมากที่สุด

4 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหามากและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมาก

3 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาปานกลางและมีผลกระทบต่อโครงการปานกลาง

2 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยและมีผลกระทบต่อโครงการน้อย

1 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการน้อยที่สุด

การจัดลำดับค่าเฉลี่ย ($\bar{x}$) ที่คำนวณได้มีความหมาย ดังนี้

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 4.50-5.00 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมากที่สุด

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 3.50-4.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมาก

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 2.50-3.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาปานกลางและมีผลกระทบต่อโครงการปานกลาง

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 1.50-2.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยและมีผลกระทบต่อโครงการน้อย

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 1.00-1.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการน้อยที่สุด

3.3 สถิติที่ใช้ในการศึกษา

3.3.1 ค่าร้อยละ

$$P = \frac{F}{N} \times 100 \qquad (1)$$

เมื่อ P คือ ค่าร้อยละ

N คือ จำนวนความถี่ทั้งหมด

F คือ ความถี่ที่ต้องการแปลงให้เป็นค่าร้อยละ

3.3.2 ค่าเฉลี่ย

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} \qquad (2)$$

เมื่อ $\bar{x}$ คือ ค่าเฉลี่ย

$\sum_{i=1}^{n} x_i$ คือ ผลรวมของข้อมูลทั้งหมด

n คือ จำนวนข้อมูลในกลุ่มตัวอย่าง

3.3.3 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$$SD = \sqrt{\frac{n\sum fx^2 - (\sum fx)^2}{n(n-1)}} \quad (3)$$

เมื่อ SD คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$\sum x$ คือ ผลรวมของข้อมูล

$\sum x^2$ คือ ผลรวมกำลังสองของข้อมูล

n คือ จำนวนผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด

f คือ ความถี่

3.3.4 ค่าดัชนีความรุนแรง

$$S.I. = \frac{\text{Impact level} \times \text{Offering frequency}}{5\times5} \quad (4)$$

เมื่อ $S.I.$ คือ ค่าดัชนีความรุนแรง

Impact level คือ ค่าเฉลี่ยของความถี่

Offering frequency คือ ค่าเฉลี่ยของระดับความรุนแรง

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

	สถานภาพ	ร้อยละ
เพศ	ชาย	75.00
	หญิง	25.00
	รวม	100.00
อายุ	18 – 24 ปี	3.85
	25 – 29 ปี	9.62
	30 – 34 ปี	13.46
	35 – 39 ปี	11.54
	40 – 44 ปี	21.15
	45 ปีขึ้นไป	40.38
	รวม	100.00
ตำแหน่ง	หุ้นส่วนผู้จัดการ	28.85
	ที่ปรึกษาบริษัท	5.77
	ผู้จัดการโครงการ	21.15
	วิศวกรโครงการ	19.23
	ช่างควบคุมงานของบริษัท	25.00
	รวม	100.00
ระดับการศึกษา	ประกาศนียบัตรวิชาชีพ	3.85
	ประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง	21.15
	ปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตร์	42.31
	ปริญญาตรี สังคมศาสตร์	3.85
	ปริญญาตรี สาขาอื่น ๆ	11.54
	ปริญญาโท วิศวกรรมศาสตร์	5.77
	ปริญญาโท รัฐศาสตร์	7.69
	ปริญญาโท อื่น ๆ	3.85
	รวม	100.00
ประสบการณ์ทำงาน	1 – 2 ปี	1.96
	3 – 4 ปี	9.80
	5 – 6 ปี	7.84
	7 – 8 ปี	-
	9 – 10 ปี	7.84
	11 ปีหรือมากกว่า	72.55
	รวม	100.00

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการวิเคราะห์สถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ข้อมูลที่ได้จากการรวบรวมแบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 51 คน ถูกนำมาวิเคราะห์ด้วยสถิติพรรณนา (Descriptive statistics) แสดงในรูปแบบร้อยละ ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามมีรายละเอียดดังตารางที่ 1

จากการวิเคราะห์พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ เป็นเพศชาย ร้อยละ 75 เป็นเพศหญิง ร้อยละ 25 ส่วนใหญ่ มีอายุ 45 ปีขึ้นไป คิดเป็นร้อยละ 40.38 รองลงมา มีอายุระหว่าง 40-44 ปี ร้อยละ 21.15 อายุระหว่าง 30-34 ปี ร้อยละ 13.46 มีอายุระหว่าง 35-39 ปี ร้อยละ 11.54 มีอายุระหว่าง 25-29 ปี ร้อยละ 9.62 และมีอายุระหว่าง 18-24 ปี ร้อยละ 3.85 ตามลำดับ พิจารณาตำแหน่งงานของผู้ตอบแบบสอบถาม ส่วนใหญ่มีตำแหน่งเป็นหุ้นส่วนผู้จัดการ ร้อยละ 28.85 รองลงมาเป็นตำแหน่งช่างควบคุมงานของบริษัท ร้อยละ 25.00 ตำแหน่งผู้จัดการโครงการ ร้อยละ 21.15 ตำแหน่ง วิศวกรโครงการ ร้อยละ 17.31 ตำแหน่งที่ปรึกษาบริษัท ร้อยละ 5.77 และตำแหน่งวิศวกรโยธา ร้อยละ 1.92 ตามลำดับ ระดับการศึกษาส่วนใหญ่มีการศึกษาในระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตร์ ร้อยละ 42.32 และระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง ร้อยละ 21.15 ระดับปริญญาตรี สาขาอื่นๆ ร้อยละ 11.54 ปริญญาโทรัฐศาสตร์ ร้อยละ 7.69 ปริญญาโทวิศวกรรมศาสตร์ ร้อยละ 5.77 ประกาศนียบัตรวิชาชีพ ปริญญาตรี สังคมศาสตร์ และปริญญาโท สาขาอื่นๆ จำนวนเท่ากับ คิดเป็นร้อยละ 3.85 ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาประสบการณ์ทำงานพบว่าส่วนใหญ่มีประสบการณ์ทำงานตั้งแต่ 11 ปีขึ้นไป คิดเป็นร้อยละ 72.55 รองลงมามีประสบการณ์ทำงาน 3-4 ปี ร้อยละ 9.80 ประสบการณ์ทำงาน 5-6 ปี และ 9-10 ปี จำนวนเท่ากับ คิดเป็นร้อยละ 7.84 และมีประสบการณ์ 1-2 ปี ร้อยละ 1.96 ตามลำดับ

4.2 ผลการวิเคราะห์ปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง

ตารางที่ 2 แสดงผลการวิเคราะห์ความถี่และความรุนแรงของปัญหาซึ่งแสดงในรูปแบบของค่าเฉลี่ย, ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน, ดัชนีความรุนแรงของปัญหา และนำมาจัดลำดับ (Ranks) ตามดัชนีความรุนแรงของปัญหา พบว่าระดับความรุนแรง (Impact level: I.L.) ของการเกิดปัญหาในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางในมุมมองของผู้รับจ้าง 3 ลำดับแรก มีดังนี้

1. ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.291 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.63 (SD = .841) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.77 (SD = .722)

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ความถี่และความรุนแรงของปัญหาในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง

ปัญหาการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทาง	O.F.	I.L.	S.I.	Rank
ปัญหาที่มาจากปัจจัยภายนอกองค์กร				
1. เกิดจากสภาพภูมิอากาศหรือภัยธรรมชาติ	1.92 [1.069]	1.96 [1.091]	0.150	13
2. ผู้รับเหมาเข้าปฏิบัติงานล่าช้า	2.08 [1.028]	2.15 [1.148]	0.179	8
3. ปัญหาจากการที่นักการเมืองเข้ามามีส่วนร่วม	1.90 [1.096]	1.65 [1.041]	0.125	16
4. ปัญหาที่เกิดจากการจัดการของผู้รับเหมา เช่น ขาดเงินทุน ขาดช่างฝีมือ ฯลฯ	2.06 [1.040]	2.06 [1.080]	0.170	10
5. ปัญหาที่เกิดจากผู้รับเหมาที่มีอิทธิพลในพื้นที่เข้ามารับงาน	2.73 [.818]	2.63 [.866]	0.287	**2**
6. ผู้รับเหมาไม่มีความรู้ความชำนาญในขั้นตอนการก่อสร้าง	1.69 [1.055]	1.85 [1.238]	0.125	16
7. ผู้รับเหมารับงานหลายแห่งจึงมีผลทำให้การปฏิบัติงานล่าช้า หรือไม่แล้วเสร็จตามสัญญา	2.17 [1.098]	2.15 [1.238]	0.186	7
8. ผู้รับเหมาหลบเลี่ยงการปฏิบัติงานตามสัญญา	2.02 [1.082]	2.00 [1.111]	0.162	11
9. ปัญหาจากการจราจรหรือขัดขวางของประชาชนในพื้นที่	1.29 [.824]	1.35 [1.194]	0.070	24
10. วัสดุและอุปกรณ์บางชนิดขาดตลาดหรือมีการเปลี่ยนแปลงราคาตลอดเวลา	2.67 [.781]	2.08 [1.007]	0.222	4
11. การใช้วัสดุหรือวัสดุเทียบเท่าที่ใช้ในการก่อสร้างไม่ได้มาตรฐาน	1.73 [1.026]	2.29 [.743]	0.159	12
ปัญหาที่มาจากปัจจัยภายในองค์กร				
1 การสั่งงานไม่เป็นไปตามสายการบังคับบัญชา	1.46 [.849]	1.35 [1.000]	0.079	22
2. ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน	2.63 [.841]	2.77 [.722]	0.291	**1**
3. ผู้ปฏิบัติงานไม่เข้าใจงานที่ได้รับมอบหมาย	1.88 [.761]	1.85 [.978]	0.139	14
4. ผู้ปฏิบัติงานขาดความรู้ด้านช่างหรือไม่มีความรู้ในเทคโนโลยีการก่อสร้างใหม่ ๆ	1.88 [.914]	1.77 [1.036]	0.133	15
5. ผู้ปฏิบัติงานขาดประสบการณ์หรือไม่ถนัดในงานที่ได้รับมอบหมาย	1.71 [.967]	1.56 [1.029]	0.107	18
6. ผู้ปฏิบัติงานขาดความรับผิดชอบในการปฏิบัติงาน	1.71 [1.110]	1.63 [1.084]	0.111	17
7. เกิดความขัดแย้งระหว่างผู้ปฏิบัติงาน	1.52 [1.031]	1.48 [1.130]	0.090	21
8. ผู้ปฏิบัติงานมีการสับเปลี่ยนโอนย้ายระหว่าง อปท. จึงมีผลทำให้ขาดความต่อเนื่อง	1.63 [1.084]	1.63 [1.003]	0.106	19
9. ผู้ปฏิบัติงานไม่ให้ความสำคัญการเข้าร่วมประชุมกับคณะกรรมการตรวจการจ้าง	1.48 [.945]	1.31 [.971]	0.078	23
10. ขาดการประสานงานกับหน่วยงานอื่น	1.54 [1.010]	1.52 [.967]	0.094	20
11. แบบที่ใช้เพื่อการก่อสร้างไม่ชัดเจน	2.38 [.914]	2.81 [.790]	0.267	**3**
12. มีการเปลี่ยนแปลงแบบที่ใช้ในการก่อสร้างอย่างกะทันหัน เพื่อความมั่นคงและความแข็งแรงของโครงสร้าง	2.40 [.869]	2.06 [1.099]	0.198	6
13. ขาดการประสานกับผู้รับเหมา	2.63 [.733]	1.98 [1.062]	0.208	5
14. ผู้ปฏิบัติงานทำการเบิกงวดงานให้ผู้รับจ้างล่าช้าจึงทำให้ผลการปฏิบัติงานงวดต่อมาล่าช้า	2.27 [1.005]	1.94 [1.174]	0.176	9

หมายเหตุ: x.xx หมายถึง ค่าเฉลี่ย ($\bar{X}$)

[x.xx] หมายถึง ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (SD)

2. ปัญหาที่เกิดจากผู้รับเหมาที่มีอิทธิพลในพื้นที่เข้ามารับงาน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.287 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.73 (SD = .818) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.63 (SD = .866)

3. แบบที่ใช้เพื่อการก่อสร้างไม่ชัดเจน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.267 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับน้อย มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.38 (SD = .914) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.81 (SD = .790)

5. บทสรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นจากการบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี ในขั้นตอนการควบคุมงานก่อสร้างประเภทงานทางจากมุมมองของผู้รับจ้าง โดยใช้กลุ่มตัวอย่างในการสำรวจ คือ ผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชน (ผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง) จำนวน 51 คน ประมวลผลด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ spss เพื่อหาค่าต่างๆ ทางสถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลโดยสถิติเชิงพรรณนานี้ (descriptive statistics) อธิบายลักษณะของข้อมูลที่ได้โดยแจกแจงเป็นค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าดัชนีความรุนแรง จากผลการจัดลำดับปัญหา 3 อันดับแรกพบว่า ปัญหาอันดับที่ 1 และ 3 เป็นปัญหาที่มาจากปัจจัยภายในองค์กร คือ ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงานและแบบที่ใช้เพื่อการก่อสร้างไม่ชัดเจน และปัญหาอันดับที่ 2 เป็นปัญหาที่มาจากปัจจัยนอกองค์กร คือ ปัญหาที่เกิดจากผู้รับเหมาที่มีอิทธิพลในพื้นที่เข้ามารับงาน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนามหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน และขอขอคุณคุณปภัสธนันท์ วิชาชู ในการดำเนินงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] วิโรจน์ แตงวิเชียร. (2540). *การศึกษาการบริหารงานก่อสร้างในประเทศไทย: ปัญหาและแนวทางการแก้ไข*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[2] Long, N. D., Ogunlana, S., Quang, T. and Lam, K. C. (2004). Large construction projects in developing countries: A case study from Vietnam. *International journal of project management*. 22(7). pp. 203-211.

[3] สมนึก ธนสารสุขสถิต. (2543). *ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการดำเนินการก่อสร้างในโครงการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในกรุงเทพมหานคร*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] Lui, G., Shen, Q., Li, H. and Shen, L. (2004). Factors constraining the development of professional project management in Chaina’s construction industry. *International journal of project management*. 22(3). pp. 203-211.

การศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคา

The study of problems of building construction management in design and cost estimation processes

วรรณวรางค์ รัตนานิคม[1] และ สยาม ยิ้มศิริ[2,*]

[1,2] *หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
**Corresponding author; E-mail address: ysiam@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี เพื่อให้สามารถนำข้อมูลไปประยุกต์ใช้ให้การทำงานมีประสิทธิภาพและช่วยลดความผิดพลาดที่จะเกิดขึ้น เครื่องมือที่ใช้ในการศึกษาคือแบบสอบถาม โดยเก็บข้อมูลจากผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชนซึ่งเป็นผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง จำนวน 51 คน แบบสอบถามแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่ 1 คือข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม และส่วนที่ 2 คือการสอบถามถึงระดับความถี่และความรุนแรงของปัจจัยที่ทำให้เกิดปัญหาในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาของประเภทงานอาคาร สถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลสถิติเชิงพรรณนาประกอบด้วย ค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าดัชนีความรุนแรง จากการวิเคราะห์พบว่าปัญหา 3 อันดับแรกที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาของประเภทงานอาคารคือ (i) รายละเอียดของแบบและรายการประกอบแบบไม่ชัดเจน (ii) ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน และ (iii) ราคาพาณิชย์จังหวัดไม่เป็นปัจจุบัน ตามลำดับ

คำสำคัญ: การบริหารงานก่อสร้าง, การออกแบบและประมาณราคา, งานอาคาร

Abstract

The objective of this study is to study the problems of building construction management in design and cost estimation processes under construction management of Ban Bueng Municipality, Chonburi province. The results of this study can be applied to improve the work efficiency and reduce errors. The instrument used in this study is questionnaire collecting from current contractors or former contractors of Ban Bueng Municipality 51 persons. The questionnaire is divided into 2 parts. Part I is the general information of respondents and part II is the inquiring about the frequency and severity of the factors causing the problems in the process of design and cost estimation in building work. The sets of tool used in the analysis of descriptive statistics are percentage, mean, standard deviation and severity index. From the analysis, it is found that the top 3 problems in the process of design and cost estimation in building work are (i) details of the design and the assembly list are not clear, (ii) insufficient worker for workload and (iii), the provincial commercial price is not current, respectively.

Keywords: construction management, design and cost estimation, building work

1. บทนำ

การดำเนินการก่อสร้างให้เกิดผลสัมฤทธิ์มีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการวางแผนและการบริหารจัดการงานก่อสร้างที่ดี เพื่อให้งานมีคุณภาพตรงตามมาตรฐานและแล้วเสร็จภายใต้กรอบเวลาและงบประมาณที่กำหนด ผู้บริหารขององค์กรหรือโครงการต้องมีหลักในการวางแผนงานที่เหมาะสมกับประเภทและลักษณะของโครงการก่อสร้าง นอกจากนั้นยังต้องคำนึงถึงหลักการบริหารทรัพยากรที่เหมาะสม ทั้งแรงงาน วัสดุ เครื่องจักรและอุปกรณ์ รวมทั้งเงินทุนที่มีอยู่ขององค์กรด้วย

การก่อสร้างโครงการหนึ่งๆ ประกอบไปด้วยหลายขั้นตอน เริ่มตั้งแต่การกำหนดแนวความคิดและวัตถุประสงค์ของโครงการ การสำรวจเพื่อการออกแบบ การออกแบบและประมาณการ การปรับปรุงแบบที่ใช้ในการก่อสร้างและรายการก่อสร้าง การประมาณราคา การคัดเลือกการก่อสร้าง การควบคุมงานก่อสร้างจนโครงการแล้วเสร็จ การตรวจรับงาน การส่งมอบ การบำรุงรักษาและซ่อมแซมไปจนสิ้นสุดอายุการใช้งาน เป็นต้น

ขั้นตอนการดำเนินงานต่างๆ ที่ได้กล่าวมานี้มักมีความยุ่งยากและซับซ้อน รวมทั้งยังมีผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในโครงการหลายฝ่าย ดังนั้นจึงมักเกิดปัญหาต่างๆ ส่งผลให้งานล่าช้าไม่เป็นไปตามแผนที่วางไว้ จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่ามีผู้ทำการศึกษาเกี่ยวกับปัญหาและแนวทางการ

แก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างโดยมีทั้งการศึกษาโดยพิจารณาปัญหาที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างตลอดระยะเวลาของโครงการและการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในประเด็นหลัก เช่น ประเด็นทางด้านการออกแบบและสัญญาจ้าง เป็นต้น

ในส่วนของการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในการก่อสร้างตลอดระยะเวลาของโครงการ วิโรจน์ [1] พบว่าปัญหาที่เกิดขึ้นโดยส่วนใหญ่เป็นปัญหาที่เกี่ยวข้องกับข้อจำกัดภายในขององค์กร ปัญหาคุณภาพการให้บริการและเรื่องของบุคลากรในการปฏิบัติงาน นอกจากนั้นจากการศึกษาของ Long [2] พบว่าสำหรับโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ ปัญหาที่มีระดับความถี่ในการเกิดมากที่สุดคือปัญหาการประมาณระยะเวลาก่อสร้างคลาดเคลื่อน และปัญหาที่มีระดับผลกระทบของปัญหาสูงที่สุดคือปัญหาเนื่องจากการเคลียร์สภาพหน้างานล่าช้า

สำหรับการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในประเด็นหลักด้านการออกแบบพบว่าปัญหาสำคัญคือการขาดการประสานงานหรือร่วมมือกันในกลุ่มผู้ออกแบบ การขาดมาตรฐานในการออกแบบ การขาดการตรวจสอบองค์ประกอบทางด้านเทคนิค และการล่าช้าในการออกแบบ [3] ปัญหาความล่าช้าของข้อมูลข่าวสารที่ใช้ในการออกแบบ ปัญหาการตรวจสอบรายละเอียดของแบบและรายการก่อสร้างไม่ทั่วถึง และปัญหาการเปลี่ยนแปลงแก้ไขแบบบ่อย [4]

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของโครงการที่ตั้งไว้การวางแผนโครงการที่ดีก่อนดำเนินการก่อสร้างมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องเข้าใจปัญหาและสาเหตุอย่างละเอียดชัดเจนเพื่อให้สามารถแก้ไขปัญหาต่าง ๆ ได้อย่างเหมาะสมและตรงประเด็น การศึกษานี้มีเป้าหมายเพื่อศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาภายใต้การบริหารงานก่อสร้างขององค์กรปกครองส่วนถิ่น เทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี

2. วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี

3. ขอบเขตการศึกษาและวิธีการดำเนินงาน

การศึกษานี้เป็นงานวิจัยเชิงสำรวจ (Survey research) เกี่ยวกับการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาประเภทงานอาคาร ภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี (ในมุมมองของผู้รับจ้าง) โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูล

3.1 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง คือ ผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชน ได้แก่ ผู้บริหารที่เป็นหุ้นส่วนผู้จัดการ หรือที่ปรึกษาบริษัท วิศวกรโครงการ นายช่างโครงการ ผู้ควบคุมงาน (ผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง จำนวน 51 คน)

3.2 เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล คือ แบบสอบถามโดยแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่

ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ได้แก่ เพศ อายุ ที่ทำงาน/ หน่วยงาน ตำแหน่งในองค์กร วุฒิการศึกษา ประสบการณ์ในการทำงาน

ส่วนที่ 2 การสอบถามถึงระดับความถี่และความรุนแรงของปัจจัยที่ทำให้เกิดปัญหาในการบริหารงานก่อสร้างประเภทอาคารในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาภายใต้การบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี เนื่องจากปัจจัยวิกฤตจะพิจารณาปัจจัยที่เกิดบ่อยมากที่สุดและความรุนแรงสูงมากที่สุด โดยการสอบถามแบบมาตราส่วนประมาณค่า (Rating scale) คือสอบถามถึงความถี่ของการเกิดปัญหาและผลกระทบต่อโครงการก่อสร้าง

ความหมายของแบบสอบถามมีรายละเอียด ดังนี้

5 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมากที่สุด

4 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหามากและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมาก

3 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาปานกลางและมีผลกระทบต่อโครงการปานกลาง

2 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยและมีผลกระทบต่อโครงการน้อย

1 หมายถึง ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการน้อยที่สุด

การจัดลำดับค่าเฉลี่ย ($\overline{X}$) ที่คำนวณได้มีความหมาย ดังนี้

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 4.50-5.00 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมากที่สุด

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 3.50-4.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาบ่อยมากและมีผลกระทบต่อโครงการสูงมาก

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 2.50-3.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาปานกลางและมีผลกระทบต่อโครงการปานกลาง

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 1.50-2.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยและมีผลกระทบต่อโครงการน้อย

ค่าเฉลี่ยระหว่าง 1.00-1.49 หมายความว่า ความถี่ของการเกิดปัญหาน้อยที่สุดและมีผลกระทบต่อโครงการน้อยที่สุด

3.3 สถิติที่ใช้ในการศึกษา

3.3.1 ค่าร้อยละ

$$P = \frac{F}{N} \times 100 \quad (1)$$

เมื่อ P คือ ค่าร้อยละ

N คือ จำนวนความถี่ทั้งหมด

F คือ ความถี่ที่ต้องการแปลงให้เป็นค่าร้อยละ

3.3.2 ค่าเฉลี่ย

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} \quad (2)$$

เมื่อ $\bar{x}$ คือ ค่าเฉลี่ย

$\sum_{i=1}^{n} x_i$ คือ ผลรวมของข้อมูลทั้งหมด

n คือ จำนวนข้อมูลในกลุ่มตัวอย่าง

3.3.3 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$$SD = \sqrt{\frac{n\sum fx^2 - (\sum fx)^2}{n(n-1)}} \quad (3)$$

เมื่อ SD คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$\sum x$ คือ ผลรวมของข้อมูล

$\sum x^2$ คือ ผลรวมกำลังสองของข้อมูล

n คือ จำนวนผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด

f คือ ความถี่

3.3.4 ค่าดัชนีความรุนแรง

$$S.I. = \frac{\text{Impact level} \times \text{Offering frequency}}{5 \times 5} \quad (4)$$

เมื่อ $S.I.$ คือ ค่าดัชนีความรุนแรง

Impact level คือ ค่าเฉลี่ยของความถี่

Offering frequency คือ ค่าเฉลี่ยของระดับความรุนแรง

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการวิเคราะห์สถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ข้อมูลที่ได้จากการรวบรวมแบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 51 คน ถูกนำมาวิเคราะห์ด้วยสถิติพรรณนา (Descriptive statistics) แสดงในรูปแบบร้อยละ ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามมีรายละเอียดดังตารางที่ 1

จากการวิเคราะห์พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ เป็นเพศชาย ร้อยละ 75 เป็นเพศหญิง ร้อยละ 25 ส่วนใหญ่ มีอายุ 45 ปีขึ้นไป คิดเป็นร้อยละ 40.38 รองลงมา มีอายุระหว่าง 40-44 ปี ร้อยละ 21.15 อายุระหว่าง 30-34 ปี ร้อยละ 13.46 มีอายุระหว่าง 35-39 ปี ร้อยละ 11.54 มีอายุระหว่าง 25-29 ปี ร้อยละ 9.62 และมีอายุระหว่าง 18-24 ปี ร้อยละ 3.85 ตามลำดับ พิจารณาตำแหน่งงานของผู้ตอบแบบสอบถาม ส่วนใหญ่มีตำแหน่งเป็นหุ้นส่วนผู้จัดการ ร้อยละ 28.85 รองลงมาเป็นตำแหน่งช่างควบคุมงานของบริษัท ร้อยละ 25.00 ตำแหน่งผู้จัดการโครงการ ร้อยละ 21.15 ตำแหน่ง วิศวกรโครงการ ร้อยละ 17.31 ตำแหน่งที่ปรึกษาบริษัท ร้อยละ 5.77 และตำแหน่งวิศวกรโยธา ร้อยละ 1.92 ตามลำดับ ระดับการศึกษาส่วนใหญ่มีการศึกษาในระดับปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตร์ ร้อยละ 42.32 และระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง ร้อยละ 21.15 ระดับปริญญาตรี สาขาอื่นๆ ร้อยละ 11.54 ปริญญาโทรัฐศาสตร์ ร้อยละ 7.69 ปริญญาโทวิศวกรรมศาสตร์ ร้อยละ 5.77 ประกาศนียบัตรวิชาชีพ ปริญญาตรี สังคมศาสตร์ และปริญญาโท สาขาอื่นๆ จำนวนเท่ากับ คิดเป็นร้อยละ 3.85 ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาประสบการณ์ทำงานพบว่าส่วนใหญ่มีประสบการณ์ทำงานตั้งแต่ 11 ปีขึ้นไป คิดเป็นร้อยละ 72.55 รองลงมามีประสบการณ์ทำงาน 3-4 ปี ร้อยละ 9.80 ประสบการณ์ทำงาน 5-6 ปี และ 9-10 ปี จำนวนเท่ากับ คิดเป็นร้อยละ 7.84 และมีประสบการณ์ 1-2 ปี ร้อยละ 1.96 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลสถานภาพทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

	สถานภาพ	ร้อยละ
เพศ	ชาย	75.00
	หญิง	25.00
	รวม	100.00
อายุ	18 – 24 ปี	3.85
	25 – 29 ปี	9.62
	30 – 34 ปี	13.46
	35 – 39 ปี	11.54
	40 – 44 ปี	21.15
	45 ปีขึ้นไป	40.38
	รวม	100.00
ตำแหน่ง	หุ้นส่วนผู้จัดการ	28.85
	ที่ปรึกษาบริษัท	5.77
	ผู้จัดการโครงการ	21.15
	วิศวกรโครงการ	19.23
	ช่างควบคุมงานของบริษัท	25.00
	รวม	100.00
ระดับการศึกษา	ประกาศนียบัตรวิชาชีพ	3.85
	ประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง	21.15
	ปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตร์	42.31
	ปริญญาตรี สังคมศาสตร์	3.85
	ปริญญาตรี สาขาอื่น ๆ	11.54
	ปริญญาโท วิศวกรรมศาสตร์	5.77
	ปริญญาโท รัฐศาสตร์	7.69
	ปริญญาโท อื่น ๆ	3.85
	รวม	100.00
ประสบการณ์ทำงาน	1 – 2 ปี	1.96
	3 – 4 ปี	9.80
	5 – 6 ปี	7.84
	7 – 8 ปี	-
	9 – 10 ปี	7.84
	11 ปีหรือมากกว่า	72.55
	รวม	100.00

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ความถี่และความรุนแรงของปัญหาในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาประเภทอาคาร

ปัญหาการออกแบบและประมาณราคาประเภทงานอาคาร	O.F.	I.L.	S.I.	Rank
ปัญหาที่มากจากปัจจัยภายนอกองค์กร				
1. ภาวะผันผวนทางเศรษฐกิจ	2.83 [.835]	2.25 [1.138]	0.255	4
2. ราคาวัสดุจากพาณิชย์จังหวัดไม่เป็นปัจจุบัน	2.67 [1.435]	2.67 [1.231]	0.284	**3**
3. ค่าวัสดุและค่าแรงงานเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา	1.92 [1.084]	2.42 [.669]	0.185	9
ปัญหาที่มาจากปัจจัยภายในองค์กร				
1. ด้านบุคลากร				
1.1 นโยบายนักการเมืองมีการเปลี่ยนแปลงรูปแบบของงานตลอดเวลา	1.58 [.900]	1.83 [1.267]	0.116	14
1.2 ขาดการวางแผนก่อนการปฏิบัติงาน	1.67 [.778]	1.58 [1.311]	0.106	15
1.3 ผู้ปฏิบัติงานไม่คำนึงถึงการก่อสร้างจริง	2.17 [.718]	2.50 [1.382]	0.217	7
1.4 ผู้ปฏิบัติงานไม่เข้าใจงานที่ได้รับมอบหมาย	1.67 [.888]	1.75 [1.055]	0.117	13
1.5 ผู้ปฏิบัติงานขาดความรู้ด้านช่าง หรือเทคโนโลยีการก่อสร้าง	2.00 [.739]	1.67 [1.303]	0.133	11
1.6 ผู้ปฏิบัติงานขาดประสบการณ์ หรือไม่ถนัดในงานที่ได้รับมอบหมาย	1.92 [.900]	1.67 [.985]	0.128	12
1.7 ขาดความรอบคอบหรือขาดการศึกษารายละเอียดในการปฏิบัติงาน	2.58 [.996]	2.17 [.835]	0.224	6
1.8 การสำรวจเพื่อการออกแบบไม่ชัดเจน	1.92 [.900]	1.83 [1.267]	0.141	10
1.9 การสั่งงานไม่เป็นไปตามสายการบังคับบัญชา	1.92 [.900]	2.75 [.452]	0.211	8
1.10 ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน	3.08 [.793]	2.33 [1.155]	0.288	**2**
1.11 ระยะเวลาในการปฏิบัติงานไม่เพียงพอเมื่อเทียบกับปริมาณงานที่มีจำนวนมาก	2.58 [.996]	2.42 [1.240]	0.250	5
1.12 รายละเอียดของแบบและรายการประกอบแบบไม่ชัดเจน เช่น การระบุวัสดุเทียบเท่าไม่ชัดเจน	3.17 [.835]	2.67 [1.073]	0.338	**1**
1.13 ขอบเขตและระดับความสามารถของผู้ออกแบบระดับของใบประกอบวิชาชีพวิศวกรรม (ภย.,สย.,วย.)	1.50 [.798]	1.25 [.965]	0.075	17
2. ด้านเครื่องมือ เครื่องจักรและวัสดุอุปกรณ์				
2.1 ขาดคู่มือ กฎ ข้อบังคับ และระเบียบต่าง ๆ ในการออกแบบและประมาณราคา	1.33 [.778]	1.42 [.900]	0.076	16

หมายเหตุ: x.xx หมายถึง ค่าเฉลี่ย ($\overline{X}$)

[x.xx] หมายถึง ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (SD)

4.2 ผลการวิเคราะห์ปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาประเภทงานอาคาร

ตารางที่ 2 แสดงผลการวิเคราะห์ความถี่และความรุนแรงของปัญหาที่เกิดขึ้นในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาประเภทงานอาคารซึ่งแสดงในรูปแบบของค่าเฉลี่ย, ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน, ดัชนีความรุนแรงของปัญหา และนำมาจัดลำดับ (Ranks) ตามดัชนีความรุนแรงของปัญหา พบว่าระดับความรุนแรง (Impact level: I.L.) ของการเกิดปัญหาในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาค่าก่อสร้างประเภทงานอาคารในมุมมองของผู้รับจ้าง 3 ลำดับแรก มีดังนี้

1. รายละเอียดของแบบและรายการประกอบแบบไม่ชัดเจน เช่น การระบุวัสดุเทียบเท่าไม่ชัดเจน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.338 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.17 (SD = .835) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.67 (SD = 1.073)

2. ผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.288 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับน้อย มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.08 (SD = .793) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับน้อย มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.33 (SD = 1.155)

3. ราคาพาณิชย์จังหวัดไม่เป็นปัจจุบัน ดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.284 ความถี่ของการเกิดปัญหา (O.F.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.67 (SD = 1.435) และความรุนแรงของปัญหา (I.L.) จัดอยู่ในระดับปานกลาง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.67 (SD = 1.231)

5. บทสรุป

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นจากการบริหารงานก่อสร้างของเทศบาลเมืองบ้านบึง จังหวัดชลบุรี ในขั้นตอนการออกแบบและประมาณราคาประเภทงานอาคารจากมุมมองของผู้รับจ้าง โดยใช้กลุ่มตัวอย่างในการสำรวจคือ ผู้บริหารและผู้ปฏิบัติงานของหน่วยงานภาคเอกชน (ผู้รับจ้างงานอยู่ในปัจจุบันหรือผู้ที่เคยรับจ้างงานของเทศบาลเมืองบ้านบึง) จำนวน 51 คน ประมวลผลด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ spss เพื่อหาค่าต่างๆ ทางสถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลโดยสถิติเชิงพรรณนานี้ (descriptive statistics) อธิบายลักษณะของข้อมูลที่ได้โดยแจกแจงเป็นค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และค่าดัชนีความรุนแรง จากผลการจัดลำดับปัญหา 3 อันดับแรกพบว่า ปัญหาอันดับที่ 1 และ 2 เป็น

ปัญหาที่มาจากปัจจัยภายในองค์กร คือ รายละเอียดของแบบและรายการประกอบแบบไม่ชัดเจนและผู้ปฏิบัติงานไม่เพียงพอกับปริมาณงาน และปัญหาอันดับที่ 3 เป็นปัญหาที่มาจากปัจจัยนอกองค์กร คือ ราคาพาณิชย์จังหวัดไม่เป็นปัจจุบัน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนามหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน และขอขอคุณคุณปภัสธนันท์ วิชาชู ในการดำเนินงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] วิโรจน์ แตงวิเชียร. (2540). *การศึกษาการบริหารงานก่อสร้างในประเทศไทย: ปัญหาและแนวทางการแก้ไข*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[2] Long, N. D., Ogunlana, S., Quang, T. and Lam, K. C. (2004). Large construction projects in developing countries: A case study from Vietnam. *International journal of project management*. 22(7). pp. 203-211.

[3] วิรัช อัครทัตตะ. (2542). *การพัฒนาระบบการคิดราคา และระบบควบคุมสำหรับการวางแผนงานก่อสร้าง*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, ศูนย์รับภูมิภาควิศวกรรมระบบการผลิต คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] พรทิพย์ ดำรงรักษ์ธรรม. (2547). *การบริหารโครงการก่อสร้างแบบเร่งรัดที่มีผลต่อกระบวนการออกแบบทางสถาปัตยกรรมในโครงการขนาดใหญ่ของภาครัฐ : กรณีศึกษาโครงการของการบินไทย ณ ท่าอากาศยานสุวรรณภูมิ*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่นระดับเทศบาล
Factors affecting road construction management of local government organizations

สยาม ยิ้มศิริ[1] และ วรรณาวรางค์ รัตนานิคม[2,*]

[1,2] หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: wanwarangr@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่น โดยกำหนดพื้นที่การศึกษาเป็นเทศบาลเมืองที่ตั้งอยู่ในจังหวัดชลบุรีจำนวน 10 แห่ง และรวบรวมข้อมูลจากกลุ่มผู้บริหารองค์กร โดยศึกษาปัญหาต่างๆที่เกิดขึ้นในผลกระทบ 3 มิติ ได้แก่ เวลา (Time), ค่าใช้จ่าย (Cost), และคุณภาพ (Quality) โดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการวิจัย และประมวลผลการวิจัยด้วยสถิติ ได้แก่ ค่าร้อยละและค่าเฉลี่ย และจัดลำดับความสำคัญของปัญหาด้วยดัชนีความรุนแรงของปัญหา (Severity index: S.I.) เพื่อคัดเลือกปัจจัยที่เป็นปัญหาสำคัญ

คำสำคัญ: เทศบาล, การจัดการงานก่อสร้างถนน, ดัชนีความรุนแรงของปัญหา

Abstract

This research studies factors affecting road construction management of local administrative organizations. The research focuses on comments from governing personnel of 10 municipalities in Chonburi province. The study investigates problems in 3 parts, including time, cost, and quality. Questionnaires are utilized as a research tool. The obtained raw data are analyzed with statistics, i.e. percentages and mean values. After that, they are prioritized with Severity Index (S.I.) to select important problematic factors.

Keywords: Municipality, Road construction management, Severity index

1. บทนำ

เทศบาลเป็นหน่วยการปกครองส่วนท้องถิ่นรูปแบบหนึ่งที่มีบทบาทสำคัญต่อการบริหารและการพัฒนาในระดับตำบลและอำเภอ อีกทั้งเป็นองค์กรที่อยู่ใกล้ชิดประชาชนและทรัพยากรต่างๆในท้องถิ่น ดังนั้นเทศบาลจึงเป็นองค์กรที่ทราบถึงปัญหาและแนวทางการแก้ปัญหาต่างๆของประชาชนได้เป็นอย่างดี ดังนั้นการปกครองรูปแบบนี้จึงเป็นตัวแปรที่สำคัญต่อความสำเร็จในการพัฒนาด้านเศรษฐกิจ, สังคม, การเมือง, และสิ่งแวดล้อมในชุมชน ในแต่ละปีท้องถิ่นต่างๆทั่วประเทศต้องใช้งบประมาณในการก่อสร้างโครงการต่างๆหลายหมื่นล้านบาท ฉะนั้นเพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดต่อเงินภาษีของประชาชนจึงสมควรที่จะศึกษาถึงปัญหาที่เกิดขึ้นในการบริหารงานก่อสร้างเพื่อหาแนวทางป้องกันและแก้ไขปัญหาได้อย่างเหมาะสม โครงการวิจัยนี้จึงศึกษาปัญหาในการบริหารโครงการก่อสร้างในด้านงานถนนของเทศบาลเมืองในจังหวัดชลบุรี โดยศึกษาปัญหาต่างๆที่เกิดขึ้นในด้านเวลา (Time), ค่าใช้จ่าย (Cost), และคุณภาพ (Quality)

2. ปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้าง

ปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างโดยแบ่งตามหลัก 5M ประกอบด้วย

1. บุคลากรที่เกี่ยวข้อง (Man) ต้องมีปริมาณเพียงพอและเหมาะสมกับงาน และเป็นบุคคลที่มีประสิทธิภาพ, สมรรถภาพ, มีวินัย, และมีความรับผิดชอบ
2. การเงิน (Money) ต้องมีสถานะทางการเงินมั่นคงเพียงพอที่จะหมุนเวียนให้เกิดสภาพคล่อง มิฉะนั้นอาจทำให้งานก่อสร้างต้องหยุดชะงักลง
3. เครื่องจักรในงานก่อสร้าง (Machine) ต้องมีปริมาณและประมิทธิภาพเพียงพอ
4. วัสดุอุปกรณ์ก่อสร้าง (Material) ต้องมีวัสดุและอุปกรณ์อย่างเพียงพอในขณะดำเนินการ
5. ขั้นตอนวิธีการก่อสร้าง (Method) ต้องมีเทคนิคหรือขั้นตอนในการวางแผนงานในการก่อสร้างอย่างเหมาะสม
6. ปัจจัยอื่นๆ (Other) หมายถึงปัญหาที่มีสาเหตุมาจากปัจจัยภายนอก เช่น ภัยธรรมชาติ, ความล่าช้าของระบบโลจิสติกส์, สภาวะเศรษฐกิจและการเมือง, วันหยุดประจำเทศกาลและวันหยุดฉุกเฉิน

ได้มีการศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์การปกครองส่วนท้องถิ่นหลายแห่ง เช่น นนทบุรี (ภานุพงศ์, 2552), เขตปริมณฑล (ทัตและจตุพล ,2554), และ อุตรดิตถ์ (กฤษณพงศ์, 2558) โดยปัจจัยที่สำคัญที่ถูกระบุไว้ เช่น ผู้รับเหมาขาดประสบการณ์ในงานก่อสร้าง, ราคาวัสดุผันผวนตามเศรษฐกิจ, การขนย้ายเครื่องจักรล่าช้า, วัสดุไม่ตรงกับแบบที่กำหนดไว้, การควบคุมงานไม่เข้มงวด, เกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่าย

เสียประโยชน์, แรงงานหยุดงานเนื่องจากเทศกาล, เจ้าหน้าที่ผู้ควบคุมงานขาดการประสานงานกับผู้รับจ้าง, ขั้นตอนการอนุมัติเงินของ อปท. มีความล่าช้า, และการรอคิวเช่าเครื่องจักร เป็นต้น

3. แนวทางการดำเนินการวิจัย

การศึกษานี้ใช้วิธีการศึกษาวิจัยเชิงสำรวจเพื่อหาข้อมูลที่เกิดขึ้นจริง โดยเลือกศึกษาข้อมูลจากเทศบาลเมืองที่ตั้งอยู่ในจังหวัดชลบุรีจำนวน 10 แห่ง ได้แก่ (i) เทศบาลเมืองชลบุรี, (ii) เทศบาลเมืองอ่างศิลา, (iii) เทศบาลเมืองบ้านสวน, (iv) เทศบาลเมืองแสนสุข, (v) เทศบาลเมืองศรีราชา, (vi) เทศบาลเมืองหนองปรือ, (vii) เทศบาลเมืองบ้านบึง, (viii) เทศบาลเมืองปรกฟ้า, (ix) เทศบาลเมืองสัตหีบ, และ (x) เทศบาลเมืองพนัสนิคม โดยกลุ่มเป้าหมายที่ให้ความสนใจคือกลุ่มผู้บริหารของเทศบาล ได้แก่ นายกเทศมนตรี, รองนายกเทศมนตรี, ปลัดเทศบาล, และรองปลัดเทศบาล

เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บรวบรวมข้อมูลคือแบบสอบถาม โดยคำถามจะเป็นลักษณะให้ตอบแบบปลายปิดและเปิดเพื่อให้ได้ข้อมูลที่ครอบคลุมทุกด้านที่ส่งผลทั้งทางด้านเวลา (Time), ค่าใช้จ่าย (Cost), และคุณภาพ (Quality) โดยแบบสอบถามที่ใช้ได้อ้างอิงจากงานของภานุพงศ์ (2552)

การวิเคราะห์ข้อมูลระดับผลกระทบของแต่ละปัจจัยที่ส่งผลทั้งทางด้านเวลา (Time), ค่าใช้จ่าย (Cost), และคุณภาพ (Quality) และหาค่าทางสถิติคือค่าเฉลี่ยและค่า Severity index (S.I.) โดยมีนิยามตามสมการที่ (1) และ (2) ตามลำดับ

$$\bar{x} = \frac{\Sigma x}{n} \tag{1}$$

$$S.I. = \frac{\bar{x}(time) \times \bar{x}(\cos t) \times \bar{x}(quality)}{MaxScore(time) \times MaxScore(\cos t) \times MaxScore(quality)} \tag{2}$$

โดยที่

$\bar{x}$ = ค่าเฉลี่ย

Σx = ผลรวม

n = จำนวนข้อมูล

$\bar{x}(time)$ = ค่าเฉลี่ยของปัจจัยด้านเวลา

MaxScore(time) = ค่าช่วงชั้นของปัจจัยด้านเวลา

4. ผลการทดลอง

กลุ่มตัวอย่างที่ได้ดำเนินการเก็บข้อมูลมีจำนวน 40 ตัวอย่าง ผลการวิเคราะห์ข้อมูลทั่วไปเป็นดังนี้ ตารางที่ 1 แสดงว่าเป็นเพศชาย 95% ตารางที่ 2 แสดงว่ามีอายุระหว่าง 41-50 ปีมากที่สุดคิดเป็น 48% ตารางที่ 3 แสดงว่ามีการศึกษาระดับปริญญาตรีมากที่สุดคิดเป็น 68% ตารางที่ 4 แสดงว่ามีการศึกษาด้านรัฐศาสตร์มากที่สุดคิดเป็น 60% ตารางที่ 5 แสดงว่ากลุ่มตัวอย่างมีการกระจายของตำแหน่งต่างๆในการสำรวจเท่าๆกัน ตารางที่ 6 แสดงว่าส่วนใหญ่มีประสบการณ์ทำงาน 5-10 ปีคิดเป็น 55% ตารางที่ 7 แสดงว่าเทศบาลที่ศึกษาส่วนใหญ่มีงบประมาณมากกว่า 150 ล้านบาทคิดเป็น 90% ตารางที่ 8 แสดงว่ามีการอนุมัติงบประมาณในการก่อสร้างถนนค่อนข้างกว้างตั้งแต่ 2 ถึงมากกว่า 20 ล้านบาท

ตารางที่ 1 จำแนกตามเพศ

เพศ	จำนวน	ร้อยละ
1. ชาย	38	95
2. หญิง	2	5
รวม	40	100

ตารางที่ 2 จำแนกตามอายุ

อายุ	จำนวน	ร้อยละ
1. 31-40 ปี	15	37.5
2. 41-50 ปี	19	47.5
3. 51-60 ปี	6	15
รวม	40	100

ตารางที่ 3 จำแนกตามระดับการศึกษา

ระดับการศึกษา	จำนวน	ร้อยละ
1. ปริญญาตรี	27	67.5
2. ปริญญาโท	13	32.5
รวม	40	100

ตารางที่ 4 จำแนกตามสาขาที่จบการศึกษา

สาขาที่จบการศึกษา	จำนวน	ร้อยละ
1. ศิลปศาสตร์	2	5
2. บริหารธุรกิจ	9	22.5
3. รัฐศาสตร์	24	60
4. นิติศาสตร์	5	12.50
รวม	40	100

ตารางที่ 5 จำแนกตามตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน

ตำแหน่งหน้าที่การงานปัจจุบัน	จำนวน	ร้อยละ
1. นายกเทศมนตรี	10	25
2. รองนายกเทศมนตรี	10	25
3. ปลัดเทศบาล	10	25
4. รองปลัดเทศบาล	10	25
รวม	40	100

ตารางที่ 6 จำแนกตามประสบการณ์ในการทำงาน

ประสบการณ์ในการทำงาน	จำนวน	ร้อยละ
1. น้อยกว่า 5 ปี	9	22.5
2. 5-10 ปี	22	55
3. 11-15 ปี	8	20
4. 16-20 ปี	1	2.5
รวม	40	100

ตารางที่ 7 จำแนกตามงบประมาณเทศบาลที่ทำงานอยู่

งบประมาณเทศบาล	จำนวน	ร้อยละ
1. ไม่เกิน 50 ล้านบาท	-	-

2. 50-100 ล้านบาท	4	10
3. 100-150 ล้านบาท	-	-
4. 150 ล้านบาท ขึ้นไป	36	90
รวม	40	100

ตารางที่ 8 จำแนกตามงบประมาณที่อนุมัติให้กับโครงการก่อสร้างถนน

งปม โครงการก่อสร้างถนน	จำนวน	ร้อยละ
1. น้อยกว่า 2 ล้านบาท	4	10
2. 2-5 ล้านบาท	8	20
3. 5-10 ล้านบาท	8	20
4. 10-15 ล้านบาท	4	20
5. 15-20 ล้านบาท	4	10
6. 20 ล้านบาท ขึ้นไป	12	30
รวม	40	100

ตารางที่ 9 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านบุคลากร (Man) ใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเจ้าหน้าที่ผู้ควบคุมงานขาดการประสานงานกับผู้รับจ้าง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.13, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย (Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเจ้าหน้าที่ด้านประมาณการทำรายการประมาณการขัดแย้งกับแบบแปลนก่อสร้าง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.98, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเจ้าหน้าที่ด้านประมาณการทำรายการประมาณการขัดแย้งกับแบบแปลนก่อสร้าง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.08 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ เจ้าหน้าที่ด้านประมาณการทำรายการประมาณการขัดแย้งกับแบบแปลนก่อสร้าง มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.478 รองลงมาได้แก่ ปัจจัย เจ้าหน้าที่ขาดประสบการณ์ด้านเทคนิค มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.475 และปัจจัยเจ้าหน้าที่ผู้ควบคุมงานขาดการประสานงานกับผู้รับจ้าง ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.440 ตามลำดับ

ตารางที่ 10 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านการเงิน (Money) ใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยขั้นตอนการอนุมัติเงินของเทศบาลมีความล่าช้า มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.85, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย (Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ งบประมาณก่อสร้างที่จำกัด มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.85 และปัจจัยผู้รับจ้างจ่ายค่าแรงงานล่าช้า มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.85, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยขั้นตอนการอนุมัติเงินของเทศบาล มีความล่าช้า มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.10 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ขั้นตอนการอนุมัติเงินของเทศบาลมีความล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.461 รองลงมาได้แก่ปัจจัยค่าแรงงานต่ำเกินไปขาดแรงจูงใจในการทำงาน มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.448 และปัจจัยการเปลี่ยนแปลงของอัตราดอกเบี้ย ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.402 ตามลำดับ

ตารางที่ 11 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านเครื่องจักร (Machine) ใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยผู้รับจ้างไม่มีเครื่องจักรเป็นของตนเอง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.95, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย (Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยขาดคู่มือในการใช้เครื่องมือ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.88, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยผู้รับจ้างไม่มีเครื่องจักรเป็นของตนเอง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.95 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ ผู้รับจ้างไม่มีเครื่องจักรเป็นของตนเอง มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.474 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยการขนย้ายเครื่องจักรล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.425 และปัจจัยอะไหล่บางอย่างหาซื้อได้ยากในพื้นที่ ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.412 ตามลำดับ

ตารางที่ 12 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านวัสดุ (Material) ใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยขั้นตอนการขออนุมัติเลือกวัสดุของเทศบาลมีความล่าช้า และ ปัจจัยแหล่งวัสดุไม่มีคุณภาพ มีค่าเฉลี่ยเท่ากันมีค่าเท่ากับ 3.68, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย (Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยแหล่งวัสดุอยู่ห่างไกลจากหน้างาน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.75, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยวัสดุขาดตลาด มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.93 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ แหล่งวัสดุไม่มีคุณภาพ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.401 รองลงมาได้แก่ ปัจจัยการขออนุมัติเปลี่ยนแปลงวัสดุ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.380 และปัจจัยราคาวัสดุที่ผันผวนตามเศรษฐกิจ ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.366 ตามลำดับ

ตารางที่ 13 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านกระบวนการ (Method) ใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยความไม่เข้มงวดเรื่องความปลอดภัย มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.83, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย (Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยขั้นตอนการตรวจสอบคุณภาพวัสดุล่าช้า มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.93, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยรูปแบบสัญญาจ้างเหมาที่ไม่เหมาะสม มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.88 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ ขั้นตอนการตรวจสอบคุณภาพวัสดุล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.388 รองลงมาได้แก่ ปัจจัยการบันทึกรายงานการทำงานประจำวัน มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.382 และปัจจัยรูปแบบสัญญาจ้างเหมาที่ไม่เหมาะสม ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.365 ตามลำดับ

ตารางที่ 14 แสดงผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่มีต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในปัจจัยด้านอื่นๆใน 3 มิติ พบว่า (i) ผลกระทบด้านเวลา (Time) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.05, (ii) ผลกระทบด้านค่าใช้จ่าย

(Cost) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.20, และ (iii) ผลกระทบด้านคุณภาพ (Quality) พบว่าปัจจัยที่มีค่าเฉลี่ยสูงสุด ได้แก่ ปัจจัยเกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.35 นอกจากนี้พบว่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) 3 ลำดับแรก ได้แก่ เกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.592 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยเทศบาล ส่งมอบพื้นที่ล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.476 และปัจจัยการกีดขวางของระบบสาธารณูปโภค (ไฟฟ้า ประปา) ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.462 ตามลำดับ

ตารางที่ 9 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านบุคลากร (Man)

ปัจจัยด้านบุคลากร (Man)	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{x}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. เจ้าหน้าที่ด้านสำรวจขาดประสบการณ์	3.50	2.98	3.73	0.311	14
2. เจ้าหน้าที่ขาดประสบการณ์ด้านเทคนิค	3.95	3.73	4.03	0.475	2
3. เทศบาลอนุมัติแบบก่อสร้างล่าช้า	3.38	3.30	3.85	0.344	10
4. เจ้าหน้าที่ด้านประมาณการทำรายการประมาณการขัดแย้งกับแบบแปลนก่อสร้าง	3.68	3.98	4.08	0.478	1
5. เจ้าหน้าที่ผู้ควบคุมงานขาดการประสานงานกับผู้รับจ้าง	4.13	3.88	3.43	0.440	3
6. เจ้าหน้าที่ขาดประสบการณ์ในการควบคุมงาน	2.95	3.00	3.03	0.215	15
7. หัวหน้าส่วนขาดการควบคุมดูแลการทำงานของผู้ใต้บังคับบัญชา	3.23	3.55	3.55	0.326	11
8. คณะกรรมการตรวจงานจ้างความเห็นไม่ตรงกัน	3.63	3.83	3.78	0.420	4
9. คณะกรรมการตรวจงานจ้างขาดความเข้าใจในรายละเอียดของโครงการก่อสร้าง	3.73	3.70	3.43	0.379	8
10. ผู้รับเหมาขาดประสบการณ์ในการก่อสร้าง	3.68	3.65	3.58	0.385	7
11. ผู้รับเหมาขาดผู้มีประสบการณ์ด้านเทคนิค	3.78	3.63	3.60	0.395	6
12. การขาดแคลนแรงงานก่อสร้าง เนื่องจากฤดูการทำเกษตรกรรม	3.55	3.60	3.50	0.358	9
13. เกิดความขัดแย้งในกลุ่มแรงงาน	3.40	3.35	3.55	0.323	12
14. แรงงานหยุดงานช่วงเทศกาล	3.63	3.53	3.13	0.321	13
15. เกิดอุบติเหตุในระหว่างก่อสร้าง	3.98	3.58	3.68	0.419	5

ตารางที่ 10 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านการเงิน (Money)

ปัจจัยด้านการเงิน (Money)	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{x}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. การจ่ายเงินงวดงานไม่เป็นไปตามกำหนด	3.73	3.45	3.40	0.350	11
2. งบประมาณก่อสร้างที่จำกัด	3.23	3.85	3.58	0.356	9
3. ความขัดแย้งในการคิดความก้าวหน้าของงาน	3.38	3.30	3.53	0.315	14
4. เกิดการทุจริตในโครงการก่อสร้าง	3.68	3.50	3.75	0.386	6
5. ผู้รับจ้างขาดสภาพคล่องทางการเงิน	3.45	3.75	3.33	0.345	12
6. ราคาวัสดุผันผวนตามเศรษฐกิจ	3.30	3.43	3.40	0.308	15
7. ค่าแรงงานต่ำเกินไปขาดแรงจูงใจในการทำงาน	3.83	3.80	3.85	0.448	2
8. ขั้นตอนการอนุมัติเงินของ เทศบาล มีความล่าช้า	3.85	3.65	4.10	0.461	1
9. การเปลี่ยนแปลงราคาน้ำมัน	3.78	3.43	3.40	0.353	10
10. การเปลี่ยนแปลงของอัตราดอกเบี้ย	3.83	3.80	3.45	0.402	3
11. การแข่งขันเรื่องราคาของผู้รับจ้าง	3.40	3.23	3.85	0.338	13
12. ราคากลางกับแบบก่อสร้างที่ขัดแย้งกัน	3.58	3.78	3.63	0.393	5
13. ผู้รับจ้างจ่ายค่าแรงงานล่าช้า	3.60	3.85	3.58	0.397	4
14. การใช้เงินของผู้รับจ้างไม่เป็นไปตามแผนงาน	3.55	3.60	3.50	0.358	8
15. จ่ายเงินค่าแรง OT ไม่ตรงกับความเป็นจริง	3.40	3.55	3.83	0.370	7

ตารางที่ 11 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านเครื่องจักร (Machine)

ปัจจัยด้านเครื่องจักร (Machine)	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{x}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. อุปกรณ์ในการสำรวจมีไม่เพียงพอ	3.43	3.83	3.50	0.368	7
2. อุปกรณ์ขาดการบำรุงรักษา	3.30	3.53	3.90	0.363	8
3. ขาดคู่มือในการใช้เครื่องมือ	3.45	3.88	3.33	0.357	9
4. ไม่มีผู้รับผิดชอบดูแลเครื่องมือ	3.33	3.45	3.30	0.303	13
5. ขาดเครื่องมือทดสอบคุณภาพ	3.78	3.60	3.53	0.384	5
6. เครื่องจักรไม่เพียงพอ	3.58	3.45	3.50	0.346	11
7. เครื่องจักรขาดประสิทธิภาพ	3.35	3.08	3.60	0.297	14
8. การเลือกใช้เครื่องมือที่ไม่เหมาะสมกับงาน	3.45	3.40	3.65	0.343	12
9. ผู้รับจ้างไม่มีเครื่องจักรเป็นของตนเอง	3.95	3.80	3.95	0.474	1
10. การขนย้ายเครื่องจักรล่าช้า	3.75	3.65	3.88	0.425	2
11. อะไหล่บางอย่างหาซื้อได้ยากในพื้นที่	3.78	3.73	3.65	0.412	3
12. การรอคิวเช่าเครื่องจักร	3.85	3.73	3.58	0.411	4
13. เครื่องจักรชำรุดขณะทำงาน	3.53	3.53	3.53	0.352	10
14. เครื่องจักรขาดความทันสมัย	3.75	3.65	3.48	0.381	6
15. การรอเวลาเคลื่อนย้ายหรือประกอบเครื่องจักร	3.33	3.28	3.33	0.291	15

ตารางที่ 12 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านวัสดุ (Material)

ปัจจัยด้านวัสดุ (Material)	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{x}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. ขาดความรู้เรื่องคุณสมบัติของวัสดุ	3.35	3.53	3.53	0.334	8
2. วัสดุขาดตลาด	3.25	3.55	3.93	0.363	4
3. ขั้นตอนการขออนุมัติเลือกวัสดุของ เทศบาล มีความล่าช้า	3.68	3.35	3.00	0.296	12
4. แหล่งวัสดุอยู่ห่างไกลจากหน้างาน	3.20	3.75	3.53	0.339	7
5. ราคาวัสดุที่ผันผวนตามเศรษฐกิจ	3.45	3.68	3.60	0.366	3
6. การแย่งวัสดุในพื้นที่	3.53	3.45	3.50	0.341	6
7. การกักตุนวัสดุก่อสร้าง	3.63	3.40	3.15	0.311	11
8. การขออนุมัติเปลี่ยนแปลงวัสดุ	3.43	3.55	3.90	0.380	2
9. แหล่งวัสดุไม่มีคุณภาพ	3.68	3.58	3.80	0.401	1
10. การหาวัสดุล่าช้า	3.55	3.43	3.35	0.326	10
11. วัสดุไม่ตรงกับแบบที่กำหนดไว้	2.88	3.68	3.35	0.284	15
12. การรอคิวขนย้ายวัสดุ (ลูกรัง หินคลุก ทราย)	3.13	3.00	3.83	0.288	14
13. การใช้วัสดุที่ไม่มีคุณภาพ	3.48	3.68	3.23	0.331	9
14. ห่างไกลจากแหล่งสาธารณูปโภค (น้ำ ไฟฟ้า)	3.28	3.10	3.58	0.291	13
15. ความล่าช้าของผลทดสอบวัสดุ	3.65	3.45	3.43	0.346	5

ตารางที่ 13 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านกระบวนการ (Method)

ปัจจัยด้านกระบวนการ (Method)	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{X}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. ตั้งโครงการไม่ตรงกับความต้องการใช้งาน	3.25	3.48	3.33	0.300	13
2. การส่งมอบพื้นที่ก่อสร้าง	3.40	3.63	3.60	0.355	5
3. การค้นพบวัตถุโบราณในพื้นที่ก่อสร้าง	3.50	3.15	3.35	0.295	14
4. ขาดการตรวจสอบแบบแปลนจากผู้ชำนาญ	3.20	3.58	3.63	0.333	7
5. ขาดความเข้าใจในกระบวนการก่อสร้าง	3.53	3.30	3.38	0.315	10
6. การควบคุมงานไม่เข้มงวด	3.48	3.40	3.45	0.327	8
7. ความบกพร่องปรับแผนการทำงาน	3.38	3.30	3.58	0.319	9
8. การนำเทคโนโลยีการก่อสร้างมาใช้ไม่เหมาะสมกับงาน	3.23	3.33	3.50	0.301	12
9. การวางแผนด้านเวลาการทำงานไม่เหมาะสม	3.45	2.98	3.40	0.280	15
10. การวางแผนจัดซื้อวัสดุผิดพลาด	3.63	3.28	3.30	0.314	11
11. รูปแบบสัญญาจ้างเหมาที่ไม่เหมาะสม	3.53	3.33	3.88	0.365	3
12. สัญญาจ้างขัดแย้งกับกฎหมาย	3.35	3.55	3.63	0.345	6
13. ขั้นตอนการตรวจสอบคุณภาพวัสดุล่าช้า	3.35	3.93	3.68	0.388	1
14. ความไม่เข้มงวดเรื่องความปลอดภัย	3.83	3.43	3.43	0.360	4
15. การบันทึกรายงานการทำงานประจำวัน	3.35	3.85	3.70	0.382	2

ตารางที่ 14 การวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนด้านอื่น ๆ

ปัจจัยด้านอื่น ๆ	ค่าเฉลี่ยผลกระทบ ($\bar{X}$)			S.I.	Rank
	Time	Cost	Quality		
1. ปัญหาทางด้านการเมือง	3.65	3.53	3.38	0.348	15
2. ปัญหาด้านเศรษฐกิจ	3.48	3.55	3.70	0.366	12
3. ความไม่เหมาะสมของสภาพภูมิประเทศ	3.50	3.65	3.55	0.363	13
4. การร้องเรียนจากประชาชนในพื้นที่	3.70	3.65	3.30	0.357	14
5. ความผิดปกติของสภาพภูมิอากาศ และภัยธรรมชาติ	3.88	3.50	3.75	0.407	7
6. เหตุการณ์ความไม่สงบในพื้นที่	3.60	3.85	3.45	0.383	11
7. ประชาชนไม่เข้าใจถึงวัตถุประสงค์ของโครงการก่อสร้าง	3.75	3.80	3.55	0.405	8
8. ปัญหาการเมืองเข้าแทรกแซงโครงการ	3.55	3.65	3.73	0.387	10
9. ผู้รับจ้างเข้าดำเนินการก่อสร้างล่าช้า	3.83	3.60	3.80	0.419	6
10. ปัญหาเขตพื้นที่ก่อสร้างเข้าในเขตสงวน (อุทยานแห่งชาติ เขตหวงห้าม)	3.60	3.83	3.90	0.430	5
11. ขอบเขตงานไม่ชัดเจน	3.73	3.75	3.85	0.431	4
12. โจรผู้ร้ายชุกชุม	3.63	3.73	3.65	0.395	9
13. เทศบาล ส่งมอบพื้นที่ล่าช้า	3.85	3.70	4.18	0.476	2
14. เกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์	4.05	4.20	4.35	0.592	1
15. การกีดขวางของระบบสาธารณูปโภค (ไฟฟ้า ประปา)	3.95	3.70	3.95	0.462	3

5. บทสรุป

รูปที่ 1 สรุปผลการวิเคราะห์ระดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในระดับองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นจังหวัดชลบุรี โดยพบว่า

ด้านบุคลากร (Man) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ เจ้าหน้าที่ด้านประมาณการทำรายการประมาณการขัดแย้งกับแบบแปลนก่อสร้าง มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.478 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัย เจ้าหน้าที่ขาดประสบการณ์ด้านเทคนิค มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.475 และปัจจัยเจ้าหน้าที่ผู้ควบคุมงานขาดการประสานงานกับผู้รับจ้าง ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.440 ตามลำดับ

ด้านการเงิน (Money) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ ขั้นตอนการอนุมัติเงินของ เทศบาล มีความล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.461 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยค่าแรงงานต่ำเกินไป ขาดแรงจูงใจในการทำงาน มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.448 และปัจจัยการเปลี่ยนแปลงของอัตราดอกเบี้ย ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.402 ตามลำดับ

ด้านเครื่องจักร (Machine) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ ผู้รับจ้างไม่มีเครื่องจักรเป็นของตนเอง มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.474 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยการขนย้ายเครื่องจักรล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.425 และปัจจัย

อะไหล่บางอย่างหาซื้อได้ยากในพื้นที่ ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.412 ตามลำดับ

ด้านวัสดุ (Material) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ แหล่งวัสดุไม่มีคุณภาพ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.401 รองลงมาได้แก่ ปัจจัยการขออนุมัติเปลี่ยนแปลงวัสดุ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.380 และปัจจัยราคาวัสดุที่ผันผวนตามเศรษฐกิจ ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.366 ตามลำดับ

ด้านกระบวนการ (Method) ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ ขั้นตอนการตรวจสอบคุณภาพวัสดุล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.388 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยการบันทึกรายงานการทำงานประจำวัน มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.382 และปัจจัยรูปแบบสัญญาจ้างเหมาที่ไม่เหมาะสม ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.365 ตามลำดับ

ด้านอื่น ๆ ปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน 3 ลำดับแรก ได้แก่ เกิดการกลั่นแกล้งจากฝ่ายเสียผลประโยชน์ มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.592 รองลงมา ได้แก่ ปัจจัยเทศบาล ส่งมอบพื้นที่ล่าช้า มีค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.476 และปัจจัยการกีดขวางของระบบสาธารณูปโภค (ไฟฟ้า ประปา) ค่าดัชนีความรุนแรง (S.I.) เท่ากับ 0.462 ตามลำดับ

รูปที่ 1 แผนผังก้างปลาแสดงปัจจัยที่มีผลกระทบต่องานบริหารงานก่อสร้างถนน

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนามหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน ขอขอบคุณ พงศกร มะลิซ้อน ในการดำเนินงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กฤษณพงศ ฟองสินธุ์ (2558). ปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์. รายงานวิจัย. มหาวิทยาลัยราชภัฏอุตรดิตถ์.

[2] ทัต นาควิเชียร และ จตุพล ตั้งปกาศิต (2554). ปัจจัยที่มีผลต่อความล่าช้าในโครงการก่อสร้างถนนขององค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นในเขตปริมณฑล. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16. วันที่ 18-20 พฤษภาคม พ.ศ. 2554. มหาวิทยาลัยมหิดล.

[3] ภานุพงศ์ จันทิมา (2552). การศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการบริหารงานก่อสร้างถนนในระดับองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นจังหวัดนนทบุรี. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, สาขาวิชาวิศวกรรมและการบริหารงานก่อสร้าง, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

การประเมินทางเลือกและวิเคราะห์ความเสี่ยงโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชน
Alternatives Evaluation and Risk Analysis of Municipal Solid Waste Management Project

พรเทพ ม่วงสุขำ[1,*] และ พิชญ์ สุธีรวรรธนา[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: pornthep.m@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความวิจัยนี้ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจลงทุนก่อสร้างและการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชนด้วยเทคโนโลยีเตาเผาขยะเพื่อผลิตไฟฟ้า ในพื้นที่ชุมชนขนาดใหญ่ มีปริมาณขยะมูลฝอยรวมกันไม่น้อยกว่า 500 ตันต่อวัน และบ่งชี้ความเสี่ยงที่อาจจะเกิดขึ้นเมื่อปัจจัยต่างๆ เปลี่ยนแปลงไป โดยวิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการแบบกระแสเงินสดคิดลด ใช้เกณฑ์มูลค่าปัจจุบันสุทธิ อัตราผลตอบแทนภายในและระยะคืนทุนที่คิดค่าปัจจุบันในการพิจารณา การศึกษานี้ได้วิเคราะห์ปัจจัยเสี่ยงต่าง ๆ ที่เปลี่ยนแปลงไป ซึ่งอาจมีผลต่อการตัดสินใจในการลงทุนก่อสร้าง ด้วยวิธีการวิเคราะห์ความเสี่ยงโครงการโดยการจำลองสถานการณ์มอนติ คาร์โล การวิเคราะห์การอ่อนไหวของโครงการ และประเมินสถานการณ์การเปลี่ยนแปลงทางด้านการบริหารการก่อสร้างและการดำเนินโครงการ ผลการศึกษานี้แสดงผลวิเคราะห์ความเสี่ยงเพื่อให้ทราบแนวทางในการตัดสินใจสำหรับการลงทุนก่อสร้างและบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชนภายใต้สถานการณ์ความไม่แน่นอน

คำสำคัญ: การจำลองสถานการณ์มอนติ คาร์โล, การวิเคราะห์ความเสี่ยงโครงการ, โครงการก่อสร้างและบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชน

Abstract

This research paper aims to study the factors affecting the investment decision in the construction and operations management of municipal solid waste with incineration technology for electricity production, total amount of municipal waste was not less than 500 tons per day and to identify risks that may occur when various factors changed by analyzing the financial feasibility of projects using discounted cash flow method and considering net present value, internal rate of return and discounted payback period. This study analyzed various changed risk factors which may affect the decision to invest in construction with the risk analysis by using Monte Carlo simulation, sensitivity analysis method and assessment of changed situation of construction management and project operations. The results of this study showed analyzed risks in order to be concluded in a guideline for investment decision in construction and solid waste management under uncertainty.

Keywords: Monte Carlo simulation, Municipal solid waste construction and management project, Project risk analysis

1. คำนำ

ปริมาณขยะมูลฝอยมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น แต่ขยะมูลฝอยที่ถูกนำมากำจัดอย่างถูกต้องกลับมีแนวโน้มลดลง เนื่องจากสถานที่กำจัดขยะมูลฝอยที่ดำเนินการอย่างถูกต้องบางแห่งไม่สามารถดำเนินการได้เพราะเกินขีดความสามารถในการรองรับขยะ จึงทำให้ปริมาณขยะที่ถูกกำจัดอย่างถูกต้องลดลง [1-2] ขยะมูลฝอยส่งผลกระทบต่อคุณภาพชีวิตประชาชนและสิ่งแวดล้อม การนำขยะมูลฝอยกลับมาใช้ประโยชน์โดยนำมาผลิตเป็นพลังงานทดแทนในรูปความร้อนหรือไฟฟ้า เป็นทางเลือกหนึ่งที่จะช่วยลดปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม และในสภาวะที่ประเทศไทยมีความจำเป็นจะต้องแสวงหาแหล่งพลังงานหมุนเวียนทดแทนพลังงาน ขยะมูลฝอยชุมชนเป็นเชื้อเพลิงชนิดหนึ่งที่มีศักยภาพในการนำมาใช้เพื่อผลิตพลังงาน

การบริหารความเสี่ยงของโครงการมีความสำคัญมากในการบริหารโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชน เนื่องจากโครงการก่อสร้างและดำเนินการ มีผู้ที่เกี่ยวข้องหลายฝ่าย มีต้นทุนการก่อสร้างและงานระบบต่างๆ ที่เกี่ยวข้องค่อนข้างสูง ทำให้โครงการมีความเสี่ยง การบริหารความเสี่ยงโครงการจัดการขยะมูลฝอยชุมชนมีจุดมุ่งหมายเพื่อบ่งชี้ถึงความไม่แน่นอนของปัจจัยและผลกระทบต่อวัตถุประสงค์ของโครงการ โดยความเสี่ยงโครงการก่อสร้างและบริหารจัดการขยะมูลฝอยที่อาจเกิดขึ้นได้นั้นจากการศึกษาข้อมูลความเห็นของที่ปรึกษาอิสระให้กับคณะกรรมการและผู้ถือหุ้นของบริษัทแห่งหนึ่ง [3] เรื่องความเสี่ยงจากการเข้าทำรายการ เพื่อประกอบการตัดสินใจเข้าลงทุนโรงผลิตเชื้อเพลิงพลังงานขยะจังหวัดหนึ่งในภาคกลางตอนบน พบว่า ความเสี่ยงอาจเกิดจากความเพียงพอของปริมาณขยะที่เป็นวัตถุดิบใช้ผลิตไฟฟ้า ความเสี่ยงจากการไม่ได้รับอนุมัติในการทำ

สัญญาบริหารจัดการขยะ ความเสี่ยงจากการก่อสร้างจากการจัดหาที่ดิน สัญญาก่อสร้างและการจัดหาเครื่องจักรและอุปกรณ์ ความเสี่ยงด้านการดำเนินการและการดูแลรักษา ความเสี่ยงด้านการจัดหาแหล่งทุนและรูปแบบการร่วมทุน ความเสี่ยงจากการร้องเรียนผลกระทบสิ่งแวดล้อม ความเสี่ยงความผันผวนของค่าพลังงานความร้อนจากการเผาขยะ ความเสี่ยงจากการขายไฟฟ้า ความเสี่ยงจากการผันผวนของอัตราดอกเบี้ยและการเปลี่ยนแปลงมูลค่าของโครงการ เป็นต้น

การศึกษาวิจัยนี้ทำการศึกษาปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการตัดสินใจลงทุนก่อสร้างและบริหารจัดการโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยด้วยเทคโนโลยีเตาเผาขยะเพื่อผลิตพลังงานไฟฟ้าขนาด 10 เมกะวัตต์ สำหรับพื้นที่ชุมชนขนาดใหญ่ มีปริมาณขยะมูลฝอยรวมกันไม่น้อยกว่า 500 ตันต่อวัน ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการแบบกระแสเงินสดคิดลด จากทางเลือกผลกระทบทางด้านเวลาในการก่อสร้างและการดำเนินการทั้งหมด 10 ทางเลือก และวิเคราะห์ผลกระทบต่างๆ ที่อาจเกิดขึ้นเมื่อปัจจัยเสี่ยงต่างๆ เปลี่ยนแปลงไป ด้วยวิธีวิเคราะห์ความอ่อนไหวร่วมกับการจำลองสถานการณ์มอนติ คาร์โล เพื่อประเมินสถานการณ์และเป็นแนวทางในการตัดสินใจลงทุนโครงการ

2. วิธีการศึกษา

2.1 การกำหนดปัจจัยด้านการก่อสร้างและการดำเนินการ

ความเสี่ยงต่าง ๆ ด้านการบริหารการก่อสร้างโครงการจัดการขยะมูลฝอยชุมชนด้วยเทคโนโลยีเตาเผาขยะ มีโอกาสเกิดขึ้นได้ทั้งช่วงจัดเตรียมโครงการ ในช่วงเวลาก่อสร้าง รวมถึงช่วงดำเนินการและการบำรุงรักษาระบบ เมื่อพิจารณาแนวทางการคัดเลือกรูปแบบเทคโนโลยีการจัดการขยะที่เหมาะสม สำหรับองค์การบริหารส่วนท้องถิ่น ประกาศกรมควบคุมมลพิษ [4] รูปแบบที่มีความเหมาะสมสำหรับองค์การบริหารส่วนท้องถิ่นที่มีขยะมากกว่า 300 ตันต่อวัน แต่ไม่เกิน 700 ตันต่อวัน คือ ระบบเตาเผาขยะเพื่อผลิตพลังงานและระบบฝังกลบอย่างถูกหลักวิชาการ โดยให้ความเห็นว่าผู้ดูแลระบบควรว่าจ้างหรือสัมปทานให้เอกชนดำเนินการในส่วนการผลิตพลังงาน งานวิจัยนี้จึงเลือกที่จะศึกษาการลงทุนโครงการบริหารจัดการขยะมูลฝอยชุมชนด้วยเทคโนโลยีเตาเผาขยะ ในพื้นที่ชุมชนขนาดใหญ่ มีปริมาณขยะมูลฝอยรวมกันไม่น้อยกว่า 500 ตันต่อวัน กำลังการผลิต 10 เมกะวัตต์ (เตาเผาขนาด 250 ตันต่อวัน จำนวน 2 เตา) วางแผนขั้นตอนการดำเนินงาน [5] โดยมีอายุโครงการตามแผนการขอสัมปทานดำเนินการโครงการ 25 ปี แบ่งเป็น การเตรียมโครงการ ประกอบด้วย การจัดตั้งองค์กร การจัดโครงสร้างด้านการเงิน การออกแบบระบบ การจัดเตรียมเอกสารประกวดราคา ใช้เวลา 1 ปี การก่อสร้างส่วนต่างๆ ทั้งงานโยธาโครงสร้าง งานเครื่องจักรกล งานระบบไฟฟ้าและควบคุม ใช้เวลา 2 ปี และการดำเนินการ ประกอบด้วย การดำเนินการจัดการขยะจนครบอายุสัมปทาน จัดเก็บค่าบริการกำจัดขยะ 500 บาทต่อตัน และการจำหน่ายไฟฟ้าเข้าระบบกำหนดไว้ 20 ปี สอดคล้องตามระยะเวลาการสนับสนุนตามมาตรการส่งเสริมการรับซื้อไฟฟ้าจากพลังงานหมุนเวียนในรูปแบบ Feed-in Tariff หรือ FiT ให้เป็นกรณีฐาน และกำหนดทางเลือกเพื่อประเมินผลกระทบของเวลาการก่อสร้างและการดำเนินการไว้ทั้งหมด 10 ทางเลือก

ทางเลือกที่ 1 และ 2 เวลาก่อสร้างล่าช้า เป็น 3 และ 4 ปี
ทางเลือกที่ 3 และ 4 เวลาเตรียมโครงการล่าช้า เป็น 2 ปี
ทางเลือกที่ 5 เร่งก่อสร้างเสร็จเร็ว 1 ปี
ทางเลือกที่ 6 ลงทุนก่อสร้าง 2 ช่วง (ปีที่ 2 และ ปีที่ 5)
ทางเลือกที่ 7 ปรับลดการลงทุนเหลือ 5MW เสร็จภายใน 1 ปี
ทางเลือกที่ 8 กรณีฐาน ขยายเวลาจำหน่ายไฟฟ้า
ทางเลือกที่ 9 ปรับลดการลงทุนเหลือ 5MW ขยายเวลาจำหน่ายไฟฟ้า
ทางเลือกที่ 10 ปรับลดการลงทุนเหลือ 5MW ขยายเวลาจำหน่ายไฟฟ้าและปรับลดค่าบริการจัดการขยะ 250 บาท

2.2 การวิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการภายใต้ความเสี่ยง

2.2.1 การวิเคราะห์ทางการเงินโครงการ

การวิเคราะห์ทางการเงินด้วยวิธีกระแสเงินสดคิดลด (Discounted Cash Flow) โดยใช้อัตราดอกเบี้ยจากต้นทุนเงินเฉลี่ยถ่วงน้ำหนักของโครงสร้างเงินทุน (Weighted average cost of capital: WACC) ตัวแปรนำเข้าของแบบจำลองโครงการ ประกอบไปด้วย อายุโครงการ อัตราคิดลดที่ใช้ในการคำนวณ กองทุนพัฒนาชุมชน ปริมาณขยะ ค่าบริการกำจัดขยะ ค่าซ่อมบำรุงรักษา อัตราเงินเฟ้อ อัตรารับซื้อไฟฟ้า พลังงานไฟฟ้าที่ผลิตได้ การคำนวณประกอบด้วย มูลค่าปัจจุบันสุทธิ (NPV) อัตราผลตอบแทนภายในการลงทุน (IRR) อัตราผลประโยชน์ต่อเงินทุน (Benefit/Cost Ratio) ระยะเวลาคืนทุน (Regular payback) และระยะเวลาคืนทุนที่คิดค่าปัจจุบัน (Discounted payback) เพื่อใช้ในการพิจารณาว่าผลกระทบด้านเวลาการก่อสร้างและการดำเนินการจากแต่ละทางเลือก มีความคุ้มค่าต่อการลงทุน

2.2.2 การจำลองสถานการณ์มอนติ คาร์โล

การจำลองสถานการณ์ (Monte Carlo Simulation) เป็นการวิเคราะห์เหตุการณ์ภายใต้ความไม่แน่นอน โดยการสร้างกลุ่มตัวอย่างของข้อมูลด้วยการสุ่มค่าจำนวนมาก ภายใต้ค่าพารามิเตอร์ปัจจัยเสี่ยงและการกระจายของข้อมูลแบบสามเหลี่ยม (Triangular distribution) ดังแสดงในตารางที่ 1 เพื่อหาผลลัพท์มูลค่าปัจจุบันสุทธิและอัตราผลตอบแทนภายในของแต่ละทางเลือก งานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์การจำลองสถานการณ์เพื่อประเมินความเสี่ยงโครงการด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ @Risk (Risk Analysis and Simulation Add-In for Microsoft Excel) กำหนดให้แสดงผลลัพท์เป็นค่าเฉลี่ย (Mean) ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard deviation) ความน่าจะเป็นที่มูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นลบ (P(NPV<0)) แผนภูมิการแจกแจงเป็นรูประฆังคว่ำ แสดงค่าฟังก์ชันความหนาแน่นของการแจกแจงปรกติ (Normal Distribution) และการแจกแจงแบบสะสม (Cumulative Distribution Function: DCF) และแผนภูมิวิเคราะห์ความอ่อนไหวแบบทอร์นาโด (Tornado Diagram) เพื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ที่มีนัยสำคัญของตัวแปรต่างๆ โดยกำหนดจำลองสถานการณ์จำนวน 50,000 ค่า ในแต่ทางเลือก

ตารางที่ 1 ข้อสมมติฐานการกระจายตัวของปัจจัยเสี่ยงรูปแบบสามเหลี่ยม

ปัจจัย	ค่าพารามิเตอร์	ที่มา
ค่าดำเนินการรายปี (ล้านบาท)	62.4, 78.0, 93.6	กรมพัฒนาพลังงานทดแทนฯ
ค่าบำรุงรักษาทุก 4 ปี (ล้านบาท)	40, 50, 60	กรมพัฒนาพลังงานทดแทนฯ
ต้นทุนก่อสร้าง (ล้านบาท)	1,852, 2,315, 2,778	กรมพัฒนาพลังงานทดแทนฯ
ปริมาณขยะรายวัน (ตัน)	300, 500, 700	กรมควบคุมมลพิษ
พลังงานไฟฟ้าที่ผลิตได้ (MW)	7.97, 9.38, 12.66	กรมพัฒนาพลังงานทดแทนฯ
อัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุน (%)	7.5, 9.5, 12.0	อัตราดอกเบี้ยธนาคารสำหรับ Project Finance และการจัดการโครงสร้างทุน

2.2.3 การวิเคราะห์ความอ่อนไหวของโครงการ

การวิเคราะห์ความอ่อนไหวของโครงการเป็นการพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของปัจจัยต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความเหมาะสมในการลงทุนโครงการภายใต้ข้อสมมติฐานต่างๆ เพื่อชี้ให้เห็นว่าปัจจัยใดมีผลกระทบต่อทางเลือกโครงการมากที่สุด ผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวเพื่อประเมินผลของปัจจัยเสี่ยงที่มีต่อโครงการ โดยพิจารณาความเสี่ยงทีละปัจจัย การเปลี่ยนของแต่ละปัจจัยเพิ่มขึ้นและลดลง (%) และมูลค่าปัจจุบันสุทธิ (NPV) ได้ความสัมพันธ์การเปลี่ยนแปลงเป็นเส้นตรง และพิจารณาปัจจัยที่มีความชันของกราฟมาก มีความเสี่ยงสูงที่จะส่งผลกระทบต่อผลตอบแทนการลงทุนของโครงการ

2.2.4 การจำลองเหตุการณ์ (Scenario simulation) ตามความเสี่ยงที่ประเมิน

การวิเคราะห์เหตุการณ์ (Scenario analysis) เป็นการจำลองสถานการณ์โดยการกำหนดหาความน่าจะเป็นที่จะเกิดเหตุการณ์ดี เลวหรือที่ควรจะเป็นไปได้ ในการวิเคราะห์นี้กำหนดให้เหตุการณ์ต่างๆ ไว้ 3 เหตุการณ์ในแต่ละทางเลือก คือ ความน่าจะเป็นที่จะเกิดเหตุการณ์ดีที่สุด (Best-case scenario) และเลวร้ายที่สุด (Worst-case scenario) เท่ากันอย่างละ 25% และความน่าจะเป็นที่จะเกิดเหตุการณ์พื้นฐาน (Base-case scenario) ในปัจจัยเสี่ยงที่ควรจะเป็นมากที่สุดเท่ากับ 50 %

2.2.5 การวิเคราะห์ความเครียดของปัจจัยเสี่ยง (Risk Stress Analysis)

การวิเคราะห์ความเครียดของข้อมูล (Stress Analysis) เป็นเครื่องมือวิเคราะห์ผลกระทบของการเน้นการกระจายตัว โดยการกำหนดขอบเขตการกระจายตัวของตัวแปรเข้าในช่วงที่กำหนด ในการวิเคราะห์เหตุการณ์เลวร้ายของปัจจัยเสี่ยงนี้ได้กำหนดให้การกระจายตัวของรายรับจากไฟฟ้าที่ผลิตได้และค่าบริการกำจัดขยะที่จัดเก็บ ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเครียดของข้อมูลค่าต่ำ (Stress low values analysis) ในช่วงเปอร์เซ็นไทล์ 0-25% และรายจ่ายค่าก่อสร้าง ค่าดำเนินการและบำรุงรักษา และอัตราคิดลดตามโครงสร้างทุน มีการกระจายตัวในช่วงเปอร์เซ็นไทล์ 75-100% ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเครียดของข้อมูลค่าสูง (Stress high values analysis) ผลการวิเคราะห์โดยพิจารณาเหตุการณ์เลวร้ายที่สุดให้เน้นการกระจายตัวในช่วงที่กำหนดพร้อมกันในการจำลองเดี่ยว (Stress All Inputs in a Single Simulation)

3. การวิเคราะห์และผลการศึกษา

3.1 ผลการวิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการ

จากกรณีฐานตามแผนงานที่วางไว้ เมื่อพิจารณาการดำเนินงานโครงการตั้งแต่เริ่มโครงการ 25 ปี ใช้เวลาเตรียมโครงการ 1 ปี ก่อสร้าง 2 ปี ดำเนินการจัดการขยะ 23 ปี และจำหน่ายไฟฟ้าเข้าระบบตามระยะเวลาการสนับสนุนรับซื้อ 20 ปี พบว่าโครงการมีมูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นบวกเท่ากับ 575.5 ล้านบาท มีอัตราผลตอบแทนภายใน 13.0% สูงกว่าอัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุนที่กำหนดไว้ 9.5% อัตราส่วนของผลประโยชน์ต่อเงินทุน 1.21 มีค่ามากกว่า 1 ระยะเวลาคืนทุน 8.53 ปี และระยะเวลาคืนทุนที่คิดค่าปัจจุบัน 13.85 ปี โครงการนี้ถือว่ามีความคุ้มค่าการลงทุนเนื่องจาก การก่อสร้างตามแผนงานภายใน 2 ปี ภายใต้งบประมาณ 2,315 ล้านบาท มีรายได้หลักจากการจำหน่ายไฟฟ้าเป็นเวลา 20 ปี และค่าบริการขยะตันละ 500 บาทที่เก็บได้เป็นเวลา 23 ปี จึงทำให้กระแสเงินสดเป็นบวกเมื่อเข้าปีที่ 9

ผลการวิเคราะห์ทางการเงินในแต่ละทางเลือกได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 ผลการประเมินทางเลือกของโครงการพบว่า ทางเลือกทั้ง 10 ทางเลือก มีมูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นบวก และมีอัตราผลตอบแทนภายในสูงกว่าอัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุน โดยทางเลือกการเร่งระยะเวลาก่อสร้าง และการลดขนาดการลงทุนเหลือ 5 MW โดยขยายเวลาการดำเนินการผลิตไฟฟ้าเพื่อจำหน่ายเข้าระบบ มีความคุ้มค่าในการลงทุนมากที่สุด 898.8 ล้านบาท และมีระยะเวลาคืนทุนเร็วที่สุด 8.28 ปี

เมื่อพิจารณาผลกระทบของระยะเวลาก่อสร้าง พบว่า ผลของระยะเวลาการก่อสร้างล่าช้ากว่าแผน 1 และ 2 ปี ทำให้ผลตอบแทนสุทธิลดลงร้อยละ 16.2 และ 48.5 ตามลำดับ เป็นผลมาจากมูลค่าสุทธิของต้นทุนเพิ่มขึ้นและผลกำไรจากการดำเนินการลดลง ผลของการเริ่มก่อสร้างล่าช้ากว่าแผนทำให้ผลตอบแทนทางการเงินจากการก่อสร้างล่าช้าลดลงเฉลี่ยร้อยละ 10.3 เป็นผลมาจากมูลค่างานก่อสร้างคิดลด 1 ปี โดยผลกำไรสุทธิคิดลดในจำนวนปีที่เหลือเท่ากัน การเร่งการก่อสร้างให้เสร็จเร็วกว่าแผนส่งผลให้ผลตอบแทนทางการเงินเพิ่มขึ้นร้อยละ 28.5 เมื่อลดระยะเวลาก่อสร้างไป 1 ปี และผลตอบแทนรายได้จากการจำหน่ายไฟฟ้าเพิ่มขึ้น 1 ปี ซึ่งต้องวางแผนเตรียมการและทรัพยากรสำหรับการก่อสร้างภายใต้ระยะเวลาและทรัพยากรที่จำกัด

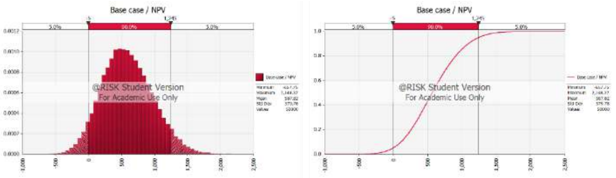
ตารางที่ 2 การวิเคราะห์ความเป็นไปด้านการเงินของโครงการในแต่ละทางเลือก

ทางเลือก	ปัจจัยทางเลือก	NPV (ลบ)	IRR (%)	B/C	Discounted Payback
กรณีฐาน	P1, C2(10), E20, W23(500)*	575.5	13.0	1.21	13.85
1	P1, C3(10), E20, W22(500)	482.3	12.6	1.19	15.28
2	P1, C4(10), E20, W21(500)	296.3	11.3	1.12	18.27
3	P2, C2(10), E20, W22(500)	517.2	13.0	1.21	14.87
4	P2, C3(10), E20, W21(500)	432.1	12.6	1.19	16.30
5	P1, C1(10), E20, W24(500)	739.3	14.1	1.26	11.90
6	P1, C1(5)/1(5), E20, W24(500)	433.4	12.6	1.17	15.00
7	P1, C1(5), E20, W24(500)	825.9	19.1	1.59	8.28
8	P1, C2(10), E23, W23(500)	673.2	13.4	1.24	13.85
9	P1, C1(5), E24, W24(500)	898.8	19.3	1.63	8.28
10	P1, C1(5), E24, W24(250)	479.1	14.9	1.34	11.50

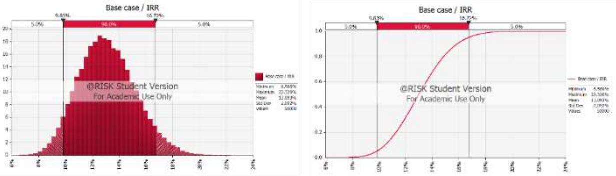
*P1, C2(10), E20, W23(500) หมายถึง เตรียมโครงการ 1 ปี ก่อสร้าง 2 ปี ระบบ 10MW จำหน่ายไฟฟ้า 20 ปี จัดการขยะ 23 ปี ค่าจัดการขยะ 500 บาทต่อตัน

3.2 ผลการจำลองสถานการณ์ มอนติ คาร์โล

ผลการจำลองแสดงบนแผนภูมิค่าฟังก์ชันความหนาแน่นของการแจกแจงปรกติ (Normal Distribution) ดังรูปที่ 1 และการแจกแจงแบบสะสม (Cumulative Distribution Function: DCF) ดังรูปที่ 2 ได้คำนวณค่าต่ำสุด (Minimum) ค่าสูงสุด (Maximum) ค่าเฉลี่ย (Mean) และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) ของมูลค่าปัจจุบันสุทธิ (NPV, ล้านบาท) ได้ค่า -657.75, 2,148.37, 587.82, 379.78 ตามลำดับ และอัตราผลตอบแทนภายใน (IRR, %) ได้ค่า 6.56, 22.32, 13.09, 2.09 ตามลำดับ



รูปที่ 1 แผนภูมิการแจกแจงปรกติและการแจกแจงสะสมมูลค่าปัจจุบันสุทธิกรณีฐาน



รูปที่ 2 แผนภูมิการแจกแจงปรกติและการแจกแจงสะสมอัตราผลตอบแทนภายในกรณีฐาน

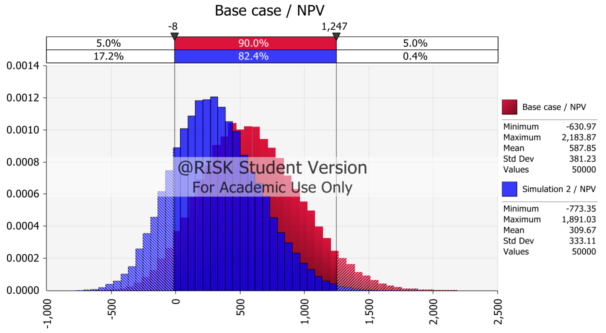
จากผลการจำลองสถานการณ์ในแต่ละทางเลือก ดังแสดงในตารางที่ 3 พบว่า ระยะเวลาก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นเป็น 3 ถึง 4 ปี ส่งผลให้มีโอกาสที่มูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นลบสูงขึ้น 38% และ 244% ตามลำดับ และเมื่อเร่งการก่อสร้างให้เสร็จภายใน 1 ปี โอกาสที่มูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นลบลดลง 44% เมื่อพิจารณาผลของการดำเนินการในกรณีที่ผลกำไรสุทธิของโครงการดีที่สุดโดยการลดเวลาก่อสร้างเหลือ 1 ปี ลงทุนระบบเพียง 5MW ทั้งกรณีจำหน่ายไฟฟ้าตามระยะเวลาสนับสนุน 20 ปี (NPV=834.3 ล้านบาท) และกรณีขอขยายการจำหน่ายไฟฟ้าเป็นเวลา 24 ปี (NPV=908.9 ล้านบาท) ไม่มีโอกาสที่มูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นลบทั้งสองกรณี

ตารางที่ 3 การจำลองสถานการณ์ในแต่ละทางเลือก

ทางเลือก	Mean NPV (ลบ)	NPV StdDev	Probability NPV<0
กรณีฐาน	587.8	379.8	5.2%
1	494.9	351.0	7.2%
2	309.4	331.1	17.9%
3	530.0	349.1	5.6%
4	445.1	322.5	7.6%
5	751.1	406.0	2.3%
6	444.2	280.1	4.6%
7	834.3	254.2	0.0%
8	687.9	400.1	3.4%
9	908.9	267.6	0.0%
10	486.7	218.1	0.6%

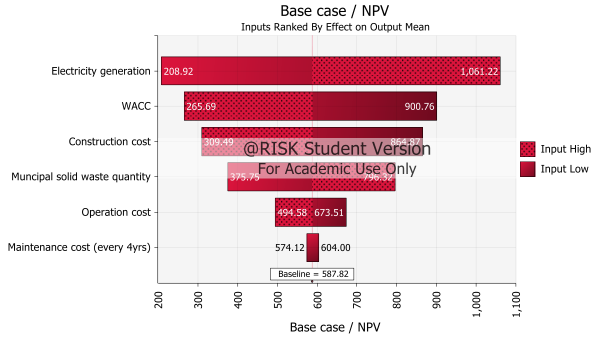
ผลการเปรียบเทียบแผนภูมิค่าฟังก์ชันความหนาแน่นของการแจกแจงปรกติ (Normal Distribution) ของมูลค่าปัจจุบันสุทธิ ทำให้เห็นความน่าจะเป็นที่โครงการจะได้ผลตอบแทนการลงทุนลดลงและมีโอกาสที่มีค่าต่ำกว่าเป้าหมายมากยิ่งขึ้น ซึ่งการเปรียบเทียบนี้ช่วยเป็นข้อมูลประกอบการตัดสินใจภายใต้ความเสี่ยงและเกณฑ์การยอมรับผลตอบแทนโครงการได้ โดยเมื่อกำหนดความคาดหวังของผลตอบแทนโครงการให้อยู่ในช่วงการกระจายตัวร้อยละ 90 ของกรณีฐาน

เมื่อเปรียบเทียบผลกระทบปัจจัยด้านเวลาก่อสร้าง โดยก่อสร้างตามแผนงาน 2 ปี กับก่อสร้างล่าช้าไปอีก 2 ปี ดังรูปที่ 3 พบว่าผลกระทบของระยะเวลาก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นจากกรณีฐาน 2 ปี เป็น 4 ปี ทำให้โอกาสลดลงเหลือ 82.4% ที่จะได้ผลตอบแทนในเกณฑ์กรณีฐาน ค่าเฉลี่ย มูลค่าปัจจุบันสุทธิลดลง 47% เหลือเท่ากับ 309.67 ล้านบาท โดยการก่อสร้างใช้เวลานานและล่าช้ากว่าแผน อาจเกิดปัญหามาจากการไม่สามารถจัดหาที่ดินเพื่อการก่อสร้างได้ตามแผน ปัญหาด้านสัญญาการก่อสร้างและการจัดหาเครื่องจักรและอุปกรณ์ ความเสี่ยงทางการเงินจากการจัดหาแหล่งเงินทุน ปัญหาความซับซ้อนของโครงการก่อสร้างและติดตั้งเครื่องจักรระบบเตาเผา



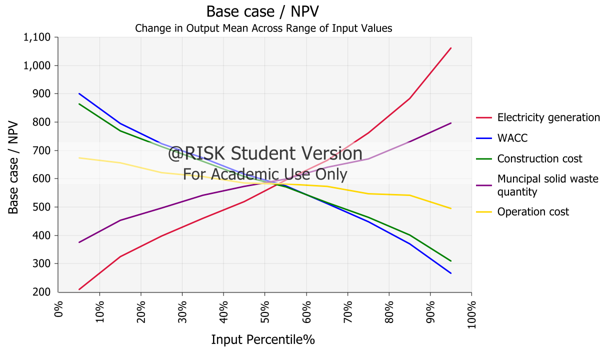
รูปที่ 3 การเปรียบเทียบแผนภูมิการแจกแจงปรกติ จากผลกระทบของระยะเวลาก่อสร้างที่เพิ่มขึ้น

ผลการวิเคราะห์ความอ่อนไหวของปัจจัยต่างๆ ที่มีการเปลี่ยนแปลงพร้อมๆ กัน ในขอบเขตรูปแบบการกระจายตัวของแต่ละปัจจัยเสี่ยง แสดงโดยแผนภูมิวิเคราะห์ความอ่อนไหวแบบทอร์นาโด (Tornado Diagram) จากแผนภูมิกรณีฐาน ดังรูปที่ 4 พบว่า การเปลี่ยนแปลงของพลังงานไฟฟ้าที่ผลิตและจำหน่ายได้มีผลกระทบต่อผลตอบแทนโครงการมากที่สุด เนื่องจากเป็นรายรับหลักเข้าโครงการ อันดับสองเป็นอัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุนซึ่งมีผลต่อมูลค่าโครงการและการดำเนินงาน อันดับสามเป็นต้นทุนก่อสร้างซึ่งมีมูลค่าการลงทุนก่อสร้างสูงในตอนเริ่มต้นโครงการ และปริมาณขยะรับเข้า ค่าดำเนินการ และค่าบำรุงรักษาทุก 4 ปี ตามลำดับ



รูปที่ 4 แผนภูมิการวิเคราะห์ความอ่อนไหวแบบทอร์นาโด จำลองสถานการณ์ กรณีฐาน

ทั้งนี้เพื่อให้เห็นตัวอย่างการแสดงผลการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ที่มีนัยสำคัญของตัวแปรต่างๆ ที่ส่งผลต่อมูลค่าปัจจุบันสุทธิ โดยแสดงการเพิ่มขึ้นหรือลดลงตลอดช่วงของการกระจายตัวตัวของแต่ตัวแปรที่กำหนดในแบบจำลอง เรียกว่า แผนภูมิใยแมงมุม (Spider Graph) ดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 แผนภูมิใยแมงมุม จำลองสถานการณ์ กรณีฐาน

ผลการจำลองเหตุการณ์ (Scenario simulation) ตามความเสี่ยงที่ประเมิน พบว่า ในกรณีการก่อสร้างล่าช้ากว่าแผนงาน 2 ปี มีความน่าจะเป็นที่จะอยู่ในสถานการณ์เลวร้ายและมีมูลค่าปัจจุบันสุทธิต่ำกว่า 73.2 ล้านบาท ค่าคาดหวังมูลค่าปัจจุบันสุทธิของเหตุการณ์เท่ากับ 297.3 ล้านบาท ซึ่งเป็นผลจากปริมาณไฟฟ้าที่จำหน่ายได้และปริมาณขยะที่จัดเก็บลดลง ต้นทุนการก่อสร้างเริ่มต้น ค่าดำเนินการและบำรุงรักษา และอัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุนเพิ่มขึ้น โดยผลการจำลองสถานการณ์ในทางเลือกต่างๆ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4

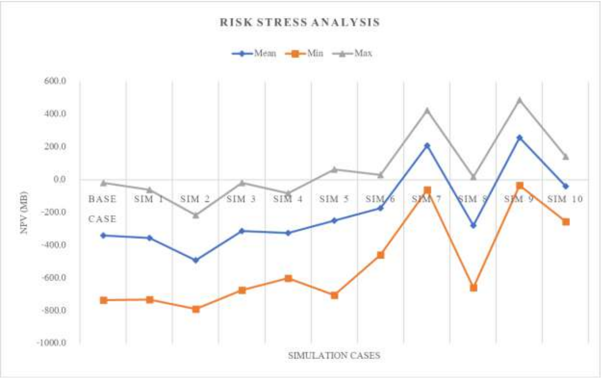
ตารางที่ 4 การจำลองเหตุการณ์ (Scenario simulation) ตามความเสี่ยงที่ประเมิน

ทางเลือก	Best case	Base case	Worst case	Expected NPV	Standard deviation
	25%	50%	25%		
กรณีฐาน	840.4	567.5	317.8	573.3	184.8
1	726.4	477.9	246.3	482.1	169.8
2	530.2	292.9	73.2	297.3	161.7
3	759.0	512.7	282.4	516.7	168.5
4	655.5	428.9	216.4	432.4	155.3
5	1019.7	731.8	463.7	736.7	196.6
6	627.2	427.1	243.2	431.1	135.8
7	1004.6	824.7	655.2	827.3	123.6
8	949.1	669.6	406.1	673.6	192.0
9	1087.5	899.2	719.8	901.4	130.0
10	630.7	477.6	331.6	479.4	105.8

เมื่อพิจารณาผลกระทบของปัจจัยเสี่ยงต่างๆ ภายใต้การจำลองการกระจายตัวของข้อมูลที่กำหนดของทุกทางเลือก พบว่า ในสถานการณ์เหตุการณ์เลวร้าย ค่าเฉลี่ยของปริมาณไฟฟ้าที่จำหน่ายได้มีค่าเท่ากับ 9.2 MW ต้นทุนการก่อสร้างเท่ากับ 2,430 ล้านบาท อัตราคิดลดตามโครงสร้างของทุนเท่ากับ 10.2% และปริมาณขยะที่จัดเก็บได้เท่ากับ 440 ตันต่อวัน ในสถานการณ์เหตุการณ์ดีที่สุด ค่าเฉลี่ยของปริมาณไฟฟ้าที่จำหน่ายได้มีค่าเท่ากับ 10.9 MW ต้นทุนการก่อสร้างเท่ากับ 2,212 ล้านบาท อัตราคิดลด

ตามโครงสร้างของทุนเท่ากับ 8.8% และปริมาณขยะที่จัดเก็บได้เท่ากับ 557 ตันต่อวัน การวิเคราะห์เหตุการณ์ช่วยให้สามารถกำหนดตัวแปรปัจจัยเสี่ยงนำเข้าที่มีความสำคัญในการบรรลุเป้าหมายได้ผลตอบแทนการลงทุนที่คาดหวังสูงสุดได้ และกำหนดเกณฑ์ขั้นต่ำที่ยอมรับได้ในการป้องกันไม่ให้เกิดสถานการณ์เลวร้ายได้

ผลการวิเคราะห์โดยพิจารณาเหตุการณ์เลวร้ายที่สุดให้เน้นการกระจายตัวในช่วงที่กำหนดพร้อมกัน (Stress All Inputs in a Single Simulation) ดังแสดงในรูปที่ 6 พบว่ามูลค่าปัจจุบันสุทธิเฉลี่ยของทางเลือกโดยเร่งเวลาก่อสร้าง 1 ปี พร้อมปรับลดการลงทุนเหลือ 5MW และขอขยายเวลาการจำหน่ายไฟฟ้าเข้าระบบตลอดอายุสัมปทานยังคงมีความคุ้มค่าในการลงทุนในสถานการณ์เลวร้าย



รูปที่ 6 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ความเครียดของปัจจัยเสี่ยง

4. สรุปผลการศึกษา

ผลการวิเคราะห์ตัวชี้วัดทางการเงินด้วยวิธีกระแสเงินสดคิดลดของโครงการ สรุปได้ว่าโครงการมีความคุ้มค่าการลงทุน ผลการเร่งก่อสร้างให้เสร็จภายใน 1 ปี และการลดขนาดการลงทุนเหลือ 5 MW โดยขยายเวลาการดำเนินการผลิตไฟฟ้าเพื่อจำหน่ายเข้าระบบ มีความคุ้มค่าในการลงทุนมากที่สุด จากมูลค่าปัจจุบันสุทธิ 898.8 ล้านบาท อัตราผลตอบแทนภายใน 19.26% อัตราผลประโยชน์ต่อเงินทุน 1.63 และมีระยะเวลาคืนทุนเร็วที่สุด 8.28 ปี ผลกระทบการก่อสร้างล่าช้า 2 ปี โดยควบคุมงบประมาณก่อสร้างระบบ 10 MW ยังอยู่ในงบประมาณ 2,315 ล้านบาท เป็นทางเลือกที่มีความคุ้มค่าการลงทุนต่ำที่สุดเท่ากับ 296.3 ล้านบาท ระยะเวลาคืนทุนโครงการนานที่สุดเท่ากับ 18.27 ปี

ผลการจำลองสถานการณ์มอนติ คาร์โล เพื่อใช้วิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินของโครงการภายใต้ความเสี่ยง สามารถสรุปได้ว่า ผลของระยะเวลาก่อสร้างที่ล่าช้าส่งผลให้มีโอกาสที่โครงการไม่คุ้มค่าการลงทุนสูงขึ้น และเมื่อเร่งการก่อสร้างให้เสร็จภายใน 1 ปี ทำให้โอกาสที่มูลค่าปัจจุบันสุทธิเป็นลบลดลง ทางเลือกการลดการลงทุนค่าก่อสร้างเหลือเพียงระบบ 5 MW และใช้เวลาก่อสร้าง 1 ปี ไม่มีความเสี่ยงที่จะไม่คุ้มค่าการลงทุน แนวทางจัดการความเสี่ยงโดยการควบคุมงานที่ต้องเร่งให้หลายส่วนงานขนานกันอย่างมีประสิทธิภาพ เตรียมความพร้อมเครื่องจักรอุปกรณ์ ความพร้อมงบประมาณ และความพร้อมด้านแรงงานและผู้ควบคุมงาน ระยะเวลาการก่อสร้างล่าช้าส่งผลกระทบทางลบมีความน่าจะเป็นที่โครงการไม่คุ้มค่าการลงทุนมากขึ้น แนวทางจัดการความเสี่ยงจากปัญหาการจัดหาที่ดินก่อสร้าง สัญญาการก่อสร้างและการจัดหาเครื่องจักรและอุปกรณ์ การจัดการทางการเงินและการจัดหาแหล่งเงินทุน และการเตรียมจัดการความซับซ้อนของโครงการก่อสร้างและติดตั้งระบบเตาเผา

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อโครงการมากที่สุดจากการจำลองสถานการณ์ คือ พลังงานไฟฟ้าที่ผลิตได้ อัตราคิดลด ต้นทุนก่อสร้าง ปริมาณขยะ ค่าดำเนินการและค่าบำรุงรักษา ตามลำดับ

ผลการจำลองสถานการณ์ตามความเสี่ยงที่ประเมินจากเหตุการณ์ที่เลวร้ายของมูลค่าปัจจุบันสุทธิที่เกณฑ์ความน่าจะเป็น 25% สามารถสรุปเกณฑ์ยอมรับขั้นต่ำของปัจจัยเสี่ยงภายใต้รูปแบบการกระจายตัวที่กำหนดสำหรับแต่ละทางเลือก ได้ข้อสรุปดังนี้ ปริมาณไฟฟ้าที่ผลิตได้สำหรับต้องไม่น้อยกว่า 9.2 เมกะวัตต์ บริหารจัดการต้นทุนก่อสร้างต้องควบคุมไม่เกิน 2,430 ล้านบาท บริหารทางการเงินทุนโดยควบคุมอัตราคิดลดตามโครงสร้างทุนไม่เกินร้อยละ 10.2 และปริมาณขยะที่รวบรวมได้ในพื้นที่ขนาดใหญ่ไม่น้อยกว่า 440 ตันต่อวัน ในส่วนสถานการณ์ดีที่สุดสามารถกำหนดเกณฑ์การควบคุมต้นทุนก่อสร้างคาดหวังให้ลดได้ถึง 2,212 ล้านบาท ซึ่งทำให้มีโอกาสที่ผลตอบแทนโครงการเกิน 1,000 ล้านบาท

ผลการวิเคราะห์ความเครียดของปัจจัยเสี่ยงโดยเน้นการกระจายตัวของตัวแปรเข้าหรือปัจจัยเสี่ยงทางลบ ซึ่งเป็นการประเมินสถานการณ์เลวร้ายที่สุดที่ปัจจัยเสี่ยงมีแนวโน้มทางลบพร้อมกันในการจำลองเดี่ยว ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเครียดของข้อมูลค่าต่ำในช่วงเปอร์เซ็นไทล์ 0-25% และรายจ่ายค่าก่อสร้าง ค่าดำเนินการและบำรุงรักษา และอัตราคิดลดตามโครงสร้างทุน มีการกระจายตัวในช่วงเปอร์เซ็นไทล์ 75-100% ด้วยวิธีวิเคราะห์ความเครียดของข้อมูลค่าสูง โดยผลของการเร่งเวลาก่อสร้างพร้อมปรับลดการลงทุน และขอขยายเวลาการจำหน่ายไฟฟ้าเข้าระบบตลอดอายุสัมปทานยังคงมีความคุ้มค่าในการลงทุนในสถานการณ์เลวร้าย

วิธีการวิเคราะห์ความเป็นไปได้ทางการเงินโครงการภายใต้ความเสี่ยงด้วยวิธีจำลองสถานการณ์และเหตุการณ์ และการแสดงผลในรูปแบบแผนภูมิเปรียบเทียบ สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางประยุกต์เป็นเครื่องมือการบริหารจัดการความเสี่ยงโครงการโครงสร้างพื้นฐานและวิศวกรรมอื่นๆ ได้

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ที่สนับสนุนงานวิจัยและวิชาการ และข้อมูลการวิเคราะห์การลงทุนสำหรับโครงงานวิศวกรรมจาก ผศ.ดร.เฉลิมเกียรติ วงศ์วนิชทวี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยสยาม

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมควบคุมมลพิษ (2563), รายงานสถานการณ์ขยะมูลฝอยมูลฝอยของประเทศไทย, *ฐานข้อมูลระบบสารสนเทศด้านการจัดการขยะมูลฝอยชุมชน*, ณ.วันที่ 10 มีนาคม พ.ศ 2563

[2] สรุปสถานการณ์มลพิษของประเทศไทย (2561X. *กรมควบคุมมลพิษ กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม*, กุมภาพันธ์ 2562, หน้า 36-38.

[3] บริษัท หลักทรัพย์ ฟิลลิป (ประเทศไทย) จำกัด (มหาชน) (2558). ความเสี่ยงจากการเข้าทำรายการ, *รายงานความเห็นของที่ปรึกษาทางการเงินอิสระเกี่ยวกับการได้มาซึ่งสินทรัพย์ ของ บริษัท ชัยวัฒนา แทนเนอรี่ กรุ๊ป จำกัด (มหาชน)*, วันที่ 9 มิถุนายน 2558, หน้า 37-40.

[4] กรมควบคุมมลพิษ (2561), ประกาศกรมควบคุมมลพิษ เรื่อง แนวทางการพิจารณาคัดเลือกรูปแบบเทคโนโลยีการจัดการขยะมูลฝอยที่เหมาะสมสำหรับองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น, กรมควบคุมมลพิษ กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, 26 กันยายน 2561, หน้า 7-8.

[5] กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน (2558), ขั้นตอนการดำเนินโครงการ โครงการโรงเตาเผาขยะเพื่อผลิตไฟฟ้า, *รายงานการศึกษาความเป็นไปได้ของการลงทุนผลิตพลังงานไฟฟ้าจากขยะด้วยเทคโนโลยีเตาเผาขยะมูลฝอย (Incineration)*, กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน พฤศจิกายน 2558, หน้า 14

[6] การประมาณราคาค่าก่อสร้างและค่าดำเนินการบำรุงรักษาเทคโนโลยีพลังงานไฟฟ้าจากขยะ (2559), *โครงการศึกษาและจัดทำข้อมูลการลงทุนด้านพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน*. กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กระทรวงพลังงาน, กุมภาพันธ์ 2559, หน้า 36-38.

[7] เฉลิมเกียรติ วงศ์วนิชทวี (2561), การประยุกต์ใช้ไมโครซอฟท์เอ็กเซลในการวิเคราะห์การลงทุนของโครงการ. *การวิเคราะห์การลงทุนสำหรับโครงการงานวิศวกรรม*, มิถุนายน 2561, หน้า 247-251.

[8] ดวงตา สราญรมย์ (2560), การประเมินความคุ้มค่าในการลงทุนโครงการสร้างโรงไฟฟ้าพลังงานจากขยะ กรณีศึกษา เทศบาลนครนนทบุรี, *วารสารบัณฑิตศึกษา มหาวิทยาลัยราชภัฏวไลยอลงกรณ์ ในพระบรมราชูปถัมภ์*, ปีที่ 11 ฉบับที่ 2 พฤษภาคม – สิงหาคม 2560, หน้า 203-215

[9] กรมควบคุมมลพิษ (2559), *แผนแม่บทการบริหารจัดการขยะมูลฝอยของประเทศ (2559-2564)*. กรมควบคุมมลพิษ กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, กุมภาพันธ์ 2559, หน้า 5-12.

[10] พชรพร เพ็งอ้น, ฐิติศักดิ์ บุญปราโมทย์ (2560). การประเมินทางเลือกของการลงทุนโรงไฟฟ้าขยะชุมชนขนาด 3 เมกะวัตต์ โดยวิธีการเรียลออปชั่น. *การประชุมวิชาการระดับชาติ ครั้งที่ 14*, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน วันที่ 7-8 ธันวาคม 2560, หน้า 521-529.

[11] Devyansh Pant, K Srinivas. (2019). Cost Estimation of Construction Project Using Monte Carlo Simulation. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, March-April 2019, pp.13-19.

[12] Palisade Corporation (2016), User’s Guide @RISK Risk Analysis and Simulation Add-In for Microsoft Excel, Version 7, July 2016.

[13] Pratik Ganame, Pravin Chaudhari. (2015). Construction Building Schedule Risk Analysis Using Monte Carlo Simulation. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, July 2015, pp.1402-1406.

[14] Wongvanichtawee, C. (2002) The Risk Management in Construction Projects by Using Influence Diagram and Delphi Method, *Engineering Journal of Siam University*, Vol.5

การจัดการเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารสูง: กรณีศึกษาโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร
WASTE MANAGEMENT IN HIGH-RISE BUILDINGS CONSTRUCTION: A CASE STUDY OF ASCOTT EMBASSY SATHON PROJECT, BANGKOK

เทพฤทธิ์ มนต์แก้ว[1,*] และ จงรักษ์ ผลประเสริฐ[2]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมศาสตร์และการจัดการเชิงธุรกิจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี 12120
[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี 12120
**Corresponding author; E-mail address: thon549@hotmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุในการก่อสร้างอาคารสูง และผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม กรณีศึกษา โครงการ แอสค็อตแอมบัสซี่สาทร กรุงเทพมหานคร เพื่อหาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุ ประเภทของเศษวัสดุ ปริมาณการเกิดเศษวัสดุ ผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อม และพัฒนาสมการการประเมินเศษวัสดุจากการก่อสร้าง โดยเก็บข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่าง 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มที่ 1 บุคคลในโครงการก่อสร้าง กลุ่มที่ 2 ประชาชนในบริเวณพื้นที่ก่อสร้าง และลงสำรวจภาคสนาม เพื่อประกอบการทำวิจัย ผลการศึกษาพบว่า ความสำคัญที่มีผลทำให้เกิดเศษวัสดุมากที่สุดคือ ปัจจัยที่เกิดจากลักษณะของงานแต่ละประเภท เศษวัสดุที่เกิดขึ้นมากที่สุดคือ เศษคอนกรีต สมการประเมินเศษวัสดุจากการก่อสร้างอาคารสูงที่พัฒนา แทนค่าจะได้ W_{total} = 1.2076 กก./(ตร.ม.-เดือน) หรือเท่ากับ 4.50 ตัน/เดือน ผลกระทบสิ่งแวดล้อมที่เกิดขึ้นมากที่สุดจากการก่อสร้างอาคารสูงนี้คือ ฝุ่นละอองกระจายในชั้นบรรยากาศ สำหรับแนวทางการลดเศษวัสดุที่เกิดจากตัวบุคคล คือ มีการอบรมช่างให้มีความชำนาญงาน กำกับดูแลการใช้วัสดุให้พอดีกับงาน ส่วนแนวทางการลดผลกระทบสิ่งแวดล้อม มีการติดตั้งแผ่นกันฝุ่น และเสียงบริเวณรอบโครงการ มีการจัดเก็บเศษวัสดุไปยังกองเก็บอย่างมีประสิทธิภาพง่ายต่อการกำจัด

คำสำคัญ: เศษวัสดุก่อสร้าง, อาคารสูง, สิ่งแวดล้อม, การจัดการ

Abstract

This study evaluated factors that generate construction wastes and assessed the environmental impact at the Asscot Embassy Sathorn Project, a high-rise building, Bangkok, Thailand. Data on types of construction wastes, their volumes and environmental impacts were obtained from questionnaire results of construction personnel and people residing within the construction area and data collected based on site surveys. The most important factor contributing to generation of the construction wastes was found to be those according to the nature of each type of work. Concrete was the most generated construction wastes. An empirical equation to estimate construction wastes generation was developed as ; in which W_{total} , the total construction waste generation, was found to be 1.21kg/(m^2-month) or 4.50 tons/month. Dust distributed in the atmosphere was found to be the most environmental impact from this high-rise building construction. Methods to reduce these construction wastes should include: improving the engineer's and technicians' skills and appropriate uses of construction materials in high – rise building construction. Dust and sound -proofing panels should be installed around the project area and there should be effective storage area for construction wastes to help reduce environmental impacts.

Keywords: Construction Wastes, High-Rise, Environment, Management

1. คำนำ

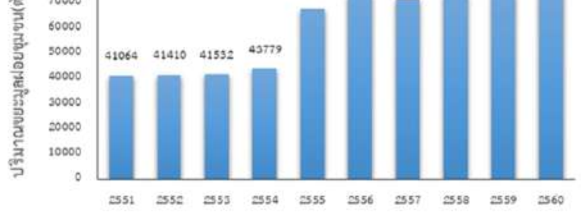
การก่อสร้างในภาพรวมปรับสูงขึ้น ในทุกพื้นที่ของประเทศพิจารณาจากการขออนุญาตก่อสร้างที่เพิ่มสูงขึ้นทั้งแนวราบ และแนวสูง รวมถึงเพิ่มขึ้น ทั้งในเชิงจำนวนใบอนุญาต และพื้นที่ขออนุญาตก่อสร้าง ในส่วนของพื้นที่แนวราบ ทำเลส่วนใหญ่อยู่ในพื้นที่จังหวัดรอง ของแต่ละภูมิภาคที่ยังมีพื้นที่ก่อสร้างอยู่ค่อนข้างมากเช่น จังหวัดนนทบุรีในพื้นที่ปริมณฑล จังหวัดกาญจนบุรี ในพื้นที่ภาคตะวันตก หรือในเขตภาคใต้เช่นจังหวัด สุราษฎร์ธานี สตูล พังงา พัทลุง เป็นต้น ในส่วนของการก่อสร้าง ที่อยู่อาศัยแนวสูงส่วนใหญ่กระจุกตัวในจังหวัดหลักที่เขตเมืองมีความหนาแน่น และราคาที่ดินค่อนข้างสูง เช่น กรุงเทพ ปทุมธานี เชียงใหม่ และภูเก็ต เป็นต้น เศษวัสดุที่เกิดขึ้นจากโครงการก่อสร้างที่เพิ่มขึ้น ตั้งแต่การออกแบบ การประมาณการวัสดุต่าง ๆ การสั่งซื้อวัสดุจากแหล่งผู้ผลิต การดำเนินการขนส่ง การจัดเก็บรวมไปถึงการทำสถานที่เก็บวัสดุ การขนย้ายจากที่จัดเก็บไปยังพื้นที่ทำงาน การใช้งานของผู้รับเหมาบางรายที่ไม่มีประสบการณ์หรืออาจไม่มีความรอบครอบในการใช้วัสดุนั้น ๆ และการทำงานภายใต้สภาพอากาศที่ไม่เหมาะสมหรืออาจจะตรงกับฤดูนั้นเพราะระยะเวลาก่อสร้างจะ

นาน และต้องเจอกับทุกสภาวะอากาศทำให้วัสดุเกิดสนิม งอ เสียหายใช้งานไม่ได้จนกลายเป็นเศษวัสดุ เช่น เศษปูน เหล็ก ท่อพีวีซีลวด ตะปู เป็นต้น ภาพรวมธุรกิจก่อสร้างภาคเอกชนช่วงที่เหลือของปี 2561 และปี 2562 ความน่าจะเป็นมีทิศทางที่เป็นบวก แต่อัตราการปรับตัวอาจอยู่ในกรอบที่ใกล้เคียงกับช่วงครึ่งแรกของปี 2561 ดังตารางที่ 1 จากตลาดที่อยู่อาศัยที่ยังคงมีอุปทาน ค้างขายในหลายพื้นที่ และการฟื้นตัวของกำลังซื้อของประชาชนรายได้ต่ำ-ปานกลางที่ยังไม่ชัดเจน โดยการเติบโต ของการก่อสร้างที่อยู่อาศัยจะกระจุกตัวในพื้นที่ที่ประชาชนมีกำลังซื้อเช่น กรุงเทพมหานคร และปริมณฑล รวมถึง จังหวัดใหญ่อื่นของภาค (ไผท ผดุงถิ่น, 2561)

ตารางที่ 1 การขอใบอนุญาตการก่อสร้างในประเทศไทย ปี 2560 - 2561 (ไผท ผดุงถิ่น, 2561)

การออกใบอนุญาตการก่อสร้างอสังหาริมทรัพย์ประเภทที่อยู่อาศัยทั่วประเทศ			
	ม.ค. - พ.ค. 60	ม.ค. - พ.ค. 61	เติบโต
พื้นที่อนุญาตก่อสร้าง (ตารางเมตร)			
แนวราบ	654,053	880,787	34.67 %
แนวสูง	1,856,897	1,959,070	5.50 %
จำนวน (หน่วย)			
แนวราบ	86,847	90,362	4.05 %
แนวสูง	147	184	25.17 %

ปริมาณขยะมูลฝอยในชุมชนต่อวันปี พ.ศ. 2560 ประเทศไทยมีปริมาณขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นทั่วประเทศ ประมาณ 27.37 ล้านตัน หรือ 74,998 ตันต่อวัน เพิ่มขึ้นจาก พ.ศ. 2559 ร้อยละ 1.15 ที่มีปริมาณเกิดขึ้น 27.06 ล้านตัน เนื่องจาก การเพิ่มขึ้นของประชากร และการขยายตัวของชุมชนเมือง ในขณะที่ อัตราการเกิดขยะมูลฝอยต่อคน ประมาณ 1.13 กิโลกรัมต่อคนต่อวัน ลดลงจาก พ.ศ. 2559 ซึ่งมีปริมาณ 1.14 กิโลกรัมต่อคนต่อวัน ทั้งนี้ เป็นขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นในกรุงเทพมหานคร ประมาณ 4.86 ล้านตัน คิดเป็น ร้อยละ 18 และในพื้นที่ 76 จังหวัด ประมาณ 22.51 ล้านตัน คิดเป็นร้อยละ 82 เมื่อพิจารณาในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา (พ.ศ. 2551-2560) พบว่า ปริมาณขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นต่อวันมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นจากภาพที่ 1 (กรมควบคุมมลพิษ, 2561)



รูปที่ 1 ปริมาณขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นต่อวัน ปีพ.ศ. 2551-2560 (กรมควบคุมมลพิษ, 2561)

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วิจิตรา แสนกุดเลาะ (2559) ได้ศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุ และลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมจากการก่อสร้างรถไฟฟ้า สายบางซื่อ-รังสิต กรณีศึกษา สถานีดอนเมือง โดยการออกแบบสอบถามกลุ่มตัวอย่างซึ่งแบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ วิศวกร และคนงานในงานก่อสร้าง จำนวน 24 ตัวอย่าง และ ประชาชนที่อยู่ในบริเวณใกล้เคียงกับสถานที่ก่อสร้าง จำนวน 100 ตัวอย่าง พบว่าปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุมากที่สุดคือคนงานไม่มีประสิทธิภาพไม่ชำนาญด้านเทคนิคประสบการณ์มีไม่เพียงพอ ส่วนชนิดของเศษวัสดุที่เกิดขึ้นมากที่สุดคือเหล็ก และปริมาณของเศษวัสดุที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างมีประมาณ 10 ตัน/เดือน และได้เสนอแนวทางการลดผลกระทบสิ่งแวดล้อมในงานก่อสร้างได้แก่การฝึกอบรมแก่พนักงาน วางแผนการปฏิบัติงานในงานแต่ละประเภท และการขนย้ายเศษวัสดุไปใช้หน้างานได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยเกิดการชำรุดน้อยที่สุด

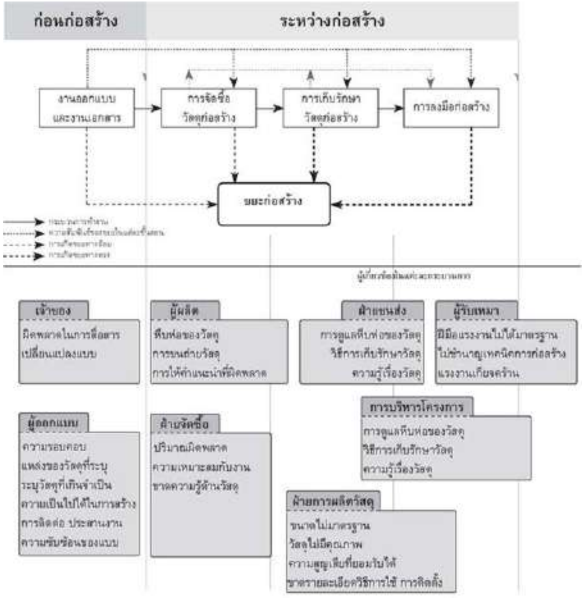
โชคดี ยี่แพร่ (2554) ได้ศึกษาการจัดการขยะจากการก่อสร้างเพื่อสิ่งแวดล้อมที่ยั่งยืนศึกษาปัญหาการจัดการขยะจากโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่พิเศษ และศึกษากระบวนการจัดการขยะจากการก่อสร้างโครงการอาคารขนาดใหญ่พิเศษโดยใช้วิธีแบบสัมภาษณ์ และทำแบบสอบถาม โดยมีกลุ่มเป้าหมายคือผู้จัดการโครงการ วิศวกรโครงการ วิศวกรควบคุมงาน หรือบุคคลที่รับรู้สถานการณ์หน้างานของโครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่พิเศษประเภทอาคารพักอาศัยที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ผลการวิจัยพบว่าวัสดุที่ก่อให้เกิดขยะจากกระบวนการก่อสร้างมากที่สุดกลุ่มบรรจุภัณฑ์ของวัสดุต่าง ๆ และกลุ่มไม้รูปพรรณ สาเหตุที่ทำให้เกิดขยะในกระบวนการก่อสร้างมี 2 ส่วนหลักคือ สภาพปัญหาที่ เกี่ยวข้องกับฝ่ายบริหารโครงการมีสาเหตุที่ทำให้เกิดขยะจากการก่อสร้างคือการสื่อสารกับส่วนปฏิบัติงานไม่ชัดเจน และการขาดการวางแผนงานก่อสร้าง และไม่รอบคอบ ส่วนอีกสภาพปัญหาคือฝ่ายปฏิบัติงานมีสาเหตุหลักที่สำคัญคือคนงานขาดทักษะในการทำงาน และการแก้ไขงานเนื่องจากผลงานไม่ได้มาตรฐาน จากการสอบถามผู้จัดการโครงการพบว่าขั้นตอนในกระบวนการจัดการขยะที่โครงการก่อสร้างอาคารขนาดใหญ่พิเศษให้ความสำคัญมากที่สุดคือการศึกษาแบบก่อนลงมือทำงาน และการสั่งงานที่ชัดเจน ส่วนขั้นตอนที่ทำให้กระบวนการจัดการขยะเกิดประสิทธิภาพมากที่สุดคือการจัดทำแผนงานก่อสร้าง และการศึกษาแบบก่อนลงมือทำงาน

วีระยุทธ์ สุขเพชร (2556) ศึกษาการจัดการเพื่อลดเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารพักอาศัยศึกษาปริมาณ และชนิดของเศษวัสดุในหมวดงานสถาปัตยกรรมของโครงการก่อสร้างอาคารพักอาศัย ปัจจัยการเกิดเศษวัสดุในงานโครงการก่อสร้างหมวดงานสถาปัตยกรรม ด้วย กระบวนการสำนักงานปกป้องสิ่งแวดล้อมแห่งสหรัฐอเมริกาเพื่อวิเคราะห์ และเสนอแนวทางการจัดการเพื่อลดปริมาณเศษวัสดุก่อสร้าง อันเนื่องมาจากการคำนวณออกแบบ และการดำเนินงานก่อสร้างของโครงการก่อสร้างอาคารพักอาศัยโดยไม่รวมเศษวัสดุที่เกิดจากการรื้อถอน และขยะมูลฝอยของคนงาน

ก่อสร้าง การศึกษาใช้การคำนวณแบบก่อสร้างกรณีศึกษาของอาคารสมูทเรสซิเดนท์ อาคารจำนวน 5 ชั้นมีขนาดพื้นที่รวมทั้งสิ้น 1,600 ตารางเมตร โดยวิธีการสมดุลของวัสดุเพื่อวิเคราะห์ และพิจารณาปริมาณความสูญเสียควบคู่กับการสำรวจลักษณะทางกายภาพผลการศึกษา พบว่าแบบก่อสร้างของหมวดงานสถาปัตยกรรมปริมาณงานที่เกิดความสูญเสียมากที่สุด ได้แก่ งานฝ้า เพดาน เกิดความสูญเสียเป็นสัดส่วนร้อยละ 14.90 ของปริมาณวัสดุที่ควรใช้ทั้งหมดรองลงมา ได้แก่ งานพื้นมีความสูญเสียร้อยละ 7.99 และงานผนังกระเบื้องห้องน้ำมีความสูญเสียร้อยละ 4.41 ของ ปริมาณวัสดุที่ควรใช้ทั้งหมดตามลำดับ ปัจจัยการสูญเสียของเศษวัสดุในงานโครงการก่อสร้างหมวดงาน สถาปัตยกรรม นั้นพบว่า การสูญเสียของวัสดุตามปัจจัยด้านกายภาพ คือสภาพปัญหาที่เกิดจากการออกแบบ ที่ไม่ได้คำนึงถึงขนาดของวัสดุหรือพื้นที่ของห้องซึ่งมีหลายขนาดตำแหน่งของเสาอาคาร และปล่องช่องที่เผื่อไว้ใช้ในงานระบบ ปัญหาของสถานที่เก็บวัสดุ ปัญหาของพื้นที่ในการทำงาน ที่สำคัญทักษะของคนงานก่อสร้าง การวางแผน และการจัดลำดับของงาน ตลอดจนการแก้ไขงานเนื่องจากผลการทำงาน ไม่ได้คุณภาพตามมาตรฐานที่วางไว้

จิรานุวัฒน์ จันทร์จร (2545) ได้ศึกษาแนวทางการจัดการเศษสิ่งก่อสร้างในประเทศ ซึ่งขอบเขตของการศึกษาเป็นการศึกษาเฉพาะเศษสิ่งก่อสร้างที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างเท่านั้น ไม่รวมถึงเศษสิ่งก่อสร้างรื้อถอน ขยะชุมชนจากคนงานก่อสร้าง และการศึกษาผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมอันเนื่องมาจากเศษวัสดุสิ่งก่อสร้าง โครงการวิจัยนี้ใช้ข้อมูลจากโครงการก่อสร้างอาคาร ที่มีมูลค่าโครงการตั้งแต่ 5 ล้านบาทขึ้นไป และอยู่ในกรุงเทพมหานคร จำนวน 32 โครงการ ซึ่งเก็บข้อมูลโดยการใช้แบบสอบถามและการสัมภาษณ์ผู้รับเหมาหรือผู้ควบคุมงานเพื่อนำข้อมูลไปศึกษาหาลักษณะองค์ประกอบของเศษวัสดุก่อสร้างในโครงการก่อสร้างของไทย และศึกษาถึงปัจจัยการเกิดเศษวัสดุสิ่งก่อสร้างของฝ่ายต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้าง ผลการศึกษาพบว่า ผู้รับเหมา และผู้ควบคุมงานก่อสร้างอาคารในอุตสาหกรรมก่อสร้างมีความเห็นว่าองค์ประกอบของเศษวัสดุก่อสร้างที่มีปริมาณมากที่สุดคือเศษไม้ คอนกรีต กรวด หิน ทราย เหล็ก วัสดุก่อและกระดาษ ปริมาณน้อยในลำดับต่อไป ได้แก่ วัสดุปูพื้น พลาสติกวัสดุแผ่นสำเร็จรูป วัสดุมุงหลังคา อลูมิเนียม และสี ปริมาณน้อยที่สุด คือ ยาง สำหรับสาเหตุของการเกิดสิ่งก่อสร้างเนื่องจากการใช้วัสดุก่อสร้างชนิดต่าง ๆ ส่วนใหญ่เกิดจากการขาดการวางแผนการใช้วัสดุก่อสร้าง สถานทีเก็บเศษวัสดุก่อสร้างไม่ได้มาตรฐาน และความเสียหายเนื่องจากการขนย้าย นอกจากนี้ยังพบว่า ผู้ควบคุมงาน ผู้รับเหมา และคนงานก่อสร้าง มีอิทธิพลต่อการเกิดเศษสิ่งก่อสร้างได้มากกว่า เจ้าของโครงการ ผู้บริหารโครงการ ผู้ออกแบบ และผู้จำหน่ายวัสดุ

Karim & Marosszeky (1999) ได้ศึกษาสาเหตุของการเกิดเศษวัสดุก่อสร้าง โดยพบว่า เศษวัสดุก่อสร้างสามารถเกิดได้ในทุกขั้นตอนหากขาดทักษะ และความเอาใจใส่ต่อรายละเอียดการทำงาน การเกิดขยะในช่วงของการก่อสร้างส่วนใหญ่นั้นมีสาเหตุจากขั้นตอนการเตรียมงานก่อนการก่อสร้างเช่นการสั่งซื้อวัสดุมากเกินไป การจัดเก็บ และเคลื่อนย้ายวัสดุที่ไม่เหมาะสม กระบวนการทำงานขาดการวางแผน การขาดความรู้ความสามารถ และขาดความเอาใจใส่ในการทำงานดังภาพที่ 2 โดยในการก่อสร้างนั้นแต่ละกระบวนการจะส่งผลต่อเนื่องไปยังอีกกระบวนการหนึ่งคือ การตัดวัสดุให้เหลือเศษซึ่งเป็นสาเหตุใหญ่ที่ก่อให้เกิดการสูญเสียวัสดุก่อสร้าง นอกจากนี้การวางแผนจัดการวัสดุก่อสร้างให้รอบคอบ และมีประสิทธิภาพมากขึ้น รวมทั้งการประสานงานที่ถูกต้อง และชัดเจนกับผู้รับเหมารายย่อยต่าง ๆ เป็นสิ่งที่สำคัญที่สุดในการลดการสูญเสียเศษวัสดุ



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ของการเกิดเศษวัสดุในแต่ละกระบวนการ และผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้อง

Faniran & Caban (1998) ได้ทำการศึกษางานวิจัยถึงปัจจัย และสาเหตุของการเกิดเศษวัสดุก่อสร้างโดยสรุปสาเหตุหลักออกมา 12 ประเภท ดังตารางที่ 2 โดยเรียงตามลำดับความสำคัญของการสูญเสียของเศษวัสดุก่อสร้าง

ตารางที่ 2 สาเหตุที่ทำให้เกิดความสูญเสียวัสดุก่อสร้าง

ลำดับ	สาเหตุการสูญเสีย
1.	การเปลี่ยนแบบ
2.	การตัดวัสดุให้เหลือเศษชิ้นเล็ก
3.	การสูญเสียวัสดุ เนื่องจากบรรจุภัณฑ์ไม่ดี
4.	การออกแบบ หรือรายละเอียดผิดพลาด
5.	สภาพอากาศไม่ดี
6.	การขนย้ายวัสดุไม่เหมาะสม
7.	การขาดการควบคุมและวางแผนการใช้วัสดุ
8.	การจัดซื้อวัสดุที่ผิดพลาด
9.	การกองเก็บวัสดุไม่เหมาะสม
10.	อุบัติเหตุในการทำงาน
11.	ฝีมือแรงงานต่ำกว่ามาตรฐาน
12.	การทำลายวัสดุและการลักขโมย

2.2 สาเหตุของปัญหาการเกิดเศษวัสดุจากการก่อสร้าง

ในการดำเนินงานแต่ละโครงการให้ประสบผลสำเร็จ และสามารถทำตามเป้าหมายนั้น ทรัพยากรทางด้านอุปกรณ์ และวัสดุ ถือเป็นอีกปัจจัยที่สำคัญ ในทุกกระบวนการดำเนินงานการก่อสร้างที่มีการเปลี่ยนแปลงหรือมีความผันแปรที่เกี่ยวเนื่องกับอุปกรณ์ และวัสดุ ทำให้เกิดผลกระทบต่องานก่อสร้างทันที เช่น การจัดการส่งวัสดุอุปกรณ์เข้าโครงการก่อสร้างได้ไม่ทันเวลาหรือไม่เป็นตามแผนงานที่กำหนด ทำให้เกิดภาวะการขาดแคลนวัสดุและอุปกรณ์ที่จะต้องใช้ก่อสร้างตามความต้องการของเจ้าของโครงการ หรือเกิดจากความล่าช้าจากทางร้านค้าเองในการจัดส่ง ทำให้จำนวนวัสดุ และอุปกรณ์ที่ได้รับไม่เพียงพอต่อปริมาณงานที่ได้วางแผนไว้ รวมไปถึงผันผวนของราคาวัสดุอุปกรณ์ที่มีการเปลี่ยนแปลงในอัตราที่สูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้เลือกสั่งซื้อหรือได้วัสดุอุปกรณ์ที่ไม่ตรงตามมาตรฐานหรือมาตรฐานต่ำ และในบางครั้งทำให้เกิดงบประมาณบานปลายจากการเลือกสั่งของที่มีราคาแพง แต่ไม่มีคุณภาพเช่นกันเราสามารถแบ่งสาเหตุของปัญหาที่เกิดขึ้นในงานก่อสร้างได้เป็น 3 หัวข้อใหญ่ ดังนี้

2.2.1 การจัดสรรงบประมาณการก่อสร้าง

ระหว่างค่าวัสดุกับแรงงานการควบคุม และการวางแผนในการใช้วัสดุอุปกรณ์ รวมถึงการจ้างแรงงานนั้นจะก่อให้เกิดปัญหา และส่งผลโดยตรงกับการจัดการกับงบประมาณในการก่อสร้าง โดยฝ่ายก่อสร้างนั้น ปัญหาที่พบบ่อยมากคือ การใช้งบประมาณที่บานปลายสูงเกินกว่ากำหนด และทักษะฝีมือของช่างไม่เป็นไปตามมาตรฐาน โดยมาจากการจ่ายค่าแรงในราคาที่ต่ำนั้น มีสาเหตุมาจาก

-แบบ และรายละเอียดของงาน

-ทักษะ และฝีมือของช่าง

-สถานที่จัดเก็บในหน่วยงานก่อสร้างภาคสนาม

-ช่วงเวลาในการดำเนินงานก่อสร้าง

ขั้นตอนการรับ การเบิก-จ่ายในหน่วยงานก่อสร้างภาคสนาม

อีกปัญหานั้นมาจากเรื่องของแรงงาน และคนงาน ซึ่งในปัจจุบันมีแนวโน้มที่หาได้ยากมาก รวมทั้งการที่ค่าแรงของแรงงานในตลาดแรงงานไทยเริ่มจะสูงขึ้นด้วย จะเป็นอีกสาเหตุที่ทำให้ผู้รับเหมาของโครงการทั้งหลายขาดทุน หรือไม่มีแรงงานในการทำงานมากพอที่จะทำให้งานก่อสร้างนั้นสำเร็จได้ทันเวลา และอยู่ในการจัดสรรงบที่ได้ อันเป็นเรื่องสำคัญ

รูปที่ 3 สถานที่เก็บวัสดุในโครงการก่อสร้าง

2.2.2 การเลือกใช้วัสดุที่ไม่สอดคล้อง

ระหว่างปริมาณความต้องการและเวลา การจัดการวัสดุ และอุปกรณ์จัดเป็นปัญหา และยังถูกให้ความสำคัญในอันดับแรก ๆ ของการก่อสร้าง เพราะถือเป็นด่านแรกของการควบคุมปัญหา และการป้องกันสิ่งที่จะตามมาอันส่งผลกระทบโดยตรงต่องานได้ โดยฝ่ายที่สำคัญ คือ ฝ่ายการจัดซื้อ ซึ่งถ้าสั่งซื้อที่ไม่ตรงตามเกณฑ์มาตรฐาน โดยสาเหตุที่ทำให้ฝ่ายจัดซื้อ เลือกร้านวัสดุ และอุปกรณ์ในราคาที่สูงเกินกว่าราคามาตรฐานนั้น ก่อให้เกิดความสิ้นเปลืองในงานก่อสร้าง ได้แก่

-การเลือกแหล่งผู้จำหน่ายหรือร้านค้า เช่น ต้นทุนของวัตถุดิบสูงที่เกิดจากการจัดซื้อ เพราะการเลือกซื้อจากแหล่งที่ไกลจากสถานที่ก่อสร้างโดยไม่ได้พิจารณาเลือกแหล่งผู้ขายก่อน ไม่ว่าจะเป็นการให้บริการหลังจากการขาย จำนวนผู้ขาย สถานที่ตั้ง ความต่อเนื่อง ความน่าเชื่อถือ และเงื่อนไขการชำระเงิน

-การวางแผนการสั่งซื้อ เช่น การประมาณการในด้านปริมาณวัตถุดิบและช่วงเวลาในการจัดซื้อ ทำให้เกิดปัญหาที่คือ การจัดส่งไม่ได้คุณภาพ และล่าช้า

-ขั้นตอนการตรวจสอบในการรับ

-การประสานงานหรือติดต่อสื่อสารระหว่างฝ่ายจัดซื้อกับฝ่ายก่อสร้าง การจัดซื้อแบ่งเป็น 2 ช่วงคือ ช่วงก่อนการเริ่มงานก่อสร้าง และช่วงที่อยู่ระหว่างการก่อสร้าง ดังนั้นการประสานงานร่วมกับฝ่ายก่อสร้างจึงเป็นเรื่องที่สำคัญ ทั้งขั้นตอนของการจัดเตรียมเอกสารที่เกี่ยวข้องในกระบวนการจัดซื้อ จัดหา เช่น สัญญาซื้อขาย ใบสั่งซื้อ ขั้นตอนการจัดส่ง และตรวจรับวัสดุอุปกรณ์ เป็นต้น ซึ่งทั้งสองฝ่ายต้องร่วมกันพิจารณาเลือกวิธีที่เหมาะสมในการจัดส่ง และรับที่โครงการก่อสร้างภาคสนาม และนอกโครงการก่อสร้าง

-รายละเอียดด้านคุณสมบัติของวัสดุ อุปกรณ์

-รายละเอียดด้านระยะเวลาในการดำเนินงานก่อสร้าง

ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า การจัดซื้อที่ดีนั้นผู้รับผิดชอบในการจัดซื้อ จะต้องจัดซื้อให้ดีที่สุด(Best Buy) ได้แก่ การจัดซื้อที่ได้คุณสมบัติถูกต้อง จำนวนที่ถูกต้อง เวลาที่ถูกต้อง ราคาที่ถูกต้องจากแหล่งผู้ขายที่ถูกต้อง และนำไปส่งยังสถานที่ที่ถูกต้อง

รูปที่ 4 *วัสดุโครงสร้างหลังคา*

2.3 แหล่งกำเนิดของเสียจากการก่อสร้าง

แหล่งกำเนิดของของเสียจากการก่อสร้าง และรื้อถอนที่เกิดขึ้นในประเทศไทย สามารถจำแนกแหล่งกำเนิดได้เป็น 4 ประเภท ดังนี้

2.3.1 ของเสียจากการก่อสร้างใหม่

ของเสียจากการก่อสร้างใหม่ และรื้อถอนที่เกิดจากสถานที่ก่อสร้างอาคาร และสิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ ซึ่งในที่นี้รวมถึงสถานที่ก่อสร้างใหม่จากพื้นที่ว่างเปล่าหรือไม่เคยมีสิ่งปลูกสร้างใด ๆ มาก่อน และสถานที่ก่อสร้างจากพื้นที่เดิมที่ไม่เคยมีสิ่งปลูกสร้างใด ๆ มาก่อน และได้มีการรื้อถอนออกไปก่อนหน้านี้แล้ว ของเสียที่เกิดขึ้นจะเกิดจากการปรับปรุงพื้นที่ เช่น การโค่นต้นไม้ในพื้นที่เดิมการขุดดินในพื้นที่ออกเพื่อสร้างฐานรากของอาคาร และสิ่งปลูกสร้าง และของเสียที่เกิดขึ้นในระหว่าง การก่อสร้างซึ่งส่วนใหญ่เกิดจากส่วนที่เหลือทิ้งจากวัสดุก่อสร้างใหม่ และส่วนที่เสียหายในระหว่างการ ดำเนินการของเสียจากบรรจุภัณฑ์วัสดุที่ใช้แล้วต่าง ๆ

2.3.2 ของเสียจากการรื้อถอน

เกิดจากสถานที่ที่มีการรื้อถอน ปรับปรุงเปลี่ยนแปลง หรือซ่อมแซมอาคาร หรือ สิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ ของเสียที่เกิดขึ้นจากแหล่งกำเนิดประเภทนี้จะมีลักษณะแตกต่างกันไป ขึ้นกับ ลักษณะของการปรับปรุงหรือรื้อถอนสิ่งปลูกสร้าง เช่น การปรับปรุงอาคาร การตกแต่งภายใน ของ เสียที่เกิดขึ้นโดยส่วนใหญ่จะเป็นเฟอร์นิเจอร์เก่าที่ใช้แล้ว และของเสียที่เกิดจากบรรจุภัณฑ์ของวัสดุที่ นำเข้ามาใหม่ สำหรับอาคารที่มีการรื้อถอนเพียงบางส่วนเพื่อปรับปรุงลักษณะการใช้งานของอาคาร หรือการปรับปรุงระบบไฟฟ้า ระบบปรับอากาศ ระบบสุขาภิบาล ภายในอาคาร ของเสียที่เกิดขึ้นนั้น จะมีลักษณะขึ้นกับระบบที่ปรับปรุง เช่น ท่อพี วี ซี แผ่นฉนวนหุ้มท่อแอร์ เครื่องสุขภัณฑ์ กระเบื้อง พื้น และผนัง สำหรับการรื้อถอนอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างทั้งหลัง ของเสียที่เกิดขึ้นจะมีทุกประเภท เช่น เศษคอนกรีต เศษเหล็กในคอนกรีต กระเบื้องไม้ อิฐ ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะปะปนกัน ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับการ รื้อถอนว่าเป็นการรื้อถอนแบบคัดแยกหรือไม่

2.3.3 ของเสียจากโรงงานผลิตวัสดุก่อสร้างสำเร็จรูป

ของเสียที่เกิดจากแหล่งกำเนิดประเภทนี้มักจะมีลักษณะที่ค่อนข้างคงที่ไม่มีการ ปะปนกันของวัสดุแต่ละประเภท ของเสียที่เกิดขึ้นสามารถจำแนกได้เป็นของเสียที่เกิดจากของเหลือ ทิ้งจากวัตถุดิบที่ใช้ในกระบวนการผลิต ของเสียที่เกิดจากผลิตภัณฑ์ที่ไม่ได้มาตรฐาน และของเสียที่เกิด จากผลิตภัณฑ์ที่ได้ผลิตเสร็จสิ้นแล้วแต่เกิดการแตกหักเสียหายในระหว่างการบรรจุ การเก็บใน คลังสินค้า และการขนส่ง

2.3.4 ของเสียจากการก่อสร้าง

ซ่อมแซม และรื้อถอน ถนน สะพาน ทางด่วน ของเสียที่เกิดจากแหล่งกำเนิดประเภทนี้จะมีองค์ประกอบที่ค่อนข้างคงที่ เช่น หินกรวด แอสฟัลต์ หินคลุก ดิน และเศษคอนกรีต

2.4 เกณฑ์การแปลผลค่าเฉลี่ย

บุญชม ศรีสะอาด (2553)ได้พูดถึงการศึกษางานวิจัยทางการศึกษา และได้บอกถึงลักษณะการเก็บข้อมูลตัวอย่าง และการแปลผลค่าเฉลี่ยมีดังนี้

2.4.1 เกณฑ์การแปลผลค่าเฉลี่ยแบบที่ 1

จากการหาค่าช่วงพิสัยเท่ากับ 0.8 ทำให้เราทราบช่วงห่าง ผู้วิจัยกำหนดไว้ว่า

1 แทน น้อยที่สุด

2 แทน น้อย

3 แทน ปานกลาง

4 แทน มาก

5 แทน มากที่สุด

เมื่อได้ทำการหาค่าเฉลี่ยออกมานั้นซึ่งจะแบ่งเป็น 2 ประเภทคือค่าเฉลี่ยที่ได้ออกมาเป็นจำนวนเต็ม และจำนวนที่เป็นทศนิยม โดยเมื่อทำการปัดเศษนั้นค่าที่ได้อาจทำให้ความหมายเปลี่ยนได้ เช่น ค่าเฉลี่ยที่ได้เท่ากับ 1.7 ในการแปลผลค่าจะได้ออกมาเป็นน้อยที่สุดแต่ถ้าทำการปัดเศษทศนิยมค่าที่ได้เท่ากับ 2 แปลผลจะได้น้อยซึ่งจะทำให้ค่าคาดเคลื่อนได้ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 เกณฑ์การแปลผลค่าเฉลี่ย แบบที่ 1

ค่าเฉลี่ย	ความหมาย
4.21 – 5.00	มากที่สุด
3.41 – 4.20	มาก
2.61 – 3.40	ปานกลาง
1.81 – 2.60	น้อย
1.00 – 1.80	น้อยที่สุด

2.4.2 เกณฑ์การแปลผลค่าเฉลี่ย แบบที่ 2

บุญชม ศรีสะอาด (2553)กล่าวถึงการแปลความหมายในแบบที่ 2 โดยใช้ช่วงของค่าเฉลี่ยเป็น 0.5 ซึ่งการแปลค่านั้นก็ยังทำให้เกิดความผิดพลาดในการปัดเศษทศนิยม เช่น 4.5 ถูกปัดเป็น 5.0 ทั้งที่ไม่ได้อยู่ใกล้ 5.0 มากกว่า 4.0 ค่าที่จะปัดเป็น 5.0 ได้น่าจะเป็น 4.51 ถึง 4.99 ซึ่งมีค่าใกล้กับ 5.0 มากกว่า 4.0 ตามตารางที่ 4

ตารางที่ 4 *เกณฑ์การแปลความหมายค่าเฉลี่ย แบบที่ 2*

ค่าเฉลี่ย	ความหมาย
4.50 – 5.00	มากที่สุด
3.50 – 4.49	มาก
2.50 – 3.49	ปานกลาง
1.50 – 2.49	น้อย
1.00 – 1.49	น้อยที่สุด

2.4.3 เกณฑ์การแปลผลค่าเฉลี่ย แบบที่ 3

บุญชม ศรีสะอาด (2553) สรุปเป็นตารางดังต่อไปนี้ ซึ่งแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 เกณฑ์การแปลความหมายค่าเฉลี่ย แบบที่ 3

ค่าเฉลี่ย	ความหมาย
4.51 – 5.00	มากที่สุด
3.51 – 4.50	มาก
2.51 – 3.50	ปานกลาง
1.51 – 2.50	น้อย
1.00 – 1.50	น้อยที่สุด

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 ขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัย

3.1.1 ศึกษางานปริมาณ และปัจจัยการเกิดเศษวัสดุก่อสร้างของโครงการโดยใช้วิธีสอบถามวิศวกรและคนงานก่อสร้างรวมไปถึงการลงสำรวจหน้างานจริง และทฤษฎีจากบทความ หนังสือ และเอกสารต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง

3.1.2 ศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมด้านความปลอดภัย การจราจร ค่าใช้จ่ายในการจัดการเศษวัสดุ มลภาวะด้านอากาศ และเสียงที่ส่งผลต่อคนงาน และประชาชนที่อาศัยอยู่บริเวณรอบโครงการก่อสร้าง

3.1.3 กำหนดกลุ่มเป้าหมายที่จะทำการเก็บข้อมูล โดยทำการเลือกสอบถามบุคลากรที่เกี่ยวข้อง และจากการลงพื้นที่สำรวจหน้างานจริงเพื่อเก็บข้อมูลในโครงการก่อสร้าง

3.1.4 นำข้อมูลปัญหาโดยรวมที่ได้นั้นมาเจาะลึกถึงปัจจัยในแต่ละด้าน และคิดเป็น ร้อยละของงานทั้งหมด

3.1.5 นำเศษวัสดุของเสียในแต่ละงานมาคิดเทียบปริมาณงานทั้งหมดของงานนั้นว่าสูญเสียกี่เปอร์เซ็น

3.1.6 นำข้อมูลที่ได้จากการการศึกษาจากแหล่งต่าง ๆ ภายในโครงการก่อสร้างมาวิเคราะห์เพื่อพัฒนาสมการการเกิดเศษวัสดุจากการก่อสร้างอาคารสูง

3.1.7 ศึกษาแนวทางการแก้ปัญหาในการลดเศษวัสดุเหล่านี้โดยวิธี PDCA

3.1.8 สรุปผลการวิจัย และข้อเสนอแนะ

3.2 สถานที่เก็บรวบรวมข้อมูล

การเก็บข้อมูลการศึกษาการจัดการเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารสูง: กรณีศึกษาโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร โครงการตั้งอยู่ที่ 187 ถนนสาทรใต้ แขวงยานนาวา เขตสาทร กรุงเทพมหานคร 10120 เป็นโครงการอาคารพักอาศัย โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 37 ชั้นจำนวนห้อง 393 ยูนิตซึ่งแบ่งเป็น 3 ขนาดคือ ขนาดที่ 1 มีพื้นที่ 115 ตารางเมตร ขนาดที่ 2 มีพื้นที่ 37.75 ตารางเมตร ขนาดที่ 3 มีพื้นที่ 49 ตารางเมตร โดยทั้งหมดที่กล่าวมานั้นจะมีจำนวนห้องแต่ละขนาดอยู่จำนวน 4 ห้องรวมทั้งหมดต่อชั้น ชั้นละ 12 ห้อง พื้นที่ใช้สอยทั้งโครงการประมาณ 41,650 ตารางเมตร

3.3 เครื่องมือในการวิจัย

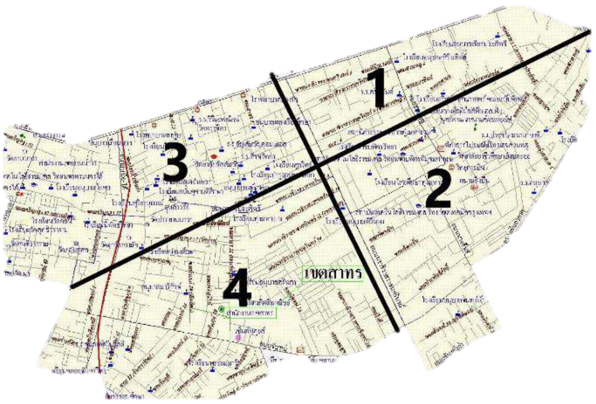
เครื่องมือที่สนใจในการนำมาเก็บข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างคือการตอแบบสอบถาม เพื่อนำมาวิเคราะห์ และเปรียบเทียบไปในทิศทางเดียวกันโดยแบ่งกลุ่มตัวอย่างเป็น 2 กลุ่ม

กลุ่มที่ 1 ประชาชนที่อยู่ภายในโครงการก่อสร้าง ซึ่งได้ปฏิบัติหน้างานจริง ซึ่งตัวอย่างมีทั้งหมด 50 ตัวอย่าง

กลุ่มที่ 2 ประชาชนที่อาศัยอยู่บริเวณรอบ ๆ โครงการก่อสร้างที่อาจจะได้รับผลกระทบจากการก่อสร้างอาจจะเป็นด้านการจราจร ฝุ่น น้ำเสีย เป็นต้น

3.4 จำนวนกลุ่มตัวอย่าง

จากข้อมูลการแจกแจงจำนวนประชากรแขวงทุ่งมหาเมฆ เขตสาทร จังหวัดกรุงเทพมหานคร มีประชาชนทั้งหมด 19,556 คน เมื่อนำมาคำนวณตามสมการที่ 3.1 พบว่า จะได้ประชาชนกลุ่มตัวอย่างจำนวน 392 ตัวอย่าง โดยภาพที่ 3.2 จะเห็นพื้นที่เขตสาทรนั้นกว้างขวางมากจึงเลือกแบ่งขอบเขตออกเป็น 4 จุด เพื่อทำการเก็บข้อมูล โดยจุดที่ 1 เป็นพื้นที่ที่ใกล้กับโครงการก่อสร้างมากที่สุด และได้รับผลกระทบมากสุดด้วยเช่นกันจึงเลือกใช้จุดที่ 1 เป็นที่เก็บข้อมูล และจำนวนตัวอย่างจะเท่ากับ 92 ตัวอย่างโดยจะปรับเป็น 100 ตัวอย่างซึ่งเห็นว่าเพียงพอต่อการเก็บข้อมูล



รูปที่ 5 ขอบเขตการเก็บข้อมูลจากประชาชนกลุ่มตัวอย่าง แขวงทุ่งมหาเมฆ เขตสาทร

3.5 สมการพัฒนาวิธีการประเมินเศษวัสดุจากการก่อสร้างอาคารสูง

สมการนี้ถูกพัฒนาเพื่อหาปริมาณเศษวัสดุที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างอาคารสูง โดยข้อมูลได้นำมาจากการปฏิบัติหน้างานจริงดังสมการ

$$W_{total} = W_c+W_i+W_w+W_m+W_p$$

$$W_c = L_c - [L_c - L_c(P_{ac}) - L_c(S_{bc}) - L_c(A_{cc}) - L_c(E_{dc}) - L_c(N_{ec})]$$

$$W_i = L_i - [L_i - L_i(P_{ai}) - L_i(S_{bi}) - L_i(A_{ci}) - L_i(E_{di}) - L_i(N_{ei})]$$

$$W_w = L_w - [L_w - L_w(P_{aw}) - L_w(S_{bw}) - L_w(A_{cw}) - L_w(E_{dw}) - L_w(N_{ew})]$$

$W_m = L_m - [L_m - L_m(P_{am}) - L_m(S_{bm}) - L_m(A_{cm}) - L_m(E_{dm}) - L_m(N_{em})]$

$W_p = L_p - [L_p - L_p(P_{ap}) - L_p(S_{bp}) - L_p(A_{cp}) - L_p(E_{dp}) - L_p(N_{ep})]$

เมื่อ W_{total} คือ ผลรวมของเศษวัสดุที่เกิดขึ้นทั้งโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

W_c คือ ผลรวมของเศษคอนกรีตที่เกิดขึ้นในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

W_i คือ ผลรวมของเศษเหล็กที่เกิดขึ้นในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

W_w คือ ผลรวมของเศษไม้แบบที่เกิดขึ้นในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

W_m คือ ผลรวมของเศษถุง และพลาสติก และอื่น ๆ ที่เกิดขึ้นในโครงการหน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

W_p คือ ผลรวมของเศษกระดาษที่เกิดขึ้นในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

L_c คือ ปริมาณของคอนกรีตที่ใช้ในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

L_i คือ ปริมาณของเหล็กที่ใช้ในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

L_w คือ ปริมาณของไม้แบบที่ใช้ในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

L_m คือ ปริมาณของถุง และพลาสติก และอื่น ๆ ที่ใช้ในโครงการ หน่วยเป็นกิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

L_p คือ ปริมาณของกระดาษที่ใช้ในโครงการ หน่วยเป็น กิโลกรัม/(ตร.ม-เดือน)

P คือ ค่าเฉลี่ยของปัจจัยที่เกิดจากบุคลากร

S คือ ค่าเฉลี่ยของปัจจัยที่เกิดจากแบบก่อสร้าง

A คือ ค่าเฉลี่ยของปัจจัยที่เกิดจากการเร่งงาน

E คือ ค่าเฉลี่ยของปัจจัยที่เกิดจากสิ่งแวดล้อม

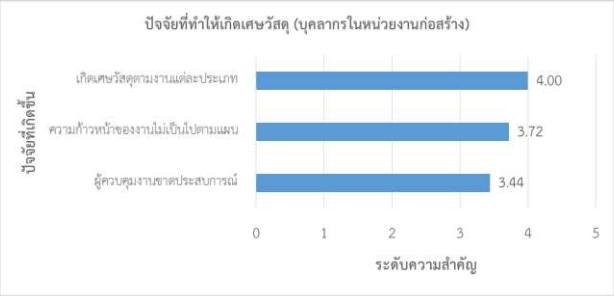
N คือ ค่าเฉลี่ยของปัจจัยที่ไม่เกิดจากความผิดพลาด

a,b,c,d,e คือ ค่าสัมประสิทธ์ของปริมาณการสูญเสียของวัสดุแต่ละชนิด

4. ผลการวิจัยและการอภิปรายผล

4.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุจากการก่อสร้าง

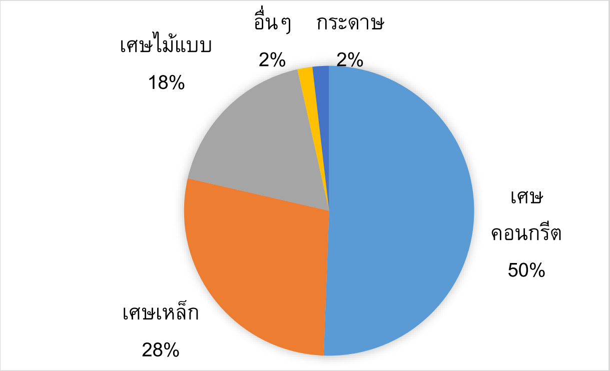
ปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุมากที่สุดมี 3 อันดับ โดยอันดับแรกคือ การเกิดเศษวัสดุตามงานแต่ละประเภท โดยมีความสำคัญในการเกิดเฉลี่ยเท่ากับ 4.00 แปลผลออกมาอยู่ในระดับมาก อันดับที่สองคือความก้าวหน้าของงานไม่เป็นไปตามแผนหรือการเร่งงาน มีความสำคัญในการเกิดเฉลี่ยเท่ากับ 3.72 แปลผลออกมาอยู่ในระดับมาก อันดับสามคือผู้ควบคุมงานขาดประสบการณ์ และความชำนาญงานด้านวิศวกรรม และการใช้วัสดุมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.44 แปลผลออกมาอยู่ในระดับปานกลางตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 4.1 จากปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุที่กล่าวมานั้นมีทั้งที่สามารถควบคุมได้ และไม่สามารถควบคุมได้ ในกรณีที่เกิดตามประเภทของงานไม่สามารถที่จะควบคุมแก้ไขได้ แต่สามารถที่จะจัดการโครงการก่อสร้างให้มีที่เก็บเศษอย่างเป็นระเบียบ และง่ายต่อการกำจัดหรือระบายออกจากโครงการ อีกปัจจัยคือการเร่งงานสามารถที่จะควบคุมได้โดยการทำตามแผน และให้เกิดความผิดพลาดในงานน้อยที่สุด ส่วนเรื่องผู้ควบคุมงานจะต้องมีประสบการณ์ และไม่ปล่อยให้คนงานทำงานลำพังนอกเหนือจากนี้ก็มีปัจจัยภายนอก เช่น การเทคอนกรีตในขณะที่ฝนตกซึ่งจะทำให้เกิดความเสียหาย แต่ควบคุมได้โดยการนำผ้าใบมาปิดในส่วนที่เทเพื่อให้ส่วนที่เทนั้นเสียหายน้อยที่สุด และสภาพอากาศร้อนจัดทำให้ประสิทธิภาพในการทำงานของแรงงานลดลง



รูปที่ 6 ค่าเฉลี่ยปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุของบุคลากรในโครงการ

4.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลความสำคัญของการเกิดเศษวัสดุจากการก่อสร้างในโครงการก่อสร้าง

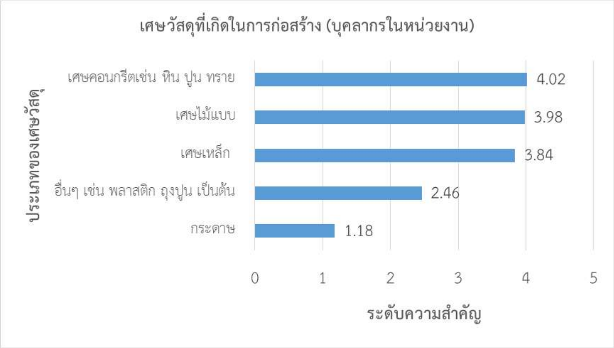
ผลจากการวิเคราะห์จากการทำแบบสอบถามของบุคลากรในหน่วยงานก่อสร้างพบว่า เศษวัสดุที่เกิดขึ้นมากที่สุดในโครงการก่อสร้างอาคารสูง อันดับแรก คือ เศษคอนกรีต โดยมีความสำคัญค่าเฉลี่ยการเกิดเท่ากับ 4.03 อยู่ในระดับมาก อันดับสองคือ เศษไม้แบบ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.98 อยู่ในระดับมาก อันดับสามคือ เศษเหล็ก มีค่าเฉลี่ยการเกิดเท่ากับ 3.84 อยู่ในระดับมาก อันดับสี่คือ อื่น ๆ เช่นเศษถุงและพลาสติก มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.46 อยู่ในระดับน้อย อันดับห้าคือ กระดาษ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.18 อยู่ในระดับน้อยที่สุด ตามลำดับ ดังแสดงให้เห็นในภาพที่ 4.2 แสดงให้เห็นว่าบุคลากรในโครงการก่อสร้างให้ความสำคัญกับการเกิดเศษวัสดุของเศษคอนกรีตมากที่สุด รองลงมาคือเศษไม้แบบ โดยรวมแล้วเกิดขึ้นอยู่ในระดับมาก



รูปที่ 7 ค่าเฉลี่ยปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุ

4.3 *ผลการวิเคราะห์ข้อมูลอัตราของการเกิดเศษวัสดุภายในโครงการ*

จากการลงพื้นที่สำรวจหน้างานเพื่อเก็บข้อมูลในการทำงานวิจัยเกี่ยวกับปริมาณเศษวัสดุที่เกิดขึ้นในเดือน ตุลาคม 2562 ความก้าวหน้าของโครงการก่อสร้างอยู่ที่ร้อยละ 29.63 ในโครงการจะคัดแยกเศษวัสดุตามประเภทเก็บไว้เป็นส่วน ๆ ในแต่ละครั้งมีการขนย้ายเศษวัสดุออกจากโครงการอาทิตย์ละ 1 ครั้งขึ้นอยู่กับพื้นที่จัดเก็บเศษวัสดุตามขนาดของพื้นที่โครงการด้วยและจะแบ่งเป็นรถคันเล็ก และคันใหญ่ซึ่งจะอยู่ที่เศษวัสดุมากหรือน้อย ราคาจะอยู่ที่ 500 บาท และ 1200 บาท จากการเก็บข้อมูลค่าเฉลี่ยเศษวัสดุย้อนหลัง 10 เดือน พบว่า เศษคอนกรีตเกิดขึ้นมากที่สุดร้อยละ 50.60 รองลงมาคือ เศษเหล็ก ร้อยละ 28.00 เศษไม้แบบ ร้อยละ 17.90 อื่น ๆ เช่นเศษถุงปูน และพลาสติก ร้อยละ 1.67 และเศษกระดาษร้อยละ 1.84 ตามลำดับ เมื่อคิดเป็นน้ำหนักต่อพื้นที่ทั้งโครงการพบว่า เศษคอนกรีตนั้นมีน้ำหนักมากที่สุดเท่ากับ 22.79 กิโลกรัมต่อตารางเมตร รองลงมาคือเศษเหล็ก มีน้ำหนักเท่ากับ 12.61 กิโลกรัมต่อตารางเมตร เศษไม้แบบมีน้ำหนักเท่ากับ 8.06 กิโลกรัมต่อตารางเมตร เศษกระดาษ มีน้ำหนักเท่ากับ 0.83 กิโลกรัมต่อตารางเมตร และอื่น ๆเช่นเศษถุงปูน และพลาสติกมีน้ำหนักเท่ากับ 0.75 กิโลกรัมต่อตารางเมตร รวมเป็น 45.04 กิโลกรัมต่อตารางเมตร หรือคิดเป็น 4.50 ตันต่อเดือน ของปริมาณทั้งโครงการ ดังแสดงในภาพที่ 4.3



รูปที่ 8 ร้อยละการเกิดเศษวัสดุในโครงการ

4.4 *ผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อมที่เกิดจากการก่อสร้าง*

การวิเคราะห์ข้อมูลจากบุคลากรที่ได้ตอบแบบสอบถามที่ออกแบบไว้โดยให้ความสำคัญกับผลกระทบสิ่งแวดล้อมที่เกิดจากการก่อสร้าง พบว่าค่าเฉลี่ยมากสุดคือ ผลกระทบด้านฝุ่นละอองกระจายในชั้นบรรยากาศ ซึ่งคิดค่าเฉลี่ย เท่ากับ 3.09 แปลผลอยู่ในระดับปานกลาง อันดับที่สองคือมลภาวะทางเสียง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.05 แปลผลอยู่ในระดับปานกลาง อันดับที่สามคือ การจราจรติดขัด มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.80 แปลผลอยู่ในระดับปานกลาง อันดับที่สี่คือ อุบัติเหตุจากการก่อสร้าง มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.33 แปลผลอยู่ในระดับน้อย อันดับที่ห้าคือ ขยะรอบบริเวณสถานที่ก่อสร้างเพิ่มขึ้น มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.31 แปลผลอยู่ในระดับน้อย อันดับที่หกคือ รอยร้าวจากการสั่นสะเทือน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.27 แปลผลอยู่ในระดับน้อยตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 4.5 และภาพที่ 4.4

รูปที่ 9 ระดับความสำคัญของผลกระทบสิ่งแวดล้อมในแต่ละด้าน

4.5 *สมการพัฒนาวิธีการประเมินเศษวัสดุจากการก่อสร้างอาคารสูง*

โครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร เป็นข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ

W_c = 0.8820 กก./(ตร.ม.-เดือน)

W_i = 0.0250 กก./(ตร.ม.-เดือน)

W_w = 0.2880 กก./(ตร.ม.-เดือน)

W_m = 0.0125 กก./(ตร.ม.-เดือน)

W_p = 0.0001 กก./(ตร.ม.-เดือน)

W_{total} = 0.8820+0.0250+0.2880+0.0125+0.0001

W_{total} = 1.2076 กก./(ตร.ม.-เดือน) หรือเท่ากับ 4.50 ตัน/เดือน

จากการลงสำรวจภาคสนาม และเก็บโดยการสัมภาษณ์บุคคลภายในโครงการก่อสร้างตำแหน่งต่าง ๆ เพื่อนำข้อมูลมาพัฒนาสมการประเมินเศษวัสดุที่เหลือจากการก่อสร้าง ของโครงการก่อสร้างอาคารสูงได้ผลดังนี้ ปริมาณการสูญเสียของเศษวัสดุ W_{total} เท่ากับ 1.21 กก./(ตร.ม.-เดือน) หรือ เท่ากับ 4.50 ตัน/เดือน เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับโครงการอาคารการเรียนรู้ป๋วย 100 ปี (สุพัตรา ทองบุญ, 2561) ซึ่ง W_{total} ที่ได้นั้นเท่ากับ 2.35 กก./(ตร.ม.-เดือน) ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกันโดยเมื่อเทียบสัดส่วนร้อยละของเศษคอนกรีตที่มากที่สุดอยู่ที่ร้อยละ 80

5. บทสรุป

ผลการศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุจากการก่อสร้างอาคารสูงที่ส่งผลกระทบมากที่สุด อันดับแรกนั้นจะการที่ไม่เกิดจากความผิดพลาดแต่จะมาจากงานแต่ละประเภทมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.00 อยู่ในระดับมาก อันดับสอง คือ ความก้าวหน้าของงานไม่เป็นไปตามแผนที่วางไว้ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.72 อยู่ในระดับมาก อันดับสาม คือ ผู้ควบคุมงานขาดประสบการณ์ และความชำนาญงานด้านวิศวกรรม และการใช้วัสดุ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.44 อยู่ในระดับมาก

จากที่ได้กล่าวไว้ผลการศึกษาพบว่าปัจจัยที่มีผลกระทบมากสุดสามอันดับแรกนั้นมาจากบุคลากรเป็นส่วนใหญ่ซึ่งเป็นปัจจัยที่สามารถควบคุมได้แต่ปัจจัยที่เกิดจากลักษณะงานแต่ละประเภทนั้น ไม่สามารถควบคุมได้แต่จะสามารถจัดการให้ทิ้งเศษเหล่านั้นไว้ในพื้นที่ที่จัดเตรียมไว้เพื่อง่ายต่อการกำจัด ดังนั้นโครงการควรมีการอบรมให้ความรู้ ด้านเทคนิค เพื่อเพิ่มทักษะให้แก่พนักงาน การวางแผนในการทำงานอย่างมีประสิทธิภาพเพื่อ

ลดข้อผิดพลาดในการทำงาน มีการจัดการขนย้ายวัสดุไปยังหน้างานหรือที่กองเก็บวัสดุอย่างเหมาะสม

แนวทางการจัดการเศษวัสดุและลดผลกระทบสิ่งแวดล้อมที่เกิดจากการก่อสร้างคือมีการจัดเก็บเศษวัสดุไปยังที่กองเก็บชั่วคราวภายในโครงการก่อนเลิกงานทุกวันเพื่อไม่ให้เกิดเป็นสิ่งกีดขวาง และทำให้เกิดอันตรายในที่สุด จัดการพื้นที่ภายในโครงการไว้เป็นสถานที่กองเก็บวัสดุอย่างเหมาะสมเพื่อป้องกันการลักขโมยเนื่องจากวัสดุบางชนิดสามารถนำไปขายต่อได้ และคัดแยกเศษวัสดุแต่ละชนิดอย่างชัดเจน บางชนิดสามารถนำไปขายต่อเพื่อนำไปแปรรูปใหม่ เช่น เศษเหล็ก หรือบางชนิดสามารถนำไปใช้ซ้ำได้ในขณะที่ยังไม่แข็งตัว เช่น เศษคอนกรีต ในการลดผลกระทบสิ่งแวดล้อมนั้นสามารถทำได้โดยติดตั้งแผ่นกันฝุ่นและเสียงรอบบริเวณโครงการก่อสร้าง รวมไปถึงการติดตั้งราวกันตกป้องกันวัสดุตกหล่น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณโครงการก่อสร้างอาคารสูงโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร และประชาชนที่อยู่ในบริเวณสถานที่ก่อสร้าง ซึ่งได้สละเวลาอันมีค่าให้ความกรุณาตอบแบบสอบถาม รวมถึงให้ข้อมูลอันเป็นประโยชน์สำหรับการค้นคว้าอิสระในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] บุญชม ศรีสะอาด. (2553). *การวิจัยเบื้องต้น*. พิมพ์ครั้งที่ 8 กรุงเทพฯ: สุวีริยาศาสน์.สำนักงานเขตสาทร, 2559

[2] บริษัท เอเอช-เอสพีวี 2 จำกัด. รายงานผลการตรวจติดตามคุณภาพสิ่งแวดล้อมโครงการแอสค็อตแอมบัสซี่สาทร, 2562

[3] โชคดี ยี่แพร่. (2554). การจัดการขยะจากการก่อสร้างเพื่อสิ่งแวดล้อมที่ยั่งยืน. (วิทยานิพนธ์

[4] วิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต). วารสารการจัดการสมัยใหม่ ปีที่ 9, ฉบับที่ 1.

[5] Karim, K., & Marosszeky, M. (1999). Waste minimization in comercial construction: A handbook for training of supervisors. Australian Center for Construction Innovation, New South Wales.

[6] Faniran, O. O., & Caban, G. (1998). "Minimizing waste on construction Project sites.", Engineering Construction and Architectural Management, 5(2), pp.182-188

[7] จิตติรัตน์ แสงเลิศอุทัย. (2558). เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย. วารบัณฑิตศึกษา, ปีที่ 12 ฉบับที่ 58, หน้า 13-24

[8] ฐานิช มะลิลา. (2561). ศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุในการก่อสร้างรถไฟฟ้า และความเสี่ยงที่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม กรณีศึกษารถไฟฟ้าสายสีเขียว หมอชิต-คูคต สถานีสะพานใหม่. (การค้นคว้าอิสระวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะวิศวกรรมศาสตร์.

[9] สุพัตรา ทองบุญ. (2561). ศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดเศษวัสดุ และผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมในงานก่อสร้าง กรณีศึกษา อาคารการเรียนรู้ป๋วย 100 ปี. (การค้นคว้าอิสะวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะวิศวกรรมศาสตร์.

[10] จิรานุวัฒน์ จันทร์จร. (2545). การศึกษาแนวทางการจัดการเศษสิ่งก่อสร้างในประเทศไทย. (วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, คณะวิศวกรรมศาสตร์, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

[11] วีรยุทธ์ สุขเพชร. (2556). การศึกษาการจัดการเพื่อลดเศษวัสดุในโครงการก่อสร้างอาคารพักอาศัย กรณีศึกษา โครงการ สมูท เรสซิเดนท์. (วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยศรีปทุม, คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์.

[12] วิจิตรา แสนกุดเลาะ. (2559). การจัดการเศษวัสดุและลดผลกระทบสิ่งแวดล้อมจากการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายบางซื่อ-รังสิต: กรณีศึกษาสถานีดอนเมือง. (วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะวิศวกรรมศาสตร์.

[13] ไผท ผดุงถิ่น. (2561). เจาะทิศทางก่อสร้างไทยปี2562. สืบค้นเมื่อวันที่ 10 ตุลาคม 2562, จาก https://kasikornbank.com/th/business/sme/KSMEKnowledge/article/KSMEAnalysis/Documents/Thai-Construction-Direction_2019.pdf

[14] กรมควบคุมมลพิษ. (2561). รายงานปริมาณขยะมูลฝอยชุมชนของประเทศไทย. สืบค้นเมื่อวันที่ 11 ตุลาคม 2562, จาก http://infofile.pcd.go.th/waste/wsthaz_annual59.pdf

[15] วิจิตร บุณยะโหตระ. (2542). ทรัพยากรธรรมชาติ และสิ่งแวดล้อม. สืบค้นเมื่อวันที่ 14 พฤศจิกายน 2562, จาก https://web.ku.ac.th/schoolnet/snet6/envi2/subwater/sub.htm

[16] สมาคมพัฒนาคุณภาพสิ่งแวดล้อม. (2561). ความหมายของขยะมูลฝอย. สืบค้นเมื่อวันที่ 11 ตุลาคม 2562, จากhttps://www.tci-thaijo.org/index.php

[17] สุมนา อยู่โพธิ์. (2560). สาเหตุของปัญหาการก่อสร้างที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน.สืบค้นเมื่อวันที่11ตุลาคม2562, จาก http://www.nhconcept.com

[18] กัญญ์สิริ จันทร์เจริญ. (2552). การวิจัยทางการพยาบาล : แนวคิด หลักการ และวิธีการปฏิบัติ.นนทบุรี : สำนักงานปลัดกระทรวงสาธารณสุข. สืบค้นเมื่อวันที่ 15 กุมภาพันธ์ 2561, https://koha.library.tu.ac.th/bib/603026

การศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง : กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี)

The study of accident cause and Guidelines for prevention of construction : A case study of MRT Orange Line project (Taling Chan - Min Buri)

ปุณพจน์ อักษร[1] และ อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
[,2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
E-mail address: Surasak_11775@hotmail.com

บทคัดย่อ

เนื่องจากสถิติการเกิดอุบัติเหตุในงานก่อสร้างรถไฟฟ้า มีปริมาณที่เพิ่มขึ้น บทความนี้จะเป็นการศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง :กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) เพื่อศึกษาสาเหตุของอุบัติเหตุ ศึกษาทัศนคติของผู้ปฏิบัติงานที่มีต่อความปลอดภัยในงานก่อสร้าง และ ศึกษาการวางแผนนโยบายความปลอดภัยในงานก่อสร้าง โดยการสร้างแบบสอบถามเพื่อเก็บรวบรวมข้อมูลแล้วนำมาวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมวิเคราะห์สำเร็จรูป ในทีนี้ได้แบ่ง กลุ่มประชากรตัวอย่าง ออกเป็น 2 กลุ่ม คือ กลุ่มที่ 1 ผู้ปฏิบัติงานในหน่วยงานการก่อสร้างของโครงการ ระดับวิศวกรก่อสร้างและผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการจัดการบริหารงานก่อสร้างในโครงการ ได้ทำแบบสอบถามจำนวน 75 คน โดยเป็นการสอบถามถึงความคิดเห็นเกี่ยวกับแนวทางด้านความปลอดภัย และ นโยบายความปลอดภัยในงานก่อสร้าง กลุ่มที่ 2 ผู้ปฏิบัติงานในหน่วยงานการก่อสร้างของโครงการ ระดับคนงานก่อสร้าง (ชาย - หญิง) จำนวน คนงานก่อสร้าง 186 คน โดยสอบถามความคิดเห็นเกี่ยวกับ ภูมิหลังของตัวบุคคล สภาพแวดล้อมในการปฏิบัติงาน และการกระทำที่ไม่ปลอดภัย เพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ในการศึกษา จากผลวิเคราะห์พบว่า สาเหตุและลักษณะของอุบัติเหตุ ปัจจัยด้านคน อยู่ในอันดับที่ 1 ปัจจัยด้านเครื่องมือและวัสดุอุปกรณ์ อยู่ในอันดับที่ 2 และปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อม อยู่ในอันดับที่ 3 ซึ่งปัจจัยทั้ง 3 มีแนวทางในการป้องกัน โดยการจัดฝึกอบรมความปลอดภัยในงานก่อสร้าง โดยวิทยากรผู้ทรงคุณวุฒิ ให้แก่บุคลากรในโครงการ เพื่อทำให้เกิดความตระหนักและมีการให้ความสำคัญกับความปลอดภัยในงานก่อสร้าง

คำสำคัญ: สาเหตุของอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง, แนวทางในการป้องกันอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง, โครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี)คำ

Abstract

The accident statistics in the construction Metro. Volume increases. This article studies the causes of accidents and ways to prevent accident in construction. Case Study: MRT Orange Line Project. (Taling Chan - Min Buri). To determine the cause of the accident. The attitudes of workers towards safety in the construction and planning safety policy in construction. By creating a questionnaire to collect data. Then analyzed with instant Analysis program. Divide Population sample into 2 groups: group 1 worker in the agency's construction of the project. The construction engineers and those involved in the management of construction projects. The survey questionnaire of 75 people was asked to comment on the safety and safety policy in Group 2 construction workers in the agency's construction projects. 186 of Male - female the construction workerconstruction workers by asking for feedback. Background person Operational environment And unsafe acts To comply with the objectives of the study. The results showed that. The cause and nature of the accident personnel factors were ranked No. 1 factor, tools and materials. Ranked 2, and environmental factors. Ranked 3. 3 factors which are guidelines for prevention. By organizing safety training in construction. With the experts to staff in the project. To raise awareness with a focus on safety in construction.

Keywords: causes of accidents in the construction, prevent accident in construction, MRT Orange Line Project. (Taling Chan - Min Buri).

1. บทนำ

ในปัจจุบัน ประเทศไทยมีการขยายตัวทางด้านเศรษฐกิจมากขึ้น อุตสาหกรรมด้านการก่อสร้างก็เป็นส่วนหนึ่งในแผนงานการพัฒนาประเทศ พร้อมทั้งการนำเอาเทคโนโลยีที่ทันสมัยมาใช้ในงานก่อสร้าง เพื่อทำให้โครงการสามารถดำเนินการได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น กรุงเทพมหานครเป็นจุดศูนย์กลางหลักในการพัฒนาธุรกิจ ซึ่งส่งผลให้เกิดการก่อสร้างจำนวนมากพร้อม ๆ กัน ทำให้การจราจรตามท้องถนนติดขัด การเดินทางและการขนส่งล่าช้า เป็นปัญหาที่สำคัญในการพัฒนา ดังนั้นรถไฟฟ้าจึงเป็นทางเลือกอีกอย่างหนึ่ง ในการแก้ปัญหาการคมนาคมในกรุงเทพมหานครตามแผนงาน “ยุทธศาสตร์การพัฒนาประเทศตามแผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ ฉบับที่ 12 (พ.ศ. 2560-2564)” หัวข้อที่ 7 ยุทศาสตร์การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานและระบบโลจิสติกส์ [1]

โครงการก่อสร้างรถไฟฟ้า ในเขตพื้นที่กรุงเทพมหานครและพื้นที่ใกล้เคียง ทำให้อุตสาหกรรมการก่อสร้างขยายตัวมากขึ้น จึงจำเป็นที่ต้องใช้แรงงานและเครื่องจักรจำนวนมาก แต่สิ่งที่ยังละเลยและบกพร่องอยู่คือการป้องกันอุบัติเหตุต่าง ๆ ที่อาจจะเกิดขึ้นในงานก่อสร้างได้ตลอดเวลา การเกิดอุบัติเหตุในแต่ละครั้ง ก่อให้เกิดความสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สินอย่างประมาณค่ามิได้ ปัจจุบันความสูญเสียในงานก่อสร้างมีความรุนแรงมากเพิ่มขึ้นทุกวัน อาจเนื่องมาจากสาเหตุหลายประการ อาทิ คนงานก่อสร้างส่วนใหญ่ยังขาดความรู้ เกี่ยวกับการดูแลสุขภาพและการมีพฤติกรรมเสี่ยงในการทำงาน ความพร้อมของเครื่องมือเครื่องจักร เป็นต้น เพื่อเป็นการป้องกันและลดการเกิดอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง ทั้งนี้เพื่อลดความสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สิน ผู้ทำการวิจัยจึงได้ทำการศึกษาวิจัยเชิงสำรวจเรื่อง “การศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง” เพื่อเป็นแนวทางในการป้องกันและแก้ปัญหาข้างต้น

การป้องกันอุบัติเหตุในงานก่อสร้างนับว่าเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่ง ทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยของชีวิตและทรัพย์สินที่ต้องสูญเสียไป ซึ่งถ้าเกิดอุบัติเหตุขึ้นมาแล้วจะทำให้มีผลกระทบหลาย ๆ ด้าน เป็นต้นว่า ทำให้งานก่อสร้างล่าช้า ขาดแคลนคนงาน เสียค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้น สูญเสียอวัยวะ บั่นทอนขวัญและกำลังใจของคนงานเป็นอย่างยิ่ง นอกจากนี้ผู้ที่เจอเหตุการณ์จากอุบัติเหตุเหล่านี้ยังเป็น ภาระของสังคมของครอบครัวที่ต้องการเลี้ยงดูต้องทนทุกข์ทรมานและดำรงชีวิตไปด้วยความหดหู่ ก่อให้เกิดปัญหาอื่น ๆ ตามมาอีกมาก ฉะนั้น

จากเหตุผลดังกล่าว ผู้วิจัยจึงได้ศึกษาปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน และปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง ที่มีความสัมพันธ์กับพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงานได้แก่ ด้านการปฏิบัติงาน,ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์, ด้านสภาพแวดล้อม, ด้านการจัดการ

2. วิธีดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นงานวิจัยเชิงสำรวจ ที่มีวัตถุประสงค์ เพื่อการศึกษาแนวทางในการป้องกันอุบัติเหตุ ของการก่อสร้างรถไฟฟ้า ซึ่งทำการพิจารณาเฉพาะ ผลกระทบทางด้านความปลอดภัยของผู้ปฏิบัติงานและพิจารณาเฉพาะ กิจกรรมการก่อสร้างที่เกี่ยวข้องกับงานโครงสร้างเท่านั้น ที่มีการใช้ทรัพยากรทางด้านแรงงานคนและเครื่องจักรเป็นส่วนใหญ่ ในงานวิจัยนี้จะเป็นกรณีศึกษา การก่อสร้างของโครงการรถไฟฟ้า สายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) ที่อยู่ระหว่างการก่อสร้าง งานโครงสร้างของโครงการ

แบบสอบถามเป็นแบบ (Questionnaire) โดยออกแบบสอบถามในส่วนของ ระดับ ผู้บริหารการจัดการก่อสร้าง และ ระดับคนงานก่อสร้าง ทั้งหมด 2 ชุด

จากการใช้สูตร Taro Yamana [2]

$$\left(n = \frac{N}{1+Ne^2}\right) \qquad (1)$$

n = ขนาดของกลุ่มตัวอย่าง

N = ขนาดของประชากร

e = ความคลาดเคลื่อนของกลุ่มตัวอย่าง กำหนดให้ค่าเท่ากับ ร้อยละ 5 (0.05)

ปริมาณประชากรและกลุ่มตัวอย่างการวิจัยของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) แสดงตามตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ปริมาณประชากรและกลุ่มตัวอย่างการวิจัยของโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี)

ตำแหน่งงานทางด้านวิศวกรรมโยธา	ประชากร (คน)	กลุ่มตัวอย่าง (คน)
วิศวกรโครงการ (PROJECT ENGINEER)	12	4
วิศวกรสนาม (SITE ENGINEER)	90	31
เจ้าหน้าที่ความปลอดภัยการทำงาน (SAFETY STAFF)	40	14
สถาปนิก (architect)	14	5
โฟร์แมนก่อสร้าง (FOREMAN)	60	21
คนงานก่อสร้าง (ชาย - หญิง)	534	186
รวม	750	261

เกณฑ์ในการเลือกกลุ่มตัวอย่างเป็นคนงานทั้งชายและหญิงที่ทำงานในโครงการก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) และ การคัดกลุ่มตัวอย่างออกจากการศึกษาคือ คนงานไม่ยินยอมหรือไม่เต็มใจเข้าร่วมทำวิจัย

2.1 แบบสอบถามสำหรับกลุ่มตัวอย่าง วิศวกรก่อสร้างและผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการจัดการบริหารงานก่อสร้างในโครงการจำนวน 75 ชุด

ลักษณะของแบบสอบถามจะเป็นแบบมาตราส่วนประเมินค่า (Rating Scales) 5 ระดับ ดังนี้

คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 4.01-5.00 หมายถึง อยู่ในระดับมากที่สุด
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 3.01-4.00 หมายถึง อยู่ในระดับมาก
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 2.01-3.00 หมายถึง อยู่ในระดับปานกลาง
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 1.01-2.00 หมายถึง อยู่ในระดับน้อย
ประกอบด้วย 5 ส่วน

2.1.1 ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

2.1.2 ส่วนที่ 2 ปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน ประกอบด้วย หลัก 3ประการ อันได้แก่ วิศวกรรมศาสตร์ การศึกษา และการออกกฎข้อบังคับ

2.1.3 ส่วนที่ 3 พฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน ได้แก่ ด้านการปฏิบัติงาน,ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์, ด้านสภาพแวดล้อม, ด้านการจัดการ

2.1.4 ส่วนที่ 4 ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง

2.2 แบบสอบถามคนงานก่อสร้าง (ชาย - หญิง) จำนวน 186 ชุด

ลักษณะของแบบสอบถามจะเป็นแบบมาตราส่วนประเมินค่า (Rating Scales) 5 ระดับ ดังนี้
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 4.01-5.00 หมายถึง อยู่ในระดับมากที่สุด
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 3.01-4.00 หมายถึง อยู่ในระดับมาก
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 2.01-3.00 หมายถึง อยู่ในระดับปานกลาง
คะแนนเฉลี่ย ตั้งแต่ 1.01-2.00 หมายถึง อยู่ในระดับน้อย
ประกอบด้วย ส่วน

2.2.1 ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

2.2.2 ส่วนที่ 2 แบบสอบถามเกี่ยวกับทัศนคติความคิดเห็นต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ

3. สถิติที่ใช้ในการศึกษา

3.1 สถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics)

ใช้วิเคราะห์ลักษณะข้อมูลทั่วไป จากผู้ตอบแบบสอบถาม เช่น เพศ อายุ ตำแหน่ง ระดับการศึกษา และประสบการณ์ในการทำงาน เป็นต้น

3.2 ค่าเฉลี่ย

ใช้ในการหาค่าเฉลี่ยน้ำหนักของความคิดเห็นกลุ่มตัวอย่างการหาค่าเฉลี่ยเลขคณิตสำหรับข้อมูลใช้สูตร ดังนี้

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (2)$$

เมื่อ $\bar{x}$ คือ ค่าเฉลี่ย
$\sum x$ คือ ผลรวมข้อมูลทั้งหมด
n คือ จำนวนข้อมูลในกลุ่มตัวอย่าง

3.3 ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน

ใช้วัดค่าการกระจายตัวของกลุ่มตัวอย่าง ที่สามารถแสดงผลสอดคล้องกับระดับคะแนน และค่าเฉลี่ย

$$SD = \sqrt{\frac{\sum f(x-\bar{X})^2}{n-1}} \quad (3)$$

เมื่อ SD คือ *ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน*
F *คือ ความถี่*
/X/ *คือ จุดกึ่งกลางชั้น*
n. *คือ จำนวนข้อมูลในกลุ่มตัวอย่าง*

3.4 การวิเคราะห์ข้อมูลและประมวลผล

ในการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงสถิติ ได้นำโปรแกรมวิเคราะห์ข้อมูลสำเร็จรูปมาวิเคราะห์ ซึ่งเป็นโปรแกรมที่มีประสิทธิภาพสูง ในการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล จากแบบสอบถามสำหรับกลุ่มตัวอย่าง วิศวกรก่อสร้างและผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องในการจัดการบริหารงานก่อสร้างในโครงการ จำนวน 75 ชุด ได้ข้อมูลดังต่อไปนี้

4.1.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลในส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม พบว่าข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ ทางด้านเพศ เพศชายร้อยละ 73.3 เพศหญิงร้อยละ 26.7 ทางด้านอายุ ช่วงอายุที่ทำการตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ในช่วง 26-35 ปี ร้อยละ 41.3 ทางด้านละรัดบการศึกษา จำนวนผู้ตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ในระดับปริญญาตรี ร้อยละ 72.0 ทางด้านตำแหน่งในการปฏิบัติงาน ผู้ตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ใน ตำแหน่ง วิศวกร ร้อยละ 41.3 ทางด้านประสบการณ์ทำงาน ผู้ที่ทำแบบสอบถามมากที่สุดมีประสบการณ์ทำงานน้อยกว่า 5 ปี ร้อยละ 45.3

4.1.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลในส่วนที่ 2 ปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน

ประกอบด้วย หลัก 3ประการ อันได้แก่ วิศวกรรมศาสตร์ การศึกษา และการออกกฎข้อบังคับ ตามตารางที่ 2

4.1.3 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลในส่วนที่ 3 พฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน

ประกอบด้วย ด้านการปฏิบัติงาน,ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์, ด้านสภาพแวดล้อม, ด้านการจัดการ ตามตารางที่ 3

4.1.4 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลในส่วนที่ 4 ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง ตามตารางที่ 4

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน

หัวข้อ	ปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน	$\bar{X}$	Std.
วิศวกรรมศาสตร์	สภาพพื้นที่ในการปฏิบัติงานมีมาตรการป้องกันอันตราย	4.67	0.977
	เครื่องจักรที่ใช้ในการปฏิบัติงาน มีระบบป้องกันและ การ์ดป้องกันอันตราย	4.89	0.352
	เครื่องจักร/ อุปกรณ์ที่ใช้ในการปฏิบัติงาน มีสภาพการใช้งานที่ปลอดภัย	4.83	0.476
การศึกษา	บริษัทจัดฝึกอบรมเพื่อให้ความรู้ด้านความปลอดภัยในการทำงานให้แก่พนักงาน	4.81	0.485
	จากการฝึกอบรมที่บริษัทเตรียมให้ช่วยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงานให้แก่พนักงาน	4.84	0.436
	ในทำงานกับเครื่องจักรควรศึกษาคู่มือก่อนปฏิบัติจะช่วยลดอุบัติเหตุที่เกิดจากการทำงาน	4.88	0.327
	ในการศึกษาวิธีการทำงานอย่างถูกต้องและปลอดภัยจะช่วยในการลดอุบัติเหตุจากการทำงาน	4.80	0.717
	นโยบายด้านความปลอดภัยในการทำงานของโครงการช่วยป้องกันและลดการเกิดอันตรายในการทำงาน	4.69	0.735
การออกกฎข้อบังคับ	นโยบายด้านความปลอดภัยในการทำงานมีความสอดคล้องกับขั้นตอนและวิธีการปฏิบัติงาน	4.69	0.519
	การติดตามและประเมินผลการดำเนินงาน ตามนโยบายด้านความปลอดภัยในการปฏิบัติงาน มีผลทำให้	4.81	0.538
	การออกกฎข้อบังคับ เพื่อปลูกจิตสำนึกให้กับพนักงานตระหนักถึงความปลอดภัยขณะปฏิบัติงาน	4.65	0.762
	การไม่ปฏิบัติตามกฎและระเบียบในเรื่องความปลอดภัยอาจจะเป็นอันตรายต่อตนเองและผู้อื่น	4.91	0.293
ผลรวม	ผลรวมปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงาน	4.79	0.422

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลเกี่ยวกับพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน

หัวข้อ	พฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน	$\bar{X}$	Std.
ด้านการปฏิบัติงาน	ท่านปฏิบัติงานตามคู่มือความปลอดภัยของโครงการ	4.11	0.994
	ท่านสังเกตจุดบกพร่องหรือข้อผิดพลาดในการทำงานอยู่เสมอ	4.15	0.940
	ท่านสวมอุปกรณ์ป้องกันอันตรายเมื่อปฏิบัติงาน	3.92	1.037
	ท่านหยอกล้อหรือเล่นกับเพื่อนร่วมงานระหว่างปฏิบัติงาน	2.21	1.166
	ท่านปฏิบัติงานตามขั้นตอนและวิธีการทำงานที่ได้รับการอบรม	4.11	0.689
ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์	ท่านนำวิธีการและขั้นตอนในการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์มาทบทวนก่อนปฏิบัติงาน	3.68	1.002
	ท่านสำรวจความเรียบร้อยของเครื่องจักรที่ต้องใช้ก่อนปฏิบัติงาน	3.95	0.985
ด้านสภาพแวดล้อม	ท่านดูแลพื้นที่ทำงานอย่างเป็นระเบียบและสะอาด	4.43	0.701
	ท่านปฏิบัติงานในพื้นที่ที่มีความร้อนและอากาศไม่ถ่ายเท	3.24	0.942
	ท่านปฏิบัติงานในพื้นที่ที่มีความสูง	2.97	1.208
	ท่านปฏิบัติงานในพื้นที่ที่มีแสงสว่างน้อย	2.48	1.178
ด้านการจัดการ	ท่านเข้าร่วมกิจกรรมด้านความปลอดภัยของโครงการ	4.20	0.885
	ท่านปฏิบัติตามหลักความปลอดภัยตลอดเวลาระยะที่ปฏิบัติงาน	3.97	0.930
	ท่านสนับสนุนเพื่อนร่วมงานให้ปฏิบัติตามกฎระเบียบด้านความปลอดภัยอย่างเคร่งครัด	3.89	1.341
	เมื่อท่านได้รับข้อมูลข่าวสารเกี่ยวกับความปลอดภัย ท่านจะนำมาแจ้งกับเพื่อนร่วมงาน	3.84	0.901
	ท่านมีการเสนอแนะหรือให้ความคิดเห็นต่าง ๆ เกี่ยวกับความปลอดภัยในการทำงาน	3.99	0.993
ผลรวม	ผลรวมพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน	3.69	0.6112

ตารางที่ 4 ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง

หัวข้อ	ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง	$\bar{X}$	Std.
ด้านปัจจัยสาเหตุเกิดจากคน	ไม่ปฏิบัติตามกฎความปลอดภัยของโครงการ	4.19	0.849
	ปฏิบัติงานแทนผู้อื่นโดยไม่มีความชำนาญในการใช้วัสดุอุปกรณ์	3.33	1.155
	ปฏิบัติงานนอกเหนือจากคำแนะนำ	3.60	0.986
	ใช้วัสดุอุปกรณ์ผิดประเภทและไม่ถูกวิธี	3.60	0.986
	ไม่สวมใส่อุปกรณ์ป้องกันอันตรายส่วนบุคคล	3.63	0.941
	ปฏิบัติงานในขณะที่สภาพร่างกายไม่พร้อม	3.07	0.890
	ปฏิบัติงานด้วยความประมาทเลินเล่อ	3.47	1.155
	เข้าไปในบริเวณที่เป็นพื้นที่อันตราย	3.36	1.061
ด้านปัจจัยสาเหตุเกิดจากความบกพร่องของเครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์	โครงการไม่มีฝึกอบรมการในการใช้เครื่องมือ วัสดุอุปกรณ์ให้แก่คนงาน	3.73	1.143
	เครื่องมือที่ใช้ในการปฏิบัติงานไม่ได้คุณภาพตามมาตรฐานความปลอดภัย	3.52	1.288
	คนงานก่อสร้างไม่ตรวจสอบวัสดุอุปกรณ์ต่าง ๆ อย่างสม่ำเสมอ	3.72	1.122
	ก่อนการปฏิบัติงาน ทางโครงการไม่มีการตรวจสภาพเครื่องจักร เครื่องมือ และอุปกรณ์ต่าง ๆ	3.45	1.131
	วัสดุอุปกรณ์มีสภาพชำรุด ไม่เหมาะแก่การใช้งาน	3.16	1.079
	ไม่มีการฝึกอบรมให้แก่คนงานใหม่ในด้านความปลอดภัยก่อนการปฏิบัติงาน	3.49	0.964
	ไม่มีการจัดทำเอกสารเพื่อการวางแผนป้องกันอันตรายในเวลาปฏิบัติงาน	3.17	0.724

ตารางที่ 4 (ต่อ) ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง

หัวข้อ	ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง	$\bar{X}$	Std.
ด้านปัจจัยด้านความปลอดภัย การจัดการ และสภาพแวดล้อม	ไม่มีเจ้าหน้าที่ด้านความปลอดภัยในการปฏิบัติงาน	2.92	0.997
	คนงานก่อสร้างไม่ได้รับการส่งเสริมจิตสำนึกในระหว่างการปฏิบัติงานของด้านความปลอดภัย	3.75	0.946
	เมื่อเกิดอุบัติเหตุในการทำงานไม่มีการตรวจสอบสาเหตุ	2.96	1.132
	ไม่มีการประชุมคณะกรรมการด้านความปลอดภัย	3.16	1.284
	ไม่มีการดำเนินงานแนะนำด้านความปลอดภัยในการปฏิบัติงานแก่คนงานทุกวัน	2.96	1.235
	ขาดการแนะนำในการซ่อมบำรุงและคนงานในการใช้วัสดุอุปกรณ์ป้องกันภัยส่วนบุคคล	3.25	1.274
	คนงานไม่ได้รับการอบรมในการปฏิบัติงานบนที่สูง	2.99	0.951
	คนงานไม่ได้รับการอบรมในการใช้เครนเหนือศีรษะ	3.17	1.190
	คนงานไม่ได้รับการอบรมในการปฏิบัติงานในที่อับอากาศ	3.25	0.946
	ขาดการรักษาบริเวณสภาพแวดล้อมที่ปฏิบัติงานอย่างสม่ำเสมอเป็นประจำ	3.15	1.111
ผลรวม	ผลรวมปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง	3.3621	0.8004

4.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูล จากแบบสอบถามสำหรับกลุ่มตัวอย่าง

4.2.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

พบว่าข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ ทางด้านเพศ เพศชายร้อยละ 71.0 เพศหญิงร้อยละ 29.0 ทางด้านอายุ ช่วงอายุที่ทำการตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ในช่วง 26-35 ปี ร้อยละ 35.5 ทางด้านตำแหน่งในการปฏิบัติงาน ผู้ตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ใน ตำแหน่งช่างปูน และ คนงานทั่วไป ร้อยละ 29.0 ประสบการณ์ในด้านงานก่อสร้างที่ตอบแบบสอบถามมากที่สุดอยู่ในช่วง 5-10 ปี ร้อยละ 35.5 ประสบการณ์การเกิดอุบัติเหตุในรอบระยะเวลา 1 ปี ผู้ที่ไม่เคยประสบอุบัติเหตุมีมากถึงร้อยละ 98.4 โดยปฏิบัติงานเฉลี่ยต่อวันอยู่ที่ 8 ชั่วโมง ร้อยละ 100

4.2.2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลในส่วนที่ 2 ทัศนคติความคิดเห็นต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ ตามตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ทัศนคติความคิดเห็นต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ

หัวข้อ	ทัศนคติความคิดเห็นต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ	$\bar{X}$	Std.
อุบัติเหตุที่เกิดจากความประมาทของผู้ปฏิบัติงานก่อสร้าง	การแต่งกายไม่รัดกุม	5.00	0.000
	ใส่รองเท้าแตะปฏิบัติงานทำให้ลื่นได้ง่าย	5.00	0.000
	มีการเจ็บป่วยแต่ยังฝืนมาปฏิบัติงาน	4.29	0.960
อุบัติเหตุที่เกิดจากลักษณะงาน	การพลัดตกจากที่สูง	5.00	0.000
	วัสดุล่วงหล่นใส่	4.00	0.000
	การพังทลายของโครงสร้างชั่วคราว	3.15	0.916
	การใช้เครื่องทุ่นแรงและเครื่องจักรกล	2.21	0.866
อุบัติเหตุที่เกิดจากสิ่งแวดล้อมในระหว่างปฏิบัติงาน	ปฏิบัติงานในที่มีแสงสว่างไม่เพียงหรือมากเกินไป	1.79	0.514
	มีฝุ่นละอองในหน้างานที่รับผิดชอบ	1.76	0.429
	มีเสียงดังรบกวนตลอดเวลา	1.00	0.000
	เป็นที่อับอากาศ	1.15	0.353
	การสั่นสะเทือนของเครื่องทุ่นแรงเครื่องจักรกล	1.05	0.215
อุบัติเหตุเนื่องจากงานปฏิบัติงาน	อันตรายจากเทาเวอร์เครนหรือ ปั้นจั่น	4.24	0.429
	อันตรายจากการเกิดไฟไหม้	4.24	0.429
	อันตรายจากกองวัสดุล้มพังทลาย	4.15	0.645
	อันตรายจากการใช้นั่งร้าน	4.55	0.588
	อันตรายจากการหยอกล้อกันในขณะปฏิบัติงาน	3.19	0.504
ผลรวม	ผลรวมแบบสอบถามเกี่ยวกับทัศนคติความคิดเห็นต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ	3.2799	0.13718

5. อภิปรายผล

ผลการศึกษาสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้าง : กรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) โดยการใช้แบบสอบถาม แบบ (Questionnaire) มีประเด็นที่น่าสนใจและนำมาอภิปรายผล สาเหตุการเกิดอุบัติเหตุและแนวทางในการป้องกันของงานก่อสร้างกรณีศึกษาโครงการรถไฟฟ้าสายสีส้ม (ตลิ่งชัน - มีนบุรี) ดังต่อไปนี้

ด้านปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงานประกอบด้วย หลัก 3 ประการ อันได้แก่ วิศวกรรมศาสตร์ การศึกษา และการออกกฎข้อบังคับ พบว่า ด้านวิศวกรรมศาสตร์ เครื่องมือเครื่องจักรที่ใช้ในการปฏิบัติงานควรมีมีระบบป้องกันและ การ์ดป้องกันอันตราย ร้อยละ 4.89 ด้านการศึกษาอุปกรณ์เครื่องมือเครื่องจักรที่ใช้ในการปฏิบัติงาน บุคลากรผู้ใช้งานควรทำการศึกษาคู่มือก่อนปฏิบัติ จะช่วยลดอุบัติเหตุที่เกิดจากการทำงาน ร้อยละ 4.88 ด้านการออกกฎข้อบังคับ การไม่ปฏิบัติตามกฎและระเบียบในเรื่องความปลอดภัยอาจจะเป็นอันตรายต่อตนเองและผู้อื่น ร้อยละ 4.91 จากศึกษาปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัยในการทำงานพบว่า มีความสอดคล้องกับงานวิจัยปัจจัยที่ใช้เพิ่มความปลอดภัยในงานก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีแดงในเขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร [3] โดยทำการศึกษา ในด้านการบริหารจัดการความปลอดภัย ด้านนโยบายความปลอดภัย ด้านมาตรการความปลอดภัยและด้านแนวทางการป้องกันอุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้น

ด้านพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน ได้แก่ ด้านการปฏิบัติงาน ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์ ด้านสภาพแวดล้อม และ ด้านการจัดการ พบว่า ด้านการปฏิบัติงาน บุคลากรที่ปฏิบัติงานหมั่นสังเกตจุดบกพร่องหรือข้อผิดพลาดในการทำงานอยู่เสมอ เพื่อลดผลกระทบที่จะตามมา ร้อยละ 4.15 ด้านการใช้เครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์ บุคลากรที่ปฏิบัติงานหมั่นสำรวจความเรียบร้อยของเครื่องจักรที่ต้องใช้ก่อนปฏิบัติงาน ร้อยละ 3.95 ด้านสภาพแวดล้อม บุคลากรที่ปฏิบัติงานหมั่นดูแลพื้นที่ทำงานอย่างเป็นระเบียบและสะอาด ร้อยละ 4.43 ด้านการจัดการ บุคลากรที่ปฏิบัติงานเข้าร่วมกิจกรรมด้านความปลอดภัยของโครงการ ร้อยละ 4.20 จากศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงานพบว่า มีความสอดคล้องกับงานวิจัยพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงานของพนักงานบริษัท เอสอีไอ อินเตอร์คอนเนคส์ โปรดักส์ (ประเทศไทย) จำกัด [4] เพื่อศึกษาพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงาน ศึกษาระดับความรู้ความเข้าใจศึกษาปัจจัยเสริมสร้างความปลอดภัย ศึกษาทัศนคติต่อกิจกรรมความปลอดภัย

ด้านปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง จากการศึกษาพบว่า ด้านปัจจัยสาเหตุเกิดจากคน ไม่ปฏิบัติตามกฎความปลอดภัยของโครงการ มีโอกาสเกิดอุบัติเหตุที่มาก ร้อยละ 4.19 ด้านปัจจัยสาเหตุเกิดจากความบกพร่องของเครื่องมือเครื่องจักรและอุปกรณ์ ในกรณีโครงการไม่มีการฝึกอบรมในการใช้เครื่องมือ วัสดุอุปกรณ์ให้แก่คนงานมีโอกาสเกิดอุบัติเหตุที่มาก ร้อยละ 3.73 ด้านปัจจัยด้านความปลอดภัยการจัดการและสภาพแวดล้อม ในกรณีคนงานก่อสร้างไม่ได้รับการส่งเสริมจิตสำนึกในระหว่างการปฏิบัติงานของด้านความปลอดภัย จะสงผลให้เกิดอุบัติเหตุที่มาก ร้อยละ 3.75 จากศึกษาด้านปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุ

จากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้างพบว่า มีความสอดคล้องกับงานวิจัย ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง [5] ผลที่ได้คือ ปัจจัยสาเหตุที่เกิดอุบัติเหตุจากคน อยู่ในระดับที่มาก ปัจจัยสาเหตุที่เกิดอุบัติเหตุจากความบกพร่องของเครื่องจักร และอุปกรณ์ อยู่ในระดับที่มากและ ปัจจัยสาเหตุที่เกิดอุบัติเหตุจากการจัดการและสภาพแวดล้อม อยู่ในระดับที่มาก

ด้านทัศนคติความคิดเห็นของคนงานที่มีต่อสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุ จากการศึกษาพบว่า อุบัติเหตุส่วนใหญ่ที่เกิดขึ้น อุบัติเหตุที่เกิดจากความประมาทของผู้ปฏิบัติงานก่อสร้าง อยู่ในระดับมาก ร้อยละ 5.00

6. ข้อเสนอแนะ

จากผลการวิเคราะห์พบว่า สาเหตุหลักของอุบัติเหตุและลักษณะของอุบัติเหตุในงานก่อสร้างส่วนใหญ่ ปรากฏปัจจัยด้านคนหรือบุคากรที่ปฏิบัติงานในโครงการนั้น ๆ อยู่ในอันดับที่มาก ปัจจัยด้านเครื่องจักร เครื่องมือและวัสดุอุปกรณ์ อยู่ในอันดับที่มาก และปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อม อยู่ในอันดับที่มาก เรียงตามลำดับ ซึ่งปัจจัยทั้ง 3 จะส่งผลกระทบต่อทางโครการโดยตรง ทางผู้วิจัยจึงได้ดำเนินการค้นหา มาตรการแนวทางปฏิบัติในการป้องกันการเกิดอุบัติเหตุในงานก่อสร้างขึ้น โดยเสนอให้ทำการจัดฝึกอบรมความปลอดภัยในงานก่อสร้าง โดยวิทยากรผู้ทรงคุณวุฒิ ให้แก่บุคลากรในโครงการ เพื่อทำให้เกิดความตระหนัก ถึงความสำคัญกับความปลอดภัยในการปฏิบัติงาน และทราบถึงนโยบายในการป้องการอุบัติเหตุในงานก่อสร้าง ของโครงการมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

การจัดทำวิทยานิพนธ์สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดีเนื่องจากได้รับความกรุณาอย่างยิ่งจาก รศ.ดร.อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ เพื่อให้คำปรึกษาแนะแนวทางในการดำเนินงานวิจัยทั้งหมด อีกทั้งท่านอาจารย์อื่น ๆ ที่มีความสำคัญต่อการดำเนินงานวิจัย

ขอขอบพระคุณ บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) ซึ่งได้อนุญาตให้ทำการศึกษากลุ่มตัวอย่าง ผู้บริหารการจัดการก่อสร้างในโครงการ และ คนงานที่ปฏิบัติงานในโครงการ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา ที่ให้โอกาสในการศึกษา เล่าเรียน

และขอขอบพระคุณท่าน บิดา มารดา ที่สนับสนุนและเป็นกำลังใจในการศึกษาตลอดมา

เอกสารอ้างอิง

[1] (สศช, 2560) หนังสือ สศช. ด่วนที่สุด ที่ นร 1119/ว5498 ลงวันที่ 3 ตุลาคม 2560 เรื่องการจัดทำแผนปฏิบัติการตามแผนยุทธศาสตร์การพัฒนาระบบโลจิสติกส์ของประเทศไทย ฉบับที่ 3 (พ.ศ. 2560-2564)

[2] Taro Tayamane, (1970). Catalog of the Exhibit, October 16-21, 1970)

[3] ธีรวุฒิ ชูภักดี, วัฒนา ทรงนิสัย (2560). ปัจจัยที่ใช้เพิ่มความปลอดภัยในงานก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีแดงในเขตจตุจักร กรุงเทพมหานครฯ. การประชุมวิชาการระดับชาติมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ ครั้งที่ 2, นครปฐม, 20-21 มิถุนายน 2560, หน้า 110-121

[4] สุรีวัลย์ ใจกล้า (2557). งานวิจัยพฤติกรรมความปลอดภัยในการทำงานของพนักงานบริษัท เอสอีไอ อินเตอร์คอนเนคส์ โปรดักส์ (ประเทศไทย) จำกัด. สาขาวิชาการจัดการภาครัฐและภาคเอกชน วิทยาลัยการบริหารรัฐกิจ มหาวิทยาลัยบูรพา, ชลบุรี, 2557, หน้า 108-113

[5] สุดารัตน์ วิชัยรัมย์ (2552). งานวิจัยเกี่ยวกับ ปัจจัยเสี่ยงที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุจากการปฏิบัติงานของคนงานก่อสร้าง. สาขาวิชาการจัดการทางวิศวกรรม บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยธุรกิจบัณฑิตย์, กรุงเทพมหานครฯ, หน้า 95

การศึกษาปัจจัยการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรของมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จังหวัดจันทบุรี
The Study of Factors Affecting Housing Estate Purchase and Selection of the Staffs and Employees of Rambhai Barni Rajabhat University in Chanthaburi

สรวัสส์ บุญหยง[1*] และ พนัชกร อาจสด [2]

[1,2] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จ.จันทบุรี*
**Corresponding author; sorrawas@hotmail.com*

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษาปัจจัยด้านต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องในการเลือกซื้อที่อยู่อาศัยของบุคลากรที่ทำงานในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จังหวัด จันทบุรี เพื่อวิเคราะห์ถึงปัจจัยส่วนบุคคล ปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดและปัจจัยด้านฮวงจุ้ยที่คาดว่าจะมีผลในการเลือกซื้อบ้านจัดสรร โดยใช้แบบสอบถามเก็บข้อมูลจำนวน 300 ชุดจากกลุ่มตัวอย่าง และทำการวิเคราะห์ข้อมูลใช้โปรแกรมสำเร็จรูป โดยการหาค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ย ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน และ สถิติทดสอบ t-test ผลการศึกษาพบว่าปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดด้านผลิตภัณฑ์ ด้านช่องทางการจัดจำหน่าย ด้านการส่งเสริมการตลาด และด้านราคามีความสำคัญอยู่ในระดับมาก ($\bar{x}\sim$4.00) และปัจจัยทางฮวงจุ้ยด้านความเชื่อด้านต่าง ๆ และ ด้านความเชื่อในทิศและทำเลที่ตั้งมีความสำคัญอยู่ในระดับปานกลาง ($\bar{x}$~3.00) จากการวิเคราะห์ทางสถิติที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05 พบว่าความแตกต่างของรายได้มีผลในการให้ความสำคัญของปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดที่แตกต่างกันในปัจจัยย่อยในเรื่อง 1) การลดราคาบ้าน ที่ดิน และเงินดาวน์ 2) การแจกหรือแถมอุปกรณ์เพิ่มเติมภายในบ้าน และ 3) พื้นที่ใช้สอยภายในบ้านที่เหมาะสมและตรงกับความต้องการ ส่วนความแตกต่างของเพศ อายุ สถานภาพ รายได้ และระดับการศึกษามีผลต่อการให้ความสำคัญของปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในด้านอื่นและปัจจัยความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ยไม่แตกต่างกัน

คำสำคัญ: การเลือกซื้อบ้านจัดสรร, ส่วนประสมทางการตลาด, ฮวงจุ้ย, มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

Abstract

The objective of the study of factors affecting housing estate purchase and selection of the staffs and employees of Rambhai Barni Rajabhat University is to analysis personal factors, marketing mix factors and feng shui factors that are expected to have effect on the selecting purchase of housing estates by using 300 sets of questionnaires to collect data from the targeted group and analyze data using the statistical software to find the statistics such as percentage, average, standard deviation and t-test. The results of the study showed that the marketing mix factors involving products, distribution channels, marketing promotion and price are very important ($\bar{x}$~4.00). The feng shui factors in term of beliefs and in term of direction and location are moderate important ($\bar{x}$~3.00). From the statistical analysis at 0.05 significant level, it is found that the difference in income results in the different level of importance for the marketing mix factors involving, 1) reducing land and house prices, and down payments, 2) promotion: free items and 3) appropriate living space for needs. As for gender, age, status, income, and education level, there are no different level of importance for the other marketing mix factors and the feng shui factors methods.

Keywords: Housing Estate Purchase and Selection, Marketing Mix, Feng Shui, Rambhai Barni Rajabhat University

1. คำนำ

จากการขยายตัวของเศรษฐกิจประเทศไทยในปี 2562 [4] ทำให้จังหวัดจันทบุรีมีเงินหมุนเวียนจากการส่งออกผลไม้เนื่องจากชาวจังหวัดจันทบุรีส่วนใหญ่ทำอาชีพเกษตรกรรม มีการขยายตัวของภาคเกษตรกรรมและรองลงมาเป็นภาคอุตสาหกรรม การก่อสร้าง การศึกษาและภาคส่วนอื่น ๆ จะเห็นได้ว่าจังหวัดจันทบุรีเป็นจังหวัดหนึ่งที่มีการเติบโตอย่างต่อเนื่องและรวดเร็ว ประกอบกับอำเภอเมืองจังหวัดจันทบุรีนั้นเป็นที่ตั้งของสิ่งอำนวยความสะดวกมากมายไม่ว่าจะเป็น ห้างสรรพสินค้า มหาวิทยาลัย โรงพยาบาล และศูนย์ข้าราชการประจำจังหวัดจึงทำให้มีการย้ายเข้ามาของประชากรต่างพื้นที่เข้ามาอาศัยในเขตตัวเมืองเพิ่มมากขึ้นซึ่งส่งผลทำให้เมืองเริ่มขาดแคลนที่อยู่อาศัย

ข้อมูลในปี 2562 เทศบาลเมือง จังหวัดจันทบุรี แสดงให้เห็นว่ามีการก่อสร้างโครงการหมู่บ้านจัดสรร ในอำเภอเมือง จังหวัดจันทบุรี ทั้งหมด 85 ราย ดัดแปลงอาคาร 18 ราย รื้อถอน 7 ราย เพื่อตอบสนองความต้องการ

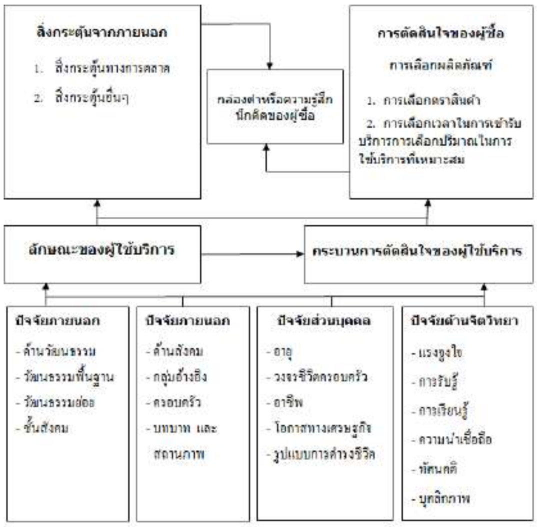
ของผู้บริโภคที่ต้องการใช้ชีวิตอยู่ใจกลางเมือง ที่มีสิ่งอำนวยความสะดวกสบายที่มากกว่าเช่น ห้างสรรพสินค้า โรงเรียน มหาวิทยาลัย โดยมีปัจจัยอื่น ๆ อีกหลายประการที่เป็นองค์ประกอบสำคัญในการตัดสินใจเลือกซื้อที่อยู่อาศัยของผู้บริโภค เช่น งบประมาณ ราคาบ้าน ประเภท รูปแบบบ้าน และ สัญญาซื้อขายและเอกสารที่เกี่ยวข้อง เป็นต้น

คณะผู้วิจัยได้พิจารณาเห็นถึงความสำคัญของปัจจัยเหล่านี้ และทำการศึกษาถึงปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี อำเภอเมือง จังหวัดจันทบุรี ปัจจัยที่ทำการศึกษาประกอบด้วย ปัจจัยส่วนบุคคลและปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดซึ่งมีผลต่อการเลือกซื้อบ้าน ผลการศึกษาในครั้งนี้จะเป็นประโยชน์ทั้งสำหรับผู้ที่ต้องการซื้อบ้าน และเพื่อผู้ประกอบการพัฒนาโครงการอสังหาริมทรัพย์ ใช้เป็นข้อมูลประกอบการวางแผนพัฒนาโครงการ

2. แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัย

2.1 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการใช้บริการของผู้บริโภค

รูปแบบพฤติกรรมผู้ซื้อหรือผู้บริโภค แสดงให้เห็นว่าในกระบวนการตัดสินใจซื้อของผู้บริโภคนั้น ย่อมได้รับอิทธิพลจากปัจจัยต่าง ๆ หลากหลายปัจจัย และในท้ายที่สุดก็จะแสดงออกมาในรูปของพฤติกรรมการตอบสนองที่แตกต่างกัน ซึ่งสิ่งเหล่านี้เป็นสิ่งที่นักการตลาดต้องให้ความใส่ใจในกระบวนการตัดสินใจซื้อของผู้บริโภครวมถึงปัจจัยหรือสาเหตุต่าง ๆ อันจะทำให้สามารถค้นหาความต้องการของผู้ซื้อและสามารถตอบสนองได้อย่างสูงสุด [9]



รูปที่ 1 ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการใช้บริการของผู้บริโภค
ที่มา : (Philip Kotler, 1997)

2.2 แนวคิดส่วนประสมทางการตลาดสำหรับธุรกิจบริการ

Philip Kotler (1997) กล่าวไว้ว่าส่วนประสมทางการตลาดสำหรับธุรกิจบริการ (Marketing Mix) หรือ 7Ps ในการกำหนดกลยุทธ์การตลาดประกอบด้วย [9]

2.2.1 ด้านผลิตภัณฑ์ (Product)

ผลิตภัณฑ์เป็นสิ่งซึ่งสนองความจำเป็นและความต้องการของมนุษย์ได้ คือ สิ่งที่ผู้ขายต้องมอบให้แก่ลูกค้าและลูกค้าจะได้รับผลประโยชน์และคุณค่าของผลิตภัณฑ์นั้น ๆ โดยทั่วไปแล้ว ผลิตภัณฑ์แบ่งเป็น 2 ลักษณะ คือ ผลิตภัณฑ์ที่อาจจับต้องได้ และ ผลิตภัณฑ์ที่จับต้องไม่ได้

2.2.2 ด้านราคา (Price)

คุณค่าผลิตภัณฑ์ในรูปตัวเงิน ลูกค้าจะเปรียบเทียบระหว่างคุณค่า (Value) ของบริการกับราคา (Price) ของบริการนั้น ถ้าคุณค่าสูงกว่าราคาลูกค้าจะตัดสินใจซื้อ ดังนั้นการกำหนดราคาการให้บริการควรมีความเหมาะสมกับระดับการให้บริการชัดเจน และง่ายต่อการจำแนกระดับบริการที่ต่างกัน

2.2.3 ด้านช่องทางการจัดจำหน่าย (Place)

ช่องทางการจัดจำหน่ายเป็นกิจกรรมที่เกี่ยวข้องกับบรรยากาศสิ่งแวดล้อมในการนำเสนอบริการให้แก่ลูกค้า ซึ่งมีผลต่อการรับรู้ของลูกค้าในคุณค่าและคุณประโยชน์ของบริการที่นำเสนอ ซึ่งจะต้องพิจารณาในด้านทำเลที่ตั้ง (Location) และช่องทางในการนำเสนอบริการ (Channels)

2.2.4 ด้านส่งเสริมการตลาด (Promotion)

การส่งเสริมการตลาดเป็นเครื่องมือหนึ่งที่มีความสำคัญในการติดต่อสื่อสารให้ผู้ใช้บริการ โดยมีวัตถุประสงค์ที่แจ้งข่าวสารหรือชักจูงให้เกิดทัศนคติและพฤติกรรม การใช้บริการและเป็นกุญแจสำคัญของการตลาดสายสัมพันธ์

2.2.5 ด้านบุคคล (People)

ต้องอาศัยการคัดเลือก การฝึกอบรม การจูงใจ เพื่อให้สามารถสร้างความพึงพอใจให้กับลูกค้าได้แตกต่างเหนือคู่แข่งขันเป็นความสัมพันธ์ระหว่างเจ้าหน้าที่ผู้ให้บริการและผู้ใช้บริการต่าง ๆ ขององค์กร เจ้าหน้าที่ต้องมีความสามารถ มีทัศนคติที่สามารถตอบสนองต่อผู้ใช้บริการ มีความคิดริเริ่ม มีความสามารถในการแก้ไขปัญหา สามารถสร้างค่านิยมให้กับองค์กร

2.2.6 ด้านการสร้างและนำเสนอลักษณะทางกายภาพ (Physical Evidence and Presentation)

เป็นพยายามสร้างคุณภาพโดยรวม ทั้งทางด้ายกายภาพและรูปแบบการให้บริการเพื่อสร้างคุณค่าให้กับลูกค้า ไม่ว่าจะเป็นด้านการแต่งกายสะอาดเรียบร้อย การเจรจาต้องสุภาพอ่อนโยน และการให้บริการที่รวดเร็ว หรือผลประโยชน์อื่น ๆ ที่ลูกค้าควรได้รับ

2.2.7 ด้านกระบวนการ (Process)

กระบวนการเป็นกิจกรรมที่เกี่ยวข้องกับระเบียบวิธีการและงานปฏิบัติในด้านการบริการ ที่นำเสนอให้กับผู้ใช้บริการเพื่อมอบการให้บริการอย่างถูกต้องรวดเร็ว และทำให้ผู้ใช้บริการเกิดความประทับใจ

2.3 หลักการและแนวคิดทางฮวงจุ้ย

แนวคิดพื้นฐานของ ฮวงจุ้ย คือการสร้างสังคมที่ยั่งยืนด้วยการสร้างสภาพแวดล้อมให้สอดคล้องกับสภาพแวดล้อมทางธรรมชาติ ความรู้ดั้งเดิมของฮวงจุ้ยนั้นมีพื้นฐานมาจากการสังเกตจาก ปรากฏการณ์ทางดาราศาสตร์ ปรากฏการณ์ทางธรรมชาติ และพฤติกรรมมนุษย์ ศาสตร์ฮวงจุ้ยเป็นหลักแนวคิดแขนงหนึ่งที่มีนักออกแบบนำมาใช้ในการออกแบบโครงการพัฒนา

อสังหาริมทรัพย์เพื่อให้การพัฒนามีความเป็นไปได้ในการได้ผลประโยชน์สูงสุด มีการศึกษาวิจัยการนำหลักการของฮวงจุ้ยมาประยุกต์ใช้ประกอบการออกแบบและการวางแผนสถาปัตยกรรมอย่างกว้างขวาง [8]

3. วิธีดำเนินการวิจัย

การศึกษาวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาวิจัยเชิง โดยมีสมมติฐานของงานวิจัย คือ ปัจจัยส่วนบุคคลที่แตกต่างกัน มีผลในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคคลากรมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี แตกต่างกัน ทำการเก็บข้อมูลจากการสัมภาษณ์โดยใช้แบบสอบถาม สุ่มตัวอย่างจากประชากรที่ จำนวน 300 คน โดยมีระยะเวลาในการศึกษาวิจัยในช่วงระหว่างเดือนสิงหาคม 2562 ถึงเดือนเมษายน 2563 และนำข้อมูลมาวิเคราะห์ผลตามหลักสถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistic)สถิติเชิงอนุมาน (Inferential Statistics) โดยมีรายละเอียดของแต่ละขั้นตอนดังนี้

3.1 การสร้างแบบสอบถาม

งานวิจัยนี้ใช้การสร้างแบบสอบถามจากการศึกษาค้นคว้าจากตำราเอกสาร แนวคิด และทฤษฎี บทความ รวมทั้งงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง โดยแบ่งเป็น 4 ส่วน ดังนี้

ส่วนที่ 1 เป็นส่วนที่ศึกษาเกี่ยวกับข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ประกอบด้วยข้อมูลส่วนบุคคล คือ เพศ อายุ สถานภาพสมรส อาชีพ รายได้เฉลี่ยต่อเดือน และระดับการศึกษาสูงสุดจำนวน 6 ข้อ

ส่วนที่ 2 เป็นส่วนที่ศึกษาเกี่ยวกับความสนใจในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของผู้บริโภค จำนวน 5 ข้อ โดยให้ผู้ตอบแบบสอบถามเลือกตอบเพียง 1 ข้อที่เกี่ยวข้องกับความสนใจในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรที่ตรงกับความเป็นจริงมากที่สุด

ส่วนที่ 3 เป็นส่วนที่ศึกษาเกี่ยวกับความสำคัญของปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในด้านต่าง ๆ 5 ด้าน ได้แก่ ปัจจัยด้านผลิตภัณฑ์ ด้านราคา ด้านช่องทางการจัดจำหน่าย ด้านการส่งเสริมทางการตลาด และด้านฮวงจุ้ย

ลักษณะคำถามเป็นแบบมาตรวัดประเมินค่าตามแนวทาง Likert' Scale โดยผู้ตอบแบบสอบถามเลือกตอบเพียง 1 ข้อ ตามระดับการให้ความสำคัญ 5 ระดับ จากมาก ไป น้อย โดยจะนำคะแนนที่ได้นำมาวิเคราะห์ค่าเฉลี่ยเลขคณิต และค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน

ส่วนที่ 4 ข้อเสนอแนะ หรือการแสดงความคิดเห็นในการเลือกซื้อบ้านจัดสรร ของผู้บริโภคในเขตอำเภอจังหวัดจันทบุรี จำนวน 2 ข้อ เป็นคำถามแบบปลายเปิด

3.2 การทดสอบแบบสอบถาม

3.2.1 การทดสอบความเที่ยงตรง

เป็นการตรวจสอบเนื้อหา และความเหมาะสมของภาษาที่ใช้ เพื่อนำไปปรับปรุงแก้ไขก่อนนำไปสอบถามในการเก็บข้อมูลจริง โดยให้ผู้เชี่ยวชาญเป็นผู้ตรวจสอบ

3.2.2 ความเชื่อมั่นของแบบสอบถาม

ผู้ศึกษาได้นำแบบสอบถามที่สร้างขึ้นมาและปรับปรุงแก้ไขแล้วจากขั้นตอนที่ 3.2.1 นำไปทำการทดสอบ 30 ชุด กับกลุ่มประชากรที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับกลุ่มตัวอย่าง เพื่อตรวจสอบการสื่อความหมายของคำถามตรงตามความต้องการตลอดจนมีความเหมาะสมหรือไม่ มีความยากง่ายเพียงใด จากนั้นจึงนำข้อมูลที่ได้มาทดสอบความเชื่อมั่นของแบบสอบถามโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูปในการหาค่าความเชื่อมั่นตามสูตรการหาค่าสัมประสิทธิ์ของ Cronbach's Alpha

3.3 การวิเคราะห์ผล

นำข้อมูลมาวิเคราะห์ผลตามหลักสถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistic) แสดงในรูป ค่าเฉลี่ย ร้อยละ ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ความแปรปรวน เป็นต้น และทดสอบสมมติฐานตามหลักสถิติเชิงอนุมาน (Inferential Statistics) โดยใช้การวิเคราะห์ความแปรปรวน (Analysis of Variance: ANOVA) โดยเลือกใช้วิธีการสุ่มตัวอย่างแบบเจาะจงกำหนดระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95 หรือ 0.05 การวิเคราะห์ข้อมูลใช้โปรแกรมสำเร็จรูป โดยการหาค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ยเลขคณิต ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน สถิติทดสอบ t-test และ One Way Anova เพื่อหาค่าศึกษาความสัมพันธ์ของปัจจัยส่วนบุคคล และปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดและด้านฮวงจุ้ยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรร [3]

4. ผลการศึกษา

4.1 การวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถาม

จำนวนและอัตราร้อยละของผู้ตอบแบบสอบถาม จำแนกปัจจัยส่วนบุคคลได้แก่ เพศ อายุ สถานภาพ อาชีพ รายได้ และระดับการศึกษา

ผลการวิเคราะห์พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 300 คน เป็นเพศหญิงมากกว่าเพศชาย เพศหญิงมีจำนวน 171 คน คิดเป็นร้อยละ 57.00 และเพศชายจำนวน 129 คน คิดเป็นร้อยละ 43.00 ตามลำดับ

ด้านอายุ กลุ่มตัวอย่างของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่มีอายุระหว่าง 25-34 ปี จำนวน 124 คน คิดเป็นร้อยละ 41.33 รองลงมาอายุระหว่าง 35-44 ปี จำนวน 85 คน คิดเป็นร้อยละ 28.33 อายุ 15-24 ปี จำนวน 51 คน คิดเป็นร้อยละ 17.00 อายุ 45-54 ปี จำนวน 27 คน คิดเป็นร้อยละ 9 อายุ 55 ปีขึ้นไปจำนวน 13 คน คิดเป็นร้อยละ 4.33 ตามลำดับ

ด้านสถานภาพการสมรส กลุ่มตัวอย่างของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่มีสถานภาพโสด จำนวน 183 คน คิดเป็นร้อยละ 61 รองลงมาได้แก่สถานภาพสมรส จำนวน 107 คน คิดเป็นร้อยละ 35.67 โดยสถานภาพหย่าร้าง/แยกกันอยู่ จำนวน 10 คน คิดเป็นร้อยละ 3.33 คน ตามลำดับ

ด้านอาชีพ กลุ่มตัวอย่างของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่มีอาชีพรับราชการ/พนักงานรัฐวิสาหกิจจำนวน 242 คน คิดเป็นร้อยละ 80.67 รองลงมาได้แก่ นักศึกษา จำนวน 32 คน คิดเป็นร้อยละ 10.67 อาชีพรับจ้างทั่วไป จำนวน 20 คน คิดเป็นร้อยละ 6.67 อาชีพค้าขาย/ธุรกิจส่วนตัว จำนวน 3 คน คิดเป็นร้อยละ 1 อาชีพพนักงานเอกชน จำนวน 1 คน คิดเป็นร้อยละ 0.33 ตามลำดับ

ด้านรายได้ต่อเดือนกลุ่มตัวอย่างของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่มีรายได้ต่อเดือนมากกว่า 25,000 บาท จำนวน 184 คน คิดเป็นร้อยละ 61.33 รองลงมาได้แก่ รายได้ต่อเดือน 20,001-25,000 บาท จำนวน 42 คน คิดเป็นร้อยละ 12 รายได้ต่อเดือนน้อยกว่า 10,000 จำนวน 36 คน คิดเป็นร้อยละ 12 รายได้ต่อเดือน 15001-20000 บาท จำนวน 22 คน คิดเป็นร้อย

ละ 7.33 รายได้ต่อเดือน 10,000-15,000 บาท จำนวน 15 คน คิดเป็นร้อยละ 5 ตามลำดับ

ด้านระดับการศึกษา กลุ่มตัวอย่างของผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่เป็นผู้มีการศึกษาในระดับปริญญาโทหรือสูงกว่า จำนวน 180 คน คิดเป็นร้อยละ 60 รองลงมาได้แก่ระดับปริญญาตรี จำนวน 86 คน จำนวน 28.67 ระดับมัธยมศึกษาตอนปลาย จำนวน 22 คน คิดเป็นร้อยละ 7.33 ระดับมัธยมศึกษาตอนต้น จำนวน 9 คน คิดเป็นร้อยละ 3 ระดับประถมศึกษา จำนวน 2 คน จำนวน 0.67 ตามลำดับ

4.2 ความสนใจเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี

พบว่าผู้ตอบแบบสอบถาม 300 คน ส่วนใหญ่จะเลือกประเภทบ้านเดี่ยว 1-2 ชั้น จำนวน 220 คน คิดเป็นร้อยละ 73.33 รองลงมาได้แก่ บ้านแฝดหรือทาวน์เฮ้าส์ จำนวน 51 คน คิดเป็นร้อยละ 17 และอาคารพาณิชย์หรือห้องชุด จำนวน 26 คน คิดเป็นร้อยละ 8.67 และ แบบอื่น ๆ จำนวน 3 ตน คิดเป็นร้อยละ 1 ตามลำดับ

ผู้ตอบแบบสอบถามสนใจซื้อบ้านราคา 2,000,000 - 3,000,000 บาท จำนวน 110 คน คิด เป็นร้อยละ 36.67 รองลงมาได้แก่ บ้านราคา 1,000,000 – 2,000,000 บาท จำนวน 93 คน คิดเป็นร้อยละ 31 และบ้านราคาไม่เกิน 1,000,000 บาท จำนวน 66 คน คิดเป็นร้อยละ 22 และบ้านราคา 3,000,000 บาทขึ้นไป จำนวน 32 คน คิดเป็นร้อยละ 10.67 ตามลำดับ

ระยะเวลาในการตัดสินใจเลือกซื้อบ้านเกิน 1 ปีขึ้นไป จำนวน 99 คน คิดเป็นร้อยละ 33 รองลงมาได้แก่ ระยะเวลา 1 – 3 เดือน จำนวน 67 คน คิดเป็นร้อยละ 22.33 และระยะเวลา 8 – 12 เดือน จำนวน 66 คน คิดเป็นร้อยละ 22 และระยะเวลา 4 – 7 เดือน จำนวน 64 คน คิดเป็นร้อยละ 21.33 ตามลำดับ

บุคคลในครอบครัวจะมีส่วนร่วมในการตัดสินใจซื้อ จำนวน 164 คน คิดเป็นร้อยละ 54.67 รองลงมาได้แก่ ตัดสินใจด้วยตนเอง จำนวน 127 คน คิดเป็นร้อยละ 42.33 และ เพื่อนมีส่วนร่วมในการตัดสินใจ จำนวน 6 คน คิดเป็นร้อยละ 2 และการตัดสินใจแบบอื่น ๆ จำนวน 2 คน คิดเป็นร้อยละ 0.67 ตามลำดับ

ขนาดเนื้อที่ของบ้านพร้อมที่ดินที่สนใจซื้อมากที่สุดคือ 71 – 100 ตารางวา จำนวน 127 คน คิดเป็นร้อยละ 42 .33 รองลงมาได้แก่ ขนาดเนื้อที่ของบ้านพร้อมที่ดิน 51 – 70 ตารางวา จำนวน 70 คน คิดเป็นร้อยละ 23.33 และขนาดเนื้อที่ของบ้านพร้อมที่ดินไม่เกิน 50 ตารางวา จำนวน 51 คน คิดเป็นร้อยละ 17 และขนาดเนื้อที่ของบ้านพร้อมที่ดิน 100 ตารางวาขึ้นไป จำนวน 51 คน คิดเป็นร้อยละ 17 ตามลำดับ

4.3 ปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากร

ผลการศึกษาส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรพบว่ากลุ่มตัวอย่างให้ความสำคัญเรื่องผลิตภัณฑ์มากที่สุด ($\bar{x}$= 4.48) รองลงมาคือให้ความสำคัญเรื่องปัจจัยด้านราคา ($\bar{x}$= 4.16) ปัจจัยด้านช่องทางการจัดจำหน่าย ($\bar{x}$= 4.12) และให้ความสำคัญน้อยที่สุดคือปัจจัยด้านการส่งเสริมการตลาด ($\bar{x}$= 3.98)

ผลการศึกษาปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านผลิตภัณฑ์พบว่า ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญการมีพื้นที่ใช้สอยภายในบ้านเหมาะสมและตรงกับความต้องการมากที่สุด ($\bar{x}$= 4.63) รองลงมาคือเรื่องคุณภาพของวัสดุก่อสร้าง ($\bar{x}$= 4.62) ความเหมาะสมของขนาดและเนื้อที่ดินกับแบบบ้าน ($\bar{x}$= 4.58) ในขณะที่การจัดผังบริเวณและรูปแบบโครงการเหมาะสม ($\bar{x}$= 4.35) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการศึกษาปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านราคาพบว่า ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญในส่วนของราคาที่มีความเหมาะสมกับคุณภาพของบ้าน ขนาดของที่ดิน และความหลากหลายของราคาที่มีให้เลือกมากที่สุด ($\bar{x}$= 4.18) รองลงมาคือเรื่องของราคามีความเหมาะสมกับทำเลของโครงการ ($\bar{x}$= 4.18) ในขณะที่เงื่อนไขการชำระเงินมีความเหมาะสม ($\bar{x}$= 4.10) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการศึกษาพบว่าปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านการจัดจำหน่าย ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญในเรื่องของการจัดแสดงบูธตามห้างสรรพสินค้ามากที่สุด ($\bar{x}$= 4.98) รองลงมาคือเรื่องของการติดต่อสำนักงานขายทางอินเทอร์เน็ต เช่น Facebook, Line ($\bar{x}$= 4.57) และโครงการตั้งอยู่ในบริเวณที่น้ำท่วมไม่ถึง ($\bar{x}$= 4.49) ในขณะที่การตั้งอยู่ในทำเลที่เป็นแหล่งชุมชนหรือใกล้เคียงสถานที่สำคัญ เช่น โรงพยาบาล ตลาดสด ห้างสรรพสินค้า หรือรงพยาบาล ($\bar{x}$= 4.22) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการศึกษาพบว่าปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของบุคลากรด้านการส่งเสริมการตลาด ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญในส่วนของมีพนักงานขายคอยให้คำแนะนำด้วยความสุภาพและมีมารยาทดี รวมทั้งให้บริการด้วยความรวดเร็ว ($\bar{x}$= 4.23) รองลงมาคือการแจกหรือแถมอุปกรณ์เพิ่มเติมภายในบ้าน ($\bar{x}$= 4.01) การลดราคาบ้าน ที่ดินและเงินดาวน์ ($\bar{x}$= 3.97) ในขณะที่การโฆษณาด้วยสื่อทางวิทยุ โทรทัศน์ อินเทอร์เน็ต ($\bar{x}$= 3.71) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการศึกษาปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านความเชื่อพบว่า กลุ่มตัวอย่างให้ความสำคัญปัจจัยความเชื่อเรื่องฮวงจุ้ย ด้านความเชื่อในทิศและทำเลที่ตั้งมากที่สุด ($\bar{x}$= 3.34) รองลงมาคือ ความเชื่อเรื่องความสมดุลของธาตุทั้ง 5 ($\bar{x}$= 3.18) ความเชื่อในโชคชะตาชีวิต ($\bar{x}$= 3.14) และ ความเชื่อในเรื่องของฤกษ์ยาม ($\bar{x}$= 3.02) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการศึกษาปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านความเชื่อเรื่องฮวงจุ้ยเรื่องทิศและทำเลที่ตั้งพบว่า ผู้ตอบแบบสอบถามเลือกทำเลที่ตั้งโดยคำนึงถึงทิศ ทางของแดดและลมอยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$= 4.03) รองลงมาคือ การวางองศาที่ดีของทิศทางประตู ห้องทำงานและหัวนอน ($\bar{x}$= 3.98) และการวางองศาที่ดีของทิศทางประตู ห้องทำงานและหัวนอน ($\bar{x}$= 3.95) ในขณะที่มีน้ำพุติดตั้งที่หน้าบ้าน การเลือกสีทาบ้านให้เหมาะกับการใช้งานแต่ละห้อง มี

สัตว์มงคล 5 ชนิดได้แก่ มังกร ม้า สิงโต ปลา นก ประดับบ้านหรือโต๊ะทำงาน ($\bar{x}$= 2.98) กลุ่มตัวอย่างผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญน้อยที่สุด

ผลการวิเคราะห์ความแปรปรวนพบว่าความแตกต่างของรายได้มีผลในการให้ความสำคัญของปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดที่แตกต่างกันในปัจจัยย่อยในเรื่อง 1) การลดราคาบ้าน ที่ดิน และเงินดาวน์ 2) การแจกหรือแถมอุปกรณ์เพิ่มเติมภายในบ้าน และ 3) พื้นที่ใช้สอยภายในบ้านที่เหมาะสมและตรงกับความต้องการ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

4.4 การวิเคราะห์ผลของปัจจัยส่วนบุคคลที่แตกต่างกัน ต่อปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านต่าง ๆ ของบุคคลากรมหาวิทยาลัย

ผลการวิเคราะห์ผลของปัจจัยส่วนบุคคลที่แตกต่างกัน ต่อปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านต่าง ๆ ของบุคลากร มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จำแนกตามเพศ พบว่า ลักษณะเพศ มีผลต่อปัจจัยส่วนประสมทางการตลาด และความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ย ไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

จำแนกตามอายุ พบว่า ระดับอายุอายุ มีผลต่อปัจจัยส่วนประสมทางการตลาด และความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ย ไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

จำแนกตามสถานภาพสมรส พบว่า ประเภทของสถานภาพ มีผลต่อปัจจัยส่วนประสมทางการตลาด และความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ย ไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

จำแนกตามตามรายได้ พบว่า ระดับของรายได้ มีผลต่อปัจจัยส่วนประสมทางการตลาด และความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ย ไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

จำแนกตามการศึกษา พบว่า ระดับของการศึกษา มีผลต่อปัจจัยส่วนประสมทางการตลาด และความเชื่อทางด้านฮวงจุ้ย ไม่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

5. อภิปรายและสรุป

1) ปัจจัยส่วนประสมการตลาดด้านผลิตภัณฑ์ มีผลต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรในระดับมาก แสดงให้เห็นว่า ขนาดที่เหมาะสมของแบบบ้านมีความสำคัญต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรของผู้บริโภค โดยคำนึงถึงขนาดของบ้านที่พอเหมาะกับจำนวนบุคคลในครอบครัว ให้ผลในทำนองเดียวกับงานวิจัยของ วีณา ศรีเจริญ (2558) ที่ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อการตัดสินใจเลือกซื้อบ้านจัดสรรในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล [2]

2) ปัจจัยส่วนประสมการตลาดด้านช่องทางการจัดจำหน่าย มีผลต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรในระดับมาก แสดงให้เห็นว่าโครงการบ้านจัดสรรควรคำนึงถึงทำเลของโครงการ ให้ผลในทำนองเดียวกับ งานวิจัยของ วีณา ศรีเจริญ (2558) [2]

3) ปัจจัยส่วนประสมการตลาดด้านการส่งเสริมการตลาด มีผลต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรในระดับมาก แสดงให้เห็นว่าการมีพนักงานขายคอยให้คำแนะนำด้วยความสุภาพและมีมารยาทดี รวมทั้งให้บริการด้วยความรวดเร็ว จะทำให้ผู้บริโภคประทับใจและตัดสินใจซื้อง่ายขึ้น ให้ผลในทำนองเดียวกับ งานวิจัยของ ณัฐมน เจริญทวีทรัพย์ (2552) ที่ศึกษาเรื่องปัจจัยส่วนประสมการตลาดบริการที่มีผลต่อการตัดสินใจซื้อบ้านของพนักงานในนิคมอุตสาหกรรมภาคเหนือในจังหวัดลำพูน [1]

4) ปัจจัยส่วนประสมการตลาดด้านราคา มีผลต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรในระดับมาก แสดงให้เห็นว่า ราคาของบ้านและที่ดินรวมทั้งพื้นที่ใช้สอยเหมาะสม และคุ้มค่ากับราคาของบ้าน โดยผู้ซื้อบ้านจัดสรรส่วนใหญ่จะพึงพอใจที่จะซื้อบ้าน ณ ราคาที่เหมาะสมกับตัวบ้านและพื้นที่ใช้สอย ซึ่งผู้ประกอบการควรคำนึงถึงจุดนี้เพื่อกำหนดราคาบ้านให้เหมาะสมกับขนาดบ้านกับขนาดที่ดินรวมทั้งพื้นที่ใช้สอยมากที่สุด ให้ผลในทำนองเดียวกับงานวิจัยของ ณัฐมน เจริญทวีทรัพย์ (2552) [1]

5) ปัจจัยความเชื่อด้านฮวงจุ้ย มีผลต่อการเลือกซื้อบ้านจัดสรรในระดับปานกลาง ซึ่งเป็นความเชื่อด้านฮวงจุ้ย ในเรื่องทิศและทำเลที่ตั้งจะนำมาซึ่งความสุข เสริมพลังให้กับบ้าน ความเจริญในหน้าที่การงาน [10]

6) ผลการวิเคราะห์ทางสถิติพบว่าความแตกต่างของรายได้มีผลในการให้ความสำคัญของปัจจัยส่วนประสมทางการตลาดที่แตกต่างกันในปัจจัยย่อยในเรื่อง (1) การลดราคาบ้าน ที่ดิน และเงินดาวน์ (2) การแจกหรือแถมอุปกรณ์เพิ่มเติมภายในบ้าน และ (3) พื้นที่ใช้สอยภายในบ้านที่เหมาะสมและตรงกับความต้องการ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05

7) ผลการวิเคราะห์ผลของปัจจัยส่วนบุคคลที่แตกต่างกัน ต่อปัจจัยในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรด้านต่าง ๆ ของบุคคลากรมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี พบว่า ปัจจัยส่วนบุคคลที่แตกต่างกัน มีผลต่อ ปัจจัยด้านผลิตภัณฑ์ ปัจจัยด้านราคา ปัจจัยด้านการจัดจำหน่าย ปัจจัยด้านการส่งเสริมการตลาด และปัจจัยความเชื่อด้านทิศทำเลที่ตั้ง ไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05 ซึ่งให้ผลแตกต่างจากงานวิจัย ของ สมชาย วันดี (2558) ที่พบว่า ผู้บริโภคที่มีอายุ สถานภาพสมรส ระดับการศึกษา จำนวนสมาชิกในครอบครัว รายได้เฉลี่ยต่อเดือน อาชีพ และสถานที่อยู่อาศัยเดิม แตกต่างกัน ให้ความสำคัญกับส่วนประสมการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับความเชื่อมั่น 0.05 ยกเว้นด้านเพศที่ไม่แตกต่างกัน [5]

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ได้ด้วยดี โดยได้รับความเอื้อเฟื้อจาก บุคลากร และ คณาจารย์ ของ มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จังหวัดจันทบุรี ที่ให้ข้อมูล ช่วยอนุเคราะห์ตรวจสอบและให้คำปรึกษา จนทำให้การทำวิจัยครั้งนี้จนสำเร็จตามเป้าหมาย

ขอขอบพระคุณคณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี ที่ให้การสนับสนุนการดำเนินงานและประสานงาน

สุดท้ายนี้ขอขอบพระคุณผู้ที่มีพระคุณทุกท่านที่คณะผู้จัดทำมิได้เอ่ยนามที่มีส่วนร่วมในการให้คำปรึกษาและจัดทำงานวิจัยนี้ และหากมีข้อบกพร่องประการใด คณะผู้วิจัยขอน้อมรับข้อควรปรับปรุงไว้ด้วยความขอบคุณยิ่ง

เอกสารอ้างอิง

[1] ณัฐมน เจริญทวีทรัพย์. (2548). ปัจจัยส่วนประสมการตลาดบริการที่มีผลต่อการตัดสินใจซื้อบ้านของพนักงานในนิคมอุตสาหกรรมภาคเหนือ จังหวัดลำพูน. ปริญญานิพนธ์บริหารธุรกิจมหาบัณฑิต. เชียงใหม่ : มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.

[2] วีณา ศรีเจริญ. (2558). ปัจจัยที่ส่งผลต่อการตัดสินใจเลือกซื้อบ้านจัดสรรในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. ปริญญานิพนธ์บริหารธุรกิจมหาบัณฑิต. กรุงเทพฯ : มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[3] ศิริชัย กาญจนวาสี, ทวีวัฒน์ ปิตยานนท์ และดิเรก ศรีสุขโข (2551). การเลือกใช้สถิติที่เหมาะสมกับงานวิจัย. (พิมพ์ครั้งที่ 5). กรุงเทพฯ : โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] ศูนย์ข้อมูลอสังหาริมทรัพย์ ธนาคารอาคารสงเคราะห์. (2562). รายงานสถานการณ์ตลาดที่อยู่อาศัยปี 2562 วิเคราะห์แนวโน้มปี 2563. (2562). [ออนไลน์]. ที่มา : https://www.reic.or.th/Activities/PressRelease/51. 28 มีนาคม 2563.

[5] สมชาย วันดี. (2558). พฤติกรรมและส่วนประสมการตลาดในการเลือกซื้อบ้านจัดสรรโครงการขนาดเล็ก ในอำเภอเมือง จังหวัดนครปฐม. *วาสารวิทยการจัดการ.* หน้า 45-59.

[6] อัญชนา ทองเมืองหลวง. (2554). ปัจจัยทางการตลาดที่มีผลต่อกระบวนการตัดสินใจซื้อบ้านเดี่ยวของบริษัทพฤกษาเรียลเอสเตท จำกัด (มหาชน). วิทยานิพนธ์บริหารธุรกิจมหาบัณฑิต. ปทุมธานี : มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

[7] Belch, George E. and Belch, Michael A. (1993). Introduction to Advertising and Promotion. 2nd ed. Boston : Richard D Irwin.

[8] Chang et al. (2014). Quantification of Feng-Shui Principles in the Design of Korean Houses. *Architectural Research*, 16(1), P. 1-8.

[9] Kotler, Philip. (1997). Marketing Management Analysis, Planning, Implementation and Control. (9th ed.). NJ : Prentice-Hall.

[10] MAK, Y. M. & NG, S. T. (2005). The Art and Science of Feng Shui : A Study on Architects' Perception. *Building and Environment*, 40, P. 427-434.

ปัจจัยเชิงสาเหตุที่ส่งผลต่อพฤติกรรมในการซื้อสินค้าวัสดุก่อสร้าง จากพื้นฐานราคา เป็น พื้นฐานของคุณค่า

Causal Factors that Affect the Behavior in the Purchase of Construction Materials from Price Base to Value Base

วิษณุ ฉีดอิ่ม[1] และ พิชญ์ สุธีรวรรธนา[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: witsache@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาคุณสมบัติของวัสดุก่อผนังภายใน, กระบวนการและขั้นตอนการทำงาน เพื่อทำการเปรียบเทียบถึงปัจจัยต่าง ๆที่ส่งผลกระทบต่อ เวลา, ต้นทุน, คุณภาพ และ ความปลอดภัย ของโครงการก่อสร้างใน 7 ปัจจัยหลัก และ 20 ปัจจัยย่อย โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อบ่งชี้ถึงปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการตัดสินใจเลือกใช้งานสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภทต่าง ๆ ทั้ง 5 ชนิดได้แก่ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, ระบบผนังหล่อในที่ และ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก ทำการศึกษาโดยใช้วิธีวิจัยแบบการสำรวจ (Survey Research) ผ่านการเก็บรวบรวมข้อมูลทางแบบสอบถาม (Questionnaire) และวิเคราะห์ข้อมูลโดยวิธีทางสถิติด้วยโปรแกรมสำเร็จรูปในการสรุปผลการวิจัย โดยผลจากการวิเคราะห์โดยวิธีทางสถิติจากการเก็บรวบรวมข้อมูลแบบสอบถามพบว่า วัสดุที่ มีดัชนีความรุนแรง (S.I.) ต่ำที่สุด เท่ากับ 0.32 เป็นวัสดุประเภท ระบบผนังหล่อในที่ และในแต่ละปัจจัยได้บ่งชี้ถึงวัสดุที่เหมาะสมแตกต่างกันไปตามปัจจัยต่าง ๆ ที่ศึกษา โดยความเห็นของทางบริษัทรับเหมาก่อสร้างและเจ้าของโครงการเป็นไปในทิศทางเดียวกัน

คำสำคัญ: วัสดุก่อสร้าง, วิศวกรรมคุณค่า, ลดต้นทุนการก่อสร้าง, ปัจจัยการเลือกซื้อ, บริหารการก่อสร้าง

Abstract

This article studied interior wall specification, process and main procedure of installation for comparation about factors that affect time, cost, quality and safety of the project in 7 main factors and 20 sub factors. The objective of this article was to identify the factors that affect to purchasing decision of interior wall products including conventional, ALC large panel, concrete large panel, cast in place and stay in place. Research was undertaken by survey through questionnaire and data was analyzed by statistics analysis. The results found that product that have a lowest severity index was cast in place equal to 0.32. For each factor of the main 7 factors, the research identified suitable interior wall. From the yield point of contractor company and owner company.

Keywords: construction Material, value engineering, reduce construction cost, purchase affect, construction management

1. คำนำ

ประเทศไทย กำลังที่จะก้าวเข้าสู่การขยายตัวของชุมชนสู่ความเป็นเมือง (Urbanization) โดยมีกรุงเทพมหานคร เป็นเมืองหลวงซึ่งเป็นศูนย์กลางเศรษฐกิจของประเทศไทยมีคนกระจุกตัวเฉลี่ย 5800 คน ต่อ 1 ตารางกิโลเมตร หลังจากมีการเปิดให้บริการรถไฟฟ้าสายใหม่ครอบคลุมพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล รวมทั้งการเชื่อมถนน ทำทางด่วนเพื่อพัฒนาศักยภาพด้านการเข้าตัวเมืองมากขึ้น ตามแถบชานเมืองและปริมณฑลเริ่มมีการเปลี่ยนแปลง เทรนด์การอยู่อาศัยบนคอนโดมิเนียมไม่ได้จำกัดอยู่แค่ในเมืองอีกต่อไป แต่ขยายออกไปสู่จังหวัดหรือโซนทำเลใหม่ๆ ทำให้รูปแบบการอยู่อาศัยและการใช้ชีวิตเปลี่ยนไปจากเดิม จากการรวมตัวของผู้คนจำนวนมากจนกลายเป็นชุมชนเมืองขนาดใหญ่ หรือ เกิดจากการกระจายความเจริญของเมือง จากเมืองศูนย์กลางออกไปยังเมืองอื่น ๆ ซึ่งได้เข้ามาเปลี่ยนวิถีชีวิตความเป็นอยู่ของผู้คน ตลอดจนรูปแบบและการพัฒนาทางเศรษฐกิจและสังคมอย่างสิ้นเชิง [1]

เมื่อเมือง มีการขยายตัวเพิ่มมากขึ้น สิ่งที่ตามมาแบบไม่สามารถปฏิเสธได้คือ งานก่อสร้าง เพื่อตอบรับความต้องการของเมือง ที่ประชาชนต้องการโครงสร้างพื้นฐานในการใช้ชีวิต และ ต้องการพื้นที่อยู่อาศัยที่ใกล้กับแหล่งงาน และ แหล่งโครงสร้างพื้นฐาน ต่าง ๆจึงทำให้มีการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ในรูปแบบของคอนโดมิเนียมเพิ่มมากยิ่งขึ้น อีกทั้งมาตรการภาครัฐที่ขยายโครงสร้างพื้นฐานไปยังชานเมืองทำให้ประชาชนได้รับ ความสะดวกสบาย ในการเดินทางมากยิ่งขึ้น ยังส่งผลให้การพัฒนาอสังหาริมทรัพย์แนวราบก็มีการขยายตัวเพิ่มมากยิ่งขึ้นเช่นกัน จากการ คาด

การแนวโน้มธุรกิจรับเหมาก่อสร้างปี 62 ของธนาคารกสิกรไทยพบว่า พื้นที่การขออนุญาตก่อสร้างของธุรกิจอสังหาริมทรัพย์มีการต่อขึ้นอย่างต่อเนื่อง โดยแนวราบมีการโตถึง 34.67% และแนวสูงมีการเติบโต 5.50% จากการคาดการจากธนาคารกสิกรไทยในช่วงครึ่งหลังของปี 2561 ต่อเนื่องจนถึงช่วงปี 2562 คาดว่าการก่อสร้างจะเร่งตัวขึ้นจากโครงการของทางภาครัฐ และ โครงการของภาคเอกชนที่คาดว่ายังดีต่อเนื่องจากช่วงต้นปี ส่งผลต่ออุปสงค์วัสดุก่อสร้างอันมีผลกระทบต่อราคาที่คาดว่าจะเพิ่มสูงขึ้น ส่งผล ให้ธุรกิจค้าวัสดุก่อสร้างเอกก็มีอัตราการขายที่เติบโตสูงขึ้นด้วย จากการคาดการณ์แนวโน้มของธนาคารกรุงศรีพบว่า โดยมีปัจจัยหนุนจาก 1.ความต้องการใช้วัสดุก่อสร้างในประเทศที่จะเพิ่มขึ้นโดยสินค้าที่เกี่ยวเนื่องกับการลงทุนโครงสร้างพื้นฐานของภาครัฐที่ขยายตัว ได้แก่ เหล็ก ปูนซีเมนต์ คอนกรีตผสมเสร็จ และเสาเข็มคอนกรีต ส่วนวัสดุ ก่อสร้างที่จะปรับตัวดีขึ้นตามโครงการอสังหาริมทรัพย์ที่เริ่มฟื้นตัว ได้แก่ พื้นคอนกรีตสำเร็จรูป กระเบื้อง และสุขภัณฑ์ 2. การส่งออกวัสดุก่อสร้างที่มี แนวโน้มปรับตัวสูงขึ้น เนื่องจากหลายประเทศโดยเฉพาะในอาเซียนกำลังอยู่ในช่วงการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานและลงทุนโครงการอสังหาริมทรัพย์การเติบโตของอุปสงค์ทั้งในประเทศและส่งออกจะหนุนให้ปริมาณการผลิตและรายได้ของผู้ผลิตวัสดุก่อสร้างเพิ่มขึ้น [2]

จากสัดส่วนค่างานก่อสร้างมีต้นทุนวัสดุก่อสร้างสูงถึง 60% การใช้วัสดุก่อสร้างในประเภทต่างๆ ขึ้นอยู่กับราคา ความคุ้มค่า รสนิยม และการเปลี่ยนแปลงของพฤติกรรมผู้บริโภค โดยการเลือกซื้อสินค้าก่อสร้างโครงการขนาดใหญ่จะใช้การแข่งขันในรูปแบบการประมูล โดยฝ่ายจัดซื้อ จะเลือกซื้อสินค้าที่เป็นไปตาม Specification ขั้นต่ำ และ ราคาถูกที่สุด โดยที่อาจจะยังไม่ให้ความสำคัญของฟังก์ชันอื่นๆของสินค้าชนิดเดียวกันที่ผู้ผลิตเพิ่มขึ้นมาเพื่อให้ง่ายต่อการก่อสร้างมากขึ้นซึ่งตามหลักทั่วไปแล้วหากมีฟังก์ชันที่เพิ่มขึ้นย่อมส่งผลให้ราคาขายของสินค้ามีราคาสูงขึ้นตามไปด้วย แต่หากฟังก์ชันที่เพิ่มขึ้นสามารถลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างได้ก็ย่อมเป็นการดี งานวิจัยนี้จึงนำหลัก วิศวกรรมคุณค่า (Value Engineering) เพื่อศึกษาและบ่งชี้ปัจจัยที่ Key Decision จะเปลี่ยนการตัดสินใจซื้อสินค้าวัสดุก่อสร้างจากแค่ Specification และ ราคา ให้เปลี่ยนมาเป็นพิจารณาจาก Value ที่จะได้รับไม่ว่าจะเป็น Value ของทางผู้ซื้อที่จะได้รับเอง และ Value สำหรับสิ่งแวดล้อมที่ยั่งยืนขึ้น เพื่อนำข้อบ่งชี้เหล่านั้นมาเสนอแนวทางสำหรับการพัฒนาช่องทางและวิธีการขายสินค้าต่อไป

2. วรรณคดีวิจารณ์

ประกอบ บำรุงผล. (2550) [3] การประกอบธุรกิจรับเหมาก่อสร้างก็เหมือนกับธุรกิจประเภทอื่นๆคือ เมื่อถึงขั้นตอนการดำเนินงานจำเป็นต้องมีปัจจัยที่เป็นรูปธรรมมาสนับสนุนกระบวนการดำเนินการ คือ

1.เงินทุน (Money) ประกอบด้วย เงินสด (Cash), เงินผ่อน (Credit) เงินทุน เป็นปัจจัยด้านการสนับสนุนการบริหารที่ สำคัญที่สุด เพราะ จะส่งผลกระทบถึงปัจจัยตัวอื่นๆ ด้วยสถานทางการเงินที่มั่นคงเพียงพอ ที่จะหมุนเวียนให้เกิดสภาพคล่องอยู่เสมอ

2. กำลังคน (Man) การก่อสร้างต้องใช้คนระดับต่าง ๆ ดังนี้ ระดับผู้เชี่ยวชาญ วางแผนและนโยบาย (Professional) คือ ระดับผู้บริหารโครงการ, ระดับช่างเทคนิค (Technician), ระดับช่างฝีมือ (Skilled Labor), ระดับแรงงาน (Labor)

3. เครื่องทุ่นแรง (Machine) ถึงจะใช้แรงคนแต่บางอย่างใช้เครื่องทุ่นแรงเข้าช่วย เช่น งานขุดดิน งานรื้อถอน เป็นต้น หากไม่มีเครื่องทุ่นแรงอาจทำให้ การดำเนินงานเป็นไปด้วยความล่าช้า ส่งผลให้สิ้นเปลืองงบประมาณและระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น ผู้ประกอบการจึงจำเป็นที่จะต้องมีเครื่องทุ่นแรงไว้เพียงพอต่อความจำเป็นในการใช้งาน

4. วัสดุอุปกรณ์ (Material) เป็นปัจจัยหลักอีกอย่างหนึ่ง ถ้าโครงการก่อสร้างใด ขาดวัสดุอุปกรณ์การก่อสร้าง ในขณะที่ทำการก่อสร้าง ด้วยเหตุผลใด ๆ ก็ตาม จะทาให้เกิดผลเสียแน่นอน เช่น การหยุดชะงักการทำงาน

แลมป์ แฮร์ และเมคคาเนียล (Lamb, Hair and MxDaniel, 2000: 44 อ้างถึงใน พิบูลทีปะปาล, 2545: 42) [4] อธิบายว่า ส่วนประสมทางการตลาดหมายถึง การนำกลยุทธ์เกี่ยวกับผลิตภัณฑ์การจัดจำหน่าย การส่งเสริมการตลาด และการกำหนดราคามาประสมกัน เพื่อทำให้เกิดการแลกเปลี่ยนกับตลาดเป้าหมาย หรือกล่าวได้อีกอย่างว่า ส่วนประสมทางการตลาดเป็นการผสมผสานของเครื่องมือทางการตลาด ทำให้สามารถตอบสนองความต้องการและสร้างความพึงพอใจให้แก่ลูกค้าได้

ผลิตภัณฑ์ คือ สินค้าหรือบริการที่ธุรกิจจัดทำขึ้นเพื่อตอบสนองความต้องการของลูกค้ามีทั้งที่จับต้องได้และไม่สามารถจับต้องได้(ศิวฤทธิ์ พงศกรรังศิลป์, 2555: 21) [5] ซึ่งธุรกิจที่ผลิตสินค้าและบริการ ต้องพิจารณาถึงความจำเป็น และ ความต้องการของลูกค้า เพื่อนำมากำหนดกลยุทธ์ทางการตลาดทำให้ธุรกิจสามารถตอบสนองความต้องการของลูกค้าได้มากที่สุด (ฉัตยาพร เสมอใจ, 2549) [6] โดยผลิตภัณฑ์จะต้องมีคุณค่าในสายตาของลูกค้าจึงจะทำให้ผลิตภัณฑ์นั้นสามารถขายได้

(ปิยะพงศ์ อินตากูล, 2554) [7] โดยองค์ประกอบของผลิตภัณฑ์ (The Total Product) ประกอบด้วย

1. ผลประโยชน์ (Core Benefit) หมายถึง ผลตอบแทนแท้จริงที่ลูกค้าต้องการจากการซื้อผลิตภัณฑ์

2. ผลิตภัณฑ์พื้นฐาน (Basic Product) หมายถึง สิ่งต่างๆ ที่ถูกสร้างขึ้นมาเพื่อใช้แลกเปลี่ยนผลประโยชน์ให้จับต้องได้และสามารถตอบสนองความต้องการของลูกค้าได้

3. ผลิตภัณฑ์ที่คาดหวัง (Expected Product) หมายถึง ผลิตภัณฑ์ที่ลูกค้าซื้อและตรงกับความคาดหวังของลูกค้า

4. ผลิตภัณฑ์ส่วนเพิ่ม (Augmented Product) หมายถึง สิ่งที่ทำให้เกิดความแตกต่างระหว่างผลิตภัณฑ์ เป็นการเพิ่มคุณค่าของผลิตภัณฑ์ทำให้เกินความคาดหวังของลูกค้า

5. ผลิตภัณฑ์ที่เป็นไปได้ (The Potential Product) หมายถึง การเพิ่มคุณค่าหรือประโยชน์เข้าไปในผลิตภัณฑ์เพื่อให้ผลิตภัณฑ์ที่เสนอให้แก่ลูกค้านั้นเกินความคาดหวัง

การทำให้ผลิตภัณฑ์นั้นเกิดความแตกต่างจากคู่แข่งขันทำได้โดยการสร้างตราสินค้าให้มีชื่อเสียงหรืออาจกำหนดกลยุทธ์ด้านผลิตภัณฑ์ขึ้นมาเพื่อต่อสู้กับคู่แข่งในการกำหนดกลยุทธ์ด้านผลิตภัณฑ์ควรคำนึงถึงปัจจัยต่อไปนี้

1. ความแตกต่างของผลิตภัณฑ์ (Product Differentiation) และความแตกต่างทางการแข่งขัน (Competitive Differentiation)
2. องค์ประกอบของผลิตภัณฑ์ (Product Component)
3. การกำหนดตำแหน่งผลิตภัณฑ์ (Product Positioning)
4. การพัฒนาผลิตภัณฑ์ (Product Development)
5. กลยุทธ์เกี่ยวกับส่วนประสมผลิตภัณฑ์ (Product Mix)

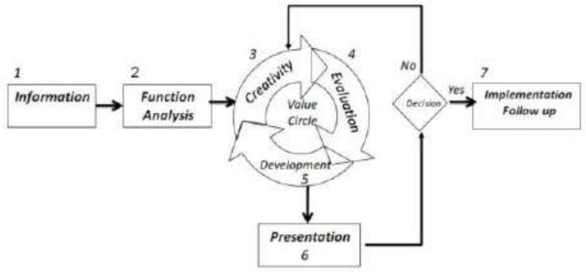
Hussein Ali Mohammed [8] หลักความคิดวิศวกรรมคุณค่า (Value Engineering: VE) มีจุดมุ่งหมายหลักคือการลดต้นทุนการผลิต โดยขจัดค่าใช้จ่าย ที่ไม่ความจำเป็นออกไปในขณะที่ผลิตภัณฑ์ยังคงไว้ ซึ่งคุณภาพกระบวนการวิศวกรรมคุณค่าส่วนใหญ่จึงมุ่งเน้นการลดต้นทุนในส่วนของวัสดุและระบบ เพื่อให้สามารถหาวัสดุหรือระบบทดแทนอื่น ๆ ที่มีคุณภาพสูงกว่าแต่มีต้นทุนที่ต่ำกว่าหรือเทียบเท่ามาทดแทนกัน ซึ่งในการประเมินทางเลือกต่าง ๆ สามารถเปรียบเทียบเพื่อหาคุณค่าของงานที่เกิดขึ้น (Value Index) ได้ดังนี้

$$Best\ Value = \frac{function + quality}{cost} \quad (1)$$

Best Value	ผลตอบแทนที่คุ้มค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับค่าใช้จ่าย
Function	หน้าที่การทำงาน
Quality	คุณภาพของหน้าที่การทำงาน
Cost	ต้นทุนที่ใช้

กระบวนการและขั้นตอนการใช้หลักความคิดวิศวกรรมคุณค่าตามมาตรฐานสากล (Value Engineering Job Plan : VE Job Plan) สามารถแบ่งขั้นตอน ของการวางแผนงานและการวิเคราะห์ เพื่อระบุวัตถุประสงค์และมุ่งเน้นไปที่การทำงานอย่างเป็นระบบ (Abdulaziz S. Al-Yousefi, 2012) [9] ดังนี้

1. การรวบรวมข้อมูล (Information Phase) เป็นการเก็บข้อมูลในทุก ๆ ด้านที่เกี่ยวข้อง เช่น การออกแบบ หน้าที่การทำงาน ค่าวัตถุดิบ ขนส่งและติดตั้ง เป็นต้น
2. การวิเคราะห์หน้าที่ (Function Analysis Phase) ในขั้นตอนนี้ ทำให้หลักความคิดวิศวกรรมคุณค่าแตกต่างจากการลดต้นทุนแบบอื่นๆโดยทั่วไปเนื่องจากมีการวิเคราะห์หน้าที่การทำงานโดยจากประเมินความสัมพันธ์ของหน้าที่ อธิบายและแยกแยะปัญหาเพื่อหาข้อสรุป และ พัฒนาทางเลือกของการใช้งาน (คาเนโอะ อะกิยามา, เชี่ยวเวทย์ ยิ้มศิริกุล, 2544) [10]
3. สร้างสรรค์ความคิดเพื่อปรับปรุง (Creative Phase) เป็นการพิจารณาว่าหน้าที่การทำงานใดที่มีคุณค่าน้อย หน้าที่การทำงานใดเป็นปัญหาที่ต้องแก้ไข โดยการใช้วิธีการสร้างสรรค์ความคิดให้มากที่สุด เพื่อเอาชนะการปิดกั้นทางความคิด (Mental Blocks) ของผู้ใช้งาน
4.การประเมินผลทางความคิด (Evaluation Phase) เป็นการกลั่นกรอง และ ประเมินทางเลือก ที่สร้างสรรค์ขึ้นว่าทางเลือกใดมีต้นทุนเท่าไหร่ สามารถประหยัดได้แค่ไหน
5. การพัฒนา (Development Phase) เป็นการวางแผนการดำเนินงานในแต่ละ ทางเลือกที่สร้างสรรค์ขึ้นทั้งด้านของกระบวนการ ระยะเวลาที่ใช้ ทรัพยากรที่จำเป็นรวมถึงการประเมินปัญหาในด้านของการดำเนินงาน
6. การนำเสนอคุณค่าและ การนำไปปรับใช้ ประยุกต์ในการใช้งาน (Presentation & Implementation Phase) เป็นการกลั่นกรองทางเลือกเพื่อให้ได้หน้าที่การทำงานที่คงเดิมแต่มีต้นทุนที่ต่ำลงโดยพิจารณาถึงมาตรฐานของการก่อสร้าง ซึ่งอาจปรึกษา ผู้เชี่ยวชาญเฉพาะด้านเพื่อการเหมาะสมของการใช้งาน



รูปที่ 1 กระบวนการของขั้นตอนการใช้หลักความคิดวิศวกรรมคุณค่าจาก Value Engineering application benefits in Sustainable Construction, โดย Abdulaziz S. Al-Yousefi, 2012

มีชัย เรามานะชัย (2547) [11] หลักความคิดวิศวกรรมคุณค่าสามารถนำไปใช้กับงานก่อสร้างได้โดยการประเมินหาดัชนีคุณค่า (Value Index) ว่าทางเลือกของหน้าที่ของการทำงานใดมีคุณค่ามากหรือน้อย ซึ่งสัดส่วนระหว่างคุณภาพของหน้าที่ของการทำงานกับต้นทุนที่ใช้ สามารถบอกความคุ้มค่าของทางเลือกนั้น ๆ ดังนั้นหากทางเลือกใดมีค่าของดัชนีคุณค่าสูงที่สุด ทางเลือกนั้นจะเป็นทางเลือกที่คุ้มค่าที่สุดเช่นกัน จากการพัฒนาทางเลือกแล้วนำมาประยุกต์ใช้ของหลักความคิดวิศวกรรมคุณค่า จะสามารถช่วยให้กระบวนการผลิตมีต้นทุนของการทำงานที่ลดลง ส่งผลให้ผู้ประกอบการสามารถรักษาผลกำไรไว้ในระดับที่น่าพอใจ โดยไม่จำเป็นต้องขึ้นราคาของผลิตภัณฑ์ และยังส่งผลให้ผู้บริโภคยังคงพึงพอใจกับราคาและคุณภาพของผลิตภัณฑ์อีกด้วย

ศิริวรรณ เสรีรัตน์ และคณะ (2546) [12] อธิบายว่า พฤติกรรมผู้บริโภค หมายถึง พฤติกรรมของผู้บริโภคในการค้นหา หรือ ซื้อ ผลิตภัณฑ์ และ บริการเพื่อตอบสนองความต้องการซึ่งมีความจำเป็นที่นักการตลาดจะต้องศึกษาถึงพฤติกรรมของผู้บริโภคด้วยเหตุผลดังนี้

1. พฤติกรรมของผู้บริโภคมีผลต่อกลยุทธ์ทางการตลาด และ จะส่งผลต่อธุรกิจ หากกลยุทธ์ทางการตลาดนั้น สามารถตรวจสอบได้จะทำให้ธุรกิจประสบผลสำเร็จ
2.การศึกษาพฤติกรรมผู้บริโภคมีความสอดคล้องกับแนวความคิดทางการตลาด (Marketing Concept) เนื่องจากการทำให้ลูกค้าเกิดความพึงพอใจ

นั้นจะต้องทราบถึงพฤติกรรมของผู้บริโภค เพื่อตอบสนองความต้องการของผู้บริโภคได้นั่นเอง

3. อุปกรณ์และวิธีการ

3.1 เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการวิจัย

งานวิจัยเป็นการเก็บข้อมูลเชิงคุณภาพ (Qualitative Data) เพื่อศึกษากระบวนการ และ ขั้นตอนการเลือกใช้วัสดุก่อสร้าง ที่นำหลักความคิดวิศวกรรมคุณค่ามาใช้ในการตัดสินใจเลือกใช้วัสดุก่อผนังภายใน และศึกษาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อปัจจัยหลักในการบริหารงานก่อสร้างของโครงการ โดยมีประชากรของงานวิจัยเป็นผู้มีอำนาจในการตัดสินใจเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อสร้าง ในโครงการก่อสร้าง และทำการวิเคราะห์ผลด้วยทำการศึกษาโดยใช้วิธีวิจัยแบบ การสำรวจ (Survey Research) ผ่านการเก็บรวบรวมข้อมูลทาง แบบสอบถาม (Questionnaire) และ เอกสารข้อมูลประกอบการขายสินค้าวัสดุก่อสร้างเพื่อใช้ในการเก็บรวบรวมข้อมูลตามตัวแปรที่ศึกษาในงานวิจัย โดย วิเคราะห์ข้อมูลโดยวิธีทางสถิติด้วยโปรแกรมสำเร็จรูป SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) ในการสรุปผลการวิจัย

3.2 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยเป็นการเก็บข้อมูลเชิงคุณภาพ (Qualitative Data) เพื่อศึกษากระบวนการ และ ขั้นตอนการเลือกใช้ วัสดุก่อสร้าง ที่นำหลักความคิดวิศวกรรมคุณค่ามาใช้ในการตัดสินใจเลือกใช้วัสดุก่อผนังภายใน และศึกษาถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อปัจจัยหลักในการบริหารงานก่อสร้างของโครงการ โดยมีประชากรของงานวิจัยเป็นผู้มีอำนาจในการตัดสินใจเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อสร้าง ในโครงการก่อสร้าง ซึ่งมีเกณฑ์การคัดเลือกกลุ่มตัวอย่างเพื่อศึกษาแบบเจาะจง (Purposive Sampling) จำนวน 4 บริษัท จำนวน 248 คน โดยแบ่งบุคลากรผู้เกี่ยวข้องในโครงการเป็น 2 กลุ่มได้ดังนี้ 1. บริษัทเจ้าของโครงการ 2. บริษัทผู้รับเหมางานก่อสร้าง

3.3 ขั้นตอนการวิจัย

ขั้นตอนที่ 1 การทดสอบเริ่มจากการศึกษาเอกสารประกอบการขายสินค้าที่แสดงถึง Specification ของสินค้าวัสดุก่อผนังภายในทั้ง 5 ประเภท นำมาจัดหมวดหมู่ และแสดงถึงผลกระทบต่อโครงการในหัวข้อต่าง ๆ ทั้งคุณสมบัติของวัสดุ และ วิธีการติดตั้ง ดังรูปที่ 2 และ รูปที่ 3

รูปที่ 2 คุณสมบัติของวัสดุก่อผนัง

รูปที่ 3 การติดตั้งของวัสดุก่อผนัง

ขั้นตอนที่ 2 วิเคราะห์กลุ่มลูกค้าตัวอย่างที่มีอิทธิพลต่อการเลือกซื้อหรือเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อสร้างผนังภายในเหล่านี้ ในโครงการก่อสร้างของกลุ่มลูกค้าตัวอย่าง ทางผู้วิจัยต้องการทราบถึงปัจจัยต่าง ๆที่ส่งผลต่อการเลือกใช้สินค้าเหล่านี้จึงได้กำหนด กลุ่มตัวอย่างเป็น กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง ที่มีอำนาจตัดสินใจ หรือ ประสบการณ์ตรงในการใช้สินค้าวัสดุเหล่านี้ จาก 4 บริษัท แบ่งตามประเภทการดำเนินงานของบริษัทเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ บริษัทเจ้าของโครงการ และ บริษัทรับเหมาก่อสร้าง โดยมีจำนวนพนักงานที่ปฏิบัติงานประจำโครงการก่อสร้างที่จะใช้เป็นกลุ่มประชากรตัวอย่าง มีทั้งสิ้น 500 คน จากกลุ่มบริษัท 4 บริษัท

ขั้นตอนที่ 3 จัดทำแบบทดสอบแบบทดสอบเป็นจำนวนทั้งสิ้นจำนวน 248 ชุด จากประชากรตัวอย่าง 500 คน โดยประชากรที่ถูกเลือกมาเป็นตัวแทนของประชากรที่ทำการศึกษาใช้ทฤษฎีของ Taro Yamane ที่ความคลาดเคลื่อน 95% โดยแบบทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่

ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบทดสอบ ได้แก่ เพศ, อายุ, วุฒิการศึกษา, อาชีพ/ตำแหน่ง, ประสบการณ์การทำงานวิชาชีพก่อสร้าง และ หน่วยงานที่สังกัด

ส่วนที่ 2 ข้อมูลจากความคิดเห็นในเรื่องการใช้วิศวกรรมคุณค่าในการเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อผนัง 5 สินค้าได้แก่ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, ระบบผนังหล่อในที่ และ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก โดยมีเกณฑ์คะแนนการเปรียบเทียบ ระดับความสำคัญของปัญหา และ ความถี่ของปัญหาที่เกิดขึ้นใน 7 ปัจจัยหลัก 20 ปัจจัยย่อย ซึ่งแสดงถึงปัญหาการใช้งานของวัสดุก่อผนังภายในครอบคลุมตั้งแต่ การขนส่ง ถึง การติดตั้งแล้วเสร็จ

ขั้นตอนสุดท้าย วิเคราะห์ข้อมูลโดยวิธีทางสถิติด้วยโปรแกรมสำเร็จรูป SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) ในการสรุปผลการวิจัย

4. การวิจัยและอภิปรายผล

ผลของการวิจัย แบ่งการวิเคราะห์ผลการทดสอบเป็น ส่วนๆ จากหัวข้อที่ 3 ได้ผลการวิจัย และ อภิปรายผลการทดสอบดังนี้

4.1 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบทดสอบ

พบว่ากลุ่มผู้ตอบแบบทดสอบเป็นเพศชายมากที่สุด เป็นจำนวน 206 คน คิดเป็นร้อยละ 83.06 และเป็นเพศหญิง 42 คน คิดเป็นร้อยละ 16.94

โดยกลุ่มผู้ตอบแบบทดสอบที่มากที่สุดอยู่ในช่วงอายุ 25-30 ปี เป็นจำนวน 94 คน คิดเป็นร้อยละ 37.90 มีวุฒิการศึกษาส่วนใหญ่ในระดับปริญญาตรี และประกอบอาชีพวิศวกร ที่สังกัดหน่วยงานผู้รับเหมาก่อสร้าง คิดเป็นร้อยละ 67, ร้อยละ 72.98 และ ร้อยละ 75 ตามลำดับ โดยบุคคลที่ตอบแบบทดสอบส่วนมากจะมีประสบการณ์ในวิชาชีพก่อสร้างอยู่ที่ 6-10 ปี คิดเป็นร้อยละ 37.10

4.2 ข้อมูลจากความคิดเห็น ในเรื่องการใช้ วิศวกรรมคุณค่า ในการเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อผนัง

โดยได้ทำการทดสอบถึงปัญหาต่างๆ ของวัสดุก่อผนังภายใน ใน 2 หัวข้อได้แก่ ความถี่ของผลกระทบ และ ระดับของผลกระทบ โดยมีเกณฑ์การให้คะแนนความถี่ของผลกระทบ เป็นลำดับคะแนน 1-5 โดย 1 แสดงถึงความถี่ที่เกิดขึ้นของผลกระทบที่มีการเกิดต่ำ และ 5 แสดงถึงความถี่ที่เกิดขึ้นของผลกระทบที่มีการเกิดสูง ส่วน ระดับของผลกระทบ มีเกณฑ์การให้คะแนน โดย 1 แสดงถึง ผลกระทบที่เกิดขึ้นต่ำ มีระดับของผลกระทบต่อปัจจัยต่ำ และ 5 แสดงถึง ผลกระทบที่เกิดขึ้นสูง มีระดับของผลกระทบต่อปัจจัยสูง จากนั้นวิเคราะห์หา ค่าเฉลี่ย (Mean), ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation), ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI) และจัดลำดับความสำคัญ (Ranking) ของปัจจัยต่าง ๆ ในการเลือกใช้สินค้าวัสดุก่อผนังภายใน 5 สินค้า ได้แก่ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, ระบบผนังหล่อในที่ และ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก โดยแบ่งแบบทดสอบเป็น 7 ปัจจัยหลัก 20 ปัจจัยย่อย ที่ส่งผลต่อการเลือกใช้ พบว่าสินค้าที่มีค่าเฉลี่ยของดัชนีความรุนแรงใน 7 ปัจจัยหลัก ได้มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบผนังหล่อในที่, 2. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, 3. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 4. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.31, 0.33, 0.35, 0.36 และ 0.51 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญของปัจจัยทั้งหมด

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ย (Severity Index : SI)				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
1. ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)	0.58	0.34	0.34	0.42	0.44
2. ราคา (Price)	0.51	0.43	0.44	0.49	0.51
3. การขนส่ง (Delivery)	0.42	0.28	0.28	0.23	0.22
4. การกองเก็บ (Storage)	0.39	0.36	0.36	0.39	0.38
5. ความสะอาด (Cleanliness)	0.71	0.38	0.38	0.22	0.41
6. การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)	0.41	0.36	0.30	0.28	0.21
7. รอยต่อ (Joint)	0.56	0.36	0.38	0.23	0.22
Average	0.51	0.36	0.36	0.32	0.34
Ranking	5	4	3	1	2

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

โดยค่าดัชนีความรุนแรงค่าน้อยแสดงถึง ระดับของผลกระทบต่ำ ดังนั้นหากต้องการเลือกใช้ระบบผนังภายในที่มีความถี่ของปัญหาที่ค่อนข้างต่ำ และปัญหานั้นสำคัญต่อ เวลา, ต้นทุน, คุณภาพ และ ความปลอดภัย สูง ตัวเลือกระบบผนัง ระบบผนังหล่อในที่ เป็นทางเลือกที่น่าสนใจที่สุดในกลุ่มวัสดุก่อผนังภายใน แต่หากลูกค้ามีความกังวลในเรื่องของปัจจัยต่าง ๆที่แตกต่างกันตามปัจจัยต่าง ๆจะได้ข้อสรุป ดังต่อไปนี้

4.2.1 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)

ตารางที่ 2 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
1. ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)					
1.1 เกิดปัญหาความล่าช้าในการก่อสร้างเนื่องจากใช้วัสดุก่อผนังเหล่านี้แค่ไหน	0.75	0.45	0.42	0.38	0.40

ตารางที่ 2 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) (ต่อ)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
1.2 เกิดปัญหาขาดแคลนแรงงานฝีมือในการติดตั้งวัสดุก่อผนังแค่ไหนและมีผลกระทบต่อโครงการอย่างไรบ้าง	0.71	0.23	0.25	0.32	0.32
1.3 เกิดปัญหาเนื่องจาก ความยุ่งยากซับซ้อนในการติดตั้งของตัววัสดุก่อผนังทำให้การติดตั้งมีปัญหา	0.27	0.35	0.35	0.56	0.59
Average SI	0.58	0.34	0.34	0.42	0.44
Ranking	5	2	1	3	4

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) ได้มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ดังนี้ 1. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 2. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 3. ระบบผนังหล่อในที่, 4. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก และ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.34, 0.34, 0.42, 0.44 และ 0.58 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องของความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) ผู้ทำแบบทดสอบเห็นว่าสินค้าวัสดุก่อ

ผนังภายในประเภท ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับความรวดเร็วในการติดตั้งน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง5ประเภท

4.2.2 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านราคา (Price)

ตารางที่ 3 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้าน ราคา (Price)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
2. ราคา (Price)					
2.1 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางตรง (direct Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าแรงงาน ค่าเครื่องจักร ในการติดตั้ง	0.30	0.47	0.50	0.67	0.72
2.2 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางอ้อม (Indirect Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าบริหารโครงการ ค่าไฟ ค่าทิ้งขยะ	0.72	0.39	0.39	0.31	0.31
Average SI	0.51	0.43	0.44	0.49	0.51
Ranking	4	1	2	3	5

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง ราคา (Price) ได้มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มีระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 2. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 3. ระบบผนังหล่อในที่, 4. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม และ 5. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.43, 0.44, 0.49, 0.51 และ 0.51 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ย สามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าใน ปัจจัยเรื่อง ราคา (Price) ผู้ทำแบบทดสอบเห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับเรื่องต้นทุนน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท ถึงแม้ว่าในปัจจัยที่ 2.1 การลดต้นทุนทางตรง (Direct Cost) ของสินค้าก่อผนังระบบ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิมจะมีค่าดัชนีความรุนแรงต่ำที่สุด แต่เมื่อพิจารณาค่าใช้จ่ายทางอ้อม (Indirect Cost) ทำให้วัสดุที่เหมาะสมที่สุดในปัจจัยด้านราคา เป็นสินค้าระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา

4.2.3 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านการขนส่ง (Delivery)

จากผลการวิเคราะห์ พบว่า หากพิจารณา ในปัจจัยเรื่อง การขนส่ง (Delivery) ได้มี การจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, 2. ระบบผนังหล่อในที่, 3. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 4. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.22, 0.23, 0.28, 0.28 และ 0.42 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องการขนส่ง (Delivery) ผู้ทำแบบทดสอบเห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับการขนส่งน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท เนื่องจากด้วยลักษณะการขนส่งเป็นลักษณะแผ่น Fiber cement board กับ โครง C-line ทำให้สะดวกต่อการขนส่งมากที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท

ตารางที่ 4 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้าน การขนส่ง (Delivery)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
3. การขนส่ง (Delivery)					
3.1 การขนส่งสินค้าขาดช่วงทำให้ทางโครงการไม่มีสินค้าใช้ในการก่อสร้าง	0.43	0.28	0.27	0.26	0.25
3.2 การขนส่งมาถึงโครงการแล้วพบว่าสินค้ามีตำหนิ	0.48	0.30	0.33	0.20	0.19
3.3 ปัญหาอื่นๆ จากการขนส่งจากรถส่งของเข้าสู่พื้นที่กองเก็บของโครงการ	0.36	0.25	0.25	0.24	0.23
Average SI	0.42	0.28	0.28	0.23	0.22
Ranking	5	3	4	2	1

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

4.2.4 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านการกองเก็บ (Storage)

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง การกองเก็บ (Storage) ได้มี การจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 2. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 3. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, 4. ระบบผนังหล่อในที่ และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.36, 0.36, 0.38, 0.39 และ 0.39 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องการกองเก็บ (Storage) ผู้ทำแบบทดสอบ เห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับการกองเก็บน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท เนื่องจาก เป็นวัสดุคอนกรีตมีความแข็งแรงสูงและดูแลรักษาง่ายก่อให้เกิดความเสียหายจากการกองเก็บและเคลื่อนย้ายไปติดตั้งได้น้อยกว่าวัสดุอื่นๆที่มีโอกาสเสียหายเมื่อกองเก็บไม่ถูกต้องและเหมาะสม

ตารางที่ 5 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้าน การกองเก็บ (Storage)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
4. การกองเก็บ (Storage)					
4.1 ปัญหาการใช้ปริมาณพื้นที่กองเก็บในโครงการกินพื้นที่เป็นจำนวนมาก	0.39	0.48	0.45	0.55	0.53
4.2 ปัญหาเกิดความเสียหายของวัสดุก่อผนังจากการกองเก็บ	0.48	0.33	0.34	0.23	0.22
4.3 ปัญหาการเคลื่อนย้ายจากพื้นที่กองเก็บไปใช้งาน	0.31	0.28	0.28	0.39	0.40
Average SI	0.39	0.36	0.36	0.39	0.38
Ranking	5	2	1	4	3

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

4.2.5 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านความสะอาด (Cleanliness)

ตารางที่ 6 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้าน ความสะอาด (Cleanliness)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
5. ความสะอาด (Cleanliness)					
5.1 ปัญหาฝุ่นละอองลอยตัวในอากาศในขณะการติดตั้ง	0.72	0.44	0.44	0.19	0.23
5.2 ในพื้นที่การติดตั้ง และการเตรียมติดตั้ง (ผสมปูนก่อ ฉาบ) เกิดความไม่สะอาด และไม่เรียบร้อย	0.76	0.32	0.32	0.19	0.57
5.3 การเคลียร์พื้นที่หน้างานก่อนการส่งมอบพื้นที่ไม่ผ่าน เนื่องจากปัญหาเรื่องความสะอาด	0.66	0.38	0.39	0.29	0.44
Average SI	0.71	0.38	0.38	0.22	0.41
Ranking	5	2	3	1	4

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง ความสะอาด (Cleanliness) ได้มี การจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบผนังหล่อในที่, 2. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 3. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 4. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.22, 0.38, 0.38, 0.41 และ 0.71 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องความสะอาด (Cleanliness) ผู้ทำแบบทดสอบ เห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบผนังหล่อในที่ เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับความสะอาดน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท เนื่องจาก มีขั้นตอนการติดตั้งที่ง่ายและขั้นตอนในการติดตั้งน้อย พื้นผิว Finishing สามารถลดงานเปียกจากการฉาบได้ เนื่องจากแบบหล่อทำให้พื้นผิวค่อนข้างเรียบกว่าวัสดุชนิดอื่นๆ ที่อาจจะต้องมีการฉาบปรับระดับและสกิลพื้นผิวเพิ่มเติมซึ่งอาจก่อให้เกิดปัญหาเรื่องความสะอาดภายในโครงการก่อสร้างได้มากกว่า

4.2.6 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านการทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)

ตารางที่ 7 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้านการทำงานร่วมกันกับงานระบบ(MEP Compatible)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
6. การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)					
6.1 ปัญหาการฝังท่องานระบบเข้ากับวัสดุผนังก่อภายใน	0.52	0.32	0.32	0.13	0.13
6.2 ปัญหาความผิดพลาดจากการ Combine แบบก่อสร้าง ระหว่างแบบผนังก่อภายในและ แบบงานระบบ	0.39	0.30	0.31	0.22	0.22
6.3 ปัญหาการยึดแขวนอุปกรณ์งานระบบ เช่น แอร์ (คอยน์ร้อน คอยน์เย็น), โคมไฟ, ซัพพอร์ตระบบท่อเหนือฝ้า	0.32	0.45	0.28	0.49	0.28
Average SI	0.41	0.36	0.30	0.28	0.21
Ranking	5	4	3	2	1

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible) ได้มี การจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, 2. ระบบผนังหล่อในที่, 3. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, 4. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.21, 0.28, 0.30, 0.36 และ 0.41 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องการทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible) ผู้ทำแบบทดสอบ เห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็กเป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับการทำงานร่วมกันกับงานระบบ น้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท เนื่องจาก เมื่อพิจารณาจากวัสดุก่อผนังทั้ง 5 ประเภทแล้ววัสดุ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก สามารถฝังงานระบบได้เป็นอิสระที่สุด และจัดระเบียบได้ค่อนข้างง่ายเนื่องจากก่อนที่จะกรอกเนื้อปูน ผู้ติดตั้งสามารถเดินท่องานระบบ ร้อยสายตัดผ่านโครงเหล็ก

C-line ได้ง่ายกว่าวัสดุชนิด อื่นๆ และทำให้สามารถจัดระเบียบงานระบบได้ดีกว่าสินค้าก่อผนังชนิดอื่น

4.2.7 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านรอยต่อ (Joint)

ตารางที่ 8 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญ ปัจจัยด้าน รอยต่อ (Joint)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง				
	CV	ALC	CON	CIP	SIP
7. รอยต่อ (Joint)					
7.1 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อของวัสดุก่อผนัง เมื่อก่อวัสดุชนกัน	0.59	0.37	0.38	0.23	0.22
7.2 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อวัสดุก่อ และ โครงสร้างหลักของอาคาร	0.60	0.40	0.41	0.22	0.22
7.3 พบปัญหาการรั่วซึมของน้ำ จากรอยต่อของวัสดุก่อผนัง	0.49	0.33	0.34	0.23	0.23
Average SI	0.56	0.36	0.38	0.23	0.22
Ranking	5	3	4	2	1

*** ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก(SIP)*

จากผลการวิเคราะห์ พบว่าหากพิจารณาในปัจจัยเรื่อง รอยต่อ (Joint) ได้มี การจัดลำดับ ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มีระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัย จากน้อยไปมากได้ ดังนี้ 1. ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, 2. ระบบผนังหล่อในที่, 3. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, 4. ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต และ 5. ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรงอยู่ที่ 0.22, 0.23, 0.36, 0.38 และ 0.56 ตามลำดับ

ค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยสามาถบ่งชี้ให้ทราบว่าในปัจจัยเรื่องรอยต่อ (Joint) ผู้ทำแบบทดสอบ เห็นว่าสินค้าวัสดุก่อผนังภายในประเภท ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก เป็นวัสดุที่มีปัญหาเกี่ยวกับการทำงานร่วมกันกับงานระบบ น้อยที่สุดเมื่อเทียบกับสินค้าทั้ง 5 ประเภท เนื่องจากการชนกันของวัสดุ Fiber cement board ง่ายต่อการเก็บรอยต่อมากกว่าวัสดุชนิดอื่นๆ และ มีจำนวนรอยต่อของแผ่นที่น้อยกว่าเมื่อเทียบกับวัสดุชนิดอื่นๆ ทำให้มีปัญหาเรื่องรอยต่อในการติดตั้งน้อยกว่าวัสดุก่อผนังประเภทอื่นๆ

โดยเมื่อวิเคราะห์ถึงปัจจัย 7 ปัจจัยหลัก 20 ปัจจัยย่อย ครบทั้งสิ้นแล้วได้ทำการวิเคราะห์เพิ่มเติม โดยต้องการทราบว่า ปัจจัยต่างๆ ที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้าวัสดุก่อผนังภายในนั้น ระหว่าง กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ บริษัทรับเหมาก่อสร้างได้มองปัจจัยแตกต่างกันหรือไม่ โดยได้ทำการวิเคราะห์ผลการทดสอบโดยแยกเป็น 2 ตัวแปร หลังจากการวิเคราะห์โดยการแยกตัวแปรพบว่าปัจจัยที่ทั้ง 2 กลุ่มบริษัทนั้นมองไปในทิศทางเดียวกันกับการวิเคราะห์ตามตารางที่ 1-7 พบว่ามีค่าดัชนีความรุนแรงที่ใกล้เคียงกัน และ การจัดลำดับที่ตรงกันทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ดังตารางต่อไปนี้

4.2.8 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 9 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
1. ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)										
1.1 เกิดปัญหาความล่าช้าในการก่อสร้างเนื่องจากใช้วัสดุก่อผนังเหล่านี้แค่ไหน	0.75	0.75	0.45	0.44	0.42	0.42	0.38	0.38	0.39	0.40
1.2 เกิดปัญหาขาดแคลนแรงงานฝีมือในการติดตั้งวัสดุก่อผนังแค่ไหนและมีผลกระทบต่อโครงการอย่างไรบ้าง	0.72	0.71	0.26	0.23	0.27	0.24	0.32	0.31	0.32	0.32
1.3 เกิดปัญหาเนื่องจาก ความยุ่งยากซับซ้อนในการติดตั้งของตัววัสดุก่อผนังทำให้การติดตั้งมีปัญหา	0.31	0.26	0.36	0.35	0.36	0.35	0.54	0.57	0.57	0.60
Average	0.59	0.57	0.36	0.34	0.35	0.34	0.41	0.42	0.43	0.44
Ranking	5	5	2	2	1	1	3	3	4	4

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 2 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 2

4.2.9 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านราคา (Price) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 10 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านราคา (Price)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
2. ราคา (Price)										
2.1 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางตรง (direct Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าแรงงาน ค่าเครื่องจักร ในการติดตั้ง	0.33	0.29	0.49	0.47	0.51	0.50	0.66	0.62	0.71	0.72
2.2 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางอ้อม (Indirect Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าบริหารโครงการ ค่าไฟ ค่าทิ้งขยะ	0.72	0.72	0.40	0.39	0.39	0.39	0.31	0.31	0.31	0.31
Average	0.53	0.50	0.44	0.43	0.45	0.44	0.49	0.47	0.51	0.51
Ranking	5	4	1	1	2	2	3	3	4	5

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 1 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากที่ไม่สอดคล้องกันในส่วนของสินค้า ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม และ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก โดยกลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้างมองว่า ดัชนีความรุนแรงของปัจจัยด้านราคา ในลำดับที่ 4 และ 5 ควรเป็น ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม และ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก ตามลำดับ แต่ทางบริษัทเจ้าของโครงการมองว่าดัชนีความรุนแรงของปัจจัยด้านราคา ในลำดับที่ 4 และ 5 ควรเป็น ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก และ ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม ตามลำดับ ซึ่งขัดแย้งกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบตาม ตามตารางที่ 3 แต่การจัดลำดับสินค้าวัสดุก่อผนังในลำดับที่ 1-3 นั้นมีความเห็นไปในทิศทางเดียวกันและสอดคล้องตามการวิเคราะห์ผลแบบไม่แยกกลุ่มบริษัท

4.2.10 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านการขนส่ง (Delivery) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 11 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างในปัจจัยด้านการขนส่ง (Delivery)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
3. การขนส่ง (Delivery)										
3.1 การขนส่งสินค้าขาดช่วงทำให้ทางโครงการไม่มีสินค้าใช้ในการก่อสร้าง	0.45	0.42	0.31	0.27	0.29	0.26	0.28	0.25	0.26	0.24
3.2 การขนส่งมาถึงโครงการแล้วพบว่าสินค้ามีตำหนิ	0.52	0.47	0.31	0.29	0.33	0.32	0.21	0.19	0.20	0.19
3.3 ปัญหาอื่นๆ จากการขนส่งจากรถส่งของเข้าสู่พื้นที่กองเก็บของโครงการ	0.40	0.35	0.27	0.24	0.26	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23
Average	0.46	0.41	0.29	0.27	0.30	0.28	0.25	0.23	0.23	0.22
Ranking	5	5	3	3	4	4	2	2	1	1

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 4 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 4

4.2.11 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านการกองเก็บ (Storage) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 12 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านการกองเก็บ (Storage)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
4. การกองเก็บ (Storage)										
4.1 ปัญหาการใช้ปริมาณพื้นที่กองเก็บในโครงการกินพื้นที่เป็นจำนวนมาก	0.41	0.39	0.49	0.47	0.45	0.45	0.53	0.55	0.51	0.54
4.2 ปัญหาเกิดความเสียหายของวัสดุก่อผนังจากการกองเก็บ	0.50	0.47	0.35	0.32	0.35	0.34	0.24	0.23	0.23	0.22
4.3 ปัญหาการเคลื่อนย้ายจากพื้นที่กองเก็บไปใช้งาน	0.35	0.30	0.32	0.27	0.32	0.27	0.42	0.37	0.44	0.39
Average	0.42	0.39	0.38	0.36	0.37	0.35	0.40	0.39	0.39	0.38
Ranking	5	5	2	2	1	1	4	4	3	3

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 5 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 5

4.2.12 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้านความสะอาด (Cleanliness) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 13 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านความสะอาด (Cleanliness)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
5. ความสะอาด (Cleanliness)										
5.1 ปัญหาฝุ่นละอองลอยตัวในอากาศในขณะการติดตั้ง	0.73	0.71	0.45	0.43	0.45	0.44	0.21	0.18	0.25	0.23
5.2 ในพื้นที่การติดตั้ง และการเตรียมติดตั้ง (ผสมปูนก่อ ฉาบ) เกิดความไม่สะอาด และไม่เรียบร้อย	0.78	0.75	0.35	0.32	0.34	0.32	0.21	0.18	0.59	0.57
5.3 การเคลียร์พื้นที่หน้างานก่อนการส่งมอบพื้นที่ไม่ผ่าน เนื่องจากปัญหาเรื่องความสะอาด	0.68	0.66	0.38	0.38	0.38	0.39	0.31	0.29	0.45	0.43
Average	0.73	0.71	0.39	0.38	0.39	0.38	0.24	0.22	0.43	0.41
Ranking	5	5	2	2	3	3	1	1	4	4

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 6 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 6

4.2.13 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยการทำงานร่วมกับงานระบบ (MEP Compatible) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

ตารางที่ 14 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านการทำงานร่วมกับงานระบบ (MEP Compatible)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
6. การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)										
6.1 ปัญหาการฝังท่องานระบบเข้ากับวัสดุผนังก่อภายใน	0.55	0.52	0.33	0.32	0.32	0.32	0.14	0.12	0.15	0.12
6.2 ปัญหาความผิดพลาดจากการ Combine แบบก่อสร้าง ระหว่างแบบผนังก่อภายใน และ แบบงานระบบ	0.41	0.38	0.32	0.29	0.34	0.30	0.23	0.22	0.22	0.22

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ตารางที่ 14 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านการทำงานร่วมกับงานระบบ (MEP Compatible) (ต่อ)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
6. การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)										
6.3 ปัญหาการยึดแขวนอุปกรณ์งานระบบ เช่น แอร์ (คอยน์ร้อน คอยน์เย็น), โคมไฟ, ซัพพอร์ตระบบท่อเหนือฝ้า	0.34	0.31	0.44	0.45	0.31	0.27	0.47	0.50	0.29	0.27
Average	0.43	0.40	0.36	0.36	0.32	0.30	0.28	0.28	0.22	0.21
Ranking	5	5	4	4	3	3	2	2	1	1

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 7 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 7

4.2.14 ค่าดัชนีความรุนแรงปัจจัยด้าน รอยต่อ (Joint) แสดงผลวิเคราะห์แบบแยกกลุ่มบริษัท

พบว่า ค่าดัชนีความรุนแรง แบบแยกกลุ่มบริษัทนั้นผลการทดสอบมีความใกล้เคียงกับการวิเคราะห์ผลการทดสอบรวมทั้ง 2 กลุ่มบริษัท ตามตารางที่ 8 และ มีการจัดลำดับค่าดัชนีความรุนแรงเฉลี่ยของชนิดสินค้าจากสินค้าที่มี ระดับของผลกระทบ ต่อปัจจัยจากน้อยไปมากสอดคล้องกัน ตามตารางที่ 8

มุมมองการให้ความสำคัญ กับ ปัญหาที่แตกต่างกันตามหน่วยงานที่สังกัดของผู้ตอบแบบสอบถามของกลุ่มตัวอย่างในการศึกษาการวิจัย พบว่า ผลการทดสอบสมมติฐานด้วยค่าสถิติ t - test ในการทดสอบพบว่า ค่า Sig (2-tailed) ที่ระดับค่านัยสำคัญทางสถิติ 0.05 ปรากฏว่ายอมรับสมมติฐานหลัก (H_1) นั้น คือ กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง โดยมีมุมมองในแต่ละปัจจัยดังนี้

ตารางที่ 15 ค่าดัชนีความรุนแรง, ค่าเฉลี่ยดัชนีความรุนแรง และ จัดลำดับความสำคัญแยกกลุ่มเจ้าของโครงการและผู้รับเหมาก่อสร้างใน ปัจจัยด้านรอยต่อ (Joint)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ค่าดัชนีความรุนแรง (Severity Index : SI)									
	CV		ALC		CON		CIP		SIP	
	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT	OW	CT
7. รอยต่อ (Joint)										
7.1 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อของวัสดุก่อผนัง เมื่อก่อวัสดุชนกัน	0.62	0.58	0.38	0.36	0.38	0.37	0.22	0.23	0.21	0.22
7.2 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อวัสดุก่อ และ โครงสร้างหลักของอาคาร	0.63	0.59	0.41	0.39	0.42	0.41	0.22	0.23	0.21	0.22
7.3 พบปัญหาการรั่วซึมของน้ำ จากรอยต่อของวัสดุก่อผนัง	0.50	0.48	0.32	0.33	0.33	0.34	0.23	0.23	0.22	0.23
Average	0.58	0.55	0.37	0.36	0.37	0.37	0.22	0.23	0.21	0.22
Ranking	5	5	3	3	4	4	2	2	1	1

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ตารางที่ 16 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจตัดสินใจ	ดัชนีความรุนแรงของ		T-Test		ความสัมพันธ์ทางสถิติ
			Mean	S.D.	T	Sig	
1. ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)							
1.1 เกิดปัญหาความล่าช้าในการก่อสร้างเนื่องจากใช้วัสดุก่อผนังเหล่านี้แค่ไหน	CV	OW	0.799	0.312	0.023	0.982	ไม่แตกต่าง
		CT	0.798	0.330			
	ALC	OW	0.446	0.159	0.139	0.889	ไม่แตกต่าง
		CT	0.443	0.157			
	CON	OW	0.421	0.171	-0.217	0.825	ไม่แตกต่าง
		CT	0.427	0.165			
	CIP	OW	0.368	0.157	-0.252	0.802	ไม่แตกต่าง
		CT	0.374	0.158			
	SIP	OW	0.385	0.186	-0.421	0.668	ไม่แตกต่าง
		CT	0.397	0.180			
1.2 เกิดปัญหาขาดแคลนแรงงานฝีมือในการติดตั้งวัสดุก่อผนังแค่ไหนและมีผลกระทบต่อโครงการอย่างไรบ้าง	CV	OW	0.754	0.269	0.203	0.846	ไม่แตกต่าง
		CT	0.745	0.292			
	ALC	OW	0.261	0.147	1.394	0.147	ไม่แตกต่าง
		CT	0.232	0.135			
	CON	OW	0.268	0.143	1.342	0.159	ไม่แตกต่าง
		CT	0.240	0.130			
	CIP	OW	0.326	0.148	0.487	0.625	ไม่แตกต่าง
		CT	0.315	0.147			
	SIP	OW	0.330	0.155	0.227	0.822	ไม่แตกต่าง
		CT	0.325	0.156			
1.3 เกิดปัญหาเนื่องจาก ความยุ่งยากซับซ้อนในการติดตั้งของตัววัสดุก่อผนังทำให้การติดตั้งมีปัญหา	CV	OW	0.348	0.286	1.643	0.058	ไม่แตกต่าง
		CT	0.283	0.211			
	ALC	OW	0.366	0.112	0.587	0.574	ไม่แตกต่าง
		CT	0.356	0.122			
	CON	OW	0.359	0.099	0.288	0.785	ไม่แตกต่าง
		CT	0.354	0.110			
	CIP	OW	0.553	0.255	-0.963	0.344	ไม่แตกต่าง
		CT	0.589	0.264			
	SIP	OW	0.589	0.259	-0.857	0.402	ไม่แตกต่าง
		CT	0.622	0.270			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

4.2.15 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity)

ปัจจัย ด้านความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) ผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบความแตกต่าง ของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ใน ทั้ง 3 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็นในปัจจัยย่อยไม่แตกต่างกันทุกปัจจัยย่อย

4.2.16 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านราคา (Price)

ตารางที่ 17 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านราคา (Price)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ Mean	ดัชนีความ S.D.	T-Test T	T-Test Sig	ความสัมพันธ์ทางสถิติ
2. ราคา (Price)							
2.1 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางตรง (direct Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าแรงงาน ค่าเครื่องจักร ในการติดตั้ง	CV	OW	0.348	0.241	1.305	0.147	ไม่แตกต่าง
		CT	0.304	0.194			
	ALC	OW	0.500	0.235	0.42	0.672	ไม่แตกต่าง
		CT	0.486	0.231			
	CON	OW	0.522	0.231	0.243	0.805	ไม่แตกต่าง
		CT	0.514	0.224			
	CIP	OW	0.685	0.275	-0.476	0.64	ไม่แตกต่าง
		CT	0.704	0.284			
	SIP	OW	0.749	0.301	-0.246	0.81	ไม่แตกต่าง
		CT	0.760	0.314			
2.2 จากการใช้วัสดุผนังก่อเหล่านี้ ทำให้โครงการมีค่าใช้จ่ายทางอ้อม (Indirect Cost) สูงขึ้น เช่น ค่าบริหารโครงการ ค่าไฟ ค่าทิ้งขยะ	CV	OW	0.759	0.303	0.077	0.94	ไม่แตกต่าง
		CT	0.756	0.311			
	ALC	OW	0.405	0.188	0.35	0.717	ไม่แตกต่าง
		CT	0.396	0.174			
	CON	OW	0.400	0.187	0.248	0.796	ไม่แตกต่าง
		CT	0.393	0.172			
	CIP	OW	0.308	0.178	-0.176	0.855	ไม่แตกต่าง
		CT	0.313	0.165			
	SIP	OW	0.302	0.186	-0.111	0.91	ไม่แตกต่าง
		CT	0.305	0.179			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ปัจจัยด้าน ราคา (Price) ผลการวิเคราะห์ การเปรียบเทียบความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ในทั้ง 2 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อยไม่แตกต่างกันทุกปัจจัยย่อย

4.2.17 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านการขนส่ง (Delivery)

ปัจจัย ด้าน การขนส่ง (Delivery) ผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ในทั้ง 3 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อย แตกต่างกันในหัวข้อ 3.3 ปัญหาอื่นๆจากการขนส่งจากรถส่งของเข้าสู่พื้นที่กองเก็บของโครงการในสินค้า ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม โดยมีค่า Sig (2-tailed) เท่ากับ 0.039

ตารางที่ 18 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้าน การขนส่ง (Delivery)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ Mean	ดัชนีความ S.D.	T-Test T	T-Test Sig	ความสัมพันธ์ทางสถิติ
3. การขนส่ง (Delivery)							
3.1 การขนส่งสินค้าขาดช่วงทำให้ทางโครงการไม่มีสินค้าใช้ในการก่อสร้าง	CV	OW	0.468	0.183	1.187	0.222	ไม่แตกต่าง
		CT	0.436	0.172			
	ALC	OW	0.307	0.123	1.708	0.089	ไม่แตกต่าง
		CT	0.276	0.123			
	CON	OW	0.298	0.126	1.737	0.085	ไม่แตกต่าง
		CT	0.266	0.127			
	CIP	OW	0.285	0.138	1.483	0.128	ไม่แตกต่าง
		CT	0.255	0.131			
	SIP	OW	0.268	0.142	1.185	0.223	ไม่แตกต่าง
		CT	0.244	0.133			
3.2 การขนส่งมาถึงโครงการแล้วพบว่าสินค้ามีตำหนิ	CV	OW	0.549	0.251	1.634	0.094	ไม่แตกต่าง
		CT	0.490	0.237			
	ALC	OW	0.311	0.114	0.578	0.567	ไม่แตกต่าง
		CT	0.301	0.116			
	CON	OW	0.334	0.100	0.409	0.687	ไม่แตกต่าง
		CT	0.328	0.102			
	CIP	OW	0.223	0.127	1.223	0.214	ไม่แตกต่าง
		CT	0.201	0.122			
	SIP	OW	0.210	0.116	0.781	0.437	ไม่แตกต่าง
		CT	0.196	0.117			
3.3 ปัญหาอื่นๆ จากการขนส่งจากรถส่งของเข้าสู่พื้นที่กองเก็บของโครงการ	CV	OW	0.422	0.215	1.967	0.039	แตกต่าง
		CT	0.362	0.193			
	ALC	OW	0.272	0.115	1.405	0.157	ไม่แตกต่าง
		CT	0.249	0.113			
	CON	OW	0.261	0.112	0.76	0.434	ไม่แตกต่าง
		CT	0.249	0.105			
	CIP	OW	0.248	0.108	0.465	0.637	ไม่แตกต่าง
		CT	0.240	0.105			
	SIP	OW	0.234	0.111	0.163	0.865	ไม่แตกต่าง
		CT	0.231	0.101			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

4.2.18 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านการกองเก็บ (Storage)

ปัจจัย ด้าน การกองเก็บ (Storage) ผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ใน ทั้ง 3 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อย แตกต่างกันในหัวข้อ 4.3 ปัญหาการเคลื่อนย้ายจากพื้นที่กองเก็บไปใช้งานในสินค้า ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา และ ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต โดยมีค่า Sig (2-tailed) เท่ากับ 0.038 และ 0.027 ตามลำดับ

ตารางที่ 19 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้าน การกองเก็บ (Storage)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ		T-Test		ความสัมพันธ์ทางสถิติ
			Mean	S.D.	T	Sig	
4. การกองเก็บ (Storage)							
4.1 ปัญหาการใช้ปริมาณพื้นที่กองเก็บในโครงการกินพื้นที่เป็นจำนวนมาก	CV	OW	0.429	0.183	0.936	0.352	ไม่แตกต่าง
		CT	0.404	0.184			
	ALC	OW	0.499	0.156	0.539	0.611	ไม่แตกต่าง
		CT	0.486	0.174			
	CON	OW	0.474	0.191	0.023	0.982	ไม่แตกต่าง
		CT	0.473	0.195			
	CIP	OW	0.552	0.254	-0.513	0.63	ไม่แตกต่าง
		CT	0.572	0.288			
	SIP	OW	0.533	0.270	-0.614	0.559	ไม่แตกต่าง
		CT	0.558	0.297			
4.2 ปัญหาเกิดความเสียหายของวัสดุก่อผนังจากการกองเก็บ	CV	OW	0.525	0.239	1.153	0.211	ไม่แตกต่าง
		CT	0.486	0.202			
	ALC	OW	0.357	0.158	1.21	0.187	ไม่แตกต่าง
		CT	0.330	0.132			
	CON	OW	0.357	0.156	0.576	0.53	ไม่แตกต่าง
		CT	0.345	0.131			
	CIP	OW	0.247	0.133	0.383	0.704	ไม่แตกต่าง
		CT	0.240	0.136			
	SIP	OW	0.234	0.123	0.286	0.776	ไม่แตกต่าง
		CT	0.228	0.124			
4.3 ปัญหาการเคลื่อนย้ายจากพื้นที่กองเก็บไปใช้งาน	CV	OW	0.369	0.218	1.536	0.106	ไม่แตกต่าง
		CT	0.321	0.196			
	ALC	OW	0.330	0.177	2.011	0.038	แตกต่าง
		CT	0.279	0.164			
	CON	OW	0.334	0.177	2.136	0.027	แตกต่าง
		CT	0.279	0.163			
	CIP	OW	0.435	0.236	1.219	0.226	ไม่แตกต่าง
		CT	0.393	0.238			
	SIP	OW	0.446	0.231	1.237	0.221	ไม่แตกต่าง
		CT	0.404	0.235			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ตารางที่ 20 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านความสะอาด (Cleanliness)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ		T-Test		ความสัมพันธ์ทางสถิติ
			Mean	S.D.	T	Sig	
5. ความสะอาด (Cleanliness)							
5.1 ปัญหาฝุ่นละอองลอยตัวในอากาศในขณะการติดตั้ง	CV	OW	0.748	0.261	0.137	0.896	ไม่แตกต่าง
		CT	0.743	0.286			
	ALC	OW	0.476	0.235	0.484	0.632	ไม่แตกต่าง
		CT	0.459	0.240			
	CON	OW	0.479	0.231	0.485	0.632	ไม่แตกต่าง
		CT	0.462	0.237			
	CIP	OW	0.212	0.150	1.201	0.209	ไม่แตกต่าง
		CT	0.187	0.136			
	SIP	OW	0.248	0.151	0.95	0.332	ไม่แตกต่าง
		CT	0.228	0.145			
5.2 ในพื้นที่การติดตั้ง และการเตรียมติดตั้ง (ผสมปูนก่อ ฉาบ) เกิดความไม่สะอาด และไม่เรียบร้อย	CV	OW	0.819	0.296	0.666	0.516	ไม่แตกต่าง
		CT	0.790	0.310			
	ALC	OW	0.359	0.178	1.276	0.175	ไม่แตกต่าง
		CT	0.327	0.156			
	CON	OW	0.355	0.179	1.139	0.223	ไม่แตกต่าง
		CT	0.326	0.156			
	CIP	OW	0.221	0.176	1.742	0.048	แตกต่าง
		CT	0.179	0.135			
	SIP	OW	0.608	0.256	0.584	0.551	ไม่แตกต่าง
		CT	0.586	0.245			
5.3 การเคลียร์พื้นที่หน้างานก่อนการส่งมอบพื้นที่ไม่ผ่าน เนื่องจากปัญหาเรื่องความสะอาด	CV	OW	0.710	0.259	0.413	0.69	ไม่แตกต่าง
		CT	0.694	0.275			
	ALC	OW	0.387	0.154	-0.357	0.728	ไม่แตกต่าง
		CT	0.395	0.162			
	CON	OW	0.389	0.154	-0.272	0.792	ไม่แตกต่าง
		CT	0.395	0.164			
	CIP	OW	0.298	0.160	0.763	0.452	ไม่แตกต่าง
		CT	0.280	0.165			
	SIP	OW	0.465	0.223	0.53	0.601	ไม่แตกต่าง
		CT	0.447	0.229			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

4.2.19 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านความสะอาด (Cleanliness)

ปัจจัย ด้าน ความสะอาด (Cleanliness) ผลการวิเคราะห์การเปรียบเทียบ ความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญ กับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ใน ทั้ง 3 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อยแตกต่างกันในหัวข้อ 5.2 ในพื้นที่การติดตั้ง และการเตรียมติดตั้ง (ผสมปูนก่อ ฉาบ) เกิดความไม่สะอาด และ ไม่เรียบร้อย ในสินค้า ระบบผนังหล่อในที่ โดยมีค่า Sig (2-tailed) เท่ากับ 0.048

4.2.20 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านการทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)

ตารางที่ 21 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านการทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ		T-Test		ความสัมพันธ์ทางสถิติ
			Mean	S.D.	T	Sig	
6. การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible)							
6.1 ปัญหาการฝังท่องานระบบเข้ากับวัสดุผนังก่อภายใน	CV	OW	0.573	0.212	1.105	0.259	ไม่แตกต่าง
		CT	0.539	0.202			
	ALC	OW	0.336	0.130	0.284	0.772	ไม่แตกต่าง
		CT	0.330	0.125			
	CON	OW	0.332	0.125	0.13	0.894	ไม่แตกต่าง
		CT	0.330	0.120			
	CIP	OW	0.148	0.141	1.167	0.179	ไม่แตกต่าง
		CT	0.125	0.105			
	SIP	OW	0.177	0.194	1.5	0.089	ไม่แตกต่าง
		CT	0.136	0.149			
6.2 ปัญหาความผิดพลาดจากการ Combine แบบก่อสร้าง ระหว่างแบบผนังก่อภายใน และ แบบงานระบบ	CV	OW	0.429	0.203	0.793	0.413	ไม่แตกต่าง
		CT	0.406	0.190			
	ALC	OW	0.325	0.125	1.223	0.209	ไม่แตกต่าง
		CT	0.302	0.118			
	CON	OW	0.340	0.119	1.775	0.08	ไม่แตกต่าง
		CT	0.309	0.122			
	CIP	OW	0.232	0.156	0.47	0.637	ไม่แตกต่าง
		CT	0.221	0.155			
	SIP	OW	0.221	0.139	0.106	0.915	ไม่แตกต่าง
		CT	0.219	0.136			
6.3 ปัญหาการยึดแขวนอุปกรณ์งานระบบ เช่น แอร์ (คอยน์ร้อน คอยน์เย็น), โคมไฟ, ซัพพอร์ตระบบท่อเหนือฝ้า	CV	OW	0.374	0.243	1.344	0.15	ไม่แตกต่าง
		CT	0.327	0.210			
	ALC	OW	0.459	0.205	-0.389	0.703	ไม่แตกต่าง
		CT	0.471	0.213			
	CON	OW	0.321	0.169	1.38	0.169	ไม่แตกต่าง
		CT	0.287	0.169			
	CIP	OW	0.490	0.246	-0.7	0.491	ไม่แตกต่าง
		CT	0.516	0.252			
	SIP	OW	0.306	0.186	0.635	0.53	ไม่แตกต่าง
		CT	0.288	0.190			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ปัจจัย ด้าน การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible) ผลการวิเคราะห์ การเปรียบเทียบความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ใน ทั้ง 2 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อยไม่แตกต่างกันทุกปัจจัยย่อย

4.2.21 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้านรอยต่อ (Joint)

ตารางที่ 22 การวิเคราะห์ความแตกต่างระหว่างกลุ่มตัวอย่างด้วยวิธี Independent T-Test ในปัจจัยด้าน รอยต่อ (Joint)

ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกซื้อสินค้า	ประเภทสินค้า	กลุ่มผู้มีอำนาจ	ดัชนีความ		T-Test		ความสัมพันธ์ทางสถิติ
			Mean	S.D.	T	Sig	
7. รอยต่อ (Joint)							
7.1 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อของวัสดุก่อผนัง เมื่อก่อวัสดุชนกัน	CV	OW	0.649	0.250	1.252	0.2	ไม่แตกต่าง
		CT	0.604	0.238			
	ALC	OW	0.396	0.193	0.334	0.74	ไม่แตกต่าง
		CT	0.387	0.195			
	CON	OW	0.396	0.198	0.119	0.904	ไม่แตกต่าง
		CT	0.393	0.194			
	CIP	OW	0.232	0.161	0.065	0.947	ไม่แตกต่าง
		CT	0.230	0.153			
	SIP	OW	0.219	0.152	-0.328	0.741	ไม่แตกต่าง
		CT	0.227	0.150			
7.2 พบปัญหารอยร้าวระหว่างรอยต่อวัสดุก่อ และ โครงสร้างหลักของอาคาร	CV	OW	0.656	0.256	1.131	0.245	ไม่แตกต่าง
		CT	0.614	0.242			
	ALC	OW	0.421	0.175	0.639	0.533	ไม่แตกต่าง
		CT	0.404	0.183			
	CON	OW	0.427	0.179	0.328	0.743	ไม่แตกต่าง
		CT	0.419	0.178			
	CIP	OW	0.229	0.153	0.185	0.848	ไม่แตกต่าง
		CT	0.225	0.142			
	SIP	OW	0.223	0.172	-0.32	0.754	ไม่แตกต่าง
		CT	0.231	0.180			
7.3 พบปัญหาการรั่วซึมของน้ำ จากรอยต่อของวัสดุก่อผนัง	CV	OW	0.514	0.222	0.356	0.722	ไม่แตกต่าง
		CT	0.502	0.223			
	ALC	OW	0.329	0.177	-0.444	0.662	ไม่แตกต่าง
		CT	0.341	0.182			
	CON	OW	0.339	0.178	-0.414	0.675	ไม่แตกต่าง
		CT	0.350	0.174			
	CIP	OW	0.234	0.161	-0.082	0.934	ไม่แตกต่าง
		CT	0.236	0.159			
	SIP	OW	0.227	0.172	-0.419	0.685	ไม่แตกต่าง
		CT	0.237	0.183			

*** บริษัทเจ้าของโครงการ (OW), บริษัทรับเหมาก่อสร้าง (CT), ระบบก่อผนังแบบดั้งเดิม (CV), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา (ALC), ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต (CON), ระบบผนังหล่อในที่ (CIP), ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก (SIP)*

ปัจจัย ด้าน รอยต่อ (Joint) ผลการวิเคราะห์ การเปรียบเทียบความแตกต่างของมุมมองการให้ความสำคัญกับปัญหาที่แตกต่างกัน พบว่า ในทั้ง 2 ปัจจัยย่อย ของ 5 สินค้า กลุ่มบริษัทเจ้าของโครงการ และ กลุ่มบริษัทรับเหมาก่อสร้าง มีความคิดเห็น ในปัจจัยย่อยไม่แตกต่างกันทุกปัจจัยย่อย

5. สรุปผลการวิจัย

จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลจากแบบทดสอบจำนวน 248 ชุด ใน 7 ปัจจัยหลัก 20 ปัจจัยย่อยพบว่า ในแต่ละปัจจัยของวัสดุก่อผนังภายในนั้นมีสินค้าที่เหมาะสมในการใช้งาน ในแต่ละปัจจัย ดังนี้ ความรวดเร็วในการติดตั้ง (Productivity) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, ราคา (Cost) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปมวลเบา, การขนส่ง (Delivery) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบผนังอิฐมวลเบาเสริมโครงเหล็ก, การกองเก็บ (Storage) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบแผ่นผนังสำเร็จรูปคอนกรีต, ความสะอาด (Cleanliness) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบผนังหล่อในที่, การทำงานร่วมกันกับงานระบบ (MEP Compatible) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบผนังหล่อในที่ และ รอยต่อ (Joint) สินค้าที่เหมาะสมที่สุดได้แก่ ระบบผนังหล่อในที่

แต่เมื่อพิจารณาทุกปัจจัยแล้วพบว่าสินค้าที่มีโอกาสเกิดผลกระทบในเรื่อง เวลา, ต้นทุน, คุณภาพ และ ความปลอดภัย ของโครงการน้อยที่สุดและเหมาะสมต่อการใช้งานนั้นได้แก่ ระบบ ระบบผนังหล่อในที่ แต่ทั้งนี้ทั้งนั้น เนื่องด้วยในแต่ละกลุ่มบริษัทมีหลักเกณฑ์การให้ความสำคัญของปัญหาในแต่ละปัจจัยที่ไม่เท่ากัน งานวิจัยนี้ได้แยกปัจจัยต่าง ๆออกมาพร้อมแสดงถึงสินค้าที่จะส่งผลกระทบต่อโครงการน้อยที่สุดในแต่ละปัจจัยที่ทางผู้ใช้งานให้น้ำหนัก รวมถึงได้แยกปัจจัยใน 2 กลุ่มบริษัทออกมาว่ามีความเห็นแตกต่างกันหรือไม่อย่างไรเพื่อเป็นข้อมูลเสริมในการไปนำเสนอขายหากลูกค้ามีเกณฑ์ที่ให้ความสำคัญ เพื่อที่จะง่ายต่อการนำเสนอขายได้ตรงจุดและตรงตามความต้องการของลูกค้ามากยิ่งขึ้น

5.1 ข้อเสนอแนะ

ในการวิเคราะห์ทั้ง 5 สินค้าเพื่อให้ได้ข้อมูลที่แม่นยำมากขึ้นนั้นเป็นเรื่องที่ค่อนข้างยากในการหากลุ่มตัวอย่างที่มีความรู้หรือเคยใช้สินค้าครบทั้ง 5 ชนิด ในการเปรียบเทียบ เพื่อให้จำนวนตัวอย่างมากพอจนสามารถวิเคราะห์ด้วยหลักการทางสถิติและน่าเชื่อถือมากขึ้นกว่านี้ ในงานวิจัยชิ้นถัดไปอาจจะวิเคราะห์ปัจจัยที่น้อยลง หรือ จำนวนสินค้าที่น้อยลงเพื่อให้มีความเป็นไปได้ในการหากลุ่มตัวอย่างมากขึ้น

5.2 แนวทางในการพัฒนาต่อไป

จากผลการวิเคราะห์พบว่าปัจจัยต่าง ๆข้างต้นนั้นเน้นไปถึงคุณสมบัติของสินค้า, การติดตั้งสินค้า และ ปัญหาที่เกิดขึ้นภายในโครงการก่อสร้างจากการติดตั้งวัสดุก่อผนังภายในของแต่ละชนิด แต่ยังมีอีกหนึ่งปัจจัยในการตัดสินใจในการเลือกใช้สินค้า คือ กระบวนการทางการตลาด และ กระบวนการขายสินค้าแต่ละชนิด อาจจะวิเคราะห์ถึง ปัจจัยต่าง ๆที่ทำให้ลูกค้าสามารถตัดสินใจซื้อได้จากส่วนประสมทางการตลาดในหัวข้อต่าง ๆที่นอกเหนือจากข้อมูลด้านเทคนิค

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ผู้ประเมินแบบทดสอบ จากโครงการก่อสร้างต่าง ๆ ที่ผู้เขียนเข้าไปให้ประเมินแบบทดสอบในหัวข้อวิจัยนี้ รวมถึงผู้ประเมินที่ผู้เขียนได้ส่งแบบทดสอบไปในรูปแบบออนไลน์ที่สละเวลาในการทำแบบทดสอบที่ค่อนข้างละเอียดและมีคำถามที่ค่อนข้างมาก ซึ่งให้ข้อคิดเห็นและความรู้แก่ผู้เขียนบทความเป็นอย่างมาก ขอขอบคุณ ผศ.ดร. พิชญ์ สุธีรวรรธนา ที่ให้คำแนะนำ และ ข้อเสนอแนะที่ทำให้งานวิจัยนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

เอกสารอ้างอิง

[1] The world bank (2561). การพัฒนาเขตเมืองในประเทศไทยกระจุกตัวอยู่ในพื้นที่กรุงเทพฯ, [ระบบออนไลน์], แหล่งที่มา https://www.worldbank.org/th/news/feature/2015/01/26/urbanization-in-thailand-is-dominated-by-the-bangkok-urban-area, เข้าดูเมื่อวันที่ 04/01/2563

[2] เจาะทิศทางก่อสร้างไทยปี 62 (2561), [ระบบออนไลน์], แหล่งที่มา https://kasikornbank.com/th/business/sme/KSMEKnowledge/article/KSMEAnalysis/Pages/Thai-Construction-Direction_2019.aspx, เข้าดูเมื่อวันที่ 04/01/2563

[3] ประกอบ บำรุงผล. (2550). การบริหารและควบคุมงานก่อสร้าง. สำนักพิมพ์ ศูนย์ส่งเสริมวิชาการ, ม.ป.ป.

[4] พิบูล ทีปะปาล. (2545). *หลักการตลาดยุคใหม่ในศตวรรษที่ 21.* สำนักพิมพ์ มิตรสัมพันธ์ กราฟฟิค.

[5] ศิวฤทธิ์ พงศกรรังศิลป์. (2555). หลักการตลาด. สำนักพิมพ์ กรุงเทพฯ : ท้อป

[6] ณัฏฐพันธ์ เขจรนันทน์. (2549). การจัดการ. สำนักพิมพ์ กรุงเทพฯ : ซีเอ็ดยูเคชั่น

[7] ปิยะพงศ์ อินตากูล. (2554). การรับรู้ตำแหน่งทางการตลาดของผู้บริโภคที่มีต่อร้านอาหารญี่ปุ่น ในอำเภอเมืองเชียงใหม่. มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

[8] Hussein Ali Mohammed. (2557). The role of value engineering in the sustainable construction projects. University of Karbala. Iraq

[9] Abdulaziz S. Al-Yousefi. (2 557). SAVE International Value Engineering Courses Module. 50th SAVE International Annual Conference. Saudi Arabia

[10] คาเนโอะ อะกิยามา, เชี่ยวเวทย์ ยิ้มศิริกุล. (2544). ขั้นตอนเชิงปฏิบัติของกิจกรรม VE. สำนักพิมพ์ ส.ส.ท.

[11] มีชัย เรามานะชัย. (2547). รากฐานของวิศวกรรมคุณค่า : แนวคิดในการวิเคราะห์คุณค่าและกระบวนการเชิงปฏิบัติ. สำนักพิมพ์ ส.ส.ท.

[12] ศิริวรรณ เสรีรัตน์ และคณะ. (2546). การบริหารการค้าปลีก. สำนักพิมพ์ ไดมอน อิน บิสสิเน็ต เวิร์ล

กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน
Contractor Selection Process for Wellhead Platform Construction

วรรธณพล ชมภูเขียว[1] และ อมรชัย ใจยงค์[2]

[1] บริษัท ไทยนิปปอนสตีลเอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น คอร์ปอเรชั่น จำกัด จ.ฉะเชิงเทรา
[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: jaiyong@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาและพัฒนาแนวทางการประเมินและคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับการก่อสร้างแท่นหลุมผลิตน้ำมันและก๊าซโดยทำการรวบรวมรายละเอียดเชิงลึกในกระบวนการการคัดเลือกผู้รับเหมาหลักและผู้รับเหมาช่วงจากบริษัทที่ดำเนินกิจการผลิตและก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันจำนวน 6 บริษัท ประกอบด้วยบริษัทผู้ผลิต 1 บริษัท และบริษัทผู้รับเหมางานก่อสร้างอีก 5 บริษัท ด้วยการสัมภาษณ์จากเจ้าหน้าที่ที่เกี่ยวข้องซึ่งมีตำแหน่งตั้งแต่ ผู้เชี่ยวชาญ ผู้จัดการโครงการ ผู้จัดการฝ่ายก่อสร้าง ผู้จัดการฝ่ายจัดซื้อและวิศวกรที่มีส่วนร่วมในกระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมา การสัมภาษณ์ส่วนใหญ่จะรวบรวมข้อมูลจากประสบการณ์การทำงานของผู้ถูกสัมภาษณ์เพื่อนำไปใช้กับแนวทางในกระบวนการจัดการงานก่อสร้าง จากการศึกษาพบว่า ขั้นตอนในการคัดเลือกผู้รับเหมาประกอบด้วยกัน 5 ขั้นตอน ได้แก่ 1) การตรวจคุณสมบัติเบื้องต้นของผู้เสนอโครงการ 2) การจัดทำร่างข้อเสนองาน 3) การยื่นซองประกวดราคา 4) การประเมินผู้ประกวดราคา และ 5) การประกาศผลการคัดเลือก โดยปัจจัยหลักที่มีผลต่อการพิจารณาผู้ชนะการประมูลงานประกอบด้วยความสามารถทางเทคนิค การวางแผนโครงการ ความสามารถในการผลิต และความสามารถในการทางการเงิน และในการศึกษานี้ได้เสนอเกณฑ์การถ่วงน้ำหนักที่ได้จากการสัมภาษณ์สำหรับการประเมินและคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันและโครงการก่อสร้างที่เกี่ยวข้องอื่นๆต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมา, การก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน, การบริหารจัดการโครงการ

Abstract

This research aims to study and develop a guideline for the contractor's evaluation and selection process for oil and gas wellhead platform construction. The six companies operating in the production and construction of the oil gas drilling platform consisting of one manufacturing company and five construction contractors are selected to study in-depth details with interviews from relevant officials which are experts, project managers, construction managers, procurement managers and engineers that are involved in the contractor selection process. Most interviews will gather data from their experience to apply to existing guidelines in the construction management processes. The study found that the contractor selection process consists of five steps, which are pre-qualification, proposal preparation, bid submission, bid evaluation, and award of the project. The main factors that affect the consideration of bidders consist of technical capability, project planning, production capability, general capability, and financial capability. This study also proposes the weighting criteria obtained from interviews for the evaluation and selection of contractors for a wellhead platform and other related construction projects in the future.

Keywords: contractor selection process, wellhead platform construction, project management

1. คำนำ

ปัจจุบันอุตสาหกรรมการก่อสร้างในงานโครงการอุตสาหกรรมปิโตรเคมีรวมทั้งธุรกิจการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันในประเทศไทยมีการแข่งขันทางธุรกิจกันอย่างสูงมากโดยเฉพาะโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันซึ่งเป็นโครงการที่ต้องใช้เทคโนโลยี วิศวกรรมความเชี่ยวชาญเป็นพิเศษ สำหรับขั้นตอนการดำเนินงานในกระบวนการต่าง ๆ ทั้งทางด้านการออกแบบ การจัดหาวัสดุ เครื่องจักรกล การประกอบติดตั้ง การตรวจสอบคุณภาพ การขนส่งรวมถึงการบริหารการจัดการงานก่อสร้าง ดังนั้นองค์กรหรือบริษัทผู้ประกอบการจึงต้องมีการเพิ่มศักยภาพในการดำเนินงานโดยการใช้แหล่งทรัพยากรภายนอกหรือผู้รับเหมาซึ่งมีความเชี่ยวชาญงานเฉพาะด้านเข้ามามีส่วนร่วมในการดำเนินงานเพื่อทำให้บรรลุเป้าหมายของโครงการที่กำหนดไว้ แต่ในระหว่างการปฏิบัติงานจริงมักจะเกิดปัญหาข้อบกพร่องต่าง ๆ ขึ้น เช่น การทำงานที่ไม่ได้คุณภาพ การทำงานล่าช้ากว่าแผน ค่าใช้จ่ายที่เกินงบประมาณ การทิ้งงานของผู้รับเหมา ซึ่งปัญหา

ข้อบกพร่องที่เกิดเหล่านี้มีสาเหตุมาจากข้อกำหนดเงื่อนไขมาตรฐานในการออกแบบและขั้นตอนการทำงานที่มีข้อจำกัด ศักยภาพ ขีดความสามารถประสบการณ์ของผู้รับเหมาโดยตรง ดังนั้นเพื่อลดข้อบกพร่องต่างๆเหล่านี้การพิจารณาคัดเลือกผู้รับเหมาในลักษณะงานที่เกี่ยวข้องกับกระบวนการผลิตก๊าซน้ำมันจึงควรต้องมีการพิจารณาความสามารถ ความเชี่ยวชาญต่างๆ ของผู้รับจ้างตั้งแต่ต้น ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาถึงขั้นตอนและหลักการรวมถึงเกณฑ์ที่ใช้ในการพิจารณาคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน เพื่อให้เข้าใจถึงองค์ประกอบและปัจจัยที่สำคัญที่จะทำให้ได้ผู้รับเหมาที่มีคุณสมบัติตรงตามวัตถุประสงค์และเป้าหมายของการบริหารโครงการ

การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาขั้นตอนการคัดเลือกผู้รับเหมารวมถึงปัจจัยที่ใช้ในการประเมินและปรับปรุงค่าถ่วงน้ำหนักที่ใช้ประกอบการให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติของผู้ประมูลงานเพื่อคัดเลือกผู้ชนะ โดยประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับคือ บริษัทผู้ผลิตรวมถึงบริษัทผู้รับเหมาที่เกี่ยวข้องกับธุรกิจผลิตก๊าซน้ำมันสามารถนำขั้นตอนและเกณฑ์ค่าถ่วงน้ำหนักไปใช้เป็นเกณฑ์มาตรฐานในการประเมินคุณสมบัติของผู้รับเหมาหลักและผู้รับเหมาช่วงได้

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้าง

กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างที่ใช้อยู่ในปัจจุบันสามารถแบ่งได้ 8 วิธีด้วยกัน ซึ่งประกอบด้วย 1) การคัดเลือกโดยตรงโดยไม่มีการแข่งขัน (Sole source selection) 2) การคัดเลือกโดยพิจารณาจากผลงานในอดีต (Qualification-Based selection) 3) การคัดเลือกโดยการแข่งขันทางด้านข้อเสนอและทำการต่อรองราคา (Negotiated source selection with discussions) 4) การคัดเลือกโดยพิจารณข้อเสนอเพียงอย่างเดียว (Source selection with formal review) 5) การคัดเลือกโดยการกำหนดราคาและพิจารณาการออกแบบ (Fixed Budget/Best technical response or design) 6) การคัดเลือกโดยการให้คะแนนและจัดลำดับ (Weighted criteria) 7) การคัดเลือกโดยการปรับราคาต่ำสุด (Adjusted low bid) และการคัดเลือกโดยพิจารณาที่ราคาต่ำสุด (Low first cost) [1] สำหรับโครงการก่อสร้างทั่วไปเช่นงานอาคาร มักใช้วิธีการคัดเลือกโดยการพิจารณาที่ราคาต่ำสุด หรืออาจมีการพิจารณาผลงานในอดีตร่วมด้วย ในขณะที่กระบวนการตัดสินใจสำหรับคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับงานเฉพาะทางเช่น งานก่อสร้างระบบชลประทาน งานก่อสร้างของการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย จะมีขั้นตอนในการคัดเลือกผู้รับเหมาก่อนการประมูลซึ่งเป็นขั้นตอนที่จะคัดเลือกผู้ที่มีคุณสมบัติเพียงพอเข้ามาสู่ขั้นตอนการประกวดราคา โดยพิจารณาจากปัจจัยข้อมูลทั่วไปและสภาพการเงิน ข้อมูลจำนวนและประสบการณ์ของบุคลากรที่เกี่ยวข้องในสายงานรายการของเครื่องจักรกลที่ใช้ในงานก่อสร้าง และข้อมูลผู้รับเหมาช่วง โดยผู้ที่ไม่ผ่านคุณสมบัติข้างต้นจะไม่สามารถเข้าสู่กระบวนการประกวดราคาได้ หลังจากนั้นจึงจะทำการประกวดราคาเพื่อหาผู้รับเหมาที่เสนอราคาต่ำสุดเป็นขั้นตอนสุดท้าย ซึ่งวิธีการคัดเลือกรูปแบบนี้จะใช้ในกรณีที่เป็นหน่วยงานของรัฐ [2] ในบางโครงการอาจมีการจัดให้มีการประกวดราคาแบบจัดจ้างออกแบบพร้อมก่อสร้าง ซึ่งปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกผู้รับจ้างมักประกอบด้วย ประสบการณ์การทำงาน ความน่าเชื่อถือขององค์กรหรือหน่วยงาน ปัจจัยด้านเทคนิคการจัดการและควบคุม ปัจจัยด้านทรัพยากรบุคคล รายการเครื่องมือ-เครื่องจักร และสถานะด้านการเงินของผู้รับจ้าง [3] ซึ่งจากกระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาในหลายโครงการดังที่กล่าวมาข้างต้น แสดงให้เห็นว่า การพิจารณาคัดเลือกผู้รับเหมาเพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของงานก่อสร้างนั้นๆ จำเป็นที่จะต้องพิจารณาองค์ประกอบที่เกี่ยวข้องอื่นๆ นอกเหนือจากการพิจารณาด้านราคาเพียงอย่างเดียว โดยจากข้อมูลการศึกษาปัจจัยที่ใช้ในการคัดเลือกผู้รับจ้างจากมุมมองของโครงการที่เป็นเอกชน (Private owner) โครงการที่เป็นของรัฐ (Public owner) และผู้บริหารโครงการ (Construction management) สามารถสรุปปัจจัยที่ใช้ในการคัดเลือกผู้รับจ้างโดยภาพรวม ประกอบด้วยสถานะทางการเงิน ประสบการณ์ในงานก่อสร้าง ผลงานอ้างอิง ผลการปฏิบัติงานที่ผ่านมา ความสามารถของบริษัท ปริมาณของงานที่ดำเนินงานอยู่ รูปแบบการควบคุมโครงการ จำนวนบุคลากร ที่ตั้งสำนักงาน ประสบการณ์ในการทำงานที่มีลักษณะหรือประเภทงานคล้ายกัน การปฏิบัติงานด้านความปลอดภัย การมีนโยบายในการแก้ปัญหาอย่างเป็นสาระ ความสามารถในการบริหารโครงการ คุณภาพของงาน ปริมาณแรงงาน การจัดองค์กรของบริษัท ผลงานที่บริษัทดำเนินงานเอง ผู้รับจ้างมีประวัติการทำงานไม่แล้วเสร็จตามสัญญา ปริมาณเครื่องมือ-เครื่องจักร และความสามารถในการทำหนังสือค้ำประกันสัญญา [4]

2.2 กระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

ขั้นตอน วิธีการและกระบวนการติดในใจคัดเลือกผู้รับเหมาที่ปฏิบัติอยู่ในปัจจุบัน สามารถแบ่งออกเป็น 5 ขั้นตอน ดังต่อไปนี้

2.2.1 ขั้นตอนการกำหนดและการตรวจสอบคุณสมบัติเบื้องต้นของผู้เข้าร่วมเสนอโครงการ (Pre-qualification)

หลังจากเจ้าของโครงการได้ทำการศึกษาความเป็นไปได้ของโครงการจนสมบูรณ์แล้ว จะมีการกำหนดและเตรียมรายชื่อบริษัทที่คาดว่ามีศักยภาพหรือเคยเกี่ยวข้องกับโครงการที่มีลักษณะเช่นนี้มาก่อน รายชื่อดังกล่าวนี้เรียกว่า “รายชื่อผู้ที่น่าจะมีคุณสมบัติเข้าร่วมยื่นซองประกวดราคา (Long list) จากนั้น โครงการจึงทำการติดต่อเป็นรายบุคคลกับบริษัทที่มีรายชื่อดังกล่าวและสอบถามความสนใจที่จะร่วมยื่นซองประกวดราคา หากบริษัทใดมีความสนใจและตั้งใจจะเข้าร่วมนำเสนอร่างข้อเสนอโครงการ ก็ให้ส่งเอกสารแสดงรายละเอียดคุณสมบัติและเงื่อนไขต่าง ๆให้เจ้าของโครงการพิจารณาทันทีโดยรายชื่อบริษัทที่ผ่านการติดต่อและส่งเอกสารนี้เรียกว่า “รายชื่อผู้มีคุณสมบัติและเข้าร่วมยื่นซองประกวดราคา (Short list)” และสำหรับรายชื่อของผู้สมัครเข้าร่วมเสนอร่างข้อเสนอโครงการเพื่อยื่นซองประกวดราคาและคัดเลือกเป็นคู่สัญญาจะเรียกว่า “รายชื่อผู้ยื่นซองประกวดราคา (Bidders list)” โดยเอกสารสำคัญที่ผู้เข้าร่วมเสนอร่างข้อเสนอโครงการต้องยื่นในขั้นตอนนี้ประกอบด้วย 1) เอกสารแสดงประวัติ 2)

เอกสารแสดงคุณสมบัติความสามารถด้านเทคนิค 3) เอกสารแสดงสถานะทางการเงิน 4) เอกสารแสดงจำนวนและสมรรถนะของบุคลากรหรือพนักงานที่เป็นแกนหลักในการทำงาน 5) เอกสารแสดงฐานะการจัดตั้งองค์การหรือบริษัทและการจัดตั้งองค์การสำหรับบริหารโครงการและเอกสารแสดงสถานะทางการเงิน 6) เอกสารแสดงความสามารถในการจัดหาวัตถุดิบต่าง ๆ ที่จะนำมาใช้ในโครงการ 7) เอกสารแสดงปริมาณภาระงานที่ผู้เข้าร่วมเสนอโครงงานสามารถทำได้จริง

2.2.2 ขั้นตอนการจัดทำร่างข้อเสนองาน (Proposal)

ร่างข้อเสนอโครงงานนี้หมายถึง รายละเอียดของแผนการดำเนินงานของโครงการที่ได้จัดส่งไปยังบริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคาและบริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคาได้ตอบรับการดำเนินการกลับมา รวมถึงส่งใบเสนอราคาการดำเนินงานตามแผนงานของโครงการมาด้วยเพื่อให้เจ้าของโครงการหรือฝ่ายนิติกรรมที่รับผิดชอบร่างข้อเสนอโครงงานได้นำมาพิจารณา ทั้งนี้รวมถึงการที่บริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคาได้มานำเสนอข้อมูลเชิงเทคนิคต่าง ๆ ด้วยวาจาบอกเล่าถึงประสบการณ์การทำงานในฐานะเป็นบริษัทคู่สัญญาและอธิบายที่มาของราคาที่นำเสนอตลอดจนข้อมูลอื่น ๆที่เจ้าของโครงการต้องการทราบ ซึ่งโดยทั่วไปร่างข้อเสนอโครงงานแบ่งออกเป็น 3 ประเภท คือ 1) ร่างข้อเสนอโครงงานเชิงธุรกิจหรือร่างข้อเสนอด้านราคา (Commercial proposal) ซึ่งประกอบด้วยหัวข้อสำคัญได้แก่ กรอบหรือขอบเขตการทำงาน ราคาที่นำเสนอ เงื่อนไขการชำระเงิน วันส่งมอบงาน การรับประกันผลงาน และเงื่อนไขและข้อกำหนดอื่น ๆที่จำเป็น 2) ร่างข้อเสนอโครงงานด้านเทคนิค (Technical proposal) ซึ่งประกอบด้วยหัวข้อสำคัญได้แก่ แผนการดำเนินงานโครงการ ขั้นตอนการดำเนินงานทางเทคนิคในประเด็นต่าง ๆ ตารางการปฏิบัติงานการดำเนินงานของโครงการ การจัดตั้งองค์การเพื่อปฏิบัติงานของโครงการ แผนการจัดเตรียมและการเคลื่อนย้ายเครื่องจักร วัตถุดิบหรือชิ้นงานของโครงการ ขั้นตอนการบริหารจัดการโครงการและข้อกำหนดทางเทคนิค และ 3) ร่างข้อเสนอโครงงานประเภททางเลือก (Alternative proposal) โดยหลักการพื้นฐานแล้ว ร่างข้อเสนอโครงงานที่บริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคาจัดทำเสนอไปยังเจ้าของโครงการ มักจัดทำในรูปแบบที่ตรงกับความต้องการของเจ้าของโครงการ อย่างไรก็ตามหากจำเป็นที่จะต้องนำเสนอรายละเอียดอื่น ๆ เพิ่มเติมข้อเสนอที่ทำให้การทำงานหรืองานที่ได้มีคุณภาพสูงกว่า รวมถึงการใช้เวลาในการส่งมอบงานที่รวดเร็วกว่าหรือมีต้นทุนที่ถูกกว่าควบคู่ไปกับร่างข้อเสนอโครงงานแบบที่เจ้าของต้องการแล้วเปรียบเทียบให้เห็นถึงข้อดี-ข้อเด่นของร่างข้อเสนอประเภททางเลือกก็สามารถเสนอแนบไปได้เพื่อเป็นการสร้างความพึงพอใจให้แก่เจ้าของโครงการมากยิ่งขึ้น

หลังจากฝ่ายเจ้าของโครงการได้พิจารณาร่างข้อเสนอโครงงานจากบริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคาแล้วก็จะส่งคืนกลับไปยังบริษัทผู้ยื่นซองประกวดราคา เพื่อปรับปรุงแก้ไขหรือเปลี่ยนแปลงรายละเอียดซึ่งอาจมีการเปลี่ยนแปลงเกือบทั้งหมดหรือเล็กน้อยก็ได้ โดยร่างข้อเสนอโครงงานที่ได้รับการปรับปรุงแก้ไขนี้จะเรียกว่า “ร่างข้อเสนอโครงงานฉบับแก้ไข (Counter proposal)

2.2.3 ขั้นตอนการยื่นข้อเสนอโครงงานหรือโครงการหรือยื่นซองประกวดราคา (Bid submission)

การยื่นซองประกวดราคาในโครงการก่อสร้างแท่นจุดเจาะก๊าซน้ำมันซึ่งเป็นโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ มีความสลับซับซ้อนและมีมูลค่าสูง จะใช้วิธีการยื่นซองประกวดแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ ได้แก่ การยื่นซองประกวดราคาแบบสองซอง (Two envelope bid) และการยื่นซองประกวดราคาแบบสองครั้ง (Two stage bid) ซึ่งทั้งสองรูปแบบ ผู้ยื่นซองประกวดราคาต้องจัดทำข้อเสนอโครงงานด้านเทคนิคและข้อเสนอโครงงานด้านราคาโดยใส่ซองแยกกัน โดยในส่วนของการประกวดราคาแบบสองซอง คณะกรรมการพิจารณาคัดเลือกจะดำเนินการเปิดซองข้อเสนอด้านเทคนิคก่อนเพื่อประเมินว่ามีคุณสมบัติเฉพาะตรงกับที่ต้องการหรือไม่ จากนั้นจึงจะทำการเปิดซองร่างข้อเสนอด้านราคาต่อไป ในขณะที่การยื่นซองประกวดราคาสองครั้ง บริษัทผู้ยื่นประกวดราคาจะต้องยื่นซองร่างข้อเสนอด้านเทคนิคเพียงซองเดียวก่อน หลังจากที่ได้มีการพิจารณาเชิงเทคนิคอย่างละเอียดชัดเจนแล้ว บริษัทผู้ยื่นซองที่มีคุณสมบัติเชิงเทคนิคที่ตรงกับความต้องการของเจ้าของโครงการ จะได้รับอนุญาตให้ยื่นซองร่างข้อเสนอด้านราคาต่อไป โดยราคาที่นำเสนอจะต้องตั้งอยู่บนพื้นฐานของร่างข้อเสนอเชิงเทคนิคที่ได้นำเสนอไว้ วิธีการยื่นซองประกวดราคาที่กล่าวมานี้ มักนิยมใช้กับโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ที่ต้องการผู้รับเหมาที่มีความเชี่ยวชาญเฉพาะทางสูงเนื่องจากต้องใช้ทักษะในการก่อสร้างและเทคโนโลยีในการก่อสร้างและตรวจสอบขั้นสูง ดังนั้นข้อเสนอด้านเทคนิคจึงมีความสำคัญไม่ยิ่งหย่อนไปกว่าข้อเสนอด้านราคา และวิธีการประกวดราคาแบบนี้ยังมีประสิทธิภาพในการป้องกันปัญหาในเชิงเทคนิคที่อาจจะเกิดขึ้นตามมาในอนาคต เพราะสามารถคัดเลือกบริษัทที่มีสมรรถนะเชิงเทคนิคได้ตรงกับความต้องการ ซึ่งหากใช้วิธีอื่นเจ้าของโครงการอาจได้คู่สัญญาที่เสนอราคาต่ำแต่มีสมรรถนะต่ำกว่าที่ต้องการ นอกจากนี้การดำเนินการประกวดราคายังสามารถดำเนินการไปได้อย่างราบรื่น เนื่องจากสามารถแยกแยะระหว่างเรื่องราคากับเรื่องของเทคนิคออกจากกันได้โดยเด็ดขาด

2.2.4 ขั้นตอนการประเมินผลการตัดสินใจเพื่อเลือกผู้ชนะในการประกวดราคา (Bid evaluation)

ปัจจัยสำคัญที่มักนำมาใช้ในการประเมินคุณสมบัติเพื่อคัดเลือกหาผู้ชนะประกอบด้วยปัจจัยดังต่อไปนี้ 1) คุณสมบัติทางเทคนิค 2) คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการ 3) คุณสมบัติทั่วไป 4) คุณสมบัติสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน 5) คุณสมบัติศักยภาพด้านการเงิน ซึ่งปัจจัยต่าง ๆ เหล่านี้ จะถูกนำมาประเมินตามเกณฑ์การให้คะแนนและการถ่วงน้ำหนักตามลำดับความสำคัญ ซึ่งแต่ละโครงการอาจมีค่าน้ำหนักตามลำดับความสำคัญแตกต่างกันออกไป โดยวิธีการประเมินการคัดเลือกมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

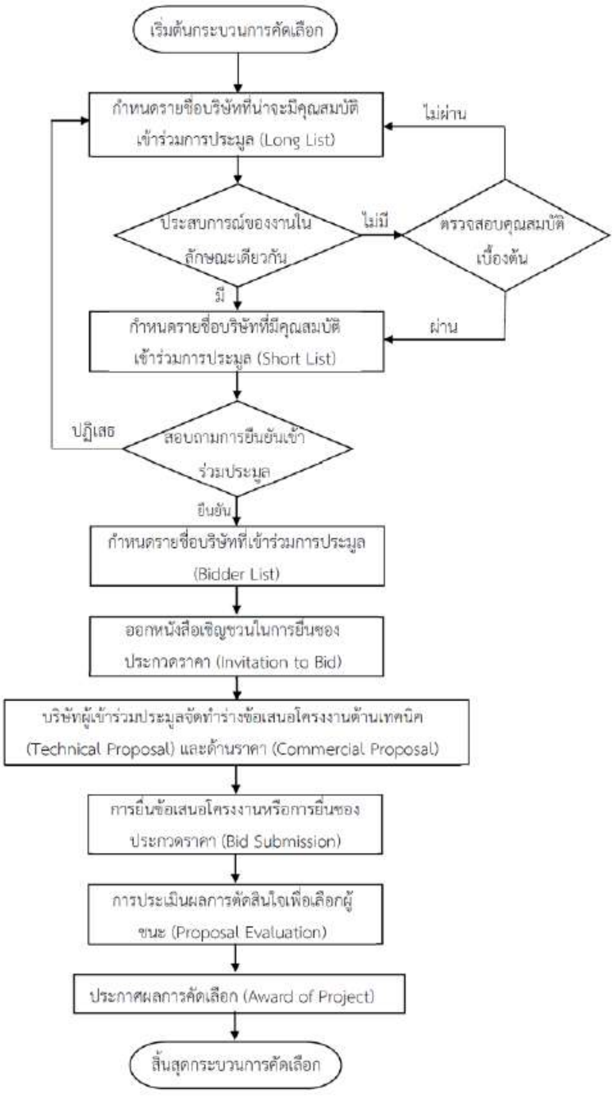
- ดำเนินการประเมินคุณสมบัติเชิงเทคนิคของผู้เข้าร่วมยื่นข้อเสนอโครงการทั้ง 5 ด้าน ดังที่กล่าวมา โดยการให้คะแนนตามเกณฑ์ที่กำหนด

- หากมีข้อสงสัยหรือต้องการข้อมูลรายละเอียดประกอบการประเมินเพิ่มเติม ผู้ทำการประเมินสามารถสอบถามจากผู้ยื่นซองประกวดราคาจนเกิดความเข้าใจอย่างชัดเจน ก่อนทำการประเมินและให้คะแนน
- ประเมินข้อเสนอด้านเทคนิคก่อนด้วยการให้คะแนนตามเกณฑ์ที่กำหนดแล้วนำคะแนนที่ประเมินตามเกณฑ์ที่ได้มาคำนวณหาคะแนนรวมจากการถ่วงน้ำหนัก
- จากผลคะแนนรวมที่ได้จากการถ่วงน้ำหนักจะถูกนำไปพิจารณาถึงผลการคัดเลือกคุณสมบัติด้านเทคนิคซึ่งมีความสำคัญและจะทำการพิจารณาเป็นอันดับแรก โดยผู้เข้าร่วมการประมูลรายใดที่ได้คะแนนสูงสุดจะได้รับการพิจารณาเป็นอันดับแรก
- เมื่อได้ผลการประเมินจากการเรียงลำดับการให้คะแนนแล้ว จะทำการประเมินคุณสมบัติเชิงธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้าเป็นลำดับถัดไป โดยพิจารณาจากเกณฑ์การให้คะแนนแล้วนำคะแนนที่ได้ในแต่ละประเด็นมาคำนวณหาคะแนนรวมจากการถ่วงน้ำหนักเช่นเดียวกันกับการประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคซึ่งผู้เป็นเจ้าของโครงการอาจจะไม่ทำการประเมินคุณสมบัติเชิงธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้าก็ได้หากผลการประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคจากผู้เข้าร่วมการประมูลรายใดไม่ผ่านตามเกณฑ์ที่กำหนด ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับดุลยพินิจของผู้ทำการประเมิน
- จัดลำดับรายชื่อผู้เข้าร่วมประมูลจากผลการประเมินการให้คะแนนคุณสมบัติด้านเทคนิคและลำดับผลการประเมินการให้คะแนนคุณสมบัติด้านราคา ผู้ที่ได้คะแนนสูงสุดจะเป็นผู้ที่ชนะการคัดเลือก อย่างไรก็ตามผู้ที่ได้คะแนนสูงสุดอาจไม่ได้รับการพิจารณาเลือกให้เป็นผู้ชนะเสมอไปหากราคาที่เสนอเกินกว่างบประมาณหรือเกินกว่าราคากลางที่ตั้งไว้ เจ้าของโครงการอาจทำการต่อรองราคาโดยเลือกจากผู้ที่ได้คะแนนสูงในลำดับต้นๆ สองหรือสามราย หรืออาจทำการเปิดประมูลครั้งใหม่ (Re-bid) เพื่อให้ได้ราคาที่เหมาะสมและยุติธรรมที่สุด

2.2.5 ขั้นตอนการประกาศผลการคัดเลือก (Award of project)

เมื่อได้ชื่อบริษัทที่ผ่านเกณฑ์การพิจารณาคุณสมบัติทั้งสองด้านและได้ทำการเจรจาต่อรองราคาและเงื่อนไขต่าง ๆ ชัดเจนจนกระทั่งได้ข้อตกลงที่เป็นที่น่าพอใจแล้ว เจ้าของโครงการจะออกจดหมายแสดงวัตถุประสงค์ที่จะเป็นคู่สัญญา (Letter of intent) ให้กับบริษัทที่ถูกเลือกให้เป็นผู้ชนะการประมูลเพื่อให้บริษัทได้เริ่มดำเนินงานเอกสารและทำการสั่งซื้อเครื่องจักรและวัสดุให้สอดคล้องกับแผนงานที่ได้วางไว้ เนื่องจากจดหมายแสดงวัตถุประสงค์ที่จะเป็นคู่สัญญาไม่ใช่เอกสารสัญญาตามกฎหมายแต่ในธุรกิจก่อสร้างนิยมใช้เอกสารนี้ในการแจ้งความจำนงประกาศผลให้กับผู้ชนะการคัดเลือก เนื่องจากขั้นตอนการร่างสัญญาฉบับทางการตามกฎหมายนั้นจะต้องใช้เวลานานซึ่งอาจส่งผลกระทบเกิดความล่าช้าแก่โครงการได้

จากกระบวนการการคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันดังที่กล่าวมาสามารถแสดงในรูปของแผนภาพดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 แผนผังกระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

3. การดำเนินงานวิจัย

3.1 การศึกษาทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในงานวิจัยนี้ ได้ทำการศึกษาและค้นคว้างานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องกับการตัดสินใจคัดเลือกผู้รับเหมาเข้ามาดำเนินการในรูปแบบการจ้างงานจากองค์กรภายนอก ประกอบด้วยหลักการใช้แหล่งทรัพยากรภายนอก หลักการบริหารงานก่อสร้าง และเกณฑ์การคัดเลือกผู้รับเหมา

3.2 การจัดทำแบบสัมภาษณ์

การสัมภาษณ์เพื่อเป็นการรวบรวมข้อมูลการแสดงความคิดเห็นและข้อเสนอแนะของผู้มีประสบการณ์การทำงานในกระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมา เนื่องจากกลุ่มบุคคลเหล่านี้เป็นผู้ที่เข้าใจรายละเอียดและขั้นตอนการตัดสินใจเลือกใช้ผู้รับเหมาทั้งด้านนโยบายในการทำงาน การวางแผนโครงการ ตลอดจนขอบเขตความรับผิดชอบในการปฏิบัติงาน ซึ่งกลุ่มบุคคล

ที่ทำการสัมภาษณ์ ประกอบด้วยกลุ่มบุคคลจาก 6 องค์กร ได้แก่ บริษัทผู้รับเหมาที่เกี่ยวข้องกับงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน 5 บริษัท และบริษัทผู้ประกอบกิจการผลิตก๊าซน้ำมันอีก 1 บริษัท โดยทำการสัมภาษณ์ทั้งหมด 2 ครั้ง เพื่อเป็นการรวบรวมข้อมูลการประเมินคุณสมบัติการคัดเลือกผู้รับเหมาและเพื่อให้ได้ข้อมูลที่สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของงานวิจัย โดยมีขั้นตอนและรายละเอียดการสัมภาษณ์ดังต่อไปนี้ 1) การสัมภาษณ์ครั้งที่ 1: เป็นการสัมภาษณ์เพื่อทำการศึกษาแนวทางการตัดสินใจเลือกใช้ผู้รับเหมาจากบริษัทผู้ประกอบการรับเหมาก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน โดยทำการสัมภาษณ์ประเด็นที่สำคัญ 3 ประเด็นได้แก่ สาเหตุและปัจจัยในการเลือกใช้ผู้รับเหมา หลักการและขั้นตอนการคัดเลือกผู้รับเหมา และหลักเกณฑ์ในการประเมินคุณสมบัติการคัดเลือกผู้รับเหมา 2) การสัมภาษณ์ครั้งที่ 2: เป็นการสัมภาษณ์เพื่อทบทวนขั้นตอนและวิธีการตัดสินใจคัดเลือกผู้รับเหมา รวมถึงการแสดงความคิดเห็นข้อเสนอแนะในกระบวนการตัดสินใจคัดเลือกผู้รับเหมาเพื่อให้ได้ข้อมูลที่สอดคล้องกับแนวทางการปฏิบัติงานจริงอย่างเหมาะสมและเกิดประสิทธิภาพสูงสุด โดยทำการสัมภาษณ์เป็น 2 ประเด็น ประกอบด้วย การทบทวนและปรับปรุงขั้นตอนและหลักเกณฑ์การคัดเลือกผู้รับเหมา และการแสดงความคิดเห็นและข้อเสนอแนะเพิ่มเติมเพื่อให้กระบวนการคัดเลือกมีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

3.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล

การเก็บรวบรวมข้อมูลจัดทำในรูปแบบการสัมภาษณ์กลุ่มเป้าหมายจากบริษัทที่มีสถานภาพเป็นผู้รับเหมาและมีโครงสร้างศักยภาพการดำเนินงานด้านการออกแบบงานวิศวกรรม งานจัดซื้อจัดจ้างและงานประกอบติดตั้ง จำนวน 5 บริษัท และบริษัทที่มีสถานภาพเป็นเจ้าของโครงการอีก 1 บริษัท ซึ่งผู้ถูกสัมภาษณ์มาจากกลุ่มบุคคลฝ่ายวิศวกรรม ฝ่ายจัดซื้อจัดจ้าง ฝ่ายนำเสนองาน และฝ่ายวางแผน จำนวนทั้งสิ้น 6 คน ซึ่งทุกคนมีหน้าที่เกี่ยวข้องกับการประเมินคุณสมบัติการคัดเลือกผู้รับเหมาและมีประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องมากกว่า 10 ปี ขึ้นไปในโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

3.4 ขั้นตอนการวิเคราะห์ข้อมูล

ปัจจัยต่าง ๆที่น่าจะมีผลต่อการพิจารณาคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างแท่นจุดเจาะก๊าซน้ำมันจะถูกรวบรวมไว้ในแบบสอบถามเพื่อให้ผู้ตอบแบบสอบถามได้ประเมินด้วยการเลือกหัวข้อปัจจัยที่คิดว่ามีผลต่อการตัดสินใจคัดเลือกผู้รับเหมา และนำมาแบ่งกลุ่มตามคุณสมบัติทางด้านเทคนิคและคุณสมบัติด้านธุรกิจและข้อเสนอทางการค้า ผู้ให้สัมภาษณ์ต้องจัดลำดับความสำคัญก่อนและหลังของปัจจัยที่มีความสำคัญหรือมีผลต่อการตัดสินใจมากที่สุดจะถูกประเมินอยู่ในเกณฑ์ลำดับที่ 1 เรียงลำดับไปถึงปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจน้อยที่สุดที่ถูกระบุไว้ในแบบสอบถาม เพื่อนำไปสู่การประเมินเกณฑ์ถ่วงน้ำหนักและการให้คะแนนในแต่ละปัจจัย เพื่อนำไปพัฒนาและนำเสนอแบบประเมินคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันต่อไป

4. ผลการวิจัย

จากการสัมภาษณ์บริษัทหรือองค์กรที่ดำเนินธุรกิจที่เกี่ยวข้องกับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันทั้ง 6 องค์กร สามารถรวบรวมและนำเสนอรายละเอียดแยกตามประเด็นต่าง ๆดังต่อไปนี้

4.1 ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจในการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจคัดเลือกผู้รับเหมาสามารถแบ่งออกเป็น 2 ปัจจัยหลัก ได้แก่ ปัจจัยด้านคุณสมบัติด้านเทคนิคและคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอราคา สำหรับคุณสมบัติด้านเทคนิคและข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้า สามารถจำแนกออกเป็นปัจจัยหลักและปัจจัยย่อยได้ดังตารางที่ 1 และตารางที่ 2 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 ปัจจัยคุณสมบัติด้านเทคนิคสำหรับคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

ปัจจัยหลัก	ปัจจัยย่อย
1. คุณสมบัติทั่วไป	1.1 ประวัติการทำงานและประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน 1.2 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ 1.3 การมีเอกสารรับรองการผ่านการอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ 1.4 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม 1.5 การมีเอกสารรับรองการผ่านอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม
2.เทคนิคการดำเนินงาน	2.1 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดการออกแบบทางเทคนิค 2.2 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการบริหารจัดการด้านการควบคุมและการประกันคุณภาพ 2.3 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการปฏิบัติงานด้านความปลอดภัย 2.4 ประวัติและประสบการณ์ตรงตามลักษณะงาน 2.5 ประสบการณ์ของบุคลากรในตำแหน่งที่สำคัญ
3. การวางแผนโครงการ	3.1 กำหนดการส่งมอบโครงการ 3.2 แผนการปฏิบัติงานของโครงการ 3.3 แผนขั้นตอนและเทคนิคการปฏิบัติงาน 3.4 แผนการจัดเตรียมเครื่องจักร อุปกรณ์และกำลังพล 3.5 ความสามารถในการจัดซื้อ-จัดจ้าง
4. ศักยภาพทางการเงิน	4.1 ทุนจดทะเบียน 4.2 ทุนที่ชำระแล้ว 4.3 ทรัพย์สินหมุนเวียนต่อปี 4.4 รายรับจากการประกอบอาชีพต่อปี 4.5 กำไรขั้นต้นต่อปี
5. สมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน	5.1 ปริมาณภาระงานและศักยภาพในการรับงาน 5.2 การบริหารจัดการเครื่องจักรและอุปกรณ์ต่างๆเพื่อสนับสนุนการผลิต 5.3 จำนวนโครงการในลักษณะที่คล้ายกันที่ได้ดำเนินการในรอบ 3 ปี 5.4 มูลค่าโครงการในลักษณะที่คล้ายกันในรอบ 3 ปี

ตารางที่ 2 ปัจจัยคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้าสำหรับคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

6. ด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้า	6.1 ราคาที่นำเสนอ 6.2 กรอบหรือขอบเขตการทำงาน 6.3 เงื่อนไขการชำระเงิน 6.4 การรับประกันผลงาน 6.5 เงื่อนไขและข้อกำหนดที่จำเป็นต่าง ๆ 6.6 ระยะเวลาที่ข้อเสนอโครงการมีผลบังคับใช้

4.2 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคและข้อเสนอทางการค้า

จากการสัมภาษณ์กลุ่มตัวอย่างทั้ง 6 องค์กร ผู้ให้สัมภาษณ์ได้ให้ข้อมูลเกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคและข้อเสนอทางการค้าดังแสดงในตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 3 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านคุณสมบัติทั่วไป

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
1.คุณสมบัติทั่วไป			
1.1ประวัติการทำงานและประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน	0 โครงการ	1-5 โครงการ	> 5 โครงการ
1.2 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ	ไม่มี	มี แต่ต้องปรับปรุง	มี โดยไม่ต้องปรับปรุง
1.3 การมีเอกสารรับรองการผ่านอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ	ไม่มี	มี แต่ต้องปรับปรุง	มี โดยไม่ต้องปรับปรุง
1.4 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม	ไม่มี	มี แต่ต้องปรับปรุง	มี โดยไม่ต้องปรับปรุง
1.5 การมีเอกสารรับรองการผ่านอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม	ไม่มี	มี แต่ต้องปรับปรุง	มี โดยไม่ต้องปรับปรุง

ตารางที่ 4 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านเทคนิคการดำเนินงาน

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
2.คุณสมบัติด้านการดำเนินงาน			
2.1 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดการออกแบบทางเทคนิค	ไม่ผ่าน	ผ่าน โดยการเปลี่ยนแปลงเงื่อนไขบางประเด็น	> 5 โครงการ

ตารางที่ 4(ต่อ) เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านการดำเนินงาน

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
2.2 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการบริหารจัดการด้านการควบคุมและการประกันคุณภาพ	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
2.3 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการปฏิบัติงานด้านความปลอดภัย	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
2.4 ประวัติและประสบการณ์ตรงตามลักษณะงาน	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
2.5 ประสบการณ์ของบุคลากรในตำแหน่งที่สำคัญ	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน

ตารางที่ 5 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านการวางแผนโครงการ

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
3. คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการ			
3.1 กำหนดการส่งมอบโครงการ	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
3.2 แผนการปฏิบัติงานของโครงการ	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
3.3 แผนขั้นตอนและเทคนิคการปฏิบัติงาน	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
3.4 แผนการจัดเตรียมเครื่องจักรอุปกรณ์และกำลังพล	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
3.5 ความสามารถในการจัดซื้อ-จัดจ้าง	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน

ตารางที่ 6 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
4. คุณสมบัติด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน			
4.1 ปริมาณภาระงานและศักยภาพในการรับงาน	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
4.2 การบริหารจัดการเครื่องจักรและอุปกรณ์ต่าง ๆที่สนับสนุนการผลิต	ไม่ผ่าน	ผ่าน แต่ต้องปรับปรุง	ผ่าน
4.3 จำนวนโครงการในลักษณะที่คล้ายกันที่ได้ดำเนินการในรอบ 3 ปี	0 โครงการ	1-5 โครงการ	> 5 โครงการ
4.4 มูลค่าของโครงการในลักษณะที่คล้ายกันในรอบ 3 ปี	ต่ำกว่า 100 ล้านบาท	101-1000 ล้านบาท	มากกว่า 1000 ล้านบาท

ตารางที่ 7 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านศักยภาพทางด้านการเงิน

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
5. คุณสมบัติด้านศักยภาพทางด้านการเงิน			
5.1 ทุนจดทะเบียน	ต่ำกว่า 10 ล้านบาท	11-50 ล้านบาท	มากกว่า 50 ล้านบาท
5.2 ทุนที่ชำระแล้ว	ยังไม่ชำระ	ชำระบางส่วน	ชำระทั้งหมด
5.3 ทรัพย์สินหมุนเวียนต่อปี	ต่ำกว่า 100 ล้านบาท	101-500 ล้านบาท	มากกว่า 500 ล้านบาท
5.4 รายรับจากการประกอบอาชีพต่อปี	ต่ำกว่า 10 ล้านบาท	11-25 ล้านบาท	มากกว่า 25 ล้านบาท
5.5 กำไรขั้นต้นต่อปี	ต่ำกว่า 5 ล้านบาท	6-25 ล้านบาท	มากกว่า 25 ล้านบาท

ตารางที่ 8 เกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้า

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	0 คะแนน	50 คะแนน	100 คะแนน
6. ข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้า			
6.1 ราคาที่นำเสนอ	เกินงบประมาณ	ต่อรองได้	ต่ำกว่างบประมาณ
6.2 กรอบหรือขอบเขตการทำงาน	ไม่สอดคล้อง	สอดคล้องโดยการเปลี่ยนแปลงเงื่อนไข	สอดคล้อง
6.3 เงื่อนไขการชำระเงิน	ไม่สอดคล้อง	-	สอดคล้อง
6.4 การรับประกันผลงาน	ไม่สอดคล้อง	-	สอดคล้อง
6.5 เงื่อนไขและข้อกำหนดที่จำเป็นต่าง ๆ	ไม่สอดคล้อง	-	สอดคล้อง
6.6 ระยะเวลาที่ข้อเสนอโครงการมีผลบังคับใช้	ไม่สอดคล้อง	-	สอดคล้อง

4.3 ค่าถ่วงน้ำหนัก

จากข้อมูลการให้สัมภาษณ์ทั้ง 6 องค์กร พบว่าทั้ง 6 องค์กรได้ให้ข้อมูลสอดคล้องกัน โดยให้น้ำหนักความสำคัญด้านคุณสมบัติทางเทคนิคเป็นอันดับแรกและให้น้ำหนักความสำคัญด้านอื่นๆเป็นอันดับรองลงมา และเมื่อนำค่าตัวเลขถ่วงน้ำหนักที่ได้จากการสัมภาษณ์ในแต่ละประเด็นมาหาค่าเฉลี่ย พบว่าค่าเฉลี่ยคุณสมบัติด้านเทคนิคการดำเนินงานมีค่าสูงสุด คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการเป็นลำดับที่สอง คุณสมบัติด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงานเป็นลำดับที่สาม คุณสมบัติทั่วไปเป็นลำดับที่สี่และคุณสมบัติศักยภาพด้านการเงินเป็นลำดับที่ห้าตามลำดับ โดยค่าถ่วงน้ำหนักที่ใช้ประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคได้แสดงไว้ดังตารางที่ 9

ตารางที่ 9 ค่าถ่วงน้ำหนักสำหรับประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคที่ได้จากการสัมภาษณ์

คุณสมบัติ	องค์กรที่ให้สัมภาษณ์ลำดับที่						น้ำหนักเฉลี่ย
	1	2	3	4	5	6	
1. ทั่วไป	15%	15%	10%	15%	20%	15%	15.00
2. ด้านเทคนิคการดำเนินงาน	40%	35%	40%	30%	35%	35%	35.83
3. ด้านการวางแผนโครงการ	15%	20%	20%	25%	15%	20%	19.17
4. ด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน	15%	15%	15%	15%	15%	20%	15.83
5. ด้านศักยภาพด้านการเงิน	15%	15%	15%	15%	15%	10%	14.17

ค่าถ่วงน้ำหนักสำหรับประเมินคุณสมบัติทางธุรกิจและข้อเสนอราคาโดยส่วนใหญ่ผู้ให้สัมภาษณ์ได้ให้ข้อมูลถ่วงน้ำหนักสอดคล้องกัน โดยให้ความสำคัญที่คุณสมบัติด้านราคาที่นำเสนอเป็นอันดับแรกและให้ความสำคัญด้านกรอบหรือขอบเขตการทำงานเป็นลำดับที่สอง ความสำคัญด้านเงื่อนไขการรับประกันผลงานเป็นลำดับที่สาม ในขณะที่เงื่อนไขการชำระเงิน เงื่อนไขและข้อกำหนดต่างๆและระยะเวลาการสิ้นสุดของข้อเสนอโครงการมีการให้ความสำคัญใกล้เคียงกัน โดยค่าถ่วงน้ำหนักที่ได้จากการสัมภาษณ์จาก 6 องค์กรแสดงไว้ดังตารางที่ 10

ตารางที่ 10 ค่าถ่วงน้ำหนักสำหรับประเมินคุณสมบัติทางธุรกิจและข้อเสนอราคา

คุณสมบัติ	องค์กรที่ให้สัมภาษณ์ลำดับที่						น้ำหนักเฉลี่ย
	1	2	3	4	5	6	
1. ราคาที่นำเสนอ	40%	30%	40%	40%	40%	50%	40.00
2. กรอบหรือขอบเขตการทำงาน	20%	30%	25%	25%	30%	20%	25.00
3. เงื่อนไขการชำระเงิน	5%	10%	5%	5%	5%	5%	5.83
4. เงื่อนไขการรับประกันผลงาน	20%	15%	20%	20%	15%	15%	17.50
5. เงื่อนไขและข้อกำหนดต่างๆ	10%	10%	5%	5%	5%	5%	6.67
6. ระยะเวลาการสิ้นสุดของข้อเสนอโครงการ	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5.00

4.4 การใช้งานเกณฑ์การประเมินคุณสมบัติของผู้ประกวดราคาจากผลการวิจัย

เพื่อให้ทราบถึงประสิทธิภาพการนำไปใช้งานของเกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติการคัดเลือกจากการทำวิจัยนี้ ผู้วิจัยได้นำเกณฑ์การให้คะแนนการประเมินคุณสมบัติการคัดเลือกทดลองใช้กับกระบวนการคัดเลือกผู้รับเหมาจำนวน 3 ราย เพื่อทำการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันโครงการหนึ่ง ซึ่งโครงการดังกล่าวเป็นโครงการในอดีตที่ได้ผ่านขั้นตอนการคัดเลือกผู้รับเหมาและได้รายชื่อผู้รับเหมาที่ชนะการประมูลเป็นที่ชัดเจนแล้ว โดยทำการประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคและคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้าของผู้เข้าร่วมการประมูลและให้คะแนนในแต่ละประเด็นตามเกณฑ์การให้คะแนนตามตารางที่ 3 ถึงตารางที่ 8 โดยผลการประเมินและคะแนนที่ได้ในแต่ละปัจจัยของทั้ง 3 บริษัท แสดงไว้ดังตารางที่ 11 ถึงตารางที่ 16

ตารางที่ 11 การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านคุณสมบัติทั่วไปสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด 3 ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
1.คุณสมบัติทั่วไป	คะแนนเต็ม 500 คะแนน (100%)		
1.1ประวัติการทำงานและประสบการณ์ที่เกี่ยวข้องในโครงการที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน	100	50	100
1.2 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ	100	100	100
1.3 การมีเอกสารรับรองการผ่านอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ	100	100	100
1.4 การมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม	100	100	100
1.5 การมีเอกสารรับรองการผ่านอนุมัติจากองค์กรผู้มีใบอนุญาตในด้านการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม	100	100	100
คะแนนรวม	500 (100%)	450 (90%)	500 (100%)

ตารางที่ 12 การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านการดำเนินงานสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด 3 ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
2.คุณสมบัติด้านการดำเนินงาน	คะแนนเต็ม 500 คะแนน (100%)		
2.1 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดการออกแบบทางเทคนิค	100	50	100
2.2 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการบริหารจัดการด้านการควบคุมและการประกันคุณภาพ	100	100	100
2.3 ความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดด้านการปฏิบัติงานด้านความปลอดภัย	50	50	50

ตารางที่ 12 (ต่อ) การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านการดำเนินงานสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด 3 ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
2.4 ประวัติและประสบการณ์ตรงตามลักษณะงาน	100	100	100
2.5 ประสบการณ์ของบุคลากรในตำแหน่งที่สำคัญ	100	100	100
คะแนนรวม	450 (90%)	400 (80%)	400 (80%)

ตารางที่ 13 การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านการวางแผนโครงการสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด **3** ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
3. คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการ	คะแนนเต็ม 500 คะแนน (100%)		
3.1 กำหนดการส่งมอบโครงการ	100	100	100
3.2 แผนการปฏิบัติงานของโครงการ	100	100	100
3.3 แผนขั้นตอนและเทคนิคการปฏิบัติงาน	100	100	100
3.4 แผนการจัดเตรียมเครื่องจักรอุปกรณ์และกำลังพล	100	100	100
3.5 ความสามารถในการจัดซื้อ-จัดจ้าง	100	100	100
คะแนนรวม	500 (100%)	500 (100%)	500 (100%)

ตารางที่ 14 การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงานสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด **3** ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
4. คุณสมบัติด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน	คะแนนเต็ม 400 คะแนน (100%)		
4.1 ปริมาณภาระงานแลศักยภาพในการรับงาน	100	100	100
4.2 การบริหารจัดการเครื่องจักรและอุปกรณ์ต่าง ๆที่สนับสนุนการผลิต	100	100	100
4.3 จำนวนโครงการในลักษณะที่คล้ายกันที่ได้ดำเนินการในรอบ 3 ปี	50	50	100
4.4 มูลค่าของโครงการในลักษณะที่คล้ายกันในรอบ 3 ปี	0	0	0
คะแนนรวม	250 (62.5%)	250 (62.5%)	300 (75%)

ตารางที่ 15 การประเมินคุณสมบัติทางเทคนิคด้านศักยภาพทางการเงินสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด **3** ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
5. คุณสมบัติด้านศักยภาพทางด้านการเงิน	คะแนนเต็ม 500 คะแนน (100%)		
5.1 ทุนจดทะเบียน	0	0	0
5.2 ทุนที่ชำระแล้ว	0	0	0
5.3 ทรัพย์สินหมุนเวียนต่อปี	50	50	50
5.4 รายรับจากการประกอบอาชีพต่อปี	100	100	100
5.5 กำไรขั้นต้นต่อปี	50	50	50
คะแนนรวม	200 (40%)	200 (40%)	200 (40%)

ตารางที่ 16 การประเมินคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอราคาสำหรับโครงการออกแบบและผลิตถังแรงดันสูงจากผู้ยื่นซองประกวด **3** ราย

ปัจจัยในการประเมิน	เกณฑ์การให้คะแนน		
	บริษัท ก	บริษัท ข	บริษัท ค
6. ข้อเสนอทางธุรกิจหรือข้อเสนอทางการค้า	คะแนนเต็ม 600 คะแนน (100%)		
6.1 ราคาที่นำเสนอ	100	50	50
6.2 กรอบหรือขอบเขตการทำงาน	100	50	50
6.3 เงื่อนไขการชำระเงิน	100	100	100
6.4 การรับประกันผลงาน	100	100	0
6.5 เงื่อนไขและข้อกำหนดที่จำเป็นต่าง ๆ	100	100	100
6.6 ระยะเวลาที่ข้อเสนอโครงการมีผลบังคับใช้	100	100	100
คะแนนรวม	600 (100%)	500 (83.33%)	400 (66.67%)

จากผลการให้คะแนนทั้งทางด้านเทคนิคและข้อเสนอทางการค้าของทั้ง 3 บริษัทตามตารางที่ 11 ถึง ตารางที่ 16 นี้จะถูกนำมาคำนวณเพื่อหาคะแนนรวมโดยนำไปคูณกับค่าถ่วงน้ำหนักตามความสำคัญที่ได้จากการสัมภาษณ์ โดยแยกเป็นการหาคะแนนรวมจากการถ่วงน้ำหนักของคุณสมบัติด้านเทคนิค (ตารางที่ 9) ซึ่งจะแสดงไว้ในตารางที่ 17 และการหาคะแนนรวมจากการถ่วงน้ำหนักของคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางการค้าหรือข้อเสนอราคา (ตารางที่ 10) ซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 18

จากการให้คะแนนด้วยการถ่วงน้ำหนักคุณสมบัติด้านเทคนิค ผลปรากฏว่า “บริษัท ก” ได้คะแนนจากการประเมินคุณสมบัติด้านเทคนิคและคุณสมบัติด้านธุรกิจหรือข้อเสนอราคาสูงที่สุด ซึ่งสอดคล้องกับผลการคัดเลือกที่ได้จากกระบวนการคัดเลือกจริงซึ่ง “บริษัท ก” เป็นบริษัทที่ชนะการประมูล

ตารางที่ 17 การให้คะแนนจากการถ่วงน้ำหนักคุณสมบัติทางเทคนิคในการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการออกแบบและก่อสร้างถังแรงดันสูง

คุณสมบัติในการประเมิน	ค่าถ่วงน้ำหนัก	บริษัท ก		บริษัท ข		บริษัท ค	
		% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก	% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก	% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก
1. คุณสมบัติทั่วไป	15.00	100%	15	90%	13.50	100%	13.5
2. คุณสมบัติทางเทคนิคการดำเนินงาน	35.83	90%	32.25	80%	28.66	80%	28.66
3. คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการ	19.17	100%	19.17	100%	19.17	100%	19.17
4. คุณสมบัติสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน	15.83	62. 5 %	9.89	62.5%	9.89	75%	11.87
5. คุณสมบัติศักยภาพทางการเงิน	14.17	40%	5.67	40%	5.67	40%	5.67
คะแนนรวม	100		**81.98**		**76.89**		**78.87**

ตารางที่ 18 การให้คะแนนจากการถ่วงน้ำหนักคุณสมบัติด้านข้อเสนอทางธุรกิจในการคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับโครงการออกแบบและก่อสร้างถังแรงดันสูง

คุณสมบัติในการประเมิน	ค่าถ่วงน้ำหนัก	บริษัท ก		บริษัท ข		บริษัท ค	
		% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก	% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก	% คะแนน	คะแนนถ่วงน้ำหนัก
1. ราคาที่นำเสนอ	40.00	100	40	50	20	50	20
2. กรอบหรือขอบเขตการทำงาน	25.00	100	25	50	12.50	50	12.5
3. เงื่อนไขการชำระเงิน	5.83	100	5.83	100	5.83	100	5.83
4. การรับประกันผลงาน	17.50	100	17.50	100	17.50	0	0
5. เงื่อนไขและข้อกำหนดที่จำเป็นต่างๆ	6.67	100	6.67	100	6.67	100	6.67
6. ระยะเวลาสิ้นสุดของข้อเสนอโครงการ	5.00	100	5.00	100	5.00	100	5.00
คะแนนรวมเทคนิค	100		**100**		**67.50**		**50**

4.5 เปรียบเทียบการประเมินคุณสมบัติและเกณฑ์การให้คะแนนระหว่างโครงการก่อสร้างแท่นจุดเจาะก๊าซน้ำมันและโครงการก่อสร้างอาคารสูง

จากการศึกษาคุณสมบัติที่ใช้สำหรับประเมินคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันที่ได้รวบรวมจากการให้สัมภาษณ์ เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับคุณสมบัติที่ใช้ประเมินการคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างอาคารสูง [1] พบว่าการประเมินคุณสมบัติของผู้รับเหมาสำหรับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันมีการใช้คุณสมบัติหลากหลายประเด็นมาประกอบการประเมินเพื่อคัดเลือก ซึ่งคุณสมบัติบางประเด็นอาจแตกต่างจากโครงการก่อสร้างอาคารสูง เช่น การคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับงานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันจะให้น้ำหนักความสำคัญกับคุณสมบัติทางเทคนิคเป็นอันดับแรก ในขณะที่การคัดเลือกผู้รับเหมาสำหรับอาคารสูงจะให้น้ำหนักความสำคัญกับคุณสมบัติทั่วไปอันได้แก่ ผลงานอาคารที่เคยทำ จำนวนบุคลากรในงานก่อสร้าง เป็นต้น ซึ่งความแตกต่างระหว่างคุณสมบัติการประเมินการคัดเลือกผู้รับเหมาระหว่างสองโครงการได้แสดงไว้ดังตารางที่ 19

ตารางที่ 19 ความแตกต่างในการพิจารณาคุณสมบัติเพื่อคัดเลือกผู้รับเหมาในงานก่อสร้างอาคารสูงกับโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมัน

คุณสมบัติ	ปัจจัยที่ไม่ได้นำมาพิจารณาในงานอาคารสูง
1. คุณสมบัติทั่วไป	- ไม่มีการพิจารณาการมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและควบคุมดูแลระบบควบคุมคุณภาพ - ไม่มีการพิจารณาการมีองค์กรและคู่มือในการบริหารจัดการและดูแลควบคุมด้านความปลอดภัยและชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อม
2. คุณสมบัติด้านเทคนิค	- ไม่มีการพิจารณาความสอดคล้องตามเงื่อนไขข้อกำหนดการออกแบบ การบริหารจัดการด้านการควบคุมและการประกันคุณภาพ และการปฏิบัติงานด้านความปลอดภัย
3. คุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการ	- ไม่มีการพิจารณาคุณสมบัติด้านการวางแผนโครงการเพื่อนำมาพิจารณาประกอบการคัดเลือกผู้รับเหมา
4. คุณสมบัติสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงาน	- ไม่มีการพิจารณาภาระงานและศักยภาพในการรับงาน - ไม่มีการพิจารณาปัจจัยด้านการบริหารจัดการเครื่องจักรและอุปกรณ์ในการก่อสร้าง
5. คุณสมบัติศักยภาพทางการเงิน	- มีการพิจารณาคุณสมบัติย่อยเหมือนกัน

ซึ่งจากตารางที่ 19 ทำให้เห็นภาพชัดเจนขึ้นว่า งานก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันนั้นต้องใช้บุคลากรที่มีความรู้ความเชี่ยวชาญเฉพาะด้านเป็นอย่างมากและในแต่ละขั้นตอนจำเป็นต้องมีการตรวจสอบควบคุมดูแลอย่างใกล้ชิดเพื่อให้เกิดข้อผิดพลาดในงานก่อสร้างน้อยที่สุด เพราะเมื่อเกิดความเสียหายขึ้นจะส่งกระทบต่อระยะเวลาที่จะเปิดดำเนินงาน ต้นทุนและผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อมเป็นวงกว้าง ดังนั้นจึงสังเกตได้ว่า คุณสมบัติในแง่การบริหารจัดการ การวางแผนโครงการ การควบคุมและประกันคุณภาพและด้านความปลอดภัย และด้านชีวอนามัยและสิ่งแวดล้อมจึงเป็นประเด็นที่ถูกให้ความสำคัญมากกว่างานก่อสร้างอาคารสูง

5. สรุปและวิเคราะห์ผล

โครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันเป็นโครงการก่อสร้างที่มีมูลค่าสูงและต้องใช้เทคโนโลยีรวมถึงเงินทุนที่สูงมาก การคัดเลือกบริษัทผู้รับเหมาที่จะเข้ามาดำเนินงานก่อสร้างจำเป็นต้องมีความพร้อมทั้งในด้านกำลังคน เงินทุนและเทคโนโลยี ดังนั้นกระบวนการในการคัดเลือกผู้รับเหมาในธุรกิจนี้จึงไม่ได้พิจารณาที่ผู้เสนอราคาก่อสร้างต่ำที่สุดเป็นผู้ชนะการประมูลเพียงอย่างเดียว แต่จะต้องพิจารณาคุณสมบัติด้านเทคนิคของผู้รับเหมาประกอบด้วย จากการศึกษาพบว่า การประเมินคุณสมบัติเพื่อคัดเลือกผู้รับเหมาในโครงการก่อสร้างแท่นขุดเจาะก๊าซน้ำมันจะให้น้ำหนักความสำคัญที่คุณสมบัติทางเทคนิคในการดำเนินงาน คุณสมบัติด้านการวางแผนงานและคุณสมบัติด้านสมรรถนะและประสิทธิภาพในการดำเนินงานเป็นอันดับต้นๆ แล้วจึงจะพิจารณาราคาที่นำเสนอเป็นลำดับถัดไป

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบพระคุณ เจ้าหน้าที่บริษัท ไทยนิปปอนสติลเอ็นจิเนียริ่งแอนด์คอนสตรัคชั่นคอร์ปอเรชั่น จำกัด และเจ้าหน้าที่จากหน่วยงานบริษัทและองค์กรต่างๆ ที่กรุณาให้ความสะดวกในการตอบแบบสัมภาษณ์และเก็บรวบรวมข้อมูลเป็นอย่างดี โดยงานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยและพัฒนาเพื่อส่งเสริมความร่วมมือกับหน่วยงานภายนอก จากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา เลขที่ 20/2555

เอกสารอ้างอิง

[1] วิสูตร จิระดำเกิง (2541). *การจัดการงานก่อสร้าง*. สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยรังสิต, หน้า 27-43.

[2] Kritiga Tharavijitkul. (1991). *Procurement Selection in Construction Project*. Thesis of Master Degree, Chulalongkorn University.

[3] นัทธพงศ์ ยาออม. (2550). ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการตัดสินใจเลือกผู้รับจ้างของโครงการก่อสร้างที่ใช้การจัดซื้อ-จัดจ้างออกแบบ-ก่อสร้าง. การศึกษาค้นคว้าด้วยตัวเองวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, ประเทศไทย

[4] Russell, J.S., Hancher, D.E. and Skibniewski. M J. (1992). Contractor prequalification data for construction owners. *Construction Management and Economics,* 10, p. 117-135.

การศึกษาปัญหาเชิงเปรียบเทียบแนวทางการใช้แบบจำลองสารสนเทศ (BIM) ในการการออกแบบและถอดปริมาณวัสดุสำหรับงานติดตั้งผนังประกอบอาคาร

A study of process to use 3D model (BIM) for design and take off quantities material of complementary wall

สิทธิเดช ชุณหะมณีวัฒน์[1]'* และ กวิน ตันติเสวี[2]

[1] *นักศึกษาปริญญาโท XMCM ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร*
[3] *ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: k.sithidej@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาถึงแนวทางการใช้แบบจำลองสารสนเทศ(BIM) ในการออกแบบและถอดปริมาณวัสดุ ผนังกรอบอาคารสำหรับอาคารสูง 3 ประเภท ได้แก่ 1. ผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ 2.ผนังม่านกระจก และ 3. อลูมิเนียมคอมโพสิท โดยมีขั้นตอนการศึกษาถึงระดับความต้องการของฝ่ายที่เกี่ยวข้องสำหรับงานก่อสร้างผนังประกอบอาคาร ได้แก่ ฝ่ายผู้รับเหมา ฝ่ายเจ้าของผลิตภัณฑ์ผละผู้ติดตั้ง และจัดทำแบบจำลองสารสนเทศ ซึ่งการขึ้นแบบจำลองของผู้วิจัยนั้นจะใช้โปรแกรม Revit 2019 ซึ่งในแต่ละผนังประกอบอาคารแต่ละชนิด ที่ผู้วิจัยได้เขียนขึ้นจะมีด้วยกัน 2 ระดับที่ใช้ในการทำงานได้จริง แล้วทำการรายงานผล/ปัญหาที่พบในการสร้างแบบจำลองสารสนเทศสำหรับผนังกรอบอาคารแต่ละประเภท

คำสำคัญ : แบบจำลองสารสนเทศ , ผนังประกอบอาคาร

This research is a study of guidelines for using the Information Model (BIM) in designing and removing material quantities. Building frame walls for high-rise buildings in 3 categories which are 1. precast concrete wall 2. Glass curtain wall and 3. Aluminum composite The process of studying the level of needs of the relevant parties for the construction of the wall consists of the contractor department. The product owner department and the installer And make an information model The model of the researcher will use the Revit 2019 program, in which each wall consists of each type of building. The researcher has written. There are 2 levels that can be used to actually work. Then report the results / problems found in the construction of the information model for each type of frame wall

Key words : complementary walls , modeling

1. บทนำ

การออกแบบอาคารสูงในปัจจุบันนิยมใช้คือการผนังคอนกรีตสำเร็จรูป ผนังม่ายกระจกหรือผนังผลิตสำเร็จจากโรงงานแบบอื่นแทนการก่ออิฐฉาบปูนมากขึ้น โดยเฉพาะในการก่อสร้างอาคารสูง ไม่ว่าจะเป็นการใช้ ผนังพรีคาสคอนกรีต (Precast concrete) ผนังม่านกระจก (Curtain wall) เพื่อเป็นการลดระยะเวลาการก่อสร้างลงและสร้างความหลากหลายในการออกแบบความสวยงามของผนังกรอบอาคารอีกด้วย จำเป็นต้องใช้แบบก่อสร้างที่มีความละเอียด มีความชัดเจนและถูกต้อง งานวิจัยนี้จึงมีเป้าหมายเพื่อนำแบบจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) ซึ่งเป็นแบบจำลองอาคาร 3 มิติที่ช่วยให้ผู้ออกแบบเห็นภาพเสมือนจริงของอาคารและชิ้นส่วนของอาคารแต่ละชิ้นและสามารถสื่อสารการก่อสร้างได้อย่างชัดเจนมาประยุกต์ ใช้ในการออกแบบผนังกรอบอาคาร อันเป็นการลดข้อผิดพลาดและความเสียหายในการทำงานติดตั้ง โดยมีจุดมุ่งหมายที่จะให้การสื่อสารก่อการก่อสร้างเป็นไปในทิศทางเดียวเพื่อลดข้อผิดพลาดและลดความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาแนวทางในการใช้ BIM เพื่อออกแบบกรอบอาคารรูปแบบต่างๆ เพื่อตอบรับความต้องการรายละเอียดของแบบในผู้มีส่วนเกี่ยวข้องฝ่ายต่างๆโดยมีรูปแบบผนังกรอบอาคารที่อยู่ในขอบเขตงานวิจัยนี้คือ

- ผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ (Precast concrete)
- ผนังม่านกระจก (Curtain wall)
- ผนังตกแต่งอลูมิเนียมคอมโพสิท (Aluminium composite)

3. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

แนวคิดและความหมายของ BIM (Building Information Modeling)

ซอฟต์แวร์ที่เป็นรากฐานของการพัฒนากระบวนการออกแบบบนคอมพิวเตอร์ ในลักษณะของการบันทึกฐานข้อมูล (Information) ต่างๆที่เกี่ยวข้องลงโดยจากมุม 2 มิติเข้าไปในวัตถุ 3 มิติแทน และการสร้างความสัมพันธ์ของข้อมูลที่ถูกบันทึกลงไปนั้น เพื่อให้สามารถนำข้อมูลต่างๆที่เกี่ยวข้องนั้นมาใช้สำหรับวิเคราะห์ผลงานออกแบบได้ BIM ยังสามารถแสดงผลมุมมองอาคาร ในลักษณะต่างๆ ให้เหมาะสมกับการใช้งานได้ เช่น มุมมอง 2 มิติ เช่น พื้น ฝ้าเพดาน รูปด้าน รูปตัด หรือในมุมมอง 3 มิติ ได้แก่ Isometric และ ทัศนียภาพ เป็นต้น นอกจากนี้ ยังสามารถนำเสนอออกมาในรูปของตารางรายการข้อมูลต่างๆ เช่น ชื่อวัสดุ รายการ ปริมาณเป็นพื้นที่ และความยาว จากแบบจำลองได้ด้วย และเนื่องจาก BIM เป็นการจัดเก็บข้อมูลทั้งหมดไว้ในส่วนกลาง ดังนั้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงแก้ไขอาคารในแบบจำลอง ก็จะมีการส่งผลไปยังข้อมูลกลางอีกด้วย ทำให้สามารถแสดงผลการเปลี่ยนแปลงได้อย่าง Real Time นอกจากนี้ BIM ยังมีการสร้างความสัมพันธ์ด้านตัวแปร ระหว่างองค์ประกอบในแบบจำลองอาคาร ทำให้สามารถปรับเปลี่ยนระยะขนาดต่างๆ ของงานให้สะดวกรวดเร็วขึ้น [5]

ระดับขั้นในการพัฒนาแบบ (Level of Development หรือ LOD)

Level of Development หรือ LOD คือการกำหนดรายละเอียดขององค์ประกอบอาคาร รวมทั้งข้อมูลประกอบให้สอดคล้องกับการทำงาน ในกระบวนขั้นตอนต่างๆ โดยมาตรฐานดังกล่าวจะกำหนดเป็นตัวเลข เช่น LOD 100,LOD 200 เป็นต้น หรือจะกำหนดขั้นตอนในการทำงาน เช่น แนวความคิดในการออกแบบ (Conceptual design), ขั้นตอนพัฒนาแบบ (Design development)[5] ขึ้นอยู่กับการนำ BIM ไปใช้ในงานลักษณะรูปแบบใด เพื่อให้เกิดความเข้าใจและสื่อสารตรงกันในทุกฝ่าย ในการทำงานด้วย BIM โดยเฉพาะการสร้างแบบจำลอง และการบันทึกข้อมูลบนแบบจำลองนั้น โดยอ้างอิงกระบวนการขั้นตอนของการทำงาน และกำหนด LOD ออกมาเป็นระดับขั้นต่างๆ โดยการกำหนด LOD นั้นจะมีทั้งในลักษณะของ LOD ในแบบ Level of Detail ที่จะหมายถึงระดับความละเอียดของสิ่งที่จะใส่เข้ากับแบบจำลอง และ LOD ในแบบ Level of Development คือระดับความละเอียดในการสร้างแบบจำลอง (Output) โดยมีกระบวนการตั้งแต่แนวคิดการออกแบบและทำแบบร่าง (Conceptual & Schematic Design) ไปจนถึงทำแบบก่อสร้าง (Construction Draw-ing) เป็นต้น

ในการกำหนดระดับขั้นในการพัฒนา (Level of Development : LOD) จึงสามารถสรุปแยกส่วนประกอบของรูปแบบที่นำไปใช้ในระบบ BIM ออกเป็น 2 ส่วนหลักๆ คือ

1. ข้อมูลกราฟิก (Graphics) ซึ่งหมายถึงแบบจำลองที่เป็น 3 มิติ และ 2 มิติ
2. ข้อมูลที่ไม่ใช่กราฟิก (Non-Graphics) ซึ่งหมายถึงข้อมูลรายละเอียดต่างๆที่ประกอบบนแบบจำลอง

ขั้นตอนการทำงานออกแบบสถาปัตยกรรมในประเทศไทย ทั่วไปจะมีขั้นตอนดังนี้

1. ขั้นตอนแนวคิดในการออกแบบและทำแบบร่าง (Conceptual & Schematic Design)
2. ขั้นตอนการพัฒนาแบบ (Design Development)
3. ขั้นตอนการจัดทำแบบก่อสร้าง (Constriction Documents)
   - ขั้นตอนการจำทำแบบเพื่อทำงานจริงในสถานที่ก่อสร้าง (Shop Drawing)
   - ขั้นตอนการจัดทำแบบก่อสร้างจริง ตามที่ก่อสร้างไปแล้ว (As-built Drawing)

ซึ่งขั้นตอนเหล่านี้จะเป็นแนวทางในการออกแบบเพื่อให้เห้นลักษณะขั้นตอนในการพัฒนาแบบได้อย่างชัดเจน

ในปัจจุบันมีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับ BIM ในหลายๆด้านซึ่งยกตัวอย่างมาดังนี้ [5]

กนกวรรณ เรืองปิ่น [1] ศึกษาการนำสารสนเทศจากแบบจำลอง BIM ไปใช้ในการดูแลบริหารจัดการสิ่งก่อสร้าง ซึ่งต่างประเทศได้มีการจัดทำแนวทางและคู่มือเพื่อช่วยในการนำ BIM มาใช้ในโครงการ สำหรับประเทศไทย BIM ยังเป็นแนวคิดที่ค่อนข้างใหม่ จึงมีแต่เพียงแนวทางที่จัดทำขึ้นโดยสมาคมสถาปนิกสยามเท่านั้น ซึ่งเนื้อหาพัฒนาจากมุมมองของสถาปนิกที่มุ่งเน้นการพัฒนาแบบจำลองเท่านั้น จึงไม่ครอบคลุมถึงการนำ BIM มาใช้ในโครงการก่อสร้าง งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาแนวทางการนำ BIM มาใช้ในกระบวนการออกแบบอย่างเหมาะสม โดยนำเสนอผ่านกรอบในการนำ BIM ไปใช้ (BIM implementation framework) โดยอาศัยองค์ความรู้และข้อมูลที่ได้จากเอกสารที่เกี่ยวข้องและการสัมภาษณ์เชิงลึกฝ่ายต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องในโครงการก่อสร้างซึ่งมีการนำ BIM มาใช้ จำนวน 25 ท่าน ใน 13 องค์กร ผลลัพธ์เบื้องต้นได้ถูกตรวจสอบความถูกต้องเหมาะสมโดยผู้เชี่ยวชาญที่มีประสบการณ์ในการวางแผนการใช้ BIM ในโครงการก่อสร้าง หลังจากปรับแก้ตามความเห็นผู้เชี่ยวชาญแล้วจึงนำไปประยุกต์ใช้ในกรณีศึกษาโครงการก่อสร้างเพื่อตรวจสอบว่าแนวทางที่พัฒนาขึ้นสามารถนำไปใช้ได้

คฑาวุฒิ ลิ้มพงษธร [2] ศึกษาและทดสอบความถึงพอใจแก่ลูกค้าโดยการเขียนแบบจำลองสามมิติเพื่อลดระยะเวลาในการก่อสร้างให้น้อยลงเพื่อที่จะสามารถดำเนินธุรกิจได้ทันตามแผนและเป็นการลดต้นทุนในการก่อสร้าง มีการนำระบบแบบจำลองสารสนเทศอาคารมาใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างร้านค้าปลีกนี้โดยขึ้นเป็นโมเดล 3 มิติเพื่อจำลองอาคารที่เสมือนจริงขึ้นมา เพื่อให้เห็นกระบวนการทำงานได้อย่างชัดเจน

ณัฐรุตี ล้านคำ [3] ศึกษาการทำงานของเทคโนโลยี BIM โดยการใช้โปรแกรม Autodesk Revit ซึ่งหลักการคือการสร้างแบบจำลอง โดยสร้างในลักษณะรูปแปลนพื้นแต่รูปด้านและรูป 3 มิติ จะเป็นไปตามแปลนพื้นโดยอัตโนมัติ พร้อมกับในแบบจำลองนั้น ซึ่งจะมีข้อมูลของวัสดุรวมอยู่ด้วย ซึ่งการทำงานทั้งหมดนั้นมีส่วนช่วยการเขียนแบบมีความสะดวกมากขึ้น และสามารถใช้ในการถอดปริมาณวัสดุให้ถูกต้องมากขึ้น

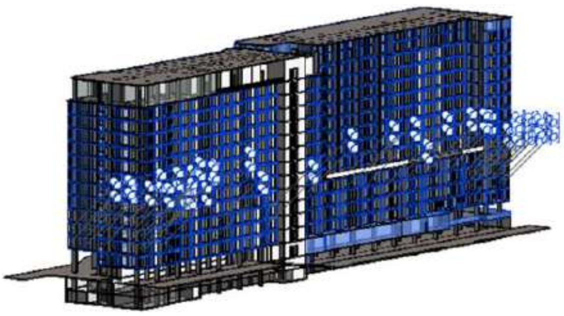
ธนิต อภิวรกุลพัฒน์ [4] ทำการศึกษาถึงสภาวะปัจจุบันกับการจำลองสารสนเทศอาคาร (Building Information Modeling, BIM) เข้ามามีบทบาทสำคัญในอุตสาหกรรมก่อสร้าง เนื่องจาก BIM เป็นเทคโนโลยีที่

สามารถบริหารจัดการงานก่อสร้างโดยสร้างแบบจำลองอาคารก่อนการสร้างจริงซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบ วิศวกรรม และการก่อสร้าง (Architecture Engineering and Construction, AEC) ประโยชน์ที่ได้รับจากการใช้ BIM สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทได้แก่ ประโยชน์ที่สามารถวัดค่าได้ และ ประโยชน์ที่ไม่สามารถวัดค่าได้ การประเมินประโยชน์ที่ได้รับจากการใช้ BIM ในองค์กรมักจะยุ่งยากและซับซ้อน นอกจากนั้นยังได้นำแนวคิดการประเมินองค์กรแบบสมดุล (Balanced Scorecard, BSC) มาเป็นพื้นฐานในการสร้างแบบจำลองการประเมินนี้ ในแบบจำลองที่เสนอ CPI ประกอบด้วย 4 มุมมอง ได้แก่ มุมมองด้านการเงิน มุมมองด้านลูกค้า มุมมองด้านกระบวนการภายใน และมุมมองด้านการเรียนรู้และการเติบโต ผลลัพธ์เบื้องต้นได้จากการตอบแบบสอบถามเชิงลึกของผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้อง คือ ตัวชี้วัดในการดำเนินงาน (Key Performance Indicator, KPI) ที่ใช้สำหรับในการประเมินสมรรถนะการใช้ BIM ในองค์กร AEC จำนวน 30 ตัว ตัวชี้วัดเหล่านี้ได้ถูกนำไปประยุกต์ใช้จริงกับองค์กรกรณีศึกษาเพื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของแบบการประเมิน ผลลัพธ์ที่ได้ในขั้นตอนนี้ คือ CPIs ที่ใช้ในการประเมินสมรรถนะการใช้ BIM สำหรับองค์กรจำนวน 25 CPIs เช่น การเปลี่ยนแปลงของแบบก่อสร้าง ความพึงพอใจและการรักษาลูกค้า ความสามารถในการเตือนและการเฝ้าระวังปัญหาที่เกิดจากสิ่งก่อสร้าง และความสามารถต่อการใช้เครื่องมือ BIM ช่วยในการนำเสนอลูกค้า/ผู้ว่าจ้าง เป็นต้น

4. วิธีการดำเนินงานวิจัย

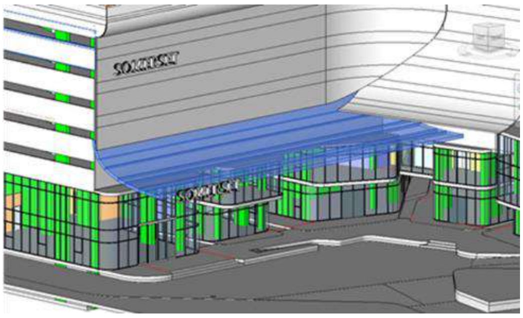
งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพหุกรณีโดยจัดทำกรณีศึกษาจำนวน 3 กรณีศึกษาแยกตามประเภทกรอบอาคาร ในแต่ละกรณีศึกษาผู้วิจัยได้ดำเนินการเก็บข้อมูลความต้องการจากผู้มีส่วนเกี่ยวข้อง คือฝ่ายผู้รับเหมาหลักและฝ่ายผู้ผลิตของเจ้าของผลิตภัณฑ์ ซึ่งรับผิดชอบติดตั้งด้วย จากนั้นจึงดำเนินการวิเคราะห์ระดับรายละเอียดของแบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องแต่ละฝ่ายและจัดทำแบบจำลองสารสนเทศอาคารพร้อมกับบันทึกระยะเวลาเพื่อประเมินระยะเวลาที่ใช้ในการดำเนินงานในแต่ละระดับรายละเอียดของการพัฒนาแบบ

ผู้วิจัยได้เลือกอาคารจำนวน 3 อาคารมาเป็นกรณีศึกษาตัวซึ่งตัวแทนอาคารที่มีผนังกรอบอาคาร 3 รูปแบบ คือ 1.ผนังพรีคาสท์คอนกรีต (Precast Wall) 2.ผนังม่านกระจก (Curtain Wall) 3.ผนังอลูมิเนียมคอมโพสิต (Aluminium Composite) ดังแสดงในรูปที่ 1,2 และ 3 ตามลำดับ



รูปที่ 1 อาคารกรณีศึกษาผนังประกอบอาคารพรีคาสท์คอนกรีต

รูปที่ 2 อาคารกรณีศึกษาผนังประกอบอาคารผนังม่านกระจก



รูปที่ 3 อาคารกรณีศึกษาผนังประกอบอาคารอลูมิเนียมคอมโพสิท

5. ผลการวิจัย

ผู้วิจัยได้ทำการเก็บข้อมูลความต้องการรายละเอียดของแบบในแต่ละหน่วยงานไว้ โดยเป็นการแสดงความต้องการในการใช้งานแบบก่อสร้างในแต่ละฝ่าย ของผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป ผนังม่านกระจก และอลูมิเนียมคอมโพสท ดังแสดงในตาราง 1 ตารางที่ 2 และตารางที่ 3 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 ความต้องการแบบก่อสร้างสำหรับการก่อสร้าง ผนังประกอบอาคารคอนกรีตสำเร็จรูป

บริษัท	บริษัท ผู้รับเหมาหลัก			บริษัทเจ้าของผลิตภัณฑ์ผนังหล่อสำเร็จรูป	
หน่วยงาน	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายตรวจสอบรับรองแบบ	ฝ่ายก่อสร้าง(หน้างาน)	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายติดตั้ง
ลักษณะการทำงาน	ถอดปริมาณ/สอบราคาวัสดุ	รับรองแบบ	ตรวจสอบความถูกต้องในการทำงาน	ถอดปริมาณ/เสนอราคา	วางแผนการทำงาน/เขียน Shop drawing
แบบ 2 มิติ	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ - ส่วนช่วยในการนำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารต่อเจ้าของงานหรือคอนเซ้า	- ตรวจสอบไฟล์ที่ได้รับเพื่อส่งต่อไปยังฝ่ายก่อสร้างหน้างาน - ตรวจสอบ รูปด้าน รูปตัด แปลนพื้นที่ใช้ในการคิดราคาตรงกับ แบบจากทางหน้างาน	-ใช้ในการตรวจสอบรายละเอียด ตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้ง ทำงานต่อไป	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ - ใช้ในการกำหนดราคาวัสดุ ค่าแรง ในการติดตั้งทำงาน เพื่อเสนอราคาก่อสร้าง	ใช้ไฟล์แบบก่อสร้าง ที่ได้รับการรับรองมาใช้ในการวางแผนการก่อสร้าง ใช้ในการตรวจสอบรายละเอียด ตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้งทำงาน - ใช้ในการประกอบและเขียน shop drawing รายละเอียด ตำแหน่ง ระยะการติดตั้งเป็นต้น เพื่อใช้ในการการทำงานที่หน้างานและนำเสนอต่อ ฝ่ายหน้างานก่อสร้าง ผู้รับเหมาหลักต่อไป
แบบ 3 มิติ	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ส่วนช่วยในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารต่อเจ้าของงานหรือคอนเซ้า	-ใช้ในการประกอบการตรวจสอบลักษณะอาคารความถูกต้องขององค์ประกอบอาคารตรงกับในแบบ2มิติและรับรองแบบสามารถใช้อ้างอิงในการทำงานจริงได้	-ใช้ในการดูองค์ประกอบภาพรวมของอาคารลักษณะอาคาร ว่าเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับแบบ 2 มิติหรือไม่	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ใช้ในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารรวมถึงแนวทางการก่อสร้างต่อฝ่ายที่ทำการติดตั้งและผู้รับเหมาหลัก	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารภาพรวม อาคารโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ซึ่งจะมีการมีการลงรายละเอียด ถึงลักษณะในการติดตั้งตำแหน่ง วัสดุ ที่จำเป็นเพื่อใช้เป็นแนวทางการนำเสนอ และการก่อสร้างจริงต่อไป

ตารางที่ 2 ความต้องการแบบก่อสร้างสำหรับการก่อสร้าง ผนังประกอบอาคารม่านกระจก

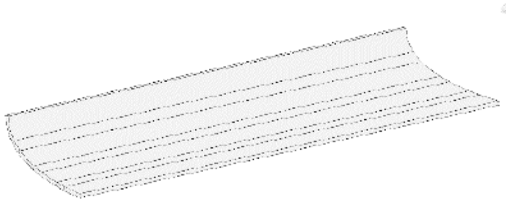
บริษัท	บริษัท ผู้รับเหมาหลัก			บริษัทเจ้าของผลิตภัณฑ์ผนังประกอบอาคารม่านกระจก	
หน่วยงาน	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายตรวจสอบรับรองแบบ	ฝ่ายก่อสร้าง(หน้างาน)	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายติดตั้ง
ลักษณะการทำงาน	ถอดปริมาณ/สอบราคาวัสดุ	รับรองแบบ	ตรวจสอบความถูกต้องในการทำงาน	ถอดปริมาณ/เสนอราคา	วางแผนการทำงาน/เขียน Shop drawing
แบบ 2 มิติ	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ - ส่วนใช้เพื่อประกอบการขอราคาวัสดุโดยส่งไฟล์ แบบก่อสร้าง 2 มิติ ให้แก่ร้านค้าเพื่อให้คิดปริมาณและ เสนอราคาวัสดุแก่ผู้รับเหมาหลัก	- ตรวจสอบไฟล์ที่ได้รับเพื่อส่งต่อไปยังฝ่ายก่อสร้างหน้างาน - ตรวจสอบ รูปด้าน รูปตัด แปลนพื้น ที่ใช้ในการคิดราคาตรงกับ แบบจากทางหน้างาน	-ใช้ในการตรวจสอบรายละเอียด ตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้ง ทำงานต่อไป	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ - ใช้ในการกำหนดราคาวัสดุ ค่าแรง ในการติดตั้งทำงาน เพื่อเสนอราคาก่อสร้าง	ใช้ไฟล์แบบก่อสร้าง ที่ได้รับการรับรองมาใช้ในการวางแผนการก่อสร้าง ใช้ในการตรวจสอบ รายละเอียด ตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้งทำงาน - ใช้ในการประกอบและเขียน shop drawing รายละเอียด ตำแหน่ง ระยะการติดตั้งเป็นต้น เพื่อใช้ในการการทำงานที่หน้างานและนำเสนอต่อ ฝ่ายหน้างานก่อสร้างผู้รับเหมาหลักต่อไป
แบบ 3 มิติ	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ส่วนช่วยในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารต่อเจ้าของงานหรือคอนเซ้า	-ใช้ในการประกอบการตรวจสอบลักษณะอาคารความถูกต้องขององค์ประกอบอาคารตรงกับในแบบ 2 มิติ และรับรองแบบสามารถใช้อ้างอิงในการทำงานจริงได้	- ใช้ในการดูองค์ประกอบภาพรวมของอาคารลักษณะอาคาร ว่าเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับแบบ 2 มิติหรือไม่	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ใช้ในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารรวมถึงแนวทางการก่อสร้างต่อฝ่ายที่ทำการติดตั้งและ ผู้รับเหมาหลัก	ใช้ในการประกอบและเขียน shop draw-ing รายละเอียด ตำแหน่ง ระยะการติดตั้ง เป็นต้น เพื่อใช้ในการการทำงานที่หน้างาน และนำเสนอต่อ ฝ่ายหน้างานก่อสร้างผู้รับเหมาหลักต่อไป

ตารางที่ 3 ความต้องการแบบก่อสร้างสำหรับการก่อสร้าง ผนังประกอบอลูมิเนียมคอมโพสิท

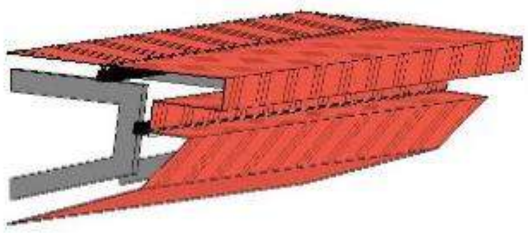
บริษัท	บริษัท ผู้รับเหมาหลัก			บริษัทเจ้าของผลิตภัณฑ์ผนังประกอบอลูมิเนียมคอมโพสิท	
หน่วยงาน	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายตรวจสอบรับรองแบบ	ฝ่ายก่อสร้าง(หน้างาน)	ฝ่ายประมาณราคา	ฝ่ายติดตั้ง
ลักษณะการทำงาน	ถอดปริมาณ/สอบราคาวัสดุ	รับรองแบบ	ตรวจสอบความถูกต้องในการทำงาน	ถอดปริมาณ/เสนอราคา	วางแผนการทำงาน/เขียน Shop drawing
แบบ 2 มิติ	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ -ส่วนใช้เพื่อประกอบการขอราคาวัสดุโดย ส่งไฟล์ แบบก่อสร้าง 2 มิติ ให้แก่ร้านค้าเพื่อให้คิดปริมาณและ เสนอราคาวัสดุแก่ผู้รับเหมาหลัก	- ตรวจสอบไฟล์ที่ได้รับเพื่อส่งต่อไปยังฝ่ายก่อสร้างหน้างาน - ตรวจสอบ รูปด้าน รูปตัด แปลนพื้น ที่ใช้ในการคิดราคาตรงกับ แบบจากทางหน้างาน	-ใช้ในการตรวจสอบรายละเอียด ตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้ง ทำงานต่อไป	รูปด้าน แปลนพื้น เพื่อใช้ในการระบุวัสดุและถอดปริมาณ - ใช้ในการกำหนดราคาวัสดุ ค่าแรง ในการติดตั้งทำงาน เพื่อเสนอราคาก่อสร้าง	ใช้ไฟล์แบบก่อสร้าง ที่ได้รับการรับรองมาใช้ในการวางแผนการก่อสร้าง ใช้ในการตรวจสอบ รายละเอียดตำแหน่ง จำนวนแผ่นและวางแผนแนวทางการติดตั้งทำงาน - ใช้ในการประกอบและเขียน shop drawing รายละเอียด ตำแหน่งระยะการติดตั้งเป็นต้น เพื่อใช้ในการการทำงานที่หน้างานและนำเสนอต่อ ฝ่ายหน้างานก่อสร้างผู้รับเหมาหลักต่อไป
แบบ 3 มิติ	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ส่วนช่วยในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารต่อเจ้าของงานหรือคอนเซ้า	-ใช้ในการประกอบการตรวจสอบลักษณะอาคาร ความถูกต้องขององค์ประกอบอาคารตรงกับในแบบ 2 มิติ และรับรองแบบสามารถใช้อ้างอิงในการทำงานจริงได้	- ใช้ในการดูองค์ประกอบภาพรวมของอาคารลักษณะอาคาร ว่าเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับแบบ 2 มิติหรือไม่	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารและถอดปริมาณโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติ ส่วนช่วยในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังม่านกระจกต่อเจ้าของงานหรือคอนเซ้า - ใช้ในการ นำเสนอแนวทางการถอดปริมาณผนังประกอบอาคารรวมถึงแนวทางการก่อสร้างต่อ ฝ่ายที่ทำการติดตั้ง และ ผู้รับเหมาหลัก	เพื่อใช้ประกอบลักษณะอาคารภาพรวม อาคารโดยขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะมีช่องเปิดตามขนาดที่ระบุไว้ ซึ่งจะมีการมีการลงรายละเอียด ถึงลักษณะในการติดตั้ง ตำแหน่ง วัสดุ ที่จำเป็นเพื่อใช้เป็นแนวทางการนำเสนอและการก่อสร้างจริงต่อไป

- การพัฒนาแบบจำลองสารสนเทศ

ผู้วิจัยได้จัดทำ ระดับของการพัฒนา(Level of development) ในขั้นตอนของการเขียนรายละเอียดผนังประกอบไว้ 2 ส่วนได้กัน ซึ่งทำการเปรียบเทียบความละเอียดของแบบจำลองสารสนเทศซึ่งสำหรับฝ่ายประมาณราคาการขึ้นแบจำลองอลูมิเนียมคอมโพสิท นั้นจะสร้างด้วย Object โมเดล โดยคิดที่ผิววัสดุเท่านั้น และฝ่ายติดตั้งหน้างานที่ต้องการความละเอียดในการทำงานสูงโดยมีการใส่รายละเอียดรูปร่างแผ่นตามลักษณะจริงและตำแหน่งยึดสกรูแผ่นอลูมิเนียมคอมโพสิทดังที่แสดงในรูปที่ 4 และ 5



รูปที่ 4 แบบจำลองสารสนเทศอลูมิเนียมคอมโพสิทสำหรับฝ่ายประมาณราคา



รูปที่ 5 แบบจำลองสารสนเทศอลูมิเนียมคอมโพสิทสำหรับฝ่ายติดตั้งหน้างาน

จะเห็นได้ว่าระดับการพัฒนาแบบ ที่ผู้วิจัยได้ทำการเขียนรูปแบบจำลองสามมิติขึ้นมานั้นได้ทำการแบ่งออกเป็น 2 หมวด คือ ในหมวดของ ฝ่ายประมาณราคา และ ฝ่ายติดตั้งหน้างาน โดยแบบแต่ละระดับนั้นจะมีความสำคัญกับฝ่ายแต่ละฝ่ายต่างกันดังนี้ ซึ่ง การถอดประมาณราคาและตรวจสอบแบบนั้นจะจัดทำขึ้นมาในลักษณะภาพรวมของวัสดุและทำการใส่ช่องเปิดโดยอ้างอิงจากแบบ 2 มิติในการทำงานเพื่อให้ทราบลักษณะผนังประกอบอาคารภาพรวมสำหรับการวางแผนงานก่อสร้างและใช้ในการถอดปริมาณวัสดุโดยอาศัยเพียงลักษณะภาพรวมของแบบจำลองเพื่อดูองค์ประกอบและปริมาณ ซึ่งความละเอียดของการพัฒนาแบบจะต่างกับแบบเพื่อใช้ติดตั้งจริง สำหรับฝ่ายผู้ผลิตผู้ติดตั้งที่ มีรายละเอียดในแบบจำลองที่สูงเพื่อใช้ในการควบคุมการก่อสร้างหน้างาน และวางแผนในการก่อสร้างจริง

- ระยะเวลาในการพัฒาแบบ

ผู้วิจัยได้ทำการวัดปริมาณงานเทียบกับระยะเวลาออกมาจากการขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติเพื่อใช้ในการศึกษาถึงการจัดการเวลาและการทำงานจริงดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 การเปรียบเทียบระยะเวลาการทำงานของ ผนังประกอบอาคาร ทั้ง 3 ชนิดโดยผู้วิจัย

ชนิดผนังประกอบอาคาร	ผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ	ผนังม่านกระจก	อลูมิเนียมคอมโพสิท
ปริมาณงานระดับฝ่ายประมาณราคา (ตร.ม.)	5,584.00	469.27	1,390.27
ระยะเวลาการทำงาน (ชั่วโมง)	24.00	0.75	2.30
ปริมาณเพิ่มเติมเพื่อฝ่ายติดตั้งหน้างาน (ตร.ม. ต่อ ชั่วโมง)	232.67	1,042.83	604.47
ปริมาณงานรวม	5,934.00	1,058.00	1,586.96
ปริมาณงานที่ได้ (ตร.ม. ต่อ ชั่วโมง)	204.62	783.70	253.46

ผลในการวิจัยนี้จะชี้ได้เห็นได้ว่าการทำงานที่ใช้การขึ้นแบบจำลอง ผนังประกอบอาคารทั้ง 3 ประเภทนั้น ผนังประกอบอาคารที่ใช้เวลามากที่สุดจะเป็นผนังประกอบอาคารคอนกรีตหล่อสำเร็จเนื่องจากต้องมีการใสรายละเอียดในตัวแบบจำลองที่มีรายะลเอียดมากกว่าผนังประกอบอาคารชนิดอื่นจึงส่งผลให้ระยะเวลาในการทำงานจริงที่ใช้แบบจำลองสารสนเทศนั้นนานกว่าผนังประกอบอาคารชนิดอื่น

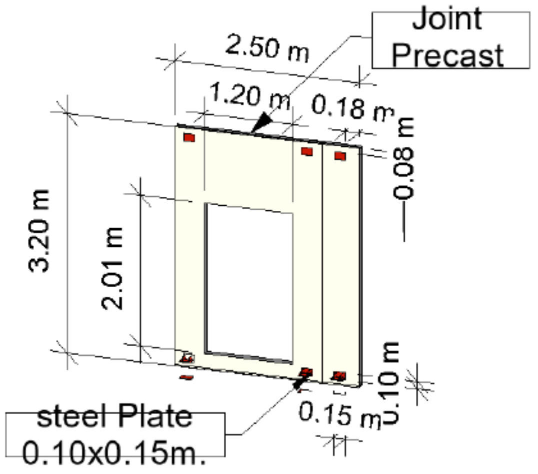
6. สรุปผลการศึกษา

สำหรับการเขียนแบบด้วย BIM ในปัจจุบันถึงแม้จะเป็นที่นิยมมากสำหรับวงการก่อสร้างเนื่องจากระบบการทำงานที่เป็นสำหรับองค์กรขนาดใหญ่และมีแนวทางการทำงานที่ชัดเจนสะดวกแต่นักเนื่องจากขั้นตอนการทำงานที่ต้องใช้ความชำนาญและเข้าใจในตัวโปรแกรม ยกตัวอย่างกรณีการ เริ่มการใส่รายละเอียดปลีกย่อยลงไปในรูปแบบจำลองนั้นจำเป็นต้องใช้เวลาในการสร้างลักษณะ family ใหม่ขึ้นมาและวางตำแหน่งให้ได้ตามพื้นที่ของการทำงาน ซึ่งถึงแม้ว่าการสร้างลักษณะโมเดลขึ้นมานั้นจะใช้ระยะเวลาในการสร้างเริ่มต้นที่นาน เมื่อใช้งานลักษณะในครั้งต่อไปสามารถก็จะสามารถวางลักษณะโมเดลเดิมได้ในทันทีซึ่ง ปัจจัยนั้นขึ้นอยู่กับลักษณะของผนังประกอบอาคารที่ทำมีความสลับซ้อนมากแค่ไหน ลักษณะผนังมีความเหมือนหรือคล้ายแผ่นประกอบอาคารเดิมมากน้อยเพียงใด หากเป็นลักษณะแผ่นประกอบอาคารที่เหมือนเดิมก็จะสามารถใช้คำสั่งในการ copy และ paste ลงไปได้แต่หากลักษณะของผนังหรือชิ้นส่วนที่เปลี่ยนไปก็มีความจำเป็นที่จะต้องเขียนและสร้างโมเดลขึ้นมาใหม่ซึ่งรวมถึง ปริมาณงานที่เพิ่มขึ้นที่จะส่งผลต่อการประมวลผลข้อมูลมากตามขึ้นไปด้วยซึ่งยิ่งมีปริมาณข้อมูลมากขึ้นเท่าไรระยะเวลาในการทำงานก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ยกตัวอย่างกรณีผนังประกอบอาคาร หล่อคอนกรีตสำเร็จที่มีลักษณะการติดตั้งแผ่นเพรท ตำแหน่งเดิมช่องเปิดคล้ายคลึงเดิม พื้นที่ปริมาณงานที่ได้น้อยลง

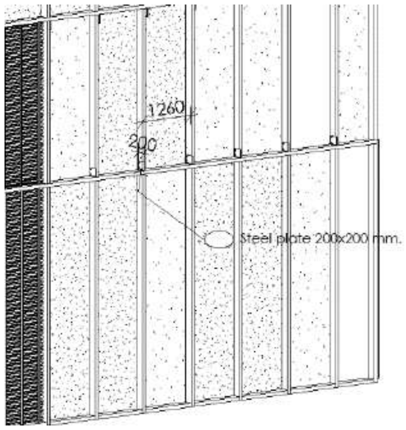
ตามปริมาณงานที่เพิ่มขึ้นก็จริงแต่ลดลงเพียง 30 ตารางเมตร แตกต่างกับอลูมิเนียมคอมโพสิท ที่การถอดปริมาณปริมาณแต่เดิมไม่มีการสร้างโครงเหล็กหรือความซับซ้อนมาก แต่สำหรับฝ่ายติดตั้งที่ต้องการรายละเอียดสูงและประกอบกับลักษณะแผ่นมีความซับซ้อนจึงส่งผลให้ปริมาณพื้นที่ต่อชั่วโมงที่ได้แตกต่างกันถึง 351.01 ตารางเมตรต่อชั่วโมง เป็นต้น

ระดับรายละเอียดในการพัฒนาแบบ

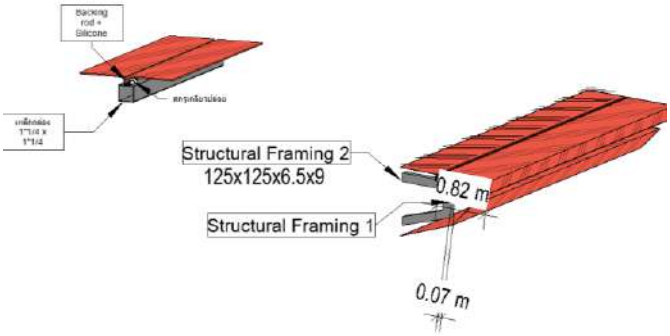
ผู้วิจัยได้ทำการจัดทำ ระดับการพัฒนาแบบขึ้นมากับรูปแบบผนังทั้ง 3 ประเภท โดยศึกษาถึงการนำไปใช้งานจริงกับฝ่ายแต่ละฝ่ายที่เกี่ยวข้องกับงานก่อสร้าง ซึ่งได้ทำระดับการพัฒนาแบบ (Level of devlopment) ในระดับ As-built Drawing สำหรับฝ่ายติดตั้งในแต่ละประเภท คือผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปดังที่แสดงเรูปที่ 6 ผนังม่านกระจกดังรูปที่ 7 และอลูมิเนียมคอมโพสิทดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 6 As-built Drawing สำหรับฝ่ายติดตั้งงานผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ



รูปที่ 7 As-built Drawing สำหรับฝ่ายติดตั้งงานผนังม่านกระจก



รูปที่ 8 As-built Drawing สำหรับฝ่ายติดตั้งงานอลูมิเนียมคอมโพสิท

จากกรณีศึกษาโดยผู้วิจัยได้ทำการขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติในลักษณะของ shop drawing เพื่อการนำไปใช้งานจริงของฝ่ายผู้ติดตั้ง ซึ่งแสดงให้เห็นถึงข้อดีและข้อจำกัดในด้านการทำงานที่จะนำไปใช้กับหน้างานได้ชัดเจน ระยะเวลาในการทำขึ้นรูปแบบจำลองสามมิติที่ต้องใช้เวลามากกว่าการเขียนแบบด้วยระบบ 2 มิติ หลายเท่าแล้วยังรวมไปถึงการนำไปใช้ตรวจสอบระยะการติดตั้งจริงจึงไม่เป็นที่นิยมหรือไม่มีเทคโนโลยีที่รองรับมากพอสำหรับการทำงานจริง

สำหรับผู้วิจัยการทำงานด้วย BIM เหมาะนั้นเหมาะสมกับวงการก่อสร้าง ซึ่งด้วยปัจจุบันตัวผู้วิจัยทำงานในส่วนของผู้รับเหมาหลักและใช้แบบจำลองสารสนเทศ (BIM) ช่วยในการประมาณราคาเป็นหลักซึ่งเห็นว่าสามารถช่วยให้เกิดความยืดหยุ่นในการทำงานทั้งในด้านการการใช้เพื่อช่วยในการถอดปริมาณหรือช่วยในการนำเสนอแบบจำลองแก่ผู้เจ้าของงานได้ดี อย่างไรก็ตามสำหรับทางด้านการเขียนรายละเอียด เพื่อการผลิตและติดตั้งจริงนั้น ผู้วิจัยมองว่าในประเทศไทยมีฝ่ายและหน่วยงานที่สามารถใช้ BIM ได้อย่างเต็มประสิทธิภาพได้น้อยอันมีผลมาจากความพร้อมของบริษัทด้านบุคลากรที่จะสามารถใช้งานแบบจำลองสารสนเทศได้จึงเห็นควรให้มีการพัฒนาและจัดการอบรมเพื่อเพิ่มศักยภาพบุคลากรของบริษัทในการใช้ BIM ช่วยในการก่อสร้างต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] กนกวรรณ เรืองปิ่น (2558). บูรณาการแนวคิดการจำลองสารสนเทศอาคาร (BIM) กับกระบวนการออกแบบอาคาร. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต. สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[2] คฑาวุฒิ ลิ้มพงษธร (2560). การเปรียบเทียบการใช้โปรแกรมเขียนแบบสองมิติและวิธีแบบจำลองสารสนเทศอาคาร(BIM) มาใช้ในการเขียนแบบก่อสร้างร้านค้าปลีกในประเทศไทย. วิทยานิพนธ์

วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต. สาขาการจัดการงานวิศวกรรม ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทาลัยสยาม

[3] ณัฐรตี ล้านคำ. (2556). การประยุกต์ใช้ Building Information Modeling (BIM) ในการประมาณราคาค่าก่อสร้าง. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต. สาขาวิศวกรรมและการบริหารการก่อสร้าง. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.

[4] ธนิต อภิวรกุลพัฒน์ (2560). แบบจำลองเพื่อประเมินสมรรถนะสำหรับองค์กรซึ่งใช้การสร้างแบบจำลองสารสนเทศอาคาร. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต. สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[5] สถาบันสถาปนิกสยาม. สมาคมสถาปนิกสยามในพระบรมราชูปถัมภ์. (2558) แนวทางการใช้งานแบบจำลองสารสนเทศอาคาร สำหรับประเทศไทย (Thailand BIM Guideline) พิมพ์ครั้งที่ 1.กรุงเทพมหานคร : บริษัท พลัสเพรส จำกัด.

บทความ
สาขาวิศวกรรมขนส่ง จราจรอัจฉริยะ และโลจิสติกส์
(TRL)

การประเมินมูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าเกษตร
Value of Time Assessment for Transportation of Agricultural Product

ณัฐปคัลภ์ อินสมตัว[1] ผศ.ดร.ปนัดดา กสิกิจวิวัฒน์[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.นครปฐม

บทคัดย่อ

สินค้าเกษตรโดยเฉพาะสินค้าที่มีคุณภาพเปลี่ยนแปลงเนื่องจากระยะเวลาและอุณหภูมิ เป็นสินค้าที่มีความอ่อนไหวต่อระยะเวลาของการขนส่ง ระยะเวลาที่นานเกินไปนำมาซึ่งทำความเสียหายแก่ผลผลิตได้ การวิเคราะห์หามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าโดยเฉพาะสินค้าเกษตรยังมีอยู่จำกัด งานวิจัยนี้จัดทำขึ้นเพื่อศึกษารูปแบบของการประเมินมูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าเกษตร โดยทำการศึกษาบนพื้นฐานของทฤษฎีอรรถประโยชน์เพื่อนำมาพัฒนาแบบจำลองโลจิสติกส์ (Logistic Model) โดยใช้กลุ่มตัวอย่างภายในเขตพื้นที่อุตสาหกรรมเกษตรภาคกลาง การศึกษามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตรในงานวิจัยนี้ ใช้รูปแบบของการเก็บข้อมูลโดยสร้างแบบสอบถามที่จำลองสถานการณ์ทางเลือกขึ้นมา ซึ่งผู้วิจัยได้ทำการศึกษาตัวแปรหลักๆ ที่มีความสำคัญในกระบวนการขนส่งสินค้า ประกอบไปด้วย 3 ตัวแปรที่มีผลต่อการตัดสินใจในการขนส่งสินค้าแทบทุกประเภท คือ ค่าใช้จ่ายของการขนส่ง ระยะเวลาของการขนส่ง และความเสียหายจากการขนส่ง แบบสำรวจข้อมูลจะถูกสร้าง โดยนำค่าระดับของตัวแปร (Levels) แต่ละตัวมาออกแบบและสร้างสถานการณ์ทางเลือกตามรูปแบบวิธี State Preference (SP) เพื่อให้ผู้ขนส่งสินค้าพิจารณาเลือกทางเลือกที่เกิดอรรถประโยชน์สูงที่สุด จากนั้นจึงนำมาวิเคราะห์หามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตร และวิเคราะห์ลำดับความสำคัญของตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อการขนส่ง เพื่อสะท้อนถึงปัจจัยหลักที่ผู้ขนส่งสินค้าใช้ในการตัดสินใจของกระบวนการขนส่งสินค้า ซึ่งผลงานวิจัยนี้ได้เสนอแนวคิดในการประยุกต์ ใช้ผลลัพธ์ของมูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตร (VOT for Agricultural Product) ซึ่งเป็นข้อมูลปฐมภูมิร่วมกับมูลค่าเวลาของการเดินทาง (VOT for Travel) ซึ่งเป็นข้อมูลทุติยภูมิเป็นแนวทางในการพัฒนาการประเมินผลประโยชน์ทางด้านเศรษฐศาสตร์ของโครงการก่อสร้างโครงข่ายทางหลวงและนำไปใช้ให้เกิดผลประโยชน์ ในอนาคตต่อไป

คำสำคัญ: มูลค่าเวลาการขนส่งสินค้า, การขนส่งสินค้าเกษตร, ค่าใช้จ่ายผู้ใช้ทาง, แบบจำลองโลจิสติกส์, เศรษฐศาสตร์วิศวกรรม

Abstract

The quality of agricultural products is changed during transportation due to its sensitivity to travel time and temperature. Increasing in expected travel time as well as being kept under unfavourable temperature conditions while travelling can cause significant damage to the quality of the product. However, the research on the analysis of the value of time for transportation of agricultural products is still limited. This research was conducted to develop the method for evaluating the value of time assessment for agricultural products transportation. In this research, the Logistic Model on the basis of utility theory has been developed using samples based in the agricultural industrial area in the Central Thailand. The data used in this research were collected through a robust questionnaire that simulates various situations which address the main variables. The researcher found that there were 3 variables that were significant in decision making of product transportation. They were cost of transportation, travel time of transportation and damage of products during transportation. In the analysis process, the survey forms were created by using levels of each variable to design and create an alternative situation in accordance to the State Preference (SP) model. Then, the highest profit alternatives were selected by interviewed carriers and the time value of transportation of agricultural products were analyzed. After that, the influenced variables on transportation were prioritized to reflect the main factors used for decision making decision of the carriers in the transportation process. This research presents the concept of application of values of time for agricultural product, which are secondary data and the values of time for travel, which are secondary data for evaluation of economic benefits of highway network construction projects.

Keywords: Value of Time of Transportation, Agricultural Transportation, Road User Cost, Logistics Models, Engineering Economics

1. บทนำ

ปัจจุบันความต้องการของโครงสร้างพื้นฐานมีการเจริญเติบโตขึ้นอย่างมากจากปัจจัยต่างๆ เช่น การขยายเขตอุตสาหกรรม การเพิ่มจำนวนของประชากร เป็นต้นซึ่งแต่ละปีมีการเพิ่มขึ้นของประชากรและที่อยู่อาศัยจำนวนมากผนวกกับความเจริญทางเศรษฐกิจส่งผลให้เกิดความต้องการการเดินทางและการขนส่งเพิ่มขึ้น ท่ามกลางสภาวะที่เร่งรีบจะเห็นได้ว่าการเดินทางในปัจจุบันนั้นจะต้องแข่งขันกับเวลา เนื่องจากเวลามีความสำคัญต่อชีวิตประจำวันซึ่งถ้าหากบุคคลใช้เวลาในการเดินทางดังกล่าวไปเพื่อดำเนินกิจกรรมอื่น ๆ ที่สามารถสร้างมูลค่าเพิ่มให้แก่เศรษฐกิจและสังคมได้นับว่ามูลค่าเวลาของการเดินทางยิ่งมากขึ้น โดยมูลค่าเวลา (Value of Time, VOT) คือ มูลค่าที่สูญเสียไปกับการเดินทาง (มูลค่าที่เทียบเท่ากับจำนวนเงิน) ทั่วไปนั้นแต่ละบุคคลจะมีมูลค่าเวลาไม่เท่ากัน เช่น คนทำงานจะมีมูลค่าเวลาสูงกว่านักเรียน/นักศึกษานักธุรกิจย่อมมีมูลค่าเวลาสูงกว่าพ่อบ้าน/แม่บ้าน เป็นต้น และถ้าหากมองในมุมการขนส่งของสินค้าและอุตสาหกรรมแล้วนั้นจะเห็นได้ว่าอุตสาหกรรมหรือการขนส่งสินค้าที่มีความเสียหายหรือเน่าเสียง่าย เช่น การขนส่งผลผลิตทางการเกษตรที่มีข้อจำกัดด้านเวลาก็จะมีมูลค่าเวลาสูง เช่นกัน

จากงานวิจัยที่ผ่านมาการวิเคราะห์มูลค่าเวลา (Value of Time, VOT) เพื่อประเมินการตัดสินใจในการลงทุนนั้นจะพิจารณามูลค่าเวลาที่ได้จากการวิเคราะห์สภาพเศรษฐกิจและสังคมของพื้นที่นั้นๆ ซึ่งจะเน้นพิจารณาจากคนทำงานโดยเก็บข้อมูลคือ ทำงานกี่ชั่วโมงต่อวัน รายได้เท่าใด เดินทางจากไหนไปไหน และระยะเวลาการเดินทางเท่าใด เป็นต้น แต่ในความเป็นจริงแล้วนั้นการเดินทางมิได้มีแต่บุคคลเดินทางไปทำงานหรือทำกิจต่างๆ เพียงอย่างเดียวแต่ยังต้องรวมไปถึงสินค้าต่างๆ ที่ต้องถูกขนส่งหรือเคลื่อนย้ายด้วย ดังนั้นถ้าจะศึกษามูลค่าเวลาที่สมบูรณ์แบบมากยิ่งขึ้นนั้นควรที่จะต้องนำมูลค่าเวลาที่ได้จากการขนส่งสินค้าต่างๆ ร่วมพิจารณาด้วย และนอกจากนี้การพิจารณามูลค่าเวลาควรจะต้องวิเคราะห์ในเชิงโครงข่ายเนื่องจากปัจจุบันจะวิเคราะห์เป็นช่วงความยาวของถนนในโครงการก่อสร้างซึ่งอาจจะไม่สะท้อนถึงมูลค่าของเวลาที่แท้จริงในพื้นที่โครงข่ายการขนส่งได้ ดังนั้นการวิเคราะห์แบบทั้งโครงข่ายการขนส่งจึงเป็นแนวทางในการวิเคราะห์ที่สะท้อนผลลัพธ์ได้ดีกว่า โดยเฉพาะอย่างยิ่งในโครงข่ายการขนส่งที่สำคัญของประเทศแล้วนั้นการตัดสินใจลงทุนและพัฒนาโครงข่ายทางหลวงเป็นสิ่งที่ต้องพิจารณาอย่างละเอียดรอบคอบเนื่องจากงบประมาณในการก่อสร้างมีจำกัด

การศึกษาเพื่อวิเคราะห์หามูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าจึงมีความสำคัญไม่น้อยไปกว่ามูลค่าเวลาที่ได้จากการเดินทาง แต่ทั้งนี้มูลค่าเวลาแต่ละพื้นที่จะมีค่าที่ไม่เท่ากัน โดยจะขึ้นอยู่กับผู้ขนส่งหรือผู้เดินทางว่ามีความพึงพอใจที่จะจ่าย (Trade off Ratio) เท่าใดเมื่อระยะเวลาของการเดินทางหรือการขนส่งมีการเพิ่มขึ้นหรือลดลง และเนื่องจากพื้นที่ภาคกลางของประเทศไทยตั้งอยู่ในจุดยุทธศาสตร์ที่ดีที่สุดของการเพาะปลูกและทำการเกษตรและยังเป็นฐานการผลิตอุตสาหกรรมเกษตรที่สำคัญของประเทศมีพื้นที่การเพาะปลูกเป็นจำนวนมากและมีตลาดทางการเกษตรหลายแห่ง รวมทั้งยังมีพื้นที่เพียงพอสำหรับรองรับการขยายตัวของภาคอุตสาหกรรมและสินค้าเกษตร ดังนั้นการศึกษาเพื่อวิเคราะห์มูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าเกษตรในเขตพื้นที่อุตสาหกรรมการเกษตรภาคกลางจึงมีความน่าสนใจและอาจนำมาใช้เป็นแนวทางในการวางแผนการพัฒนาระบบขนส่งและคมนาคมสำหรับการรับมือกับความเจริญของประเทศได้

2. ทบทวนวรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทบทวนวรรณกรรม

2.1.1 ทฤษฎีการขนส่ง

คำว่า [1] “การขนส่ง (Transportation)” ความหมายโดยรวมหมายถึงการเคลื่อนย้ายคน (People) สินค้า(Goods) หรือบริการ (Services) จากตำแหน่งหนึ่งไปยังอีกตำแหน่งหนึ่งและก่อให้เกิดอรรถประโยชน์ที่ได้จากการขนส่งใน 2 ด้านคือ อรรถประโยชน์ด้านเวลา (Time Utility) และอรรถประโยชน์ด้านสถานที่ (Place Utility) ซึ่งอรรถประโยชน์ทั้งสองด้านนี้จะก่อให้เกิดความพึงพอใจของลูกค้าที่รับสินค้าตามต้องการโดยรูปแบบทางเลือกของการขนส่งแบ่งออกเป็น ทางบก ทางน้ำ ทางราง ทางอากาศ และทางท่อ โดยประเทศไทยใช้การขนส่งทางบกเนื่องจากคุณลักษณะที่เรียกว่าบริการถึงที่หรือ Door-to-door Service หรือการนำสินค้าไปส่งได้ถึงบ้านทั้งผู้ผลิตและผู้บริโภคได้รับความสะดวกสบายมากกว่ารูปแบบการขนส่งอื่นๆ

2.1.2 การสร้างแบบสอบถาม

แบบสอบถาม [2] เป็นรูปแบบของคำถามเป็นชุดๆ ที่ได้ถูกรวบรวมไว้อย่างมีหลักเกณฑ์และเป็นระบบ เพื่อใช้วัดสิ่งที่ผู้วิจัยต้องการจะวัดจากกลุ่มตัวอย่างหรือประชากรเป้าหมายให้ได้มาซึ่งข้อเท็จจริงทั้งในอดีต ปัจจุบัน และการคาดคะเนเหตุการณ์ในอนาคต โดยการเก็บข้อมูลปฐมภูมิจะใช้การสำรวจไม่ว่าจะเลือกใช้วิธีการสัมภาษณ์ตัวต่อตัว อีเมล์ และโทรศัพท์ จำเป็นจะต้องใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการเก็บข้อมูล การสร้างแบบสอบถามที่ดีจะต้องคำนึงถึงวัตถุประสงค์ของการวิจัยและควรคำนึงถึงประเด็นต่างๆ ที่เราต้องการศึกษาจากกลุ่มตัวอย่างในพื้นที่ เช่น ข้อมูลส่วนบุคคล ข้อมูลด้านความคิดเห็นต่างๆ และข้อมูลที่ต้องการตามวัตถุประสงค์ของงาน ทั้งนี้แบบสอบถามจะต้องมีลักษณะที่เข้าใจง่ายและไม่ยาวจนเกินไปผู้ตอบสามารถใช้เวลาตอบน้อยที่สุด สำหรับรูปแบบของคำถามในแบบสอบถามนั้นจะประกอบไปด้วยคำถามชนิดต่างๆ ที่ผู้วิจัยต้องการศึกษาจากกลุ่มตัวอย่าง ซึ่งมีหลายรูปแบบเช่น เลือกทางเลือกใดทางเลือกหนึ่ง เลือกได้หลายคำตอบ และเลือกตอบเป็นลำดับที่ เป็นต้น

2.1.3 เทคนิค Stated Preference (SP)

การสร้างแบบสอบถามแบบโดยใช้เทคนิคStated Preference (SP) techniques [3] เป็นวิธีที่ได้รับการคิดค้นพัฒนาเพื่อใช้ในการวิจัยตลาดของสินค้าค้าอุปโภคและบริโภคมาก่อนและต่อมาในปลายทศวรรษ 1970 ได้ถูกนำมาประยุกต์ใช้โดยนักวางแผนด้านคมนาคมขนส่งอย่างแพร่หลาย โดยวิธีการสำรวจข้อมูลด้วยวิธี SP เป็นการศึกษาความคิดเห็นและการตัดสินใจของกลุ่มเป้าหมาย ที่จะประเมินมูลค่าโดยอาศัยการสร้างสถานการณ์สมมติ

ที่จะเกิดการผลิตสินค้าหรือบริการที่เกี่ยวกับสิ่งแวดล้อมนั้นๆ ขึ้นมาเพื่อสอบถามถึงมูลค่าความเต็มใจจ่าย (Willingness to Pay: WTP) หรือเรียกว่าค่า Trade off Ratio ต่อสินค้าหรือบริการ ซึ่งเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของคุณลักษณะของปัจจัยที่มีผลกระทบต่อทางเลือกจะทำให้ผู้บริโภคมีความเต็มใจที่จะจ่ายสำหรับการเปลี่ยนแปลงคุณลักษณะนั้นเท่าใด โดยมีการวิเคราะห์ดังสมการที่ (1)

$$WTP = \frac{Coefficient_{\text{ของคุณลักษณะ(ตัวแปร)}}}{Coefficient_{\text{ของตัวแปรราคา}}} \quad (1)$$

2.1.4 ทฤษฎีอรรถประโยชน์ที่เกี่ยวข้องกับการขนส่ง

ทฤษฎีอรรถประโยชน์ กล่าวไว้ว่าบุคคลจะเลือกบริโภคหรือเลือกสิ่งที่ตนเองต้องการสิ่งๆนั้นจะต้องให้อรรถประโยชน์สูงสุด (Maximum Utility) เช่น พอใจในสิ่งนั้นมากที่สุด สิ่งนั้นมีราคาถูกที่สุด เป็นต้น สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับการเดินทางและขนส่งได้โดนมีสมมุติฐานว่า ผู้เดินทางหรือผู้ขนส่งจะเลือกรูปแบบของการเดินทางหรือขนส่งที่ก่อให้เกิดความพึงพอใจหรืออรรถประโยชน์สูงสุดเพียงทางเลือกเดียวในการเลือกแต่ละครั้ง (Discrete choice) กล่าวคือผู้เดินทางหรือผู้ขนส่งจะเลือกเดินทางหรือขนส่งที่ก่อให้เกิดอรรถประโยชน์มากที่สุด ซึ่งการเลือกจะคำนึงถึงปัจจัยต่าง ๆ ที่มีอิทธิพลต่อการขนส่ง การตรวจสอบความพึงพอใจสามารถตรวจสอบได้จากฟังก์ชันความพึงพอใจ (Utility function) ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนความพึงพอใจที่สามารถวัดได้ (Systematic components) และส่วนที่เป็นความไม่แน่นอน (Random components) ฟังก์ชันของอรรถประโยชน์สามารถแสดงดังสมการที่ (2)

$$U_{in} = V_{in} + \varepsilon_{in} \quad (2)$$

โดยที่ U_{in} คือ อรรถประโยชน์หรือความพึงพอใจของคนที่ n ที่มีผลต่อทางเลือก i

V_{in} คือ ส่วนของอรรถประโยชน์ที่บุคคล n รับรู้และวัดได้

ε_{in} คือ ส่วนของอรรถประโยชน์ที่ไม่แน่นอน

ส่วนของอรรถประโยชน์ที่วัดได้ V_{in} ส่วนใหญ่จะกำหนดให้เป็นฟังก์ชันในรูปแบบความสัมพันธ์เชิงเส้นกับตัวแปรที่สะท้อนถึงคุณลักษณะของรูปแบบการเดินทางหรือการขนส่งที่พิจารณาเช่น ค่าใช้จ่ายของการขนส่ง เวลาในการขนส่งเป็นต้น ดังสมการที่ (3)

$$V_{in} = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \cdots + \beta_n x_k \quad (3)$$

โดยที่ $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_n$ คือ พารามิเตอร์หรือค่าคงที่ที่ได้จากการสร้างแบบจำลอง

$X_1, X_2, \ldots, X_k$ คือ ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับอรรถประโยชน์ในทางเลือก i ของบุคคล n

กำหนดให้เซท C_n เป็นเซทของทางเลือกที่เป็นไปได้ของแต่ละบุคคล และกำหนดให้ j เป็นจำนวนทางเลือกทั้งหมดที่เป็นไปได้ของบุคคล n จากทฤษฎีอรรถประโยชน์จะได้ว่าบุคคล n เลือกทางเลือก i ก็ต่อเมื่อค่าอรรถประโยชน์ของทางเลือก i มีค่ามากกว่าอรรถประโยชน์ของทางเลือกอื่น ดังสมการที่ (4)

$$U_{in} \geq U_{jn}, \ \forall j \in C_n \quad (4)$$

จากรูปแบบฟังก์ชั่นดังกล่าวสามารถวิเคราะห์ความน่าจะเป็นของผู้เดินทางคนที่ n ที่จะเลือกรูปแบบการเดินทาง i ได้ดังสมการที่ (5)

$$P(i) = \frac{e^{U_i}}{e^{U_i} + e^{U_j}} \quad (5)$$

แบบจำลองการวิเคราะห์ความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทางตามสมการที่ (5) หากว่าทางเลือกของบุคคลมี 2 ทางเลือก คือ i และ j จะเรียกว่า Binary Logit Model สาเหตุที่เราใช้แบบจำลองโลจิตทวินาม ซึ่งเป็นแบบจำลองที่พัฒนาจากทฤษฎีอรรถประโยชน์แบบสุ่ม (Random Utility Theory) ก็เนื่องมาจากในความเป็นจริง พฤติกรรมการเลือกวิธีการเดินทางมีความไม่แน่นอนอยู่ในตัวเอง ดังนั้นแม้ว่าค่าอรรถประโยชน์ของทางเลือกหนึ่งจะสูงกว่าอีกทางเลือกหนึ่ง ทางเลือกที่มีค่าอรรถประโยชน์ต่ำกว่าก็อาจถูกเลือกใช้ก็ได้ ดังนั้นเราจึงแสดงแนวโน้มที่จะเลือกทางเลือกหนึ่งในรูปของความน่าจะเป็น โดยทางเลือกใดที่มีค่าอรรถประโยชน์สูงกว่าก็ย่อมที่จะมีความน่าจะเป็นที่จะถูกเลือกสูงกว่าด้วย การวิเคราะห์สมการถดถอยโดยทั่วไปได้ กำหนดให้ตัวแปรตามเป็นตัวแปรต่อเนื่อง หรือเป็นข้อมูลเชิงปริมาณ แต่ในบางกรณีตัวแปรตามก็เป็นตัวแปรเชิงคุณภาพ เช่น เลือกซื้อหรือไม่ จะจ่ายหรือไม่ เป็นต้น ตัวแปรตามในลักษณะนี้จะมีค่าเพียง 2 ค่าหรือที่เรียกว่า Binary choice โดยจะมีค่า 0 และ 1 เท่านั้น

โดยทั่วไปการเดินทางหรือการขนส่ง ถ้ามี 2 รูปแบบการเดินทางหรือการขนส่งจะเรียกแบบจำลองนี้ว่า Binary logistic model

รูปที่ 1 รูปแบบการเดินทางหรือการขนส่งแบบ Binary logistic model

วิธีการประมาณค่าพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองโลจิตมีอยู่หลายวิธี แต่วิธีที่ผู้เชี่ยวชาญแนะนำเป็นวิธีทางสถิติ คือ Maximum Likelihood เนื่องจากเป็นวิธีที่สะดวก การวิเคราะห์สามารถทำได้ง่ายและใช้กันอย่างแพร่หลายที่สุด ซึ่งหลักการวิเคราะห์ด้วยวิธี Maximum Likelihood คือ ถ้าจำนวนประชากรทั้งหมดของผู้เดินทางมีจำนวน N คน และในบรรดาประชากรคนที่ n ตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทางใดๆ จะทำให้ความน่าจะเป็นของประชากรทั้งหมดที่เลือกรูปแบบการเดินทาง i มีค่าเท่ากับสมการที่ (6) ซึ่งสมการนี้จะถูกเรียกว่าฟังก์ชันของความเป็นไปได้ (Likelihood Function)

$$L = \prod_{m=1}^{N} \prod_{i \in Cn} P_n i^{y_{im}} \quad (6)$$

โดยที่ Π คือ ผลคูณอันดับ (Product Operator) เช่น 1,2,3

L คือ ฟังก์ชันของความเป็นไปได้

$P(i)$ คือ ความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางคนที่ n จะเลือกทางเลือก i

Y_{im} คือ มีค่าเท่ากับ 1 เมื่อผู้เดินทางคนที่ n เลือกทางเลือก i ที่เหลือมีค่าเท่ากับ 0

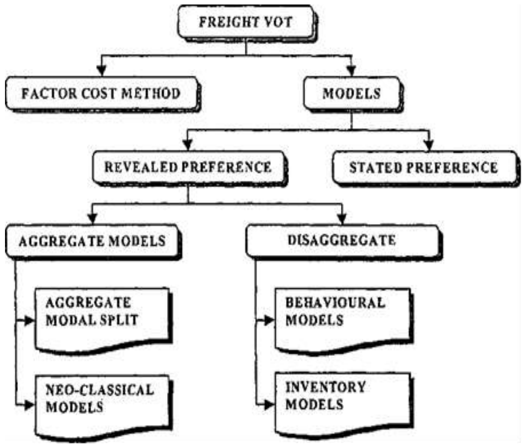
C_n คือ โหมดทางเลือกทั้งหมดที่ผู้เดินทางคนที่ n พิจารณา

2.1.5 ทฤษฎีมูลค่าเวลา

Lisco [4] ได้กล่าวว่าการหามูลค่าของเวลาการขนส่งสินค้า (Value of Time in Freight Transport) จะขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ ที่มีผลกระทบต่อการขนส่งสินค้าและปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการขนส่งสินค้ามากที่สุด คือ ค่าใช้จ่ายต่างๆ ที่เกิดจากการขนส่งสินค้า วิธีการหามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าหรือการเดินทางสามารถวิเคราะห์ได้ตามรูปแบบวิธีการ โดยแบ่งออกเป็น 4 วิธีการดังนี้

1. การหามูลค่าเวลาจากอัตรารายได้และค่าใช้จ่าย
2. การหามูลค่าเวลาจากความสัมพันธ์ระหว่างการประหยัดเวลาของการขนส่งสินค้ากับการใช้ประโยชน์ของรถบรรทุกสินค้า
3. การหามูลค่าเวลาจากมูลค่าการขนส่งสินค้า
4. การหามูลค่าเวลาจากการเลือกทางเลือกในการขนส่ง

จากการศึกษาของ Jong และ Gommer สามารถสรุปวิธีการหามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าดังแสดงในรูปที่ 2 การหามูลค่าเวลาการขนส่งสินค้าได้จากรูปแบบการเลือกทางเลือกของการขนส่งสินค้า ซึ่งจะนำมาสร้างแบบจำลองของฟังก์ชันอรรถประโยชน์ และประยุกต์ใช้แนวคิดของการหามูลค่าเวลาของการขนส่ง โดยนำค่าสัมประสิทธิ์ของตัวแปรเวลาในการขนส่งหารด้วยสัมประสิทธิ์ของตัวแปรที่ได้จากค่าใช้จ่ายของการขนส่ง (Trade off Ratio) คูณกับต้นทุนค่าใช้จ่ายในการขนส่งสินค้า



รูปที่ 2 วิธีการประมาณมูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้า

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Jong, G.C.D. and Gommers [5] ทำการศึกษาการประมาณค่าของเวลาในการขนส่งสินค้าในปี 1998 เพื่อที่จะพิจารณาถึงเหตุของความคุ้มค่าในเศรษฐกิจและเป็นเครื่องมือในการวัดค่านโยบาย โดยทำการทดลอง Stated Preference (SP Pilot) 5 ครั้ง โดยวิธีทำคือ ทำการแบ่งส่วนโหมดทางการขนส่งเป็นรูปแบบต่าง ๆ คือ การขนส่งโดยทางถนน ทางรถไฟ และทางน้ำ โดยผู้ตอบจะเป็น ผู้อำนวยการหรือเจ้าของบริษัทหรือผู้จัดการ เป็นการถามทางเลือกระหว่างทางเลือกคุณสมบัติต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการเดินทาง คือ ราคา ค่าใช้จ่าย เวลาการเดินทาง ร้อยละเวลาการถึงจุดหมายปลายทาง ที่ไม่ตรงเวลา ความน่าจะเป็นของความเสียหายที่เกิดขึ้นและความถี่ในการขนส่งแล้วนำผลที่ สัมภาษณ์มาประมาณค่าตามรูปแบบจำลองโลจิต (Logit Model)

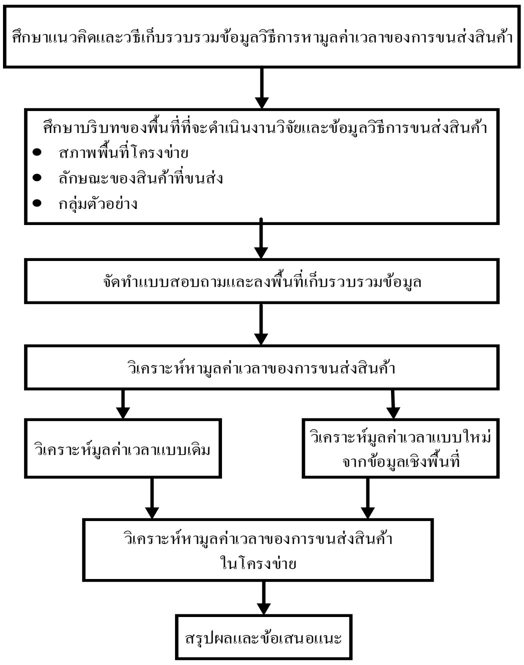
ยศจิรา ว่องวิทย์ [6] ศึกษาหารูปแบบจำลองของการขนส่งสินค้าในนิคมอุตสาหกรรม บางปะอิน นิคมอุตสาหกรรมไฮเทค และอุตสาหกรรมโรจนะ เข้าสู่กรุงเทพมหานครและ ปริมณฑล และภาคตะวันออก เพื่อวิเคราะห์มูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้าโดยใช้ทฤษฎีอรรถประโยชน์และแบบจำลองโลจิตสำหรับการวิเคราะห์ สถานการณ์ทางเลือกเพียงสองทางเลือก ตัวแปรที่ใช้พิจารณาตัดสินใจทางเลือกคือ ค่าใช้จ่ายในการขนส่งสินค้า เวลาในการเดินทาง ร้อยละของการขนส่งสินค้าไม่ตรงเวลา และความเสียหายโดยการ ประมาณค่าพารามิเตอร์ของแต่ละตัวแปรด้วยวิธีการผลรวมของความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum Likelihood Method)

วีรยา เลี่ยมเงิน [7] พัฒนาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางประเภทโลจิต ประกอบด้วยฟังก์ชั่นอรรถประโยชน์ของรูปแบบการเดินทางซึ่งเป็นการตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทาง 2 รูปแบบ คือ รถยนต์ส่วนตัวและรถโดยสารสาธารณะ โดยสำรวจรูปแบบการเดินทางจากกลุ่มตัวอย่างของครัวเรือนในจังหวัดนครสวรรค์ โดยสร้างแบบจำลองโดยใช้ตัวแปรที่ใช้อธิบายพฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทาง คือ ระยะเวลาและค่าใช้จ่ายในการเดินทาง และผู้วิจัยได้สร้างสถานการณ์จำลองขึ้น 9 สถานการณ์ เพื่อนำมาหามูลค่าเวลาของการเดินทาง

ศุภกร สุทธิพันธ์ [8] พัฒนาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางระหว่างรถยนต์ส่วนบุคคล (รถยนต์และจักรยานยนต์) และรถโดยสารสาธารณะ โดยสร้างแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางแบบโลจิต 2 ทางเลือก ให้บุคลากรและนักศึกษาในมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ตอบแบบสอบถามเพื่อ พิจารณาถึงปัจจัยหลักที่ผู้เดินทางให้ความสำคัญต่อทางเลือกในการเดินทางภายในมหาวิทยาลัย

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

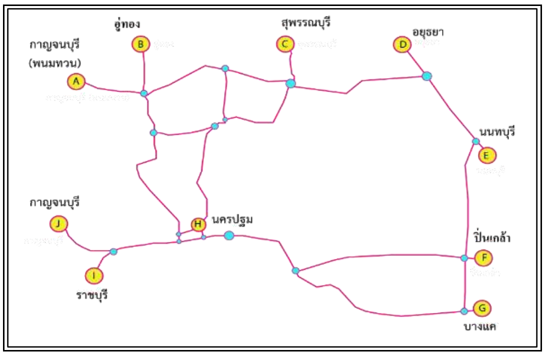
ในการดำเนินงานวิจัยเพื่อหามูลค่าเวลาของโครงข่ายการขนส่งสินค้าเกษตร โดยวิธีการเลือกรูปแบบการขนส่งจะพิจารณาจาก 2 ทางเลือก ได้แก่ รถยนต์ส่วนตัว (รถกระบะบรรทุก) กับรถบรรทุก (รถ 6 ล้อ / รถ 10 ล้อ) ซึ่งผู้วิจัยได้ลงพื้นที่เก็บข้อมูลการขนส่งสินค้าเกษตรและนำข้อมูลที่ได้จากการเก็บข้อมูลเชิงพื้นที่มาสร้างเป็นแบบจำลองเพื่อนำมาหามูลค่าเวลาของการขนส่งโดยขั้นตอนการดำเนินการของผู้วิจัยสรุปเป็นผังขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ผังการดำเนินงานวิจัย

3.1 การศึกษาบริบทสภาพพื้นที่ของโครงข่าย

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์ข้อมูลมูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตรในรูปแบบโครงข่าย ซึ่งพื้นที่ที่จะทำการวิเคราะห์เป็นพื้นที่โครงข่ายที่ตั้งอยู่ในภาคกลางของประเทศไทย ซึ่งโครงข่ายที่ผู้วิจัยจะวิเคราะห์ประกอบไปด้วยส่วนพื้นที่ที่เกี่ยวข้องได้แก่จังหวัดต่างๆ ดังนี้ สุพรรณบุรี นครปฐม ราชบุรี อยุธยา และกรุงเทพมหานคร โดยแผนที่ของโครงข่ายแสดงดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 โครงข่ายจำลองของการขนส่งภาคกลาง

โดยจังหวัดต่างๆ ที่กล่าวมาข้างต้นล้วนเป็นพื้นที่ที่มีความอุดมสมบูรณ์สามารถเพาะปลูกผลผลิตทางการเกษตรได้ตลอดทั้งปีทำให้โครงข่ายดังกล่าวสร้างมูลค่าของการขนส่งสินค้าเกษตรได้เป็นอย่างดี สินค้าเกษตรที่มีการเพาะปลูกในพื้นที่ดังกล่าวจะประกอบไปด้วยพืชไร่และพืชสวน โดยพืชไร่ได้แก่ อ้อย มันสำปะหลัง ข้าวโพด ข้าวเจ้า และสัปปะรด ส่วนพืชสวนได้แก่พืชผักต่างๆ และผลไม้ ซึ่งส่วนมากการขนส่งสินค้าในโครงข่ายดังกล่าวจะใช้เวลาขนส่งสินค้าอยู่ประมาณ 2-3 ชั่วโมง ถ้าพืชที่ใช้ขนส่งเป็นพืชไร่ก็จะไม่ได้เกิดปัญหาอะไรเท่าไรนัก เนื่องจากสินค้ามีความคงทนต่อสภาวะในการขนส่งและสภาพดิน ฟ้า อากาศได้ดี แต่ในกรณีของผักใบต่างๆ และผลไม้จะต่างจากพืชไร่เนื่องจากมีความทนต่อสภาวะการขนส่งและสภาพดิน ฟ้า อากาศ ได้น้อย จึงนำมาซึ่งความเสียหายของผลผลิตได้ง่าย ผู้วิจัยจึงเลือกที่จะศึกษารูปแบบการขนส่งของผลผลิตการเกษตรจำพวกพืชผักต่างๆ และผลไม้ เนื่องจากมีผลลัพธ์ผลกระทบของผลผลิตที่เกิดจากรูปแบบการขนส่งซึ่งจะสามารถสะท้อนได้ถึงมูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าด้วย ผู้วิจัยได้ลงพื้นที่ศึกษารูปแบบการขนส่งสินค้าเกษตรดังกล่าวในพื้นที่โครงข่ายภาคกลาง

พบว่าเกษตรกรหรือผู้ประกอบการขนส่งจะขนส่งสินค้าเกษตรเข้ามาที่ตลาดกลางสินค้าการเกษตรและจะดำเนินการขนย้ายสินค้าเพื่อขนส่งไปยังจุดหมายปลายทางต่อไป ซึ่งการขนส่งสินค้าจะใช้ยานพาหนะขนส่งหลักๆ 2 ประเภท ได้แก่ 1.รถกระบะบรรทุก 2. รถบรรทุก 6 ล้อ

รูปที่ 5 รถกระบะและรถบรรทุก 6 ล้อที่ใช้ขนส่งสินค้า

จากโครงข่ายการขนส่งดังกล่าวผู้วิจัยได้ลงพื้นที่ตลาดกลางขายส่งสินค้าเกษตร หรือเรียกว่าตลาดกลางค้าผักและผลไม้ ซึ่งเป็นสถานที่ที่มีสำคัญในการรวบรวมสินค้าเกษตร รวมถึงเป็นแหล่งที่ผู้ประกอบการขนส่งจะเดินทางมาส่งสินค้าเพื่อกระจายไปยังภูมิภาคต่างๆ ผู้วิจัยจึงคัดเลือกสอบถามข้อมูลทั่วไปของการขนส่งสินค้าและแจกแบบสอบถามให้แก่ผู้ประกอบการขนส่งได้ตอบแบบสอบถาม โดยพื้นที่ที่สำรวจประกอบไปด้วยตลาดกลางค้าส่งผักและผลไม้ 2 แห่ง คือ ตลาดปฐมมงคลและตลาดศรีเมือง ซึ่งเป็นตลาดกลางค้าขายผักและผลไม้ตั้งอยู่ในพื้นที่จังหวัดนครปฐมและราชบุรี

3.2 การสำรวจข้อมูล

3.2.1 กลุ่มตัวอย่างและขนาดตัวอย่าง

ผู้วิจัยได้ทำการกำหนดตัวอย่างโดยใช้สูตรคำนวณหาขนาดกลุ่มตัวอย่างแบบทราบจำนวนประชากรที่เข้ามาขนส่งด้วยวิธีการเลือกจากประชากร โดยที่สมาชิกทุกตัวของประชากรมีโอกาสถูกเลือกเท่ากัน ซึ่งการเลือกตัวอย่างด้วยวิธีสุ่มสามารถหาจำนวนตัวอย่างได้จากสมการ (7) (Yamane, 1973) [9]

$$n = \frac{N}{1 + Ne^2} \qquad (6)$$

โดยที่ n = จำนวนกลุ่มตัวอย่าง

N = ขนาดของประชากร

e = ความคาดเคลื่อนสูงสุดที่ยอมรับได้

ซึ่งจากการสอบถามกลุ่มผู้ขนส่งในพื้นที่พบว่ามีจำนวนประมาณ 100 - 150 ราย/วัน ดังนั้นกลุ่มตัวอย่างจากการสำรวจประชากรที่ระดับความเชื่อมั่น 95% จะได้กลุ่มตัวอย่างประมาณ 100 รายต่อพื้นที่สำรวจ

ตารางที่ 1 จำนวนกลุ่มตัวอย่างในแต่ละพื้นที่สำรวจ

ลำดับที่ (แห่ง)	รายการพื้นที่ตลาดกลาง ค้าผักและผลไม้	จำนวน (คน)
1	ตลาดปฐมมงคล จังหวัดนครปฐม	100
2	ตลาดศรีเมือง จังหวัดราชบุรี	100

3.2.2 การกำหนดตัวแปรและค่าระดับของตัวแปร

ผู้วิจัยได้ศึกษาและคัดเลือกตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อการตัดสินใจในการขนส่งสินค้าได้แก่ ระยะเวลาในการขนส่ง ค่าใช้จ่ายในการขนส่ง และความเสียหายของสินค้าในการขนส่ง งานศึกษาวิจัยนี้จะใช้รูปแบบของการพิจารณาตัวแปรทั้ง 3 ตัวแปรที่กล่าวมาข้างต้น แบบเลือกคู่สถานการณ์ทางเลือกไปพร้อมๆกัน (Binary Logit Model) โดยมีการเปรียบเทียบตัวแปรต่างๆ พร้อมกับค่าระดับของแต่ละตัวแปรแล้วเลือกทางเลือกโดยมีหลัก คือ ผู้เลือกจะเลือกทางเลือกที่ตนพิจารณาแล้วว่าเกิดอรรถประโยชน์สูงสุด

โดยการประเมินทั้งจากการสอบถามจากผู้ประกอบการขนส่งและข้อมูลทุติยภูมิด้านการขนส่งสินค้า สามารถกำหนดค่าระดับของตัวแปรได้ออกเป็น 3 ระดับ ดังต่อไปนี้

1. ระยะเวลาของการขนส่งสินค้าแบ่งออกเป็น 3 ค่าระดับ คือ เท่าเดิม, น้อยลง30นาที (25%) และมากขึ้น30นาที (25%) โดยกำหนดมาจากการพิจารณาระยะเวลาเฉลี่ยในการเดินทางในพื้นที่

2. ค่าใช้จ่ายของการขนส่งสินค้าแบ่งออกเป็น 3 ค่าระดับ คือ เท่าเดิม, น้อยลง 20% และมากขึ้น 20% โดยการกำหนดค่าตัวแปรว่าน้อยกว่าหรือมากกว่าร้อยละ 20 ของค่าใช้จ่ายปกตินั้น กำหนดมาจากข้อมูลการขนส่งในพื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงของค่าใช้จ่ายประมาณร้อยละ 20

3. ความเสียหายของสินค้าในการขนส่งสินค้าแบ่งออกเป็น 3 ค่าระดับ คือไม่เสียหาย เสียหายไม่เกินร้อยละ 10 และเสียหายเกินร้อยละ 10

ตารางที่ 2 จำนวนกลุ่มตัวอย่างในแต่ละพื้นที่สำรวจ

ค่าระดับ	ตัวแปรที่ต้องพิจารณา		
	Time	Cost	Damage
0	ลดลง25%	ลดลง20%	ไม่มีความเสียหาย
1	เท่าเดิม	เท่าเดิม	เสียหายไม่เกิน 10%
2	เพิ่มขึ้น25%	เพิ่มขึ้น20%	เสียหายมากกว่า 10%

3.3 สร้างแบบสอบถาม

แบบสอบถามเป็นรูปแบบของชุดคำถาม ที่ได้ถูกรวบรวมไว้อย่างมีหลักเกณฑ์ และเป็นระบบเพื่อใช้วัดสิ่งที่ผู้วิจัยต้องการจะวิเคราะห์จากกลุ่มตัวอย่างหรือประชากรเป้าหมาย โดยชุดคำถามจะใช้เทคนิคของการเก็บรวบรวมข้อมูลด้วยวิธีวัดความพึงพอใจทางตรง (State Preference Method: SP) ซึ่งเป็นวิธีการสำรวจข้อมูลภายใต้สถานการณ์ที่ถูกสมมุติขึ้นมาผู้ตอบแบบสอบถามสามารถตัดสินใจเลือกได้อย่างอิสระตามความพึงพอใจของตนซึ่งจะอยู่บนพื้นฐานของการวิเคราะห์อรรถประโยชน์ของทางเลือก

แบบสอบถามส่วนที่ 1

ส่วนแรกจะเป็นลักษณะทั่วไปของบริษัทผู้ผลิตและผู้จัดส่งสินค้า เช่น เพศ อายุ วุฒิการศึกษา ชื่อบริษัท สินค้าที่จัดส่ง และข้อมูลรายละเอียดประกอบการขนส่งสินค้า

แบบสอบถามส่วนที่ 2

ส่วนที่สองจะเป็นการสัมภาษณ์เพื่อให้ทราบถึงความสำคัญของปัจจัยที่สำคัญในการพิจารณา และการตัดสินใจในการเลือกใช้ทางเลือกในการขนส่งสินค้าตามสถานการณ์ทางเลือกที่ได้กำหนดขึ้น ซึ่งในส่วนนี้จะเป็นวิธีการสำรวจด้วยวิธี State Preference โดยกลุ่มเป้าหมายคือ ผู้ประกอบการขนส่งในเขตพื้นที่โครงข่ายการขนส่งที่ทำการศึกษา

แบบสอบถามส่วนที่ 3

ส่วนที่สามจะเป็นข้อคำถามที่สอบถามเพื่อต้องการที่จะทราบข้อคิดเห็นของผู้ขนส่งสินค้าว่ามีความพึงพอใจในระดับใดต่อการประหยัดเวลาในการขนส่งสินค้าในมิติของความเชื่อมั่นที่ว่าการประหยัดเวลาของการขนส่งจะทำให้เกิดประสิทธิภาพและความน่าเชื่อถือของการขนส่งสินค้า

ตัวแปรระยะเวลาของการขนส่งมีค่าระดับ 3 ระดับ ตัวแปรค่าใช้จ่ายในการขนส่งสินค้ามีค่าระดับ 3 ระดับ และตัวแปรความเสียหายของผลผลิตจากการขนส่งมี 3 ระดับ ดังนั้นจะสามารถออกแบบเพื่อผสมผสานค่าระดับของตัวแปรต่าง ๆ อย่างเต็มรูปแบบ (Full Factorial Design) ได้ทั้งหมด 27 สถานการณ์ (3x3x3) จากนั้นจะใช้วิธีการ Orthogonal Design เพื่อคัดเลือกจำนวนสถานการณ์ให้น้อยลงจนเหลือ 9 สถานการณ์และจัดทำสถานการณ์ทางเลือก เพื่อให้ผู้ตอบแบบสอบถามได้เลือกตอบแบบสอบถาม

ตารางที่ 3 ตัวอย่างสถานการณ์ทางเลือกในแบบสอบถามส่วนที่ 2

สถานการณ์ที่	รถ	เวลา	ค่าใช้จ่าย	ความเสียหาย	เลือก
1	รถกระบะ	ลดลง 25%	ลดลง 20%	-	
	รถบรรทุก	เพิ่มขึ้น 25%	เพิ่มขึ้น 20%	<10%	
2	รถกระบะ	ลดลง 25%	เท่าเดิม	<10%	
	รถบรรทุก	เพิ่มขึ้น 25%	เท่าเดิม	-	
3	รถกระบะ	ลดลง 25%	เพิ่มขึ้น 20%	>10%	
	รถบรรทุก	เพิ่มขึ้น 25%	ลดลง 20%	>10%	
4	รถกระบะ	เท่าเดิม	ลดลง 20%	<10%	
	รถบรรทุก	เท่าเดิม	เพิ่มขึ้น 20%	-	

3.4 การสร้างแบบจำลองและหามูลค่าเวลาของการขนส่ง

เมื่อดำเนินการลงพื้นที่จัดเก็บข้อมูลเป็นที่เรียบร้อยจะเริ่มดำเนินการลงข้อมูลที่ได้จากการสำรวจลงในโปรแกรมวิเคราะห์สถิติ (SPSS) เพื่อวิเคราะห์ข้อมูลและสร้างแบบจำลองในการหามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตร โดยมูลค่าเวลาของการขนส่งหาได้จากสมการที่ (7)

$$VOT\ (\text{บาท/ชั่วโมง}) = \beta_t/\beta_c \ \ x\ Cost\ Factor \qquad (7)$$

โดยที่ VOT = มูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้า (บาท/ชั่วโมง)

β_t/β_c = Trade off Ratio ของผู้ขนส่งสินค้า

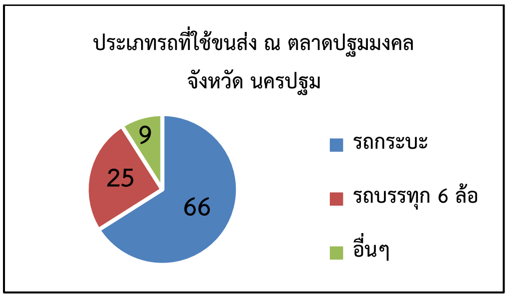
$Cost\ Factor$ = ตัวประกอบของค่าใช้จ่ายในการขนส่ง

Cost Factor ก็คือการวิเคราะห์ค่าใช้จ่ายของการขนส่ง โดยทั่วไปโครงสร้างของค่าใช้จ่ายในการขนส่งจะประกอบไปด้วย 2 ส่วน คือ ค่าใช้จ่ายคงที่ (Fixed Costs) และค่าใช้จ่ายผันแปร (Variable Costs)

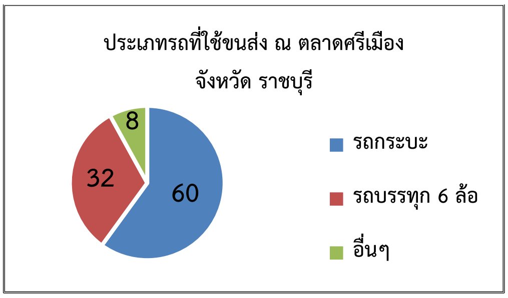
4. ผลการศึกษา

4.1 ประเภทรถที่ใช้ในการขนส่งสินค้าเกษตร

ผลการสำรวจที่ได้ลงพื้นที่ตลาดกลางขนส่งสินค้าเกษตรทั้ง 2 แห่ง พบว่าผู้ขนส่งสินค้าเกษตรส่วนมากเลือกใช้ รถกระบะในการบรรทุกสินค้า และรองลงมาจะเป็นรถบรรทุก 6 ล้อ โดยมีจำนวนรถที่ผู้ขนส่งทั้ง 2 แห่งใช้ในการขนส่งสินค้าแสดงดังรูปภาพที่ 6 และ7



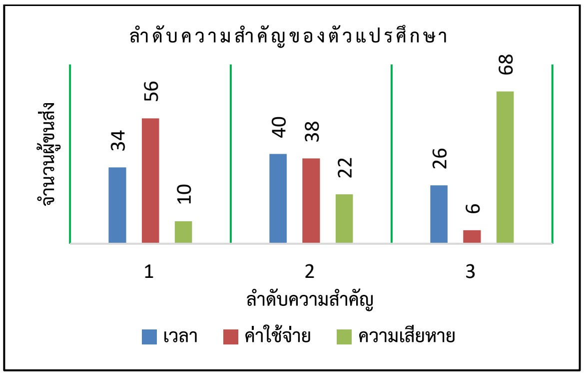
รูปที่ 6 จำนวนสัดส่วนรถที่ใช้ขนส่งสินค้าในตลาดปฐมมงคล



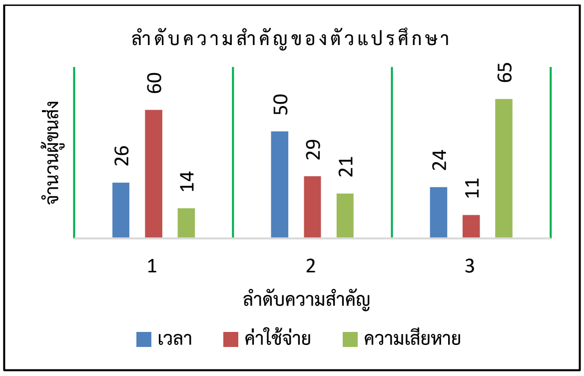
รูปที่ 7 จำนวนสัดส่วนรถที่ใช้ขนส่งสินค้าในตลาดศรีเมือง

4.2 ความสำคัญของตัวแปรที่ใช้ในการพิจารณาขนส่งสินค้าเกษตร

ตัวแปรที่ผู้วิจัยศึกษาแล้วว่าเป็นตัวแปรสำคัญของการขนส่ง โดยเลือกตัวแปรศึกษา 3 ตัวได้แก่ เวลาในการขนส่งสินค้า ค่าใช้จ่ายของการขนส่ง และความเสียหายจากการขนส่ง ซึ่งในแบบสอบถามส่วนที่ 2 ให้ผู้ตอบแบบสอบถามเรียงลำดับความสำคัญของทั้ง 3 ตัวแปรข้างต้น ผลจากการสำรวจพบว่าผู้ขนส่งสินค้าให้ความสำคัญกับ ตัวแปรค่าใช้จ่ายในการขนส่งเป็นลำดับแรก รองลงมาคือ ตัวแปรเวลาที่ใช้ในการขนส่ง และในลำดับสุดท้ายคือ ตัวแปรความเสียหายของการขนส่งสินค้า



รูปที่ 8 การจัดลำดับความสำคัญของตัวแปรของผู้ขนส่งในตลาดปฐมมงคล



รูปที่ 9 การจัดลำดับความสำคัญของตัวแปรของผู้ขนส่งในตลาดศรีเมือง

4.3 มูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้า

จากการลงพื้นที่เก็บข้อมูลทั้ง 2 แห่ง ได้นำข้อมูลทั้งหมดจากกลุ่มตัวอย่างซึ่งเป็นผู้ขนส่งจำนวนทั้งสิ้น 200 คน หรือคิดเป็นจำนวนสถานการณ์ทั้งสิ้น 3,600 สถานการณ์ ป้อนเข้าสู่โปรแกรมวิเคราะห์ทางสถิติ SPSS เพื่อวิเคราะห์หาสมการอรรถประโยชน์ (Utility Function) โดยใช้รูปแบบการวิเคราะห์ Binary Logistic Regression ได้ผลลัพธ์ดังสมการที่ (8)

$$U_{\text{รวม}} = 1.517 + 1.745Type - 0.829Time - 1.038Cost - 0.483Damage \qquad (8)$$

และเมื่อพิจารณาฟังก์ชันอรรถประโยชน์ตามประเภทของรถที่ใช้ขนส่งสินค้าจะได้ฟังก์ชันอรรถประโยชน์ตามสมการที่ (9) และ (10)

$$U_{\text{กระบะ}} = 4.352 - 1.098Time - 1.292Cost - 0.895Damage \qquad (9)$$

$$U_{\text{รถบรรทุก 6 ล้อ}} = 1.049 - 0.758Time - 0.969Cost - 0.154Damage \quad (10)$$

จากสมการที่ (8) จุดสมดุลความพอใจ (Trade off Ratio) ของผู้ขนส่งสินค้าซึ่งคือ ค่าที่แสดงถึงจำนวนเงินที่ผู้ขนส่งยอมจ่ายออกไปเพื่อแลกกับการประหยัดเวลาในการขนส่ง โดยหาจากสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปรเวลาในการขนส่งสินค้า (β_t) หารด้วยสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปรค่าใช้จ่ายของการขนส่ง (β_c) มีค่าเท่ากับ 0.80 ดังนั้นมูลค่าเวลา (VOT) ของการขนส่งสินค้าจะหาได้จากค่า 0.80 * ตัวประกอบค่าใช้จ่าย (Cost Factor) โดยตัวประกอบค่าใช้จ่ายที่จะนำมาหามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้า เป็นการคิดค่าใช้จ่ายจากรถทุกประเภทที่ใช้ในการขนส่งได้แก่ รถกระบะและรถบรรทุก 6 ล้อ โดยปรับหน่วยให้เป็นฐานเดียวกันคือ ค่าใช้จ่ายบาท/ชั่วโมง ซึ่งหามาจากค่าใช้จ่ายทางตรงและทางอ้อมที่เกิดจากการใช้รถขนส่งแต่ละประเภท

ผู้วิจัยได้เก็บข้อมูลทั้งทางปฐมภูมิและทุติยภูมิของพื้นที่การขนส่งและนำมาคำนวณตามหลักของค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นตามกิจกรรม ได้ค่าตัวประกอบค่าใช้จ่าย (Cost Factor) ของรถทุกประเภทที่ใช้ขนส่งสินค้ามีค่าเท่ากับ 703 บาทต่อชั่วโมง ดังนั้นมูลค่าเวลา (VOT) ของการขนส่งสินค้าเกษตรในพื้นที่ศึกษา มีค่าเท่ากับ 562.40 บาทต่อชั่วโมง (0.80 * 703) หรือประมาณ 562 บาทต่อชั่วโมง และจากการศึกษาจะพบว่ามูลค่าเวลาที่ได้จากการขนส่งสินค้าโดยทั่วไปมักจะมีค่าสูงกว่ามูลค่าเวลาในการเดินทางด้วย

4.4 แนวทางในการประยุกต์ใช้มูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้า

มูลค่าของเวลาโดยทั่วไปแล้วแบ่งออกเป็น 2 ประเภทหลักๆ ได้แก่มูลค่าเวลาของการเดินทางและมูลค่าเวลาของการขนส่ง ซึ่งวิธีการวิเคราะห์ก็จะใช้รูปแบบของการวิเคราะห์ที่ต่างกัน ค่าที่ได้ก็มักจะมีค่าที่ไม่เท่ากันตามไปด้วยส่วนมากมูลค่าเวลาของการขนส่งจะมีค่าสูงกว่ามูลค่าเวลาของการเดินทางเกือบเท่าตัวหรือมากกว่ามาก แต่ด้วยสัดส่วนของการเดินทางในถนนทางหลวงมีปริมาณของรถที่ใช้เดินทางมากกว่ารถที่ใช้ขนส่งสินค้า จึงทำให้มูลค่าเวลาที่พบเห็นส่วนมากมักจะเป็น มูลค่าเวลาในการเดินทาง และมูลค่าเวลาในการเดินทางมีวิธีการวิเคราะห์อย่างง่ายโดยนำค่ารายได้เฉลี่ยของผู้เดินทางหารด้วยชั่วโมงในการทำงานเฉลี่ย แต่การหามูลค่าเวลาในลักษณะนี้ค่าที่ได้อาจจะไม่เหมาะสมนัก ผู้วิจัยจึงหาแนวทางเพื่อให้ได้มูลค่าเวลาที่สะท้อนถึงพื้นที่มากที่สุดโดยคิดจากสัดส่วนการเดินทาง ซึ่งมีรูปแบบของการหามูลค่าเวลารวมดังสมการที่ (11)

$$VOT_{\text{รวม}} = A * VOT_{\text{เดินทาง}} + B * VOT_{\text{ขนส่ง}} \quad (11)$$

จากสมการ (11) ค่า A คือ สัดส่วนรถที่เดินทางทั่วไป และค่า B คือสัดส่วนรถที่ใช้ขนส่งสินค้า ทั้งนี้จากข้อมูลทุติยภูมิที่ผู้วิจัยค้นคว้าพบว่า A มีค่าประมาณ 60% ส่วน B มีค่าประมาณ 40% โดยใช้ข้อมูลปริมาณจราจรบนถนนสายหลักทั่วประเทศปี2562 จากสำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง [10] ดังนั้นสมการมูลค่าเวลารวมที่แท้จริงในพื้นที่จะเป็นไปตามสมการที่ (12)

$$VOT_{\text{รวม}} = 0.6\,VOT_{\text{เดินทาง}} + 0.4\,VOT_{\text{ขนส่ง}} \quad (12)$$

การวิเคราะห์ความคุ้มค่าของโครงการก่อสร้างจะใช้ค่าของมูลค่าเวลา (VOT) ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของค่าใช้จ่ายของผู้ใช้ทาง (Road User Cost, RUC) ที่นำมาวิเคราะห์ด้านผลประโยชน์ของเวลาในการเดินทางที่ลดลงเมื่อมีการก่อสร้างโครงการ ปกติจะพิจารณาเป็นรายสายทาง แต่ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาในแบบโครงข่ายเพื่อจะได้ทราบถึงมูลค่าเวลาของโครงข่ายในพื้นที่ที่ได้ทำการศึกษาโดยใช้ปริมาณการจราจรจะใช้ข้อมูลการศึกษาปริมาณการจราจรของโครงข่ายการก่อสร้างทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง สายบางใหญ่ – กาญจนบุรี (M81) เป็นโครงการทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองที่กำลังดำเนินการก่อสร้าง มีเส้นทางเชื่อมต่อกรุงเทพมหานครกับจังหวัดฝั่งภาคตะวันตก เพื่ออำนวยความสะดวกของการเดินทางและขนส่งสินค้าให้มีประสิทธิภาพสูง รวดเร็ว และปลอดภัย ปริมาณการเดินทางในโครงข่าย (OD Demand) สำคัญๆ แสดงดังตารางที่ 4 และ สมมุติการเดินทางในกรณีที่มีการเดินทางจากจังหวัดฝั่งภาคตะวันตกและภาคกลางเข้าสู่กรุงเทพมหานคร ซึ่งแสดงคู่ OD ของการเดินทางได้ดังตารางที่ 5

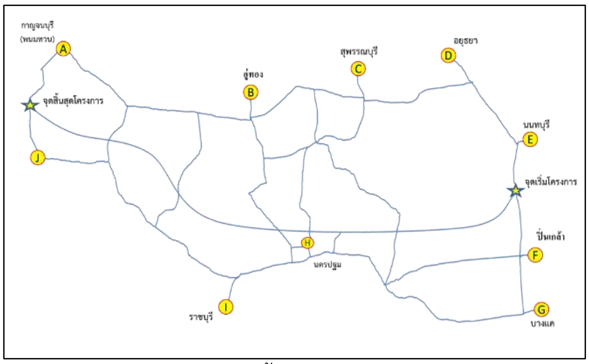
ตารางที่ 4 จำนวนในโครงข่ายในพื้นที่ศึกษา

Zone	Node
พนมทวน	A
อู่ทอง	B
สุพรรณบุรี	C
อยุธยา	D
นนทบุรี	E
ปิ่นเกล้า	F
บางแค	G
นครปฐม	H
ราชบุรี	I
เมืองกาญจนบุรี	J

ตารางที่ 5 จำนวนการเดินทางของคู่ OD สมมุติในพื้นที่โครงข่ายที่ศึกษา

O-D Demand		Destination (Pcu/day)		
		E	F	G
Origin (Pcu/day)	A	7,892	2,659	1,265
	B	134	1,231	1,145
	C		3,652	3,245
	I	7,792	7,652	8,201
	J	10,452	8,055	9,520

จากพื้นที่โครงข่ายศึกษาดังกล่าวเมื่อดำเนินการก่อสร้างทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง สายบางใหญ่ – กาญจนบุรี (M81) แนวสายทางดังกล่าวมีจุดมีเริ่มต้นที่จุดตัดทางหลวงพิเศษหมายเลข 9 ด้านตะวันตกกับถนนรัตนาธิเบศร์ บริเวณทางแยกต่างระดับบางใหญ่ อ.บางใหญ่ จ.นนทบุรี และไปบรรจบกับทางหลวงหมายเลข 324 (ถนนกาญจนบุรี-อ.พนมทวน) อ.ท่าม่วง จ.กาญจนบุรี ซึ่งเป็นจุดสิ้นสุดโครงการ ดังแสดงตามรูปภาพที่ 10



รูปที่ 10 แนวเส้นทางมอเตอร์เวย์ในโครงข่ายพื้นที่ศึกษา

จากข้อมูลทุติยภูมิจะทราบปริมาณความต้องการเดินทางของโครงข่ายจากจุดเริ่มต้นไปยังจุดปลายทาง (OD Demand) การวิเคราะห์ปริมาณการเดินทางที่เกิดขึ้นในเส้นทางต่างๆ ภายในโครงข่ายจะใช้แบบจำลองการแจกแจงการเดินทาง (Trip Assignment Model) ด้วยหลักของวิธีสมดุลของผู้เดินทาง (User Equilibrium) ซึ่งเป็นเทคนิควิธีที่ทำให้เวลาการเดินทางบนเส้นทางต่างๆ อยู่ในสภาพสมดุล ซึ่งมีรูปแบบดังสมการที่ (13)

$$Min\ Z = \sum_a \int_0^{Xa} t_a(Xa)\ dx \qquad (13)$$

โดยที่ Z คือ ระยะเวลาเดินทางรวมทุกเส้นทางภายในโครงข่าย

Xa คือ ปริมาณการเดินทางสมดุล บน Link a

t_a คือ ระยะเวลาในการเดินทาง บน Link a

เมื่อนำปริมาณการเดินทางตามคู่ OD ข้างต้นเข้าสู่การวิเคราะห์การแจกแจงการเดินทางเพื่อหาค่าระยะเวลาการเดินทางรวมในโครงข่ายที่น้อยที่สุด (Min Z) พบว่าในกรณีที่ไม่มีมอเตอร์เวย์ มีค่าเท่ากับ 89,108 คัน*ชั่วโมง/วัน ส่วนในกรณีมีมอเตอร์เวย์ มีค่าเท่ากับ 89,068 คัน*ชั่วโมง/วัน และเมื่อพิจารณาในรูปแบบโครงข่ายสามารถหามูลค่าเวลาของโครงข่ายได้จากสมการที่ (14)

$$VOT\ of\ Network = VOT_{รวม}\ \ x\ Min(Z)\ (Pcu\text{-}hr) \qquad (14)$$

ผู้วิจัยได้ใช้ข้อมูลทุติยภูมิของมูลค่าเวลาในการเดินทางจากสำนักนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (สนข.) [11] ได้ $VOT_{เดินทาง}$ = 103 บาทต่อชั่วโมง (ฐานปี 2560) และมูลค่าเวลาของการขนส่งจากการวิจัยได้ $VOT_{ขนส่ง}$ = 562 บาทต่อชั่วโมง ดังนั้นจากสมการที่ (12) จะได้ $VOT_{รวม}$ = 287 บาทต่อชั่วโมง

จากพื้นที่โครงข่ายศึกษาเมื่อคำนวณตามสมการที่ (14) จะได้มูลค่าเวลาของโครงข่ายศึกษาได้เท่ากับ 287 บาท/ชั่วโมง และเมื่อวิเคราะห์ถึงผลประโยชน์ด้านเวลาในการก่อสร้างทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง สายบางใหญ่ – กาญจนบุรี (M81) ทำให้ทราบถึงจำนวนเงินที่ผู้เดินทางและผู้ขนส่งประหยัดได้ถึง 11,510 บาท/วัน

5. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

การดำเนินงานวิจัยเพื่อหามูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตรครั้งนี้ทำให้ทราบถึงรูปแบบของการขนส่งสินค้าเกษตร พบว่าส่วนมากผู้ขนส่งจะใช้รถกระบะบรรทุกในการขนส่งสินค้ามากกว่ารถบรรทุก 6 ล้อ ถึงแม้ว่ารถบรรทุก 6 ล้อจะสามารถบรรทุกสินค้าได้มากกว่า แต่รถกระบะมีข้อได้เปรียบกว่า เช่น เวลาวิ่งรถกล่าวคือไม่ติดเวลาวิ่งเมื่อต้องเดินทางเข้ามาขนส่งในเขตเมือง ความคล่องตัวขณะขนส่งสินค้า หากไม่ใช้รถสามารถขายต่อได้ไวกว่า และเมื่อตีรถเปล่ากลับราคาต้นทุนถูกกว่า การศึกษาถึงตัวแปรสำคัญของการขนส่งที่ผู้ขนส่งใช้ในการพิจารณาได้แก่ ตัวแปรเวลาขนส่งสินค้า ค่าใช้จ่ายในการขนส่ง และตัวแปรความเสียหายของการขนส่งสินค้า พบว่าผู้ขนส่งให้ความสำคัญกับตัวแปรค่าใช้จ่ายมากที่สุด รองมาคือตัวแปรเวลาในการขนส่ง และตัวแปรความเสียหายของการขนส่งเป็นลำดับสุดท้าย

การวิเคราะห์มูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตรในงานวิจัยนี้ใช้รูปแบบการวิเคราะห์แบบจำลองโดยใช้ Binary Logistic Regression ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ที่ตรงกับพฤติกรรมของมนุษย์ กล่าวคือ การเลือกการขนส่งโดยทั่วๆ ไปก็มักจะต้องพิจารณาปัจจัยต่างๆ ที่เกี่ยวข้องแล้วจึงตัดสินใจว่าจะเลือกหรือไม่เลือก ซึ่งมูลค่าเวลาในแต่ละพื้นที่ก็จะมีค่าแตกต่างกันตามสภาพปัจจัยของบุคคลหรือบริบทของพื้นที่ จากพื้นที่ที่ทำการศึกษาพบว่าผู้ขนส่งมีค่าความพึงพอใจที่จะจ่ายเพื่อแลกกับการประหยัดเวลาในการขนส่งเท่ากับ 0.8 เท่าของค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นจากการขนส่งสินค้า กล่าวคือ มูลค่าเวลาของการขนส่งสินค้าเกษตรในพื้นที่ศึกษามีค่าเท่ากับ 562 บาท/ชั่วโมง

ในการประยุกต์ใช้แบบจำลองเพื่อหามูลค่าเวลาแบบโครงข่ายการขนส่งสินค้าในพื้นที่ สามารถนำค่าของมูลค่าเวลาที่ได้จากการขนส่งรวมกับมูลค่าเวลาของการเดินทาง จึงจะได้ค่าของมูลค่าที่มีความถูกต้องมากขึ้นและนำมาปรับเทียบกับสัดส่วนปริมาณรถในท้องถนน ซึ่งสามารถหาข้อมูลได้จากหน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับทางหลวงต่างๆ เช่น กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท กรมการขนส่งทางบก และสำนักนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร เป็นต้น จากการวิเคราะห์มูลค่าเวลาของโครงข่ายพบว่ามีค่า มูลค่าเวลาของโครงข่ายเท่ากับ 287 บาทต่อชั่วโมง โดยค่ามูลค่าเวลาของโครงข่ายนี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับการวิเคราะห์โครงการก่อสร้างที่มีการปรับปรุงโครงข่ายในการเดินทางหรือการขนส่งสินค้าได้ตามตัวอย่างการิเคราะห์ข้างต้น อย่างไรก็ตามประเภทของขนส่งสินค้าที่ใช้ในการขนส่งแล้วมีผลกระทบต่อเวลานั้นมีหลากหลายเช่น สินค้าเกษตร สินค้าพวกวัสดุก่อสร้าง สินค้าพวกปิโตรเลียม และสินค้าอุปโภคบริโภคในครัวเรือน แต่สินค้าที่มีความอ่อนไหวต่อเวลามากที่สุดก็คือสินค้าเกษตร ในงานวิจัยนี้จึงพิจารณาแค่เพียงสินค้าเกษตรเนื่องจากภาคกลางนับว่ามีความอุดมสมบูรณ์ด้านการเกษตรกรรม

เนื่องจากระยะเวลาและงบประมาณที่จำกัด งานศึกษาวิจัยจึงเป็นเพียงแค่การศึกษามูลค่าเวลาสินค้าเกษตร จำพวกพืชผักและผลไม้มาสร้างแบบจำลอง

แนวทางการวิจัยในอนาคต ผู้วิจัยอาจนำสินค้าชนิดอื่นๆ มาวิเคราะห์หรือเพิ่มเติมตัวแปรที่จะมีผลต่อการตัดสินใจเข้าร่วมในแบบจำลอง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ผู้ขนส่งสินค้าทุกท่านในพื้นที่ตลาดกลางค้าผักและผลไม้ได้แก่ ตลาดปฐมมงคล จังหวัดนครปฐม และตลาดศรีเมือง จังหวัดราชบุรี ที่ให้ความร่วมมือในการตอบแบบสอบถามเป็นอย่างดี และขอขอบพระคุณ ผศ.ดร.ปนัดดา กสิกิจวิวัฒน์ ที่ปรึกษาวิจัยที่ให้คำแนะนำตลอดการทำงานเป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] จักรกฤษณ์ ดวงพัสตรา. (2543). *ความหมายของการขนส่งและความสำคัญของการขนส่ง. มหาวิทยาลัยสุโขทัยธรรมาธิราช. http://digital_collect.lip.buu.ac.th*

[2] แบบสอบถาม (Questionnaire) (ออนไลน์). แหล่งที่มา : https://www.siamsurvey.com/th/web_page/questionnaire [6 มีนาคม 2563]

[3] ประพัทธ์พงษ์ อุปลา. (2553). *การประยุกต์ใช้เทคนิค Stated Preference เพื่อใช้ในการประเมินประสิทธิภาพระบบขนส่งสาธารณะขนาดกลาง กรณีศึกษา รถโดยสารประจำทางและรถตู้สาธารณะ.*

[4] Lisco, E.T. (1974). *Behavior Demand Modeling and Valuation of Travel Time*. Special Report 149 Transportation Research Board. Washington D.C.: Nationnal Research Council, 103-108.

[5] Jong, G.C.D. and Gommers, M.A. (1998). *Time Valuation in Freight Transport: Method and Results. Transport and Traffic Research Division*, 11 p.

[6] ยศจิรา ว่องวิทย์. (2542). *การหามูลค่าเวลาในการขนส่งสินค้า: กรณีศึกษาการขนส่งสินค้าจากเขตนิคมอุตสาหกรรมในจังหวัดพระนครศรีอยุธยา*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[7] วีรยา เลี่ยมเงิน. (2557). *การพัฒนาแบบจำลองเพื่อหามูลค่าเวลาในการเดินทาง*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, คณะโลจิสติกส์, มหาวิทยาลัยบูรพา.

[8] ศุภกร สุทธิพันธ์. (2557). *การพัฒนาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางระหว่างรถยนต์ส่วนบุคคลกับรถโดยสายประจำทางในมหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, คณะวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.

[9] Taro Yamane (1973). *Statistics: An Introductory Analysis*. 3rdEd. New York. Harper and Row Publications.

[10] สำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง. (2562). *การจราจร (ออนไลน์)*. แหล่งที่มา : http://bhs.doh.go.th/download/traffic [14 เมษายน 2563]

[11] สำนักนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร. (2560). *ข้อมูลมูลค่าเวลาในการเดินทาง(VOT) (ออนไลน์)*. แหล่งที่มา : http://mistran.otp.go.th/mis/Interview_HIVOT.aspx [6 มีนาคม 2563]

การศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าความสว่างของแสงไฟถนนของหลอดไฟประเภท high-pressure sodium(HPS) ในสภาวะการใช้งานจริง
The study of factors affecting the brightness of the road lights of High-pressure sodium (HPS) in actual use conditions

นายภัทรพล สีดอกบวบ

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร
MR.PATTARAPON SEDOKBUAB; E-mail address: s_pattarapon@hotmail.com

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่ส่งผลกระทบทางด้านแสงสว่างของหลอดโซเดียมความดันไอสูง High Pressure Sodium (HPS) ในสภาวะใช้งานจริง ในพื้นที่ความรับผิดชอบของกรมทางหลวง โดยมีการศึกษาตัวแปรที่สำคัญ คือ ค่าความสว่างของแสงไฟถนน (Lux), ระยะห่างระหว่างเสาไฟ, ช่วงเวลาต่างๆ ในเวลากลางคืน, อุณหภูมิและความชื้นสัมพันธ์ในอากาศ ในลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศและลักษณะพื้นที่สภาพอากาศปกติ เป็นพื้นที่ในเมือง และเป็นพื้นที่นอกเมือง ซึ่งผลการศึกษาพบว่า ทั้ง 2 ลักษณะพื้นที่สภาพอากาศ ช่วงเวลาที่มีค่าความสว่างของแสงไฟถนนมากที่สุดคือ ช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. และช่วงเวลาที่มีค่าความสว่างของแสงไฟถนนน้อยที่สุดคือ ช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น. ซึ่งปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อความสว่างของแสงไฟถนนของหลอด HPS ด้วยวิธีการทางสถิติ พบว่า ตัวแปรระยะห่างระหว่างเสาไฟกับตัวแปรความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ ตัวแปรดังกล่าวทั้ง 2 ตัวแปร มีอิทธิพลที่ส่งผลกระทบต่อค่าความสว่างของแสงไฟถนนทำให้ลดประสิทธิภาพลงได้ และผลการวิเคราะห์เพื่อสร้างสมการในการออกแบบค่าความสว่างของแสงไฟถนนได้สมการที่เหมาะสมคือ ค่าLux = 37.56 – 0.189ระยะห่างระหว่างเสา – 0.373อุณหภูมิ – 0.193ความชื้นสัมพันธ์

คำสำคัญ: ค่าความสว่าง, หลอดโซเดียมความดันไอสูง, อุณหภูมิ, ความชื้นสัมพันธ์

Abstract

The objective of this study to study the factors that affect the lighting of high-pressure sodium lamp (HPS) in actual use conditions in the area of responsibility of the Department of Highways The study of important parameters is the brightness of the road lights (Lux), the distance between the light pole, various time periods At night, the temperature and humidity relative to the air In the area of foggy weather and normal weather Is an urban area And is an area outside the city the results of the study showed that both types of areas, weather conditions The period with the most brightness of the street lighting is between 18.00 - 19.00 hrs. And the time with the least road light brightness is between 01.00 - 02.00 hrs. The factors that affect the brightness of the road light of HPS lamps with statistical methods found that the distance between the pole and the relative humidity in the air. Both of these variables have an influence on the brightness of the road lighting, resulting in reduced efficiency. And the analysis results to create an equation to design the brightness of street lights Get the appropriate equation, Lux = 37.56 - 0.189distance between columns - 0.373Temperature - 0.193relative humidity

Keywords: Illuminance, High-pressure sodium lamp, Temperature, relative humidity

1. คำนำ

ไฟฟ้าแสงสว่างบนถนนหรือทางหลวงมีไว้เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการขับขี่ในเวลากลางคืน โดยช่วยให้ผู้ขับขี่สามารถมองเห็น หรือรับรู้ข้อมูลข่าวสารได้ชัดเจนเทียบเท่ากับในเวลากลางวัน เพื่อเป็นประโยชน์ในการควบคุมการบังคับทิศทางและความเร็วของยานพาหนะ และช่วยให้เป็นข้อมูลในการพิจารณาเลือกเส้นทางไปสู่จุดหมายปลายทางได้ ความต้องการไฟฟ้าแสงสว่างของทางหลวงในแต่ละบริเวณจะแตกต่างกันออกไป ตามลักษณะทางกายภาพของทางหลวง สภาพการจราจร และข้อมูลข่าวสารที่ผู้ขับขี่ต้องการรับรู้ในการขับขี่ เช่น ในบางบริเวณอาจต้องการไฟฟ้าแสงสว่างเพียงเพื่อมองเห็นแนวเส้นทางที่คดเคี้ยวหรือลักษณะทางเรขาคณิตของทางหลวง หรือบางบริเวณอาจจำเป็นต้องมีไฟฟ้าแสงสว่างให้สามารถมองเห็นคนเดินเท้าข้างทางด้วย ถนนทางหลวงในปัจจุบันส่วนใหญ่ใช้หลอดไฟประเภท high-pressure sodium(HPS) ที่มีอุณหภูมิสีต่ำ และประกอบด้วย อุณหภูมิสีเหลืองเป็นหลัก หลอดไฟประเภทนี้ให้การมองเห็นชัดเจน และเป็นหลอดที่

ใช้มาเป็นเวลานาน รวมถึงได้รับการยอมรับในระดับสากล แต่มีข้อเสียคือมีค่าความถูกต้องของสีต่ำ

จากเหตุผลดังกล่าวในข้างต้น เพื่อเป็นแนวทางในการศึกษาปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อค่าความสว่างของแสงไฟถนน และเพื่อพัฒนาความเหมาะสมและลดผลกระทบของแสงไฟถนนในบริเวณพื้นที่ถนนในประเทศไทย โดยพิจารณาถึง ลักษณะประเภทถนน ความกว้างของผิวจราจร อุณหภูมิ สภาพแวดล้อมตามช่วงเวลาของวัน หรือความชื้นในอากาศ ตามลักษณะกายภาพของทางหลวง อีกทั้งในปัจจุบัน มาตรฐานที่มีนั้นยังขาดปัจจัยที่สำคัญดังที่กล่าวมาของความสว่างกับการมองเห็นอย่างสม่ำเสมอ จึงเป็นโอกาสดีในการศึกษา แนวทางที่จะส่งเสริมการจัดการความปลอดภัยบนท้องถนนให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นของกรมทางหลวงและเป็นประโยชน์ในการพัฒนาองค์ความรู้ในการพัฒนาด้านการส่องสว่างของไฟถนนเพื่อประสิทธิภาพการขับขี่และสภาพแวดล้อมที่ดีในอนาคต

2. ทฤษฎี หลักการและเหตุผลที่เกี่ยวข้อง

2.1 *วัตถุประสงค์ของการติดตั้งไฟฟ้าแสงสว่างบนทางหลวง*

คือ การช่วยเพิ่มความสามารถในการขับขี่ใน ช่วงเวลากลางคืนเพื่อให้การมองเห็นเส้นทางและวัตถุข้างทางที่ถูกต้องในเวลาอันรวดเร็ว ทำให้ผู้ใช้ทาง สามารถหลบหลีกหากเกิดเหตุการณ์ฉุกเฉิน และช่วยลดโอกาสในการเกิดอุบัติเหตุ การออกแบบเพื่อติดตั้ง ไฟฟ้าแสงสว่างนั้น ผู้ออกแบบต้องพิจารณาให้สอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริงของผู้ใช้ทาง การติดตั้ง ไฟฟ้าแสงสว่างที่ดีและมีประสิทธิภาพนั้น ควรคำนึงถึงประโยชน์ทางเศรษฐกิจ สังคม และความปลอดภัย ต่อผู้ใช้ทาง จากการศึกษา[2] โดยมีวัตถุประสงค์ดังนี้

- เพื่อลดปัญหาอุบัติเหตุทางถนนในช่วงเวลากลางคืน และลดการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินของผู้ใช้ ทางหลวง
- เพื่อลดปัญหาอาชญากรรมและเพิ่มความปลอดภัยต่อผู้ใช้ทางหลวง
- เพื่อเพิ่มความคล่องตัวและการมองเห็นแก่ผู้ใช้ทางหลวง

2.2 *หลอด HPS (High Pressure Sodium)*

คือ หลอดที่ทำงานโดยสร้างประจุไฟฟ้าจากการระเหยธาตุโซเดียมในเหล็ก มีอุณหภูมิสีของแสงประมาณ 2200-2400K

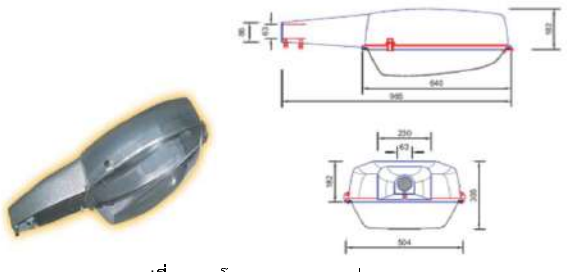
รูปที่ 1 หลอดไฟ HPS(High Pressure Sodium)

ข้อดี - เป็นแหล่งกำเนิดแสงที่มีประสิทธิภาพใกล้เคียงกับหลอด LED มีอายุการใช้งานที่นานพอสมควรประมาณ 24,000 ชั่วโมง มีราคาไม่สูงมาก

ข้อเสีย - มีช่วงอุณหภูมิของแสงที่แคบมาก ส่วนใหญ่จะเป็นแสงสีเหลือง ซึ่งเหมาะกับการใช้แค่ในงานไฟถนน และมีค่า CRI ที่ต่ำมากอยู่ที่ประมาณ 25 นอกจากนี้ต้องใช้เวลาในการ warm up รวมถึงทำให้เกิดการติด ๆ ดับ ๆ ของแสงในช่วงท้ายของอายุการใช้งาน รวมถึงหลอด HPS ยังเป็นแสงไฟแบบรอบทิศทาง ทำให้สูญเสียประสิทธิภาพของแสงไปบางส่วน และเสียพลังงานประมาณ 15% ไปเป็นพลังงานความร้อน อีกทั้งเป็นหลอดแก้วที่เปราะและไม่เหมาะกับการใช้งานในสภาพแวดล้อมที่อันตรายหรือเกิดการระเบิดได้ ทำให้มีค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาที่สูงมาก โดยหลอด HPS ของกรมทางหลวงในปัจจุบันใช้หลอด HPS ขนาด 250w ซึ่งมีค่าความสว่าง = 1.87 cd/m^2 Uo (Overall uniformity) = 0.41 Ul (Longitudinal uniformity) = 0.51 ค่า Disability Glare (TI) = 18 และมีค่า Uo มากกว่า 0.4 ตามที่มาตรฐานกรมทางหลวงกำหนด

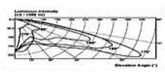
2.3 *ดวงโคม HPS 250w รุ่น HS.3.250C*

ดวงโคม High pressure sodium รุ่น HS.3.250C ที่พบได้ทั่วไปตามสายทางของกรมทางหลวงซึ่งสามารถรองรับกำลังไฟ 250 W โคมไฟฟ้าประกอบด้วยส่วนของตัวโคม อุปกรณ์สะท้อนแสง และอุปกรณ์หักเหแสง (ฝาครอบ) - ตัวโคมไฟฟ้าจะต้องทำด้วยโลหะผสมที่เบาและทนต่อการผุกร่อน สีที่ใช้จะต้องเป็นแบบอบเคลือบ ออกสีเทา - อุปกรณ์สะท้อนแสงจะต้องเป็นแบบชุบเงาและทำมาจากอลูมิเนียมที่ผ่านกระบวนการอโนไดซ์ (Anodize) - อุปกรณ์หักเหแสง (ฝาครอบ) หากทำมาจากอะคริลิคโปร่งใสจะต้องไม่มัวเนื่องจากการเปลี่ยนสี ภายใน 5 ปีแรกของการใช้งาน - โคมไฟฟ้าจะต้องมีปะเก็น (Gasket) ที่ฝาครอบ ที่คอ และจุดอื่นๆ สำหรับป้องกันแมลงเข้า ซึ่ง จะต้องเป็นวัสดุที่ใช้งานได้นานและเป็นแบบทนความร้อน



รูปที่ 2 ดวงโคม HPS 250w รุ่น HS.3.250C

ตารางที่ 1 คุณสมบัติหลอดไฟพร้อมดวงโคม **HPS** 250w รุ่น **HS.**3.250C

หัวข้อ	โคมไฟถนนรุ่น HS3.250C (ที่เสนอ)
องศาของกิ่งโคม	ทำมุมกับแนวราบ 5 องศา
ตัวโคม	อลูมิเนียมปั๊มขึ้นรูป
ส่วนควบคุมแสง	ใช้ตัวโคมเป็นตัวสะท้อนแสง
ฝาครอบ	อคลิลิกชนิดทน UV
ปะเก็น	ยางนีโอพรีน
ระดับการป้องกันฝุ่น-น้ำ	IP 54 (สำหรับชุดหลอด), IP 23 (สำหรับชุดอุปกรณ์ควบคุม)
หลอดไฟ	โซเดียมความดันสูง ขนาด 250 วัตต์
อุปกรณ์ควบคุม	บัลลาสต์ขดลวด พร้อมคาปาซิเตอร์
การกระจายแสง	
ผลการคำนวณแสงสว่าง	L_{av} [cd/m^2] 1.87 ≥ 1.00 ✓; UO 0.41 ≥ 0.40 ✓; Ul 0.51 ≥ 0.60 ✗; TI [%] 18 ≤ 15 ✗; SR 0.65 ≥ 0.50 ✓

2.4 *เสา (Pole) และ ฐานเสา (Pole Base)*

ข้อกำหนดการติดตั้งเสาทั่วไปเสาที่ใช้สำหรับงานไฟฟ้าแสงสว่าง มีข้อกำหนดโดยทั่วไปดังนี้ ตัวเสาควรทำจากวัสดุเหล็กกล้าไร้สนิม (Stainless Steel) เป็นรูปเรียวกลวงยึดติดกับฐาน โคนเสาควรจะต้องมีช่องปิดเปิดได้ขนาดพอเหมาะที่จะบำรุงรักษา ฝาที่ปิดเปิดจะต้องมีระบบล็อค เป็นรูปแบบเดียวกันทุกเสา ความสูงของดวงโคมจะต้องไม่ต่ำกว่า 7.5 เมตร และไม่เกินกว่า 12 เมตร (โดยทั่วไปจะใช้ความสูง ของดวงโคมที่ 9 และ 12 เมตร ขึ้นอยู่กับกำลังความส่องสว่างและลักษณะพื้นที่ใช้งาน) ส่วนของเสาที่อยู่เหนือพื้นดินจะต้องตั้งตรง ไม่เอียงออกจากแนวตรงเกิน 2.1 มม.ต่อเมตร วัสดุที่ใช้ทำเสาไฟฟ้าและกิ่งโคมบนทางหลวงจะต้องผ่านการตรวจสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรม

2.5 *ปัจจัยภายนอกที่มีผลต่อการมองเห็นประกอบด้วย*

- ขนาดและระยะทาง ขนาดที่มองเห็นจะขึ้นกับ Visual Angle ซึ่งเมื่อระยะทางเข้ามาใกล้มากขึ้น Visual Angle ก็จะกว้างขึ้นทำให้มองเห็นวัตถุใหญ่ขึ้น
- ความส่องสว่าง Illuminance หมายถึง การวัดปริมาณแสงที่ตกลงบนบริเวณพื้นผิวที่กำหนดมีหน่วยเป็น lux
- ความสว่าง Luminance เป็นการวัดเชิงแสง (Photometric) เพื่อบอกความเข้มของความเข้มส่องสว่าง (density of luminous intensity) ในทิศทางที่กำหนด โดยจะระบุปริมาณแสงที่ผ่านเปล่งออกมาจากสิ่งนั้นและตกกระทบในมุมตันที่เกิดจากระนาบของรูม่านตา หรือการสะท้อนแสงจากพื้นผิวราบที่กระจายแสง โดยมีความหมายว่าตาของเราที่มองดูพื้นผิวจากมุมหนึ่ง ๆ นั้น รับรู้ถึงกำลังความสว่างได้มากเท่าใด มีหน่วยเป็น cd/m2
- Glare แสงบาดตา (Glare) คือ มลภาวะทางแสงที่เกิดจากทิศทางของแสงไฟที่ส่องสว่างส่องเข้ามาในดวงตาโดยตรง ส่งผลให้ประสิทธิภาพการมองเห็นของมนุษย์ลดลง และอาจทำให้เกิดอาการบาดเจ็บจากการหดตัวของกล้ามเนื้อที่ควบคุมม่านตาชั่วคราว ทำให้ส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพการมองเห็นในเวลากลางคืน

2.6 *จากการศึกษาการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิสีและความสว่างของแสงไฟถนนต่อการขับขี่บนทางหลวง*

จากการศึกษา[3] ของสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทาง การศึกษาการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิสีและความสว่างของแสงไฟถนนต่อการขับขี่บนทางหลวง พบแนวทางในการศึกษาพัฒนาความเหมาะสมและลดผลกระทบของแสงไฟถนน ในบริเวณพื้นที่ถนนในประเทศไทยโดยพิจารณาถึงอุณหภูมิสี (CCT) และความสว่าง (Luminance) ของแสงตามลักษณะกายภาพของทางหลวง อีกทั้งในปัจจุบัน มาตรฐานที่มีนั้นยังขาดปัจจัยที่สำคัญในหลายๆด้านของอุณหภูมิสีของความสว่างกับการมองเห็น สำหรับหลอดไฟอาทิเช่น หลอด HPS และ LED เป็นต้น จึงเป็นโอกาสดีในการศึกษาแนวทางที่จะส่งเสริมการจัดการความปลอดภัยบนท้องถนนให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นของกรมทางหลวงและเป็นประโยชน์ในการพัฒนาองค์ความรู้ในการพัฒนาด้านการส่องสว่างของไฟถนน เพื่อประสิทธิภาพการขับขี่และสภาพแวดล้อมที่ดีในอนาคต ซึ่งจากการศึกษาคุณสมบัติของหลอดไฟ HPS และ LED ซึ่งพิจารณาแล้วว่าวิธีการทดสอบในสภาวะการใช้งานจริงในการควบคุมการเปิด-ปิดไฟถนนและการใช้พลังงาน เพื่อประสิทธิภาพและความสะดวกในการตั้งค่าความส่องสว่างและอุณหภูมิสี โดยมีการจำลองค่าความสว่างก่อนการติดตั้งจริง ขั้นตอนการทดสอบจริงได้มีการใช้อุปกรณ์ Imaging luminance measuring devices (ILMD) ที่เป็น Photometer Imaging Light Technique ในการวัดค่าความสว่างตามมาตรฐาน EN13201 ซึ่งอุปกรณ์นี้สามารถวัดและวิเคราะห์ค่าความสว่างบนถนนได้ละเอียด รวดเร็วและแม่นยำเพื่อควบคุมคุณภาพของการทดลองว่าสภาพความสว่างเป็นไปตามที่กำหนดหรือไม่ พบว่ามีตัวแปรสภาพแวดล้อม ทำให้ความสามารถการมองเห็นวัตถุชัดน้อยลง ระดับความสว่างของแสงไฟถนนมีการลดระดับลงตามช่วงเวลาที่มืดขึ้น ซึ่งจากการศึกษาควรคำนึงถึงบริบทของเมือง สภาพแวดล้อมควบคู่กันไป

ตารางที่ 2 ผลรวมคะแนนในแต่ละด้านและคะแนนรวมของสภาวะแสงต่าง ๆ เมื่อความสว่างลดลง[3]

ระดับความสว่าง	อุณหภูมิสี	ความสบายตาในการขับขี่	ความชัดเจนในการมองเห็น	ความสม่ำเสมอของแสง	การประหยัดพลังงาน	ระยะการมองเห็นเฉลี่ย	คะแนนรวม
100%	3000K	2.55	5.00	4.45	3.29	3.65	18.94
	4000K	5.00	4.24	4.38	3.67	5.00	22.29
	5700K	3.14	4.59	5.00	3.48	3.93	20.14
75%	3000K	5.00	3.54	1.59	4.05	3.01	17.20
	4000K	4.14	1.43	1.91	4.43	2.81	14.71
	5700K	4.38	2.85	2.52	4.24	3.05	17.03
50%	3000K	0.00	0.71	0.00	4.81	0.00	5.52
	4000K	1.91	0.00	0.95	5.00	1.33	9.20
	5700K	3.14	3.20	2.21	4.81	0.97	14.32
HPS		1.27	2.50	1.59	0.00	3.23	8.60

2.7 *ข้อกำหนดการคำนวณระยะห่างระหว่างช่วงเสา*

การกำหนดระยะห่างของเสาที่อยู่ติดกัน ฝั่งเดียวกัน โดยทั่วไปแล้วผู้ออกแบบจะต้องกำหนดชนิดและ กำลังส่องสว่างของหลอดไฟที่ใช้งานความสว่างตามมาตรฐานของกรมทางหลวง และความสูงดวงโคมแต่ ละต้น เพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานประกอบการคำนวณระยะห่างระหว่างดวงโคม โดยมีสูตรคำนวณ (Minnesota, 2006) ดังนี้

$$S = \frac{LL \times CU \times MF}{E \times W} \qquad (1)$$

โดยที่

LL = กำลังแสงสว่างค่าเริ่มต้นที่ส่งออกจากหลอดไฟ (ลูเมน)

E = ความสว่าง หน่วยเป็น Lux (ลักซ์)

CU = ปัจจัยการใช้ประโยชน์แสง

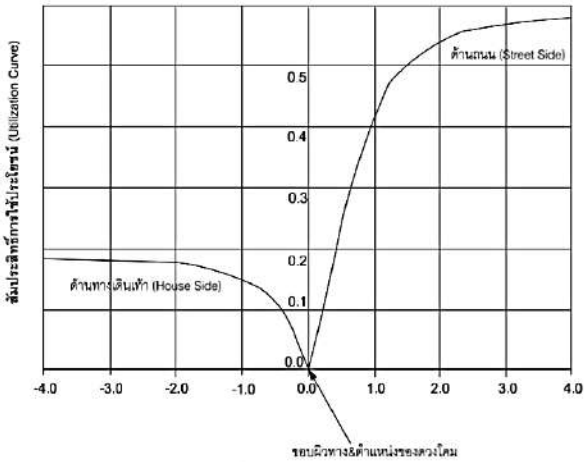
MF = ปัจจัยการบำรุงรักษา (MF = LLD x LDD x EF)

W = ความกว้างของถนน (เมตร)

ปัจจัยการใช้ประโยชน์แสง (CU) เป็นอัตราส่วนระหว่างกำลังแสงสว่างที่ตกถึงพื้นถนนต่อกำลังแสงสว่างที่ ออกมาจากดวงโคม ค่าปัจจัยการใช้ประโยชน์แสงสามารถอ่านได้จากกราฟสัมประสิทธิ์การใช้ประโยชน์ (Utilization Curve) ที่ได้จากบริษัทผู้ผลิตดวงโคมดังรูปที่ 3 โดยปัจจัยร่วมที่ใช้พิจารณาค่าการใช้ประโยชน์ คือ

- ความสูงของดวงโคม

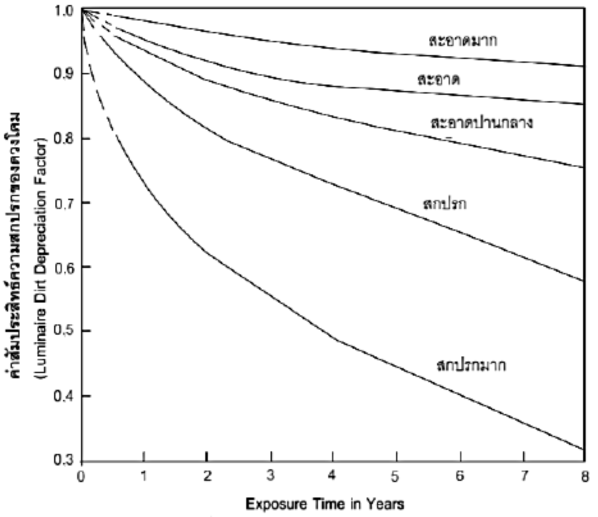
- ลักษณะการกระจายแสงของดวงโคม
- ระยะถนนตามแนวขวางที่มีการส่องสว่างจากการกระจายแสง
- มุมเงยของการติดตั้งดวงโคม



รูปที่ 3 ตัวอย่างกราฟสัมประสิทธิ์การใช้ประโยชน์ (Utilization Curve) (Illinois, 2010)

ปัจจัยการบำรุงรักษา (MF) เป็นค่าที่พิจารณาจากปัจจัยความสูญเสียแสง (Light Loss Factor) โดยได้จาก การลดลงของความสว่างที่ตกกระทบผิวทางเมื่อใช้งานนานขึ้นเทียบกับค่าความสว่างเริ่มต้นเมื่อติดตั้ง ซึ่ง ปัจจัยที่มีผลต่อค่าการบำรุงรักษา คือ

- ค่าความเสื่อมสภาพของหลอดไฟ (Lamp Lumen Depreciation Factor (LLD)) หลอดไฟที่ใช้งาน ยาวนานขึ้นค่าฟลักซ์แสงสว่างจะลดลงจนกระทั่งสิ้นสุดอายุการใช้งาน
- ค่าความสกปรกของดวงโคม (Luminaire Dirt Depreciation Factor (LDD)) มักเกิดจากการที่มี ฝุ่นละอองมาติดบริเวณควงโคม ทำให้คุณภาพของการกระจายแสงลดน้อยลงดังรูปที่ 4
- ค่าประสิทธิภาพของอุปกรณ์ (Equipment Factor (EF)) เช่น ดวงโคม ระบบแรงดันไฟฟ้า โดยทั่วไปจะสามารถใช้งานได้ 95% ของประสิทธิภาพสูงสุด เป็นต้น



รูปที่ 4 ตัวอย่างกราฟค่าความสกปรกของดวงโคม (Luminaire Dirt Depreciation Factor) (Illinois, 2010)

2.8 *ชนิดของการกระจายแสง*

การกระจายแสงมีอยู่ 2 รูปแบบดังนี้

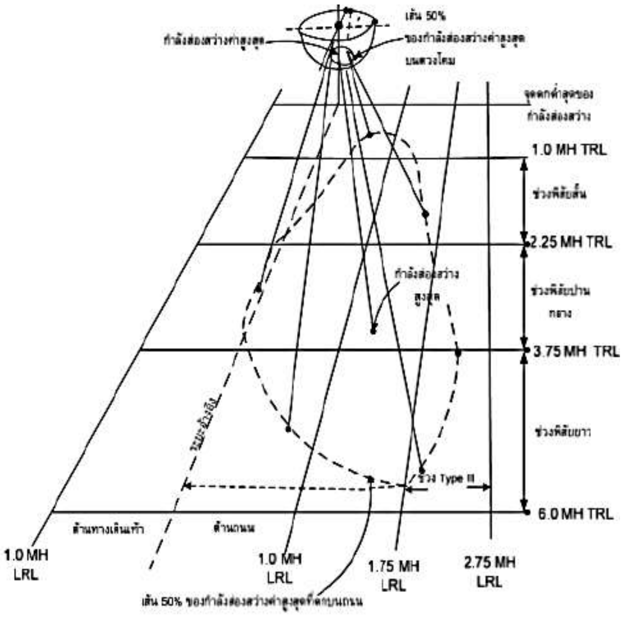
- การกระจายแสงระนาบดิ่ง (Vertical Light Distribution)
- การกระจายแสงด้านข้าง (Later Light Distribution)

2.8.1 การกระจายแสงระนาบดิ่ง (Vertical Light Distribution)

การกระจายแสงลักษณะนี้ จะพิจารณาระยะจากดวงโคมในทิศทางที่ขนานไปกับแนวความยาวของถนน มี ความสำคัญคือ เพื่อให้ทราบถึงความสามารถของดวงโคมแต่ละดวง ให้กำลังส่องสว่างครอบคลุมเนื้อที่ได้ไกลไปเป็นกี่ช่วงของความสูงตามแนวยาวของถนน (TRL) โดยสามารถแบ่งได้ตามพิสัยการกระจายแสงที่ ระยะแตกต่างกันดังตารางที่ 3 และรูปที่ 5 แสดงตัวอย่างกราฟการอ่านค่ารูปแบบของการกระจาย แสงระนาบดิ่ง

ตารางที่ 3 รูปแบบการกระจายแสงระนาบดิ่งและพื้นที่ครอบคุลมกำลังส่องสว่างสูงสุด (Illinois, 2010)

รูปแบบการกระจายแสงระนาบดิ่ง	กำลังส่องสว่างสูงสุด (Maximum Candlepower) จะครอบคลุมพื้นที่เมื่อแสงตกกระทบผิวทาง
แบบพิสัยสั้น (Short Distribution)	ที่ระยะระหว่าง 1.00 และ 2.25 ของความสูงเสาดวงโคม (MH)
แบบพิสัยปานกลาง (Medium Distribution)	ที่ระยะระหว่าง 2.25 และ 3.75 ของความสูงเสาดวงโคม(MH)
แบบพิสัยยาว (Long Distribution)	ที่ระยะระหว่าง 3.75 และ 6.00 ของความสูงเสาดวงโคม(MH)

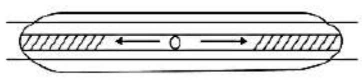
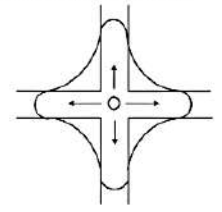
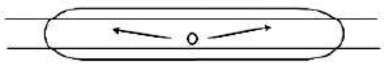


รูปที่ 5 ตัวอย่างกราฟแสดงค่ารูปแบบของการกระจายแสงระนาบดิ่ง (ศ.ดร.ประโมทย์ อุณห์ไวทยะและคณะ)

2.8.2 การกระจายแสงด้านข้าง (Later Light Distribution)

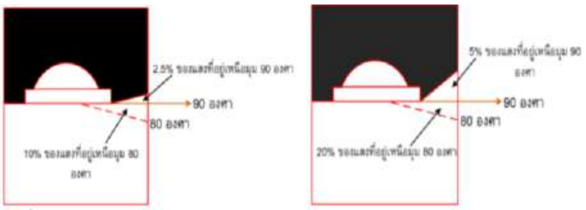
รูปแบบของการกระจายแสงด้านข้างได้แบ่งตามประเภท ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ประเภทการส่องสว่างแยกตามลักษณะพื้นที่ (IESNA, 2001)

ประเภท	ลักษณะพื้นที่ที่ควรติดตั้ง
Type I	- ดวงโคมติดตั้งบริเวณศูนย์กลางถนน หรือพื้นที่ที่ต้องการความส่องสว่าง - พื้นที่ส่องสว่างจะเป็นลักษณะแนวยาวแคบคล้ายวงรี 
Type I – 4-way	- ดวงโคมติดตั้งบริเวณตำแหน่งกลางทางแยก - พื้นที่ส่องสว่างจะกระจายทั่วถึงทั้ง 4 ขาของทางแยก 
Type II	- ดวงโคมติดตั้งบริเวณข้างทาง โดยทั่วไปจะเหมาะกับถนนที่แคบ - พื้นที่ส่องสว่างจะเป็นลักษณะแนวยาวแคบคล้ายวงรี 

2.9 *การควบคุมการกระจายแสง (Control of Distribution)*

การควบคุมการกระจาย จะส่งผลดีต่อการลดปัญหาแสงจ้า (Glare) และมลภาวะทางแสง เพื่อไม่ให้รบกวน ผู้ขับขี่เมื่อขับเข้ามาในระยะใกล้กับแหล่งกำเนิดแสง รูปแบบการกระจายแสงที่เหมาะสมกับการใช้งานกับ ไฟฟ้าแสงสว่างบนทางหลวงมีด้วยกัน 2 รูปแบบ คือ แบบ Cutoff และแบบ Semi-Cutoff ดังรูปที่ 6 โดยมีคุณสมบัติการกระจายแสงดังนี้



รูปที่ 6 การกระจายแสงแบบ Cut off และแบบ Semi-Cut off (Illuminating Engineering Society)

2.10 *มาตรฐานความสว่างของไฟฟ้าแสงสว่างบนทางหลวง*

มาตรฐานความสว่างของไฟฟ้าแสงสว่างของกรมทางหลวงจะแบ่งตาม ประเภทของทางหลวง และสภาพพื้นที่บริเวณที่ติดตั้ง แสดงตามตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ค่าต่ำสุดของความสว่างเฉลี่ยในแนวราบ (หน่วย: ลักซ์) (Lumen/meter^2) (กรมทางหลวง, 2554)

ประเภทถนน	พื้นที่ในเมือง	พื้นที่ชานเมือง	พื้นที่นอกเมือง
ทางหลวงพิเศษ	21.5	15.0	10.75
ทางแยก	21.5	21.5	15.0
ทางหลวงสายหลัก	21.5	13.0	9.7
ทางหลวงสายรอง	13.0	9.7	6.5
ถนนท้องถิ่น	9.7	6.5	2.1

3. วัตถุประสงค์

3.1 *เพื่อศึกษาค่าความส่องสว่างของไฟฟ้าแสงสว่างของหลอด HPS ตามลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศกับลักษณะพื้นที่สภาพอากาศปกติ*

3.2 *เพื่อศึกษาความส่องสว่างของหลอด HPS ตามช่วงเวลาต่างๆ และปัจจัยที่ส่งผลอาทิเช่น ระยะห่างระหว่างเสาไฟ อุณหภูมิ สภาพแวดล้อม และความความชื้นในอากาศ ในสภาวะการใช้งานจริง*

3.3 *เพื่อสร้างสมการแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน*

4. วิธีดำเนินการศึกษา

4.1 *รวบรวมข้อมูลคัดเลือกแปลงทดสอบงานติดตั้งไฟฟ้าแสงสว่างในพื้นที่ความรับผิดชอบของกรมทางหลวง โดยเกณฑ์การคัดเลือกพื้นที่ทำการทดสอบดังนี้*

- เป็นแปลงที่ก่อสร้างการติดตั้งไฟฟ้าแสงสว่างอายุประกันสัญญา
- เป็นพื้นที่ในเมือง และหรือนอกเมือง โดยเป็นถนนประเภทเดียวกัน เช่นมีความกว้างผิวจราจรเท่ากัน มีรูปแบบการติดตั้งเสาไฟแบบเดียวกันและเป็นแบบกิ่งเดียวหรือกิ่งคู่ เป็นต้น
- คัดเลือกพื้นที่ที่มีลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศกับลักษณะพื้นที่สภาพอากาศปกติ
- ทำการคัดเลือกแปลงทดสอบในพื้นที่ความรับผิดชอบกรมทางหลวง

4.2 *งานคัดเลือกพื้นที่ศึกษา*

4.2.1 *งานศึกษานี้ได้คัดเลือกพื้นที่ที่มีลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศจากประวัติข้อมูลทางหลวงดังนี้*

- พื้นที่ในเมือง 3 แปลงทดสอบ พื้นที่นอกเมือง 3 แปลงทดสอบ ตามลำดับ มีเสาไฟรวมทั้งหมด 120 ต้น มีระยะห่างระหว่างเสาไฟอยู่ในช่วง 32 – 46 เมตร ประกอบด้วย
  - ทางหลวงหมายเลข107 ตอน หัวโท – ล้องอ้อ ระหว่าง กม. 137+000 - 138+000 RT.
  - ทางหลวงหมายเลข107 ตอน หัวโท – ล้องอ้อ ระหว่าง กม. 123+400 - 125+475 RT.
  - ทางหลวงหมายเลข107 ตอน ล้องอ้อ – เมืองงาม ระหว่าง กม.170+000 - 171+000 RT.
  - ทางหลวงหมายเลข1095 ตอน หนองโค้ง - กิ่วคอหมา ระหว่าง กม.37+000 - 38+000 RT.
  - ทางหลวงหมายเลข1095 ตอน หนองโค้ง – กิ่วคอหมา ระหว่าง กม.30+000 - 32+000 LT.
  - ทางหลวงหมายเลข1001 ตอน บ้านโป่ง – พร้าว ระหว่าง กม.61+000 - 62+000 RT.

4.2.2 *งานศึกษานี้ได้คัดเลือกพื้นที่ที่มีลักษณะพื้นที่มีสภาพอากาศปกติจากประวัติข้อมูลทางหลวงดังนี้*

- พื้นที่ในเมือง 3 แปลงทดสอบ พื้นที่นอกเมือง 2 แปลงทดสอบ ตามลำดับ มีเสาไฟรวมทั้งหมด 100 ต้น มีระยะห่างระหว่างเสาไฟอยู่ในช่วง 26 – 45 เมตร ประกอบด้วย
    - ทางหลวงหมายเลข1113 ตอน เมืองเก่า-ดอนโก ระหว่าง กม.1+210 - 3+065 LT.
    - ทางหลวงหมายเลข 1195 ตอน เตว็ดใน – วังไม้ขอน ระหว่าง กม.8+010 – 8+750 LT.
    - ทางหลวงหมายเลข 1054 ตอน บ้านสวน – ตาลเตี้ย ระหว่าง กม.0+075 – 0+995 LT.
    - ทางหลวงหมายเลข 1195 ตอน เตว็ดใน - วังไม้ขอน ระหว่าง กม.25+518 - 26+023 LT. /RT.
    - ทางหลวงหมายเลข 101 ตอน คุยประดู่ - คลองโพธิ์ ระหว่าง กม..56+590 – 57+975 LT. /RT.

4.3 *ทำการทดสอบภาคสนามโดยทำการเก็บข้อมูล ดังนี้*

- เก็บข้อมูลค่าความส่องสว่างของไฟฟ้าแสงสว่างของหลอด HPS
- เก็บข้อมูลอุณหภูมิ ความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ โดยแบ่งเวลาการทดสอบใน 1 แปลงทดสอบดังนี้
    - ช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น.
    - ช่วงเวลา 21.00 – 22.00 น.
    - ช่วงเวลา 23.00 – 24.00 น.
    - ช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น.เป็นต้น

  (หมายเหตุ : อ้างอิงจากรายงานการศึกษา[3] และข้อมูลสถิติการเปลี่ยนแปลงสภาพอากาศในแต่ละของวัน จากกรมอุตุฯ)
- เก็บข้อมูลพื้นที่บริเวณทำการทดสอบเช่น เป็นพื้นที่ในเมืองหรือนอกเมือง รูปแบบการติดตั้งไฟฟ้าแสงสว่างและเป็นแบบกิ่งเดียวหรือกิ่งคู่เป็นต้น

รูปที่ 6 ชุดเครื่องวัดค่าความส่องสว่างของแสงไฟ (Lux) และเครื่องวัดค่าอุณหภูมิในสภาพแวดล้อมและความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ

รูปที่ 7 ขั้นตอนขณะการเก็บข้อมูลสำรวจภาคสนาม

4.4 *วิเคราะห์ผล*

- วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิสภาพแวดล้อม กับค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน ตามช่วงเวลาของพื้นที่ในเมืองและนอกเมือง
- วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ กับค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน ตามช่วงเวลา ของพื้นที่ในเมืองและนอกเมือง
- วิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างเสากับค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน ตามช่วงเวลา ของพื้นที่ในเมืองและนอกเมือง
- สร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน
- สรุปผลและข้อเสนอแนะ

5. ผลการศึกษา

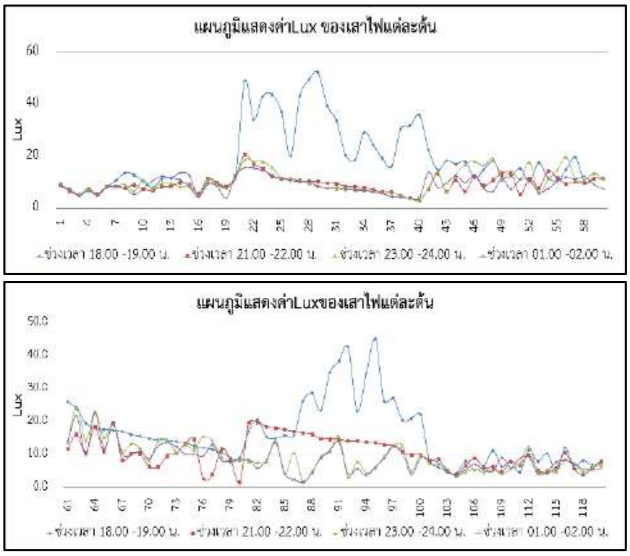
การศึกษานี้เป็นลักษณะการศึกษาเชิงวิเคราะห์ข้อมูลจากภาคสนามเป็นการมุ่งเน้นการนำข้อมูลภาคสนามมาวิเคราะห์ถึงปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนและในช่วงเวลาต่างๆในเวลากลางคืน ที่ส่งผลต่อค่าความสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน และสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อใช้ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนหลอดไฟประเภท high-pressure sodium (HPS) โดยได้ลงสำรวจไฟฟ้าแสงสว่างที่มีอายุการใช้งานไม่เกิน 2 ปี ในลักษณะพื้นที่ในเมือง หรือนอกเมือง ประเภทถนนสายหลักหรือสายรอง โดยผลการศึกษามีดังนี้

5.1 *ผลการศึกษาในลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศ เป็นพื้นที่ในเมืองและหรือเป็นพื้นที่นอกเมือง รายละเอียดดังนี้*

5.1.1 ผลการทดสอบค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนตามช่วงเวลาต่างๆในเวลากลางคืนของแสงไฟแต่ละต้น

พบว่าช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 17.60 Lux ซึ่งช่วงเวลาดังกล่าวมีค่าความส่องสว่างมากที่สุดของช่วงเวลาทั้งหมดที่ทำการศึกษา ช่วงเวลา 21.00 – 22.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.00 Lux ช่วงเวลา 23.00 – 24.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 9.77 Lux และช่วงเวลา 01.00 –

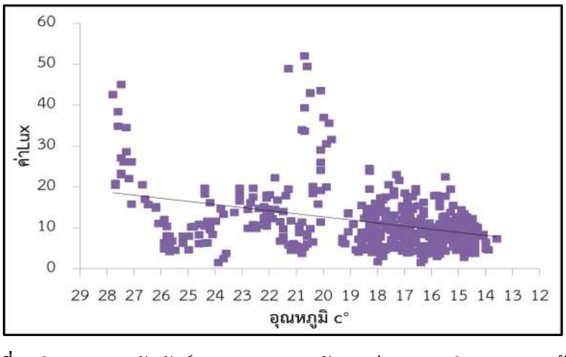
02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 8.85 Lux ตามลำดับ ซึ่งพบว่าช่วง 01.00 – 02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ยน้อยที่สุดของช่วงเวลาต่างๆ ที่ทำการทดสอบ ดังผลการทดสอบค่าLux ของแสงไฟถนนแต่ละต้นรูปที่ 8



รูปที่ 8 ค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนตามช่วงเวลาต่างๆของแสงไฟแต่ละต้น

5.1.2 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิสภาพแวดล้อมบริเวณดังกล่าวกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนพบว่า

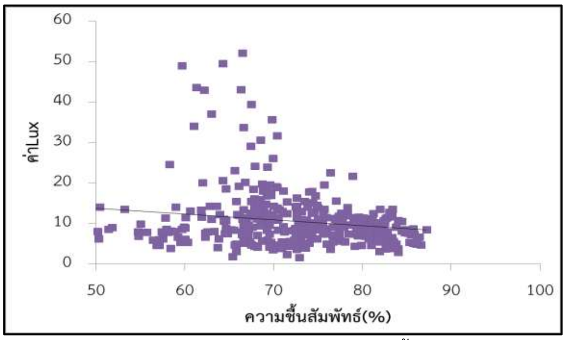
ผลการวิเคราะห์เส้นแนวโน้มกราฟ รูปที่ 9 มีทิศทางที่ชันลง แต่มีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก มีลักษณะการกระจายตัวเป็นลักษณะ Nonlinear Regression สมมุติฐานคือ อุณหภูมิไม่ส่งผลต่อค่าLux หรือส่งผลแต่ต้องมีความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรมากกว่า 2 ตัวแปรขึ้นไป ซึ่งกระทำร่วมกันและในเวลาเดียวกัน ซึ่งมีนัยสำคัญที่จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนลดประสิทธิภาพลงได้แต่ต้องมีปัจจัยอื่นๆประกอบ



รูปที่ 9 ทิศทางความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างอุณหภูมิ สภาพแวดล้อมกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

5.1.3 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมบริเวณดังกล่าวกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน

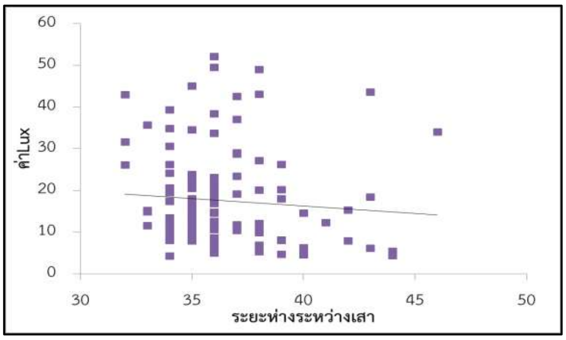
พบว่าเส้นแนวโน้มมีทิศทางที่ชันลง แต่มีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก มีลักษณะการกระจายตัวเป็นลักษณะ Nonlinear Regression สมมุติฐานคือ ความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมไม่ส่งผลต่อค่าLux หรือส่งผลแต่ต้องมีความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรมากกว่า 2 ตัวแปรขึ้นไป ซึ่งกระทำร่วมกันและในเวลาเดียวกัน ซึ่งมีนัยสำคัญที่จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนลดประสิทธิภาพลงได้แต่ต้องมีปัจจัยอื่นๆประกอบดังรูปที่ 10



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน

พบว่าเส้นแนวโน้มมีทิศทางที่ชันลง แสดงว่าระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟเพิ่มขึ้นก็จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนลดประสิทธิภาพลงดังรูปที่ 11

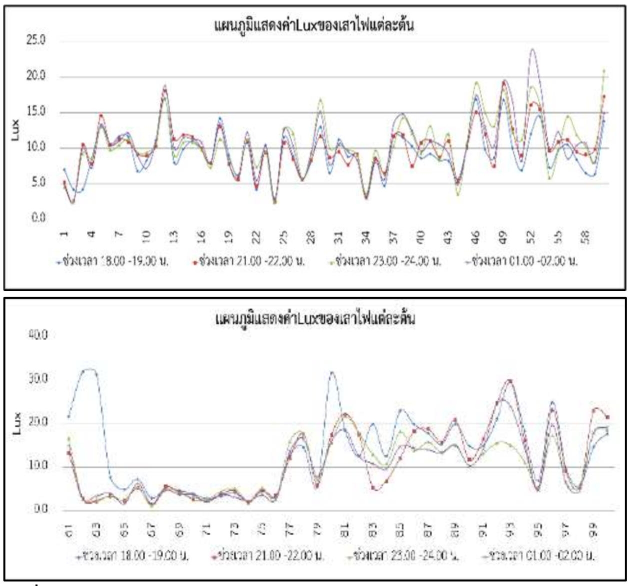


รูปที่ 11 ความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

5.2 ผลการศึกษาในลักษณะพื้นที่มีสภาพอากาศปกติ เป็นพื้นที่ในเมืองและหรือเป็นพื้นที่นอกเมือง รายละเอียดดังนี้

5.2.1 ผลการทดสอบค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนตามช่วงเวลาต่างๆ ในเวลากลางคืนของแสงไฟแต่ละต้น

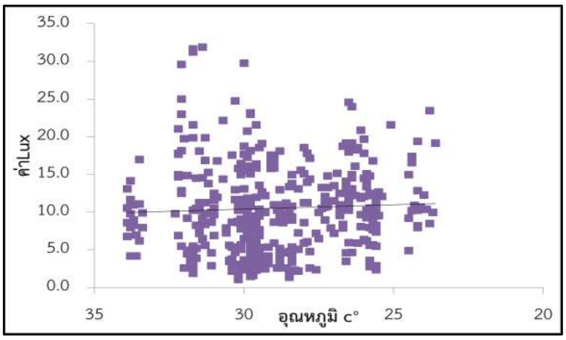
พบว่าช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 11.03 Lux ซึ่งช่วงเวลาดังกล่าวมีค่าความส่องสว่างมากที่สุดของช่วงเวลาทั้งหมดที่ทำการศึกษา ช่วงเวลา 21.00 – 22.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.38Lux ช่วงเวลา 23.00 – 24.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.35Lux และช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.32Lux ตามลำดับ ซึ่งพบว่าช่วง 01.00 – 02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ยน้อยที่สุดของช่วงเวลาต่างๆ ที่ทำการทดสอบ ดังผลการทดสอบค่าLux ของแสงไฟถนนแต่ละต้นรูปที่ 12



รูปที่ 12 ค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนตามช่วงเวลาต่างๆของแสงไฟแต่ละต้น

5.2.2 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิสภาพแวดล้อมบริเวณดังกล่าวกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนพบว่า

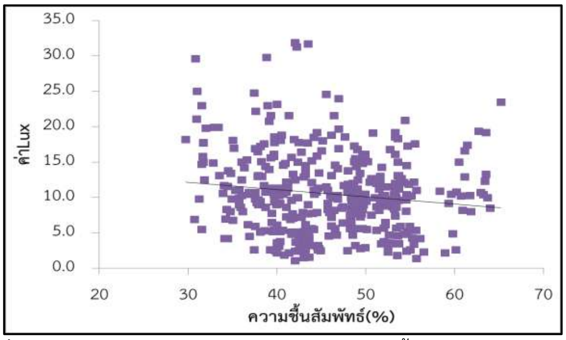
ผลการวิเคราะห์เส้นแนวโน้มกราฟ รูปที่ 13 มีทิศทางที่ชันขึ้น แต่มีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก มีลักษณะการกระจายตัวเป็นลักษณะ Nonlinear Regression สมมุติฐานคือ อุณหภูมิไม่ส่งผลต่อค่าLux หรือส่งผลแต่ต้องมีความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรมากกว่า 2 ตัวแปรขึ้นไป ซึ่งกระทำร่วมกันและในเวลาเดียวกัน ซึ่งมีนัยสำคัญที่จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนเพิ่มประสิทธิภาพขึ้นได้แต่ต้องมีปัจจัยอื่นๆประกอบ



รูปที่13 ทิศทางความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างอุณหภูมิ สภาพแวดล้อมกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

5.2.3 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมบริเวณดังกล่าวกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน

พบว่าเส้นแนวโน้มมีทิศทางที่ชันลง แต่มีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก มีลักษณะการกระจายตัวเป็นลักษณะ Nonlinear Regression สมมุติฐานคือ ความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมไม่ส่งผลต่อค่าLux หรือส่งผลแต่ต้องมีความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรมากกว่า 2 ตัวแปรขึ้นไป ซึ่งกระทำร่วมกันและในเวลาเดียวกัน ซึ่งมีนัยสำคัญที่จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนลดประสิทธิภาพลงได้แต่ต้องมีปัจจัยอื่นๆประกอบดังรูปที่ 14

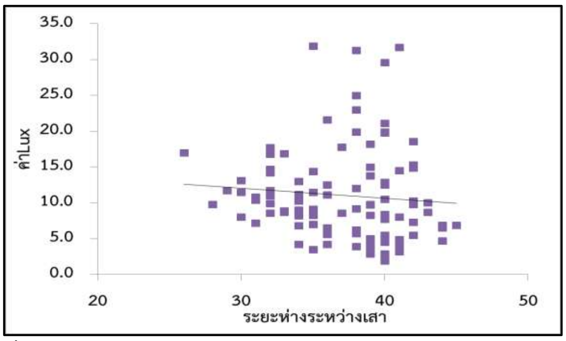


รูปที่ 14 ความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิสภาพแวดล้อมกับค่าความส่องสว่าง (Lux), การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อมบริเวณดังกล่าวกับค่าความส่องสว่าง (Lux) และการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน พบว่ามีการกระจายตัวของข้อมูลค่อนข้างมาก มีลักษณะการกระจายตัวเป็นลักษณะ Nonlinear Regression คือ มีความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรมากกว่า 2 ตัวแปรขึ้นไป โดยตัวแปรหนึ่งเป็นตัวแปรตามส่วนตัวแปรอื่นๆ เป็นตัวแปรอิสระ กล่าวคือ มีตัวแปรที่ส่งผลต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนมากกว่า 1 ตัวแปร ซึ่งกระทำพร้อมกันและในเวลาเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องใช้วิธีการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis เพื่อวิเคราะห์ถึงตัวแปรที่ส่งผลกระทบต่อค่าความส่องสว่าง คือมีค่าSig.(1-tailed) ที่มีค่าน้อยกว่า 0.05 แสดงว่าตัวแปรดังกล่าวมีอิทธิพลต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน

5.2.4 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนน

พบว่า เส้นแนวโน้มมีทิศทางที่ชันลง แสดงว่าระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟเพิ่มขึ้นก็จะส่งผลให้ค่าLux ของแสงไฟถนนลดประสิทธิภาพลงดังรูปที่ 15



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์และการกระจายตัวระหว่างระยะห่างระหว่างเสาไฟกับค่าความส่องสว่าง (Lux) ของแสงไฟถนนทุกช่วงเวลาทั้งหมด

5.3 *ผลการวิเคราะห์เพื่อตรวจสอบความสัมพันธ์ทางสถิติของแต่ละตัวแปรที่ส่งผลกระทบต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนตามลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศและลักษณะพื้นที่สภาพอากาศปกติ*

จากตารางที่ 6 จำนวนข้อมูลวิเคราะห์ตามลักษณะพื้นที่สภาพมีหมอกอากาศมีข้อมูลทั้งหมดจำนวน 480 ข้อมูล จำนวนข้อมูลวิเคราะห์ตามลักษณะพื้นที่สภาพมีสภาพอากาศปกติมีข้อมูลทั้งหมดจำนวน 400 ข้อมูล จำนวนข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์รวมกันทั้งหมดมีจำนวน 880 ข้อมูล ผลการวิเคราะห์ทางสถิติเบื้องต้น พบว่า มีค่าLux เฉลี่ยอยู่ในช่วง 11.52 Lux และระยะห่างระหว่างเสาไฟ อยู่ในช่วง 26 - 46 ม. มีค่าเฉลี่ย 36.64 เมตร อุณหภูมิสภาพแวดล้อม อยู่ในช่วง 13.6 – 33.9 c° มีค่าเฉลี่ย 23.22 c° และชื้นสัมพัทธ์สภาพแวดล้อม อยู่ในช่วง 27.3 – 87.2 % มีค่าเฉลี่ย 56.41 %

ตารางที่ 6 สรุปผลการเก็บข้อมูล อุณหภูมิ ความชื้นสัมพันธ์ และระยะห่างเสาไฟ

	ค่าlux	ระยะห่างระหว่างเสา	อุณหภูมิ	ความชื้นสัมพัทธ์
Mean	11.09	36.64	23.22	56.41
N	880.00	880.00	880.00	880.00
Std. Deviation	6.73	3.39	6.09	15.90
Median	10.00	36.00	24.20	53.30
Grouped Median	9.97	35.97	24.23	53.31
Minimum	1.10	26.00	13.60	27.30
Maximum	52.10	46.00	33.90	87.20
Range	51.00	20.00	20.30	59.90
First	18.80	26.00	26.70	46.10
Last	34.00	46.00	20.80	61.00
Variance	45.31	11.46	37.09	252.90

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ทางสถิติด้วยวิธีการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis พบว่า ตัวแปรระยะห่างระหว่างเสามีค่า Sig เท่ากับ 0.001 อุณหภูมิสภาพแวดล้อมมีค่า Sig เท่ากับ 0.062 และความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศมีค่า Sig เท่ากับ 0.000 ซึ่งตัวแปรระยะห่างระหว่างเสากับตัวแปรความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ ตัวแปรดังกล่าวทั้ง 2 ตัวแปร มีความสัมพันธ์กับตัวแปรตามอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับน้อยกว่า 0.05 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวมีผลกระทบกับค่าLux ของแสงไฟถนนอย่างมีนัยสำคัญ ดังผลในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 Correlations

		ค่าlux	ระยะห่างระหว่างเสา	c°	ความชื้นสัมพัทธ์
Pearson Correlation	ค่าlux	1.000	-.111	.052	-.156
	ระยะห่างระหว่างเสา	-.111	1.000	.094	-.036
	อุณหภูมิ	.052	.094	1.000	-.875
	ความชื้นสัมพัทธ์	-.156	-.036	-.875	1.000
Sig. (1-tailed)	ค่าlux	.	.001	.062	.000
	ระยะห่างระหว่างเสา	.001	.	.003	.142
	อุณหภูมิ	.062	.003	.	.000
	ความชื้นสัมพัทธ์	.000	.142	.000	.
N	ค่าlux	880	880	880	880
	ระยะห่างระหว่างเสา	880	880	880	880
	อุณหภูมิ	880	880	880	880
	ความชื้นสัมพัทธ์	880	880	880	880

5.4 *ผลการวิเคราะห์ทางสถิติด้วยวิธี Backward เพื่อสร้างสมการแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน*

ดังตารางที่ 8 จากการวิเคราะห์ข้อมูลและตัวแปรที่มีอิทธิพลพบว่า ได้รูปแบบ Model มา 1 รูปแบบ ซึ่ง Model ที่เหมาะสมที่สุด ในการสร้างสมการแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน คือ

ค่าLux = 37.56 – 0.189ระยะห่างระหว่างเสา – 0.373อุณหภูมิ – 0.193ความชื้นสัมพันธ์ (2)

ตารางที่ 8 แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	37.555	3.828		9.810	.000
	ระยะห่างระหว่างเสา	-.189	.066	-.095	-2.889	.004
	อุณหภูมิ	-.373	.075	-.338	-4.951	.000
	ความชื้นสัมพัทธ์	-.193	.029	-.455	-6.703	.000

a. Dependent Variable: ค่าlux

6. สรุปผลการศึกษา

ผลการศึกษาความส่องสว่างของแสงไฟถนนของหลอด HPS ตามลักษณะพื้นที่ประเภทเดียวกันคือ มีลักษณะประเภทถนนและลักษณะกายภาพรูปแบบเดียวกัน พบว่าลักษณะพื้นที่มีสภาพหมอกอากาศช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. มีค่าความส่องสว่างเฉลี่ย 17.60 lux ช่วงเวลา 21.00 – 22.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.00 Lux ช่วงเวลา 23.00 – 24.00 น.มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 9.77 Lux และช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 8.85 Lux และลักษณะพื้นที่สภาพอากาศปกติ พบว่าช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 11.03 Lux ช่วงเวลา 21.00 – 22.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.38Lux ช่วงเวลา 23.00 – 24.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.35Lux และช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น. มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนเฉลี่ย 10.32 Lux ซึ่งพบว่า ทั้งลักษณะทั้ง 2 พื้นที่ ช่วงเวลา 18.00 – 19.00 น. เป็นช่วงเวลาที่มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนมากที่สุด และช่วงเวลา 01.00 – 02.00 น.เป็นช่วงเวลาที่มีค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนน้อยที่สุด ซึ่งช่วงเวลาสำหรับการตรวจรับงานควรกระทำ ณ. ช่วงเวลาที่มีค่าความส่องสว่างน้อยที่สุดเพื่อประสิทธิภาพของแสงไฟถนนและทัศนวิสัยสำหรับการขับขี่ในยามค่ำคืนได้อย่างปลอดภัย

ผลการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบความส่องสว่างของแสงไฟถนนของหลอด HPS ด้วยวิธีการทางสถิติ พบว่า ตัวแปรระยะห่างระหว่างเสามีค่า Sig เท่ากับ 0.001 อุณหภูมิสภาพแวดล้อมมีค่า Sig เท่ากับ 0.062 และความชื้น

สัมพัทธ์ในอากาศมีค่า Sig เท่ากับ 0.000 ซึ่งตัวแปรระยะห่างระหว่างเสากับตัวแปรความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศ ตัวแปรดังกล่าวทั้ง 2 ตัวแปร มีอิทธิพลที่ส่งผลกระทบต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนทำให้ลดประสิทธิภาพลงได้

ผลการศึกษาในการสร้างสมการแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน พบว่า ได้สมการที่เหมาะสมและมีตัวแปรที่สมเหตุผลที่ใช้ในการออกแบบค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนนมา 1 รูปแบบ ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้คือ ค่าLux = 37.56 – 0.189ระยะห่างระหว่างเสา – 0.373อุณหภูมิ – 0.193ความชื้นสัมพันธ์

7. ข้อเสนอแนะ

7.1 การศึกษานี้เป็นการศึกษานำร่องเพื่อเป็นแนวทางในการศึกษาพัฒนาความเหมาะสมและลดผลกระทบของแสงไฟถนนในบริเวณพื้นที่ถนนในประเทศไทยโดยพิจารณาถึงตัวแปรที่ส่งต่อค่าความส่องสว่างของแสงไฟถนน ตามลักษณะกายภาพและสภาพแวดล้อมในบริเวณของทางหลวง อีกทั้งในปัจจุบัน มาตรฐานที่มีนั้นยังขาดปัจจัยที่สำคัญในด้านต่างๆของความส่องสว่างของแสงไฟถนน สำหรับหลอดไฟชนิดใหม่ เช่น หลอด LED เป็นต้น จึงเป็นโอกาสดีในการศึกษา แนวทางที่จะส่งเสริมการจัดการความปลอดภัยบนท้องถนนให้มีประสิทธิภาพสูงขึ้นของกรมทางหลวงและเป็นประโยชน์ในการพัฒนาองค์ความรู้ในการพัฒนาด้านการส่องสว่างของไฟถนนเพื่อประสิทธิภาพการขับขี่และสภาพแวดล้อมที่ดีในอนาคต

7.2 เนื่องจากหลอดไฟHPS ไม่สามารถลดหรือเพิ่มความส่องสว่างของแสงไฟถนนเหมือนกับหลอดไฟLED และตามมาตรฐานของกรมทางได้กำหนดระยะห่างของเสาไฟอยู่ระหว่าง 30-45 เมตร งานศึกษานี้จึงมีการศึกษานำร่องและเป็นแนวทางให้กับการพัฒนาต่อยอดองค์ความรู้ให้กับหลอดไฟHPS และหลอดไฟLED ต่อไป

7.3 งานศึกษานี้เป็นแนวทางเบื้องต้นรองรับการใช้เทคโนโลยี Photometer Imaging Light Technique ในการวัดค่าความส่องสว่างตามมาตรฐาน EN13201 ซึ่งอุปกรณ์นี้สามารถวัดและวิเคราะห์ค่าความส่องสว่างบนถนนได้ละเอียด

กิตติกรรมประกาศ

งานศึกษานี้แล้วเสร็จลุล่วงเนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์งบประมาณและความร่วมมือจากผู้บริหารและเจ้าหน้าที่สำนักวิจัยและพัฒนางานทางกรมทางหลวง กราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้ด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] ข้อกำหนดและมาตรฐานทั่วไปงานติดตั้งไฟฟ้าแสงสว่างบนทางหลวง. กรมทางหลวง, กันยายน 2554.

[2] คู่มือแนะนำการติดตั้งอุปกรณ์และสิ่งอำนวยความปลอดภัย.สำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง, 2554

[3] โครงการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิสีและความสว่างของแสงไฟถนนต่อการขับขี่บนทางหลวง.สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, สิงหาคม 2562.

[4] แนวทางการปฏิบัติด้านประสิทธิผลทางพลังงานของโคมไฟถนน, มาตรฐานการปฏิบัติวิชาชีพ สภาวิศวกรรม, กุมภาพันธ์ 2554.

[5] สัณฐิติ อยู่มาก และ อรรถพล เง่าพิทักษ์กุล (2560). การศึกษาและวิเคราะห์คุณภาพแสงสว่างไฟถนนสำหรับการใช้งานบนพื้นผิว ที่มีคุณลักษณะแตกต่างกัน. *วารสารวิชาการมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ*, ปีที่ 9, ฉบับที่ 17, หน้า 137- 149

[6] สัณฐิติ อยู่มาก และ อรรถพล เง่าพิทักษ์กุล (2560). การศึกษาและวิเคราะห์คุณลักษณะทางแสงของหลอดไดโอดเปล่งแสง ในระบบทางหลวง. วารสารวิชาการมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, ปีที่ 7, ฉบับที่ 14, หน้า 40- 52

[7] CIE. (1979). Road Lighting for Wet Conditions. Publication No. 47.

[8] CIE/PIARC. (1984). Road surfaces and lighting. Joint technical report No. 066.

การพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อให้เกิดความยั่งยืน

Sustainable Development and Extension of Rural Road Networks for Interprovincial Connection

อิชย์ ศิริประเสริฐ[1,*] และ ไกวัลย์ โรจนานุกูล[2]

[1,2] สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) กรมทางหลวงชนบท กระทรวงคมนาคม

**E-mail address: deadload@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 ได้กำหนดความรับผิดชอบของกรมทางหลวงชนบท ให้ก่อสร้างและบำรุงรักษาโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด ดังนั้น กรมทางหลวงชนบทจึงมีความจำเป็นต้องนิยามคำจำกัดความ และจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ ตลอดจนพัฒนาต่อเติมโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญให้สอดคล้องกับสาระที่กำหนดไว้ในร่างแผนดังกล่าว โดยให้สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) เป็นหน่วยงานนำร่องในการดำเนินการในพื้นที่ที่รับผิดชอบ 5 จังหวัด ซึ่งปรากฏผลว่า ถนนสายรองที่สำคัญที่กรมทางหลวงชนบทต้องรับผิดชอบ คือ ถนนสายรองที่แบ่งประเภทตามยุทธศาสตร์ของกรมทางหลวงชนบทและพื้นที่ โดยต้องใช้วิศวกรรมขั้นสูงในการดำเนินงานและมีมาตรฐานการออกแบบถนนแต่ละประเภทที่แตกต่างกัน โดยจำแนกถนนสายรองที่สำคัญเป็น 7 ประเภท ตามยุทธศาสตร์ และเชื่อมต่อโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญ ได้ถนนทางหลวงชนบทที่เชื่อมระหว่างจังหวัด จำนวน 6 เส้นทาง ระยะทางรวม 1,217.375 กิโลเมตร ซึ่งสามารถใช้เป็นตัวอย่างในการจัดทำโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญที่เชื่อมระหว่างจังหวัดในภาพรวมของกรมทางหลวงชนบท ตลอดจนสามารถกำหนดหลักเกณฑ์ในการออกแบบถนนทางหลวงชนบท ให้เหมาะสมกับลักษณะการใช้งานของถนนแต่ละประเภท เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพตามนัยความรับผิดชอบ ในอนาคต

คำสำคัญ: ถนนสายรองที่สำคัญ, วิศวกรรมขั้นสูง, มาตรฐานการออกแบบ

Abstract

The draft of the third action plan for decentralization process to local government organization specifies that the Department of Rural Roads is responsible for constructing and maintaining major collectors for interprovincial connection. The Department of Rural Roads is therefore required to identify the definition of major collectors and their classification, together with the development and extension of major collectors for interprovincial connection in compliance with the draft of the third action plan. The Office of Rural Roads 4 (Phetchaburi) is assigned to carry out this task as a pilot program within the area of five provinces. The results represent that major collectors, which will be responsible by the Department of Rural Roads, are collector roads, classified into seven different types of roads according to the strategy of organization and area, and required for advanced engineering principles and different design standards for different types of roads. The major collectors can be divided into seven types of roads depending on the strategy of organization and area. The development and extension of the major collector network result in six rural roads for interprovincial connection with the total distance of 1,217.375 kilometers. These consequences can be used as an example to develop the major collector network for interprovincial connection for the Department of Rural Roads as a whole. The results can also be utilized to determine the criteria of rural road design according to the function of each type of roads in order to increase the efficiency of rural road design in the future.

Keywords: major collector, advanced engineering principles, design standard

1. บทนำ

ปัจจุบัน ถนนในประเทศไทย มีระยะทางรวมประมาณ 701,847.120 กิโลเมตร ส่วนใหญ่อยู่ในความดูแลรับผิดชอบของ 3 หน่วยงาน ได้แก่ กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท และองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น (ซึ่งได้แก่ เทศบาล องค์การบริหารส่วนจังหวัด และองค์การบริหารส่วนตำบล) ดังแสดงในตารางที่ 1 [1] ในขณะที่กรมทางหลวงดูแลรับผิดชอบทางหลวงหรือถนนสายหลัก (Arterials) และองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นดูแลรับผิดชอบทางหลวงท้องถิ่นหรือถนนสายย่อย (Local Roads) กรมทางหลวงชนบทจึงเป็นหน่วยงานหลักที่รับผิดชอบการก่อสร้าง และบำรุงรักษา

โครงข่ายถนนทางหลวงชนบท หรือถนนสายรอง (Collectors) และสะพานในสายทาง ในประเทศไทย โดยมีถนนสายรองที่ดูแลรับผิดชอบ จำนวน 3,280 สายทาง ระยะทางรวม 48,031.391 กิโลเมตร [2]

ตารางที่ 1 ข้อมูลระยะทางถนนในประเทศไทย

หน่วยงานที่รับผิดชอบ	ระยะทางถนน (กิโลเมตร)
กรมทางหลวง	51,849.750
กรมทางหลวงชนบท	48,031.390
องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น	597,667.000
การทางพิเศษแห่งประเทศไทย	224.600
กรุงเทพมหานคร	4,074.380
รวม	701,847.120

อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบัน ถนนในหลายสายทางที่ดูแลรับผิดชอบโดยหน่วยงานทั้งสามดังกล่าวข้างต้น ไม่มีความแตกต่างกัน เนื่องจากถนนดังกล่าวมีการเปลี่ยนแปลงสภาพไปตามกาลเวลา ทำให้ประเภทของถนนเปลี่ยนแปลงไป หรือมีข้อจำกัดด้านเวลาในการถ่ายโอนถนนตามแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ในอดีต ประกอบกับร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 ได้กำหนดขอบเขตความรับผิดชอบของหน่วยงานราชการที่ดูแลรับผิดชอบถนนในประเทศไทย ใหม่ โดยกรมทางหลวงชนบทรับผิดชอบพัฒนาดำเนินการก่อสร้าง บูรณะ และบำรุงรักษาทางหลวงชนบท โครงข่ายสายรองที่สำคัญ และให้มีโครงสร้างสมบูรณ์ เชื่อมโยงกับทางหลวงพิเศษ หรือทางหลวงแผ่นดิน หรือทางหลวงสัมปทาน หรือทางหลวงชนบท หรือทางหลวงท้องถิ่น และเชื่อมโยงระหว่างภูมิภาคสู่จังหวัด หรือจังหวัดสู่จังหวัด

ดังนั้น กรมทางหลวงชนบทจึงมีความจำเป็นต้องปรับปรุงการจำแนกประเภทของถนนและพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบทให้สอดคล้องกับสาระที่กำหนดไว้ในร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 โดยสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ที่รับผิดชอบพื้นที่ 5 จังหวัด (ประจวบคีรีขันธ์ เพชรบุรี ราชบุรี สมุทรสงคราม และสมุทรสาคร) ได้รับมอบหมายให้เป็นหนึ่งในหน่วยงานนำร่องในการดำเนินการดังกล่าว

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 การจำแนกประเภทถนน

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) ได้จำแนกถนนออกเป็น 3 ประเภทหลัก โดยพิจารณาจากการเคลื่อนที่ของรถและการเข้าถึงพื้นที่ ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1.1 ถนนสายหลัก (Arterials)

ถนนสายหลัก คือ ถนนสายยาวๆ ที่ให้บริการผู้ใช้เส้นทางในการเดินทางระหว่างเมือง โดยที่มีความเร็วหรือความคล่องตัวในการเดินทางสูง จึงมีปริมาณการจราจรสูงกว่าถนนประเภทอื่น โดยสรุปคือ ถนนแกนหลักเชื่อมระหว่างจังหวัด

2.1.2 ถนนสายรอง (Collectors)

ถนนสายรอง คือ ถนนที่ทำหน้าที่รับรถจากถนนสายหลัก แล้วส่งเข้าสู่ถนนสายย่อย เพื่อส่งเข้าสู่หมู่บ้าน ชุมชน หรือจุดหมายปลายทางต่อไป หรือรวมรถจากถนนสายย่อยเพื่อส่งเข้าสู่ถนนสายหลักต่อไป โดยการให้บริการของถนนจะให้ความสำคัญกับทั้งความคล่องตัวในการเดินทางและการเข้าถึงพื้นที่ เท่าๆ กัน จึงมีปริมาณการจราจรน้อยกว่าถนนสายหลัก แต่มากกว่าถนนสายย่อย โดยสรุปคือ ถนนภายในจังหวัดเชื่อมระหว่างอำเภอหรือตำบล

2.1.3 ถนนสายย่อย (Local Roads)

ถนนสายย่อย คือ ถนนสายสั้นๆ ที่ให้บริการผู้ใช้เส้นทางในการเดินทางเข้าสู่ชุมชน หรือหมู่บ้าน โดยที่มีความคล่องตัวในการเดินทางน้อย จึงมีปริมาณการจราจรน้อยกว่าถนนสายหลักและถนนสายรอง โดยทำหน้าที่รับรถจากถนนสายรอง เพื่อส่งเข้าสู่หมู่บ้าน ชุมชน หรือจุดหมายปลายทาง โดยสรุปคือ ถนนภายในตำบลเชื่อมระหว่างหมู่บ้าน [3]

2.2 ถนนสายรอง

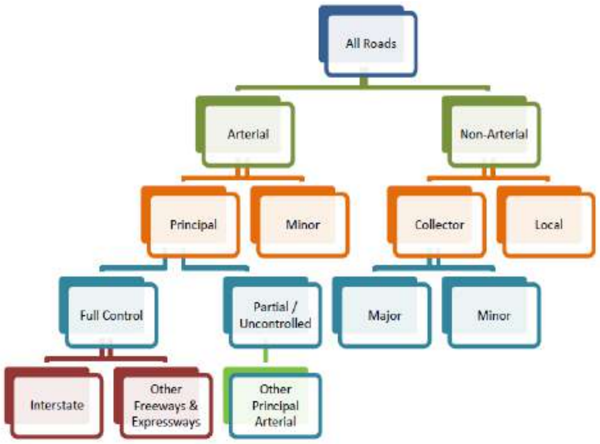
ถนนสายหลัก ถนนสายรอง และถนนสายย่อย สามารถจำแนกประเภทย่อยออกได้อีก ตามปัจจัยที่ใช้ในการพิจารณา โดย Federal Highway Administration (FHWA) ได้แบ่งประเภทถนนย่อยออกไปอีก ดังแสดงในรูปที่ 1 [4] โดยถนนสายรอง แบ่งย่อยออกได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่

2.2.1 Major Collectors (ถนนสายรองหลักหรือถนนสายรองที่สำคัญ)

ถนนสายรองที่สำคัญ คือ ถนนภายในจังหวัดที่เชื่อมระหว่างอำเภอหรือตำบล เส้นที่สำคัญ ซึ่งเชื่อมระหว่างถนนสายหลัก และ/หรือถนนสายรอง สนับสนุนหรือเข้าสู่จุดหมายปลายทางหรือสถานที่สำคัญต่างๆ

2.2.2 Minor Collectors (ถนนสายรองทั่วไป)

ถนนสายรองทั่วไป คือ ถนนภายในจังหวัดที่เชื่อมระหว่างอำเภอหรือตำบล ทั่วไป ในพื้นที่ท้องถิ่นหรือพื้นที่ชนบท ซึ่งเชื่อมระหว่างถนนสายรอง และ/หรือถนนสายย่อย [4]



รูปที่ 1 การจำแนกประเภทถนนในภาพรวม โดย FHWA

AASHTO และ FHWA ได้กำหนดหลักเกณฑ์ทั่วไปสำหรับถนนสายรองทั้ง 2 ประเภท ดังแสดงในตารางที่ 2 [3,4]

ตารางที่ 2 หลักเกณฑ์ทั่วไปสำหรับถนนสายรองที่สำคัญและถนนสายรองทั่วไป

หลักเกณฑ์	ถนนสายรองที่สำคัญ	ถนนสายรองทั่วไป
ปริมาณการจราจรในชนบท (Average Annual Daily Traffic: AADT)	300 – 2,600	150 – 1,110
ปริมาณการจราจรในเมือง (AADT)	5,000 – 15,000	1,100 – 6,300
ความกว้างช่องจราจร (เมตร)	3.0 – 3.6	3.0 – 3.3
ความกว้างไหล่ทาง (เมตร)	0 – 1.80	0 – 1.20
ระยะห่างของทางแยก (เมตร)	90 - 200	90 - 200
ค่าเฉลี่ยการเดินทาง (กิโลเมตร)	8 - 16	< 11
ความเร็วในการเดินทาง (กิโลเมตร/ชั่วโมง)	40 - 90	40 - 55
จำนวนประชากรในชนบท (คน)	1,500 – 10,000	< 1,500
จำนวนประชากรในเมือง (คน)	< 5,000	

2.3 หลักการจำแนกถนน

AASHTO และ FHWA ได้ระบุหลักการที่สำคัญเกี่ยวกับการจำแนกประเภทถนนไว้ 3 ข้อ ได้แก่

2.3.1 การใช้ที่ดิน (Land Use) หรือการวางผังเมือง

นโยบายการพัฒนาพื้นที่จะเป็นตัวกำหนดหน้าที่ลักษณะการใช้งาน หรือประเภทของถนนแต่ละสายทางในพื้นที่นั้นๆ เช่น ถนนที่ผ่านพื้นที่ชุมชน หรือตัวเมือง จะมีหน้าที่เป็นถนนผังเมืองที่ประชาชนใช้เดินทางในตัวเมือง ในขณะที่ถนนในพื้นที่เกษตรกรรมหรืออุตสาหกรรมจะมีหน้าที่เป็นถนนโลจิสติกส์ที่ใช้ในการขนส่งผลผลิตทางการเกษตรหรือสินค้าต่างๆ

2.3.2 มาตรฐานการออกแบบ (Design Standards)

การจำแนกถนนแต่ละประเภท จะต้องมีมาตรฐานการออกแบบที่แตกต่างกันสำหรับถนนแต่ละประเภท เพื่อรองรับวัตถุประสงค์ของถนนที่จำแนกประเภทออกไป ซึ่งความจำเป็นในการออกแบบถนนที่แตกต่างกันจะเป็นสาเหตุหลักในการจำแนกประเภทของถนนดังกล่าว เช่น ความกว้างถนน โครงสร้างชั้นทาง และประเภทของผิวจราจร เป็นต้น

2.3.3 ความสำคัญของถนนหรือยุทธศาสตร์ของหน่วยงาน/พื้นที่

ถนนแต่ละสายทางในแต่ละพื้นที่จะมีหน้าที่หรือวัตถุประสงค์ที่แตกต่างกัน และเมื่อหน่วยงานเจ้าของถนนกำหนดยุทธศาสตร์แผนงานสำหรับถนนที่แตกต่างกัน รวมถึงพื้นที่ (จังหวัด) มีการกำหนดยุทธศาสตร์ภาค/กลุ่มจังหวัด/จังหวัด เพื่อให้ความสำคัญในการพัฒนาแต่ละพื้นที่ ถนนแต่ละสายทางจึงมีความสำคัญแตกต่างไปตามยุทธศาสตร์ของหน่วยงานและยุทธศาสตร์พื้นที่ ดังนั้น ถนนแต่ละสายทางจะจำแนกได้ตามความสำคัญหรือยุทธศาสตร์ของหน่วยงาน/พื้นที่ เช่น ถนนเข้าสู่แหล่งท่องเที่ยว และถนนสนับสนุนอุตสาหกรรม เป็นต้น [3,4,5]

3. พื้นที่ดำเนินการ

สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ได้รับมอบหมายให้เป็นหน่วยงานนำร่องในการปรับปรุงการจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ และพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท ถนนสายรองที่สำคัญ ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด โดยสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) มีพื้นที่รับผิดชอบ 5 จังหวัด ประกอบด้วย จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ จังหวัดเพชรบุรี จังหวัดราชบุรี จังหวัดสมุทรสงคราม และจังหวัดสมุทรสาคร ซึ่งปัจจุบันมีโครงข่ายทางหลวงชนบทที่ดูแลรับผิดชอบ จำนวน 186 สายทาง ระยะทางรวม ประมาณ 2,385.099 กิโลเมตร ดังแสดงในตารางที่ 3 [2] และรูปที่ 2 (เส้นสีแดงและสีเหลือง คือ ทางหลวง และเส้นสีน้ำเงิน คือ ทางหลวงชนบท) ดังนั้น สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) จึงใช้ถนนโครงข่ายทางหลวงชนบทในพื้นที่ 5 จังหวัดดังกล่าว ในการดำเนินการปรับปรุงการจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ และพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด

ตารางที่ 3 ข้อมูลโครงข่ายทางหลวงชนบทของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี)

จังหวัด	จำนวนสายทาง	ระยะทาง (กิโลเมตร)
ประจวบคีรีขันธ์	39	645.111
เพชรบุรี	32	495.030
ราชบุรี	48	706.268
สมุทรสงคราม	23	178.579
สมุทรสาคร	44	360.111
รวม	186	2,385.099

4. การดำเนินการ

การปรับปรุงการจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ และพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท ในพื้นที่รับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อรองรับร่างแผนปฏิบัติ

การกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 มีขั้นตอนหลักในการดำเนินการ ดังต่อไปนี้

4.1 การนิยามคำจำกัดความถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ

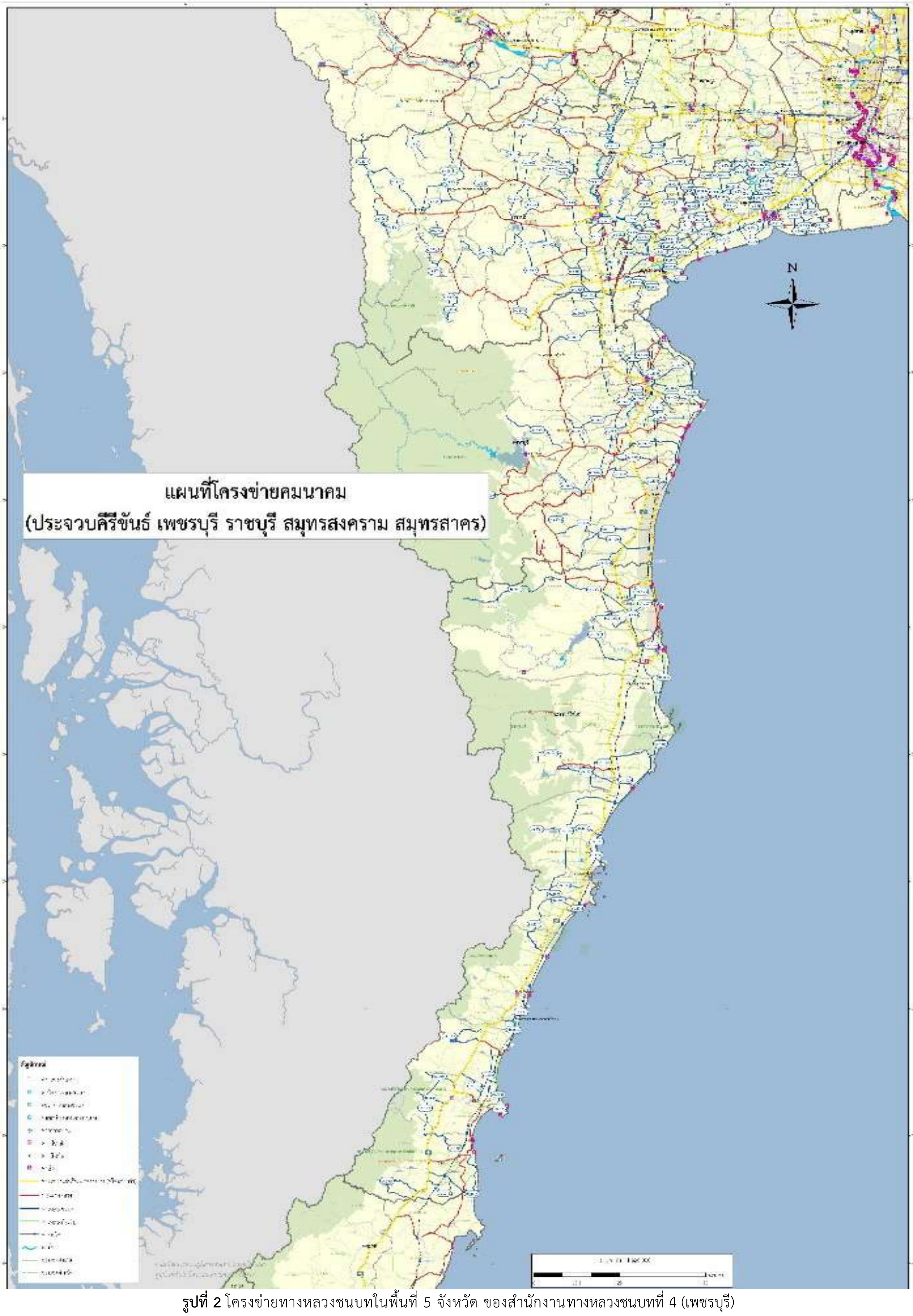
ร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 ได้กำหนดขอบเขตความรับผิดชอบของกรมทางหลวงชนบท ให้พัฒนาดำเนินการก่อสร้าง บูรณะ และบำรุงรักษาทางหลวงชนบทที่เป็นโครงข่ายสายรองที่สำคัญ เท่านั้น ในขั้นตอนนี้ กรมทางหลวงชนบทจึงต้องดำเนินการนิยามคำจำกัดความของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ เพื่อให้สามารถจำแนกถนนทางหลวงชนบทที่กรมทางหลวงชนบทต้องรับผิดชอบดูแล ตามนัยของร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 โดยในการนิยามคำจำกัดความดังกล่าว สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) จะพิจารณาความหมายของถนนสายรองที่สำคัญ ซึ่งกำหนดโดย FHWA ร่วมกับปัจจัยที่ใช้ในการจำแนกถนน โดย AASHTO และ FHWA (อันได้แก่ การใช้ที่ดิน มาตรฐานการออกแบบ และความสำคัญของถนนหรือยุทธศาสตร์ของหน่วยงาน/พื้นที่)

4.2 การจำแนกประเภทของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ

เมื่อนิยามคำจำกัดความของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญแล้ว สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) จะดำเนินการจำแนกถนนทางหลวงชนบทที่อยู่ในความดูแลรับผิดชอบในพื้นที่ 5 จังหวัด จำนวน 186 สายทาง ตามคำจำกัดความดังกล่าว เพื่อหาถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ที่อยู่ในความรับผิดชอบดูแลของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) โดยใช้หลักเกณฑ์และ/หรือปัจจัยในการกำหนดประเภทถนนสายรองที่สำคัญ ที่รวบรวมมาจากต่างประเทศและในประเทศ ในการจำแนกประเภทของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ผลลัพธ์ในการดำเนินการในขั้นตอนนี้ คือ ทำให้ทราบว่าถนนทางหลวงชนบทที่สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ดูแลรับผิดชอบ ในปัจจุบัน เป็นถนนสายรองที่สำคัญตามคำจำกัดความ จำนวนกี่สายทาง และจำแนกออกเป็นถนนสายรองที่สำคัญกี่ประเภท ตามหลักเกณฑ์หรือปัจจัยที่ใช้ในการกำหนด

4.3 การพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบทให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด

เมื่อจำแนกประเภทถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญแล้ว สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ต้องดำเนินการต่อเติมโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญดังกล่าว ในพื้นที่ 5 จังหวัด ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อรองรับร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 โดยจะมีถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญบางส่วนที่สามารถต่อเติมหรือเชื่อมต่อให้เชื่อมระหว่างจังหวัดได้ ในขณะที่ถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ส่วนที่เหลือ จะไม่มีความเหมาะสมที่จะต่อเติมให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เนื่องจากมีข้อจำกัดในด้านต่างๆ แล้วนำถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ที่เชื่อมระหว่างจังหวัด และถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ที่ไม่เชื่อมระหว่างจังหวัด มาเชื่อมต่อกัน เป็นโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญ ของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ในภาพรวม เพื่อจัดทำแผนที่โครงข่ายทางหลวงชนบทใหม่ ต่อไป



รูปที่ 2 โครงข่ายทางหลวงชนบทในพื้นที่ 5 จังหวัด ของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี)

5. ผลการดำเนินการ

สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ได้ดำเนินการปรับปรุงการจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ และพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบท ในพื้นที่รับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด แล้ว มีผลการดำเนินการ ดังต่อไปนี้

5.1 คำจำกัดความของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ

สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ได้นิยามคำจำกัดความของถนนสายรองที่สำคัญ และถนนสายรองทั่วไป โดยพิจารณาความหมายของถนนสายรองที่สำคัญ ซึ่งกำหนดโดย FHWA ร่วมกับปัจจัยที่ใช้ในการจำแนกถนน โดย AASHTO และ FHWA (อันได้แก่ การใช้ที่ดิน มาตรฐานการออกแบบ และความสำคัญของถนนหรือยุทธศาสตร์ของหน่วยงาน/พื้นที่) ดังต่อไปนี้

5.1.1 ถนนสายรองที่สำคัญ (Major Collectors)

ถนนสายรองที่สำคัญ คือ ถนนสายรองเชิงยุทธศาสตร์ (ที่รองรับยุทธศาสตร์ของหน่วยงาน/พื้นที่) ที่มีมาตรฐานการออกแบบเฉพาะซึ่งสอดคล้องกับความหมายของถนนทางหลวงชนบทที่กรมทางหลวงชนบทได้จ้างที่ปรึกษาทำการวิจัยไว้ อันได้แก่ ถนนเชิงยุทธศาสตร์ ที่ต้องใช้วิศวกรรมขั้นสูงในการดำเนินงาน เพื่อให้ได้มาตรฐานเดียวกันทั้งประเทศ

5.1.2 ถนนสายรองทั่วไป (Minor Collectors)

ถนนสายรองทั่วไป คือ ถนนสายรองอื่นๆ ที่ไม่ได้เป็นถนนสายรองที่สำคัญ

ดังนั้น จึงสรุปได้ว่า คำจำกัดความของถนนสายรองที่สำคัญที่กรมทางหลวงชนบทจะรับผิดชอบดูแลปรับปรุงและพัฒนา เพื่อให้เป็นไปตามร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 คือ **ถนนสายรองที่แบ่งประเภทตามยุทธศาสตร์ของกรมทางหลวงชนบทและพื้นที่ โดยต้องใช้วิศวกรรมขั้นสูงในการดำเนินงานและมีมาตรฐานการออกแบบถนนแต่ละประเภทที่แตกต่างกัน**

5.2 การจำแนกประเภทถนนสายรองที่สำคัญ

เมื่อนำยุทธศาสตร์ของของกรมทางหลวงชนบท มาพิจารณาร่วมกับยุทธศาสตร์ของจังหวัด ยุทธศาสตร์ของกลุ่มจังหวัด และยุทธศาสตร์ของภาค ที่เกี่ยวข้องกับ 5 จังหวัดที่อยู่ในพื้นที่ความรับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) แล้ว สามารถสรุปยุทธศาสตร์ที่เกี่ยวข้องกับกับถนนทางหลวงชนบท ได้ 7 ด้าน และนำมาใช้ในการจำแนกถนนสายรองที่สำคัญตามยุทธศาสตร์ดังกล่าว ได้ทั้งหมด 7 ประเภท ดังนี้

5.2.1 ถนนสนับสนุนการท่องเที่ยว

5.2.2 ถนนสนับสนุนเกษตรกรรม

5.2.3 ถนนสนับสนุนอุตสาหกรรม

5.2.4 ถนนสนับสนุนระบบการขนส่งต่อเนื่องหลายรูปแบบ

5.2.5 ถนนสนับสนุนการแก้ไขปัญหาการจราจรในเมือง

5.2.6 ถนนสนับสนุนพื้นที่เศรษฐกิจพิเศษและการค้าชายแดน

5.2.7 ถนนสนับสนุนโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริ

ทั้งนี้ โดยใช้ปัจจัยที่รวบรวมมาจากแหล่งข้อมูลภายในประเทศและต่างประเทศ เป็นหลักเกณฑ์ในการกำหนดประเภทของถนนสายรองที่สำคัญแต่ละประเภท ซึ่งรายละเอียดของปัจจัยดังกล่าวปรากฏในตารางที่ 4 [6,7,8] สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) นำปัจจัยนั้นมาใช้ในการจำแนกประเภทถนนทางหลวงชนบทในพื้นที่รับผิดชอบทั้ง 5 จังหวัด ซึ่งปรากฏผลว่า มีถนนทางหลวงชนบท จำนวน 182 สายทาง ระยะทางรวม 2,372.271 กิโลเมตร หรือร้อยละ 99.46 เป็นถนนสายรองที่สำคัญ และมีถนนทางหลวงชนบท จำนวน 4 สายทาง ระยะทางรวม 12.828 กิโลเมตร หรือร้อยละ 0.54 เป็นถนนสายรองทั่วไป รายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 4 ปัจจัยที่ใช้ในการจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ

ประเภทถนน	ปัจจัย		
ถนนสนับสนุนการท่องเที่ยว	จำนวนนักท่องเที่ยวต่อปี	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงแหล่งท่องเที่ยว
ถนนสนับสนุนเกษตรกรรม	ขนาดพื้นที่เกษตรกรรมและรายได้จากผลผลิตทางการเกษตร	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงพื้นที่เกษตรกรรม
ถนนสนับสนุนอุตสาหกรรม	การจ้างงาน ขนาดและพื้นที่อุตสาหกรรม	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงพื้นที่อุตสาหกรรม
ถนนสนับสนุนระบบการขนส่งต่อเนื่องหลายรูปแบบ	จำนวนผู้โดยสาร จำนวนเที่ยวการขนส่ง และ/หรือ ปริมาณสินค้าที่ขนส่ง	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงจุดเชื่อมต่อกับการขนส่งรูปแบบอื่นๆ
ถนนสนับสนุนการแก้ไขปัญหาการจราจรในเมือง	จำนวนประชากรในสถานที่สำคัญในตัวเมือง	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงพื้นที่ตัวเมือง หรือสถานที่สำคัญในตัวเมือง
ถนนสนับสนุนพื้นที่เศรษฐกิจพิเศษและการค้าชายแดน	ขนาดนิคมอุตสาหกรรมในพื้นที่	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงนิคมอุตสาหกรรมในพื้นที่และการเชื่อมต่อกับชายแดน
ถนนสนับสนุนโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริ	-	ปริมาณการจราจร	การเข้าถึงโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริ

ตารางที่ 5 ผลการจำแนกประเภทถนนทางหลวงชนบทตามประเภทของถนนสายรองที่สำคัญ และถนนสายรองทั่วไป

ประเภทถนน	จำนวนสายทาง	ระยะทาง (กิโลเมตร)	ร้อยละของระยะทาง
ถนนสนับสนุนการท่องเที่ยว	64	1,031.907	43.26
ถนนสนับสนุนเกษตรกรรม	70	851.162	35.69
ถนนสนับสนุนอุตสาหกรรม	30	285.508	11.97
ถนนสนับสนุนระบบการขนส่งต่อเนื่องหลายรูปแบบ	2	19.530	0.82

ถนนสนับสนุนการแก้ไขปัญหาการจราจรในเมือง	6	51.144	2.14
ถนนสนับสนุนพื้นที่เศรษฐกิจพิเศษและการค้าชายแดน	2	38.345	1.61
ถนนสนับสนุนโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริ	8	94.675	3.97
ถนนสายรองที่สำคัญ	**182**	**2372.271**	**99.46**
ถนนสายรองทั่วไป	**4**	**12.828**	**0.54**

จากข้อมูลการจำแนกประเภทของถนนทางหลวงชนบทในพื้นที่รับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) สะท้อนให้เห็นว่าถนนสายรองที่สำคัญส่วนใหญ่ในพื้นที่เป็นถนนสนับสนุนการท่องเที่ยวและถนนสนับสนุนเกษตรกรรม ซึ่งสามารถนำไปใช้ประกอบการวางแผนหรือกำหนดยุทธศาสตร์ในการพัฒนา ก่อสร้างและบำรุงรักษาถนน ในพื้นที่รับผิดชอบทั้ง 5 จังหวัด เพื่อขอรับการสนับสนุนงบประมาณจากกรมทางหลวงชนบทได้อย่างมีประสิทธิภาพและประสิทธิผลต่อไป

5.3 การพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญให้เชื่อมระหว่างจังหวัด

เมื่อจำแนกประเภทถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญแล้ว สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ดำเนินการต่อเติมโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญ ในพื้นที่ 5 จังหวัด ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด โดยการกำหนดถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นแกนหลักในแต่ละหวัด ซึ่งอาจจะมีมากกว่า 1 สายทาง ได้ แล้วดำเนินการเชื่อมต่อถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นแกนหลักในแต่ละจังหวัดดังกล่าว เข้ากับถนนสายรองสายอื่น เพื่อให้เกิดความเชื่อมโยงระหว่างถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นแกนหลักในแต่ละจังหวัดโดยรอบ รวมถึงเชื่อมต่อชายแดนระหว่างประเทศ ตามความเหมาะสมของพื้นที่ โดยเริ่มจากจังหวัดที่เป็นศูนย์กลางของถนนโครงข่ายทางหลวงชนบทในพื้นที่ ซึ่งในพื้นที่ 5 จังหวัด คือ จังหวัดเพชรบุรี แล้วดำเนินการเชื่อมต่อถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นแกนหลักในจังหวัดเพชรบุรีกับถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นแกนหลักในจังหวัดโดยรอบ อันได้แก่ จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ จังหวัดราชบุรี จังหวัดสมุทรสงคราม และจังหวัดสมุทรสาคร ตลอดจนเชื่อมต่อถนนแกนหลักดังกล่าวในพื้นที่ 5 จังหวัดกับถนนแกนหลักของจังหวัดอื่นๆ ที่อยู่รอบพื้นที่ 5 จังหวัด และชายแดนระหว่างประเทศด้วย โดยถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นถนนแกนหลักที่เชื่อมระหว่างจังหวัดหรือระหว่างประเทศ เรียกว่า **“ทางหลวงชนบทสายหลัก”** (เส้นสีม่วง) และถนนสายรองที่สำคัญที่ไม่ได้เป็นถนนแกนหลักเชื่อมระหว่างจังหวัด หรือระหว่างประเทศ เรียกว่า **“ทางหลวงชนบทสายประกอบ”** (เส้นสีน้ำเงิน) ในส่วนของถนนทางหลวงชนบทที่ไม่เข้าหลักเกณฑ์ถนนสายรองที่สำคัญ เรียกว่า **“ถนนสายรองทั่วไป”** (เส้นสีฟ้า) ดังแสดงในรูปที่ 3

การเชื่อมต่อโครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญในพื้นที่ 5 จังหวัด ทำให้ได้ทางหลวงชนบทสายหลักหรือทางหลวงชนบทที่เชื่อมระหว่างจังหวัดในพื้นที่จำนวน 6 เส้นทาง ระยะทางรวม 1,217.375 กิโลเมตร โดยมีรายละเอียดดังนี้

5.3.1 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 1

ถนนเส้นทางริเวียร่าเชื่อมระหว่างจังหวัดกรุงเทพมหานคร จังหวัดสมุทรสาคร จังหวัดสมุทรสงคราม จังหวัดเพชรบุรี จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ และจังหวัดชุมพร ระยะทางรวม 426.730 กิโลเมตร

5.3.2 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 2

ถนนเส้นทาง กจ.4004 เชื่อมระหว่างจังหวัดกาญจนบุรี จังหวัดราชบุรี จังหวัดเพชรบุรี จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ และจังหวัดชุมพร ระยะทางรวม 379.394 กิโลเมตร

5.3.3 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 3

ถนนเส้นทางวังมะนาว-ด่านชายแดนห้วยน้ำขาว เชื่อมระหว่างจังหวัดราชบุรี จังหวัดกาญจนบุรี และชายแดนประเทศพม่า ระยะทางรวม 137.850 กิโลเมตร

5.3.4 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 4

ถนนเส้นทางคลองมะเดื่อ-ด้านมะขามเตี้ย เชื่อมระหว่างจังหวัดนครปฐม จังหวัดสมุทรสาคร จังหวัดสมุทรสงคราม จังหวัดราชบุรี และจังหวัดกาญจนบุรี ระยะทางรวม 176.791 กิโลเมตร

5.3.5 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 5

ถนนเส้นทางพุทธมณฑล-หนองตากยา เชื่อมระหว่างจังหวัดนครปฐม จังหวัดราชบุรี และจังหวัดกาญจนบุรี ระยะทางรวม 74.790 กิโลเมตร

5.3.6 ทางหลวงชนบทสายหลักเส้นทางที่ 6

ถนนเส้นทางสาคร-ปลายนา เชื่อมระหว่างจังหวัดสมุทรสาครและจังหวัดนครปฐม ระยะทางรวม 21.820 กิโลเมตร

การเชื่อมต่อโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญให้เชื่อมระหว่างจังหวัด ทำให้สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) มีถนนทางหลวงชนบทที่ไม่เชื่อมระหว่างจังหวัด หรือที่เรียกว่าทางหลวงชนบทสายประกอบ จำนวน 160 สายทาง ระยะทางรวม 1,753.506 กิโลเมตร และมีถนนสายรองทั่วไปหรือถนนที่ไม่เข้าหลักเกณฑ์ถนนสายรองที่สำคัญ จำนวน 4 สายทาง ซึ่งในปัจจุบันเหลือเพียง 3 สายทาง ระยะทางรวม 8.622 กิโลเมตร เพราะถนนสายรองทั่วไป จำนวน 1 สายทาง ได้เปลี่ยนเป็นส่วนหนึ่งของทางหลวงชนบทสายหลักแล้ว ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ข้อมูลระยะทางถนนทางหลวงชนบทที่เชื่อมระหว่างจังหวัดในพื้นที่ 5 จังหวัด

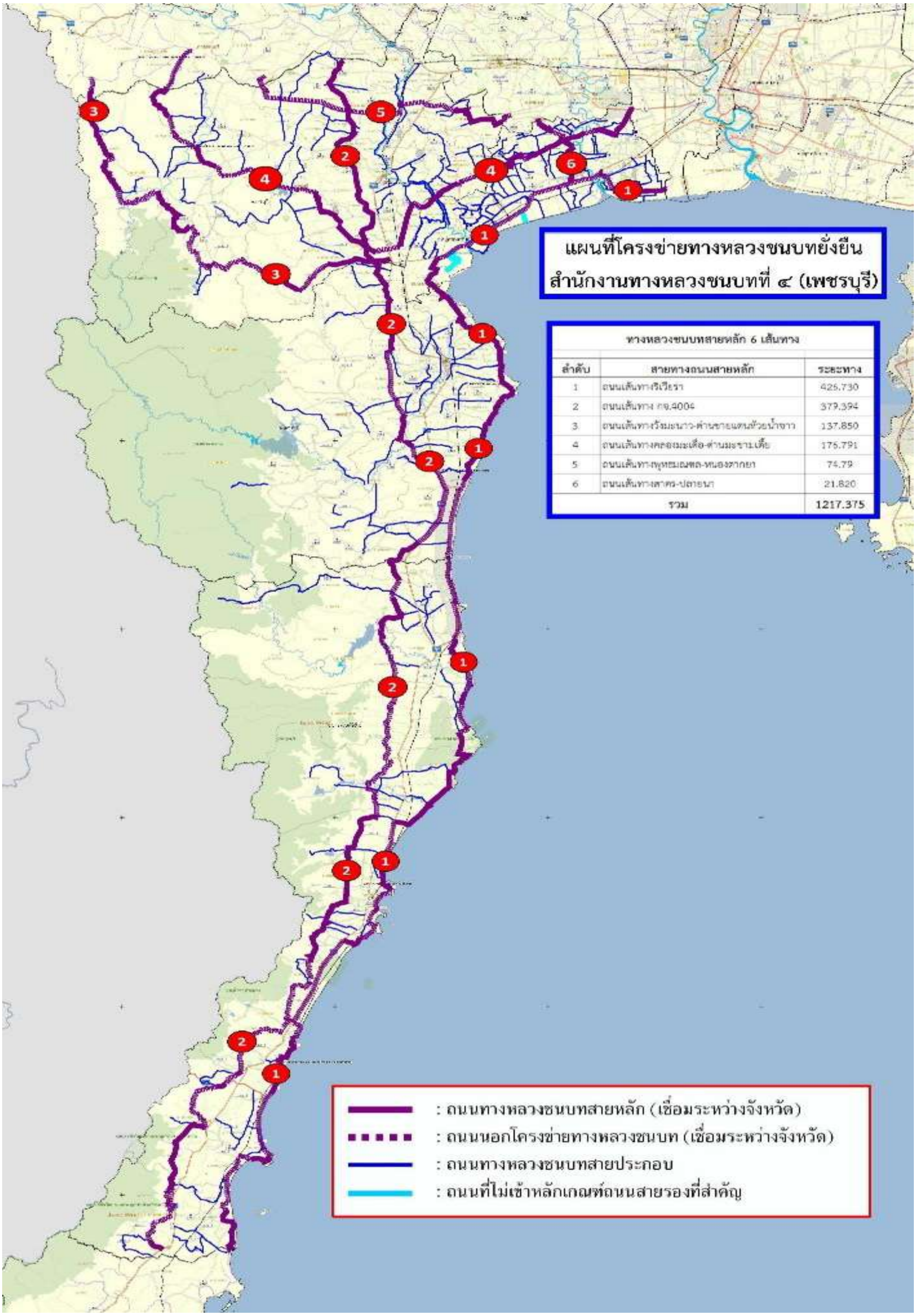
ประเภทถนน	จำนวนเส้นทาง/สายทาง	ระยะทาง (กิโลเมตร)
ทางหลวงชนบทสายหลัก	6 เส้นทาง	1,217.375
ทางหลวงชนบทสายประกอบ	160 สายทาง	1,753.506
ถนนสายรองทั่วไป	3 สายทาง	8.622

การเชื่อมต่อโครงข่ายทางหลวงชนบท ให้เชื่อมระหว่างจังหวัด ในพื้นที่ 5 จังหวัด ภายใต้ความรับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ดังกล่าว สามารถใช้เป็นตัวอย่างสำหรับสำนักงานทางหลวงชนบทอื่นๆ ในการจำแนกประเภทถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรอง

ที่สำคัญ และเชื่อมต่อโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญให้เชื่อมระหว่างจังหวัด เพื่อจัดทำโครงข่ายทางหลวงชนบทที่เชื่อมต่อระหว่างจังหวัดในภาพรวม ของกรมทางหลวงชนบท เพื่อรองรับแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3

คำจำกัดความของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญและการเชื่อมต่อโครงข่ายทางหลวงชนบท ให้เชื่อมระหว่างจังหวัด ที่ได้รับจากการดำเนินการของสำนักงานทางลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) สามารถนำใช้ในการกำหนดความแตกต่างของถนนที่กรมทางหลวงกรมทางหลวงชนบท และองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น จะต้องดูแลรับผิดชอบตามที่กำหนดโดยร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 ได้อย่างชัดเจน ตลอดจนสามารถใช้ในการกำหนดหน่วยงานที่จะดูแลรับผิดชอบถนนที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพ ประเภท หรือการใช้งานไปตามกาลเวลา ได้อย่างเหมาะสมและถูกต้อง

นอกจากนี้ กรมทางหลวงชนบทสามารถนำการกำหนดและจำแนกประเภทของถนนสายรองที่สำคัญตามยุทธศาสตร์ที่แตกต่างกัน มาใช้ประกอบการกำหนดหลักเกณฑ์ในการออกแบบถนนทางหลวงชนบทประเภทต่างๆ และหน่วยงานของกรมทางหลวงชนบทสามารถออกแบบถนนทางหลวงชนบทได้อย่างเหมาะสมกับยุทธศาสตร์ หรือลักษณะการใช้งาน หรือวัตถุประสงค์ของถนนประเภทนั้นๆ เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพและประสิทธิผลในการกำหนดแนวทางการออกแบบถนนดังกล่าวให้สอดคล้องกับลักษณะการใช้งานของถนนในแต่ละประเภท ซึ่งจะนำไปสู่การยกระดับการออกแบบและการก่อสร้างถนนในโครงข่ายทางหลวงชนบท และช่วยลดงบประมาณที่จะต้องใช้ในการบำรุงรักษาซ่อมแซมถนนทางหลวงชนบทได้อย่างมีนัยสำคัญยิ่งขึ้น


แผนที่โครงข่ายทางหลวงชนบทยั่งยืน
สำนักงานทางหลวงชนบทที่ ๔ (เพชรบุรี)
ทางหลวงชนบทสายหลัก 6 เส้นทาง
ลำดับ
สายทางถนนสายหลัก
ระยะทาง
1 ถนนเส้นทางริเวียร่า 426.730
2 379.394
3 137.850
4 175.791
5 74.79
6 21.820
รวม 1217.375
: ถนนทางหลวงชนบทสายหลัก (เชื่อมระหว่างจังหวัด)
: ถนนนอกโครงข่ายทางหลวงชนบท (เชื่อมระหว่างจังหวัด)
: ถนนทางหลวงชนบทสายประกอบ
: ถนนที่ไม่เข้าหลักเกณฑ์ถนนสายรองที่สำคัญ

รูปที่ 3 โครงข่ายถนนสายรองที่สำคัญเชื่อมระหว่างจังหวัดในพื้นที่ 5 จังหวัด ของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี)

6. บทสรุป

สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) กรมทางหลวงชนบท ได้ดำเนินการจำแนกประเภทของถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ และพัฒนาต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญ ให้เชื่อมต่อระหว่างจังหวัด เพื่อรองรับร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 โดยกำหนดคำจำกัดความของถนนสายรองที่สำคัญที่กรมทางหลวงชนบทจะต้องดูแลรับผิดชอบตามขอบเขตความรับผิดชอบ และจำแนกถนนทางหลวงชนบทในพื้นที่รับผิดชอบ 5 จังหวัด ออกเป็นถนนสายรองที่สำคัญ 7 ประเภท ที่แตกต่างกัน ตามยุทธศาสตร์ของกรมทางหลวงชนบทและพื้นที่ รวมถึงเชื่อมต่อถนนทางหลวงชนบทที่เป็นถนนสายรองที่สำคัญ ให้เชื่อมระหว่างจังหวัด ซึ่งการดำเนินการปรากฏผลว่า ถนนสายรองที่สำคัญที่กรมทางหลวงชนบทจะต้องดูแลรับผิดชอบ คือ ถนนสายรองที่แบ่งประเภทตามยุทธศาสตร์ของหน่วยงานและพื้นที่ โดยต้องใช้วิศวกรรมขั้นสูงในการดำเนินงานและมีมาตรฐานการออกแบบถนนแต่ละประเภทที่แตกต่างกัน ซึ่งถนนทางหลวงชนบทในพื้นที่ 5 จังหวัด ภายใต้ความรับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) จำนวน 186 สายทาง ระยะทางรวม 2,385.099 กิโลเมตร ส่วนใหญ่เป็นถนนสายรองที่สำคัญประเภทสนับสนุนการท่องเที่ยวและเกษตรกรรม และการเชื่อมต่อถนนสายรองที่สำคัญในพื้นที่ 5 จังหวัดดังกล่าว ทำให้สำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) มีถนนทางหลวงชนบทสายหลัก ซึ่งเป็นถนนสายรองที่สำคัญที่เป็นถนนแกนหลักที่เชื่อมระหว่างจังหวัดหรือระหว่างประเทศ จำนวน 6 เส้นทาง ระยะทางรวม 1,217.375 กิโลเมตร โดยกรมทางหลวงชนบทสามารถนำผลการดำเนินการของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) ไปใช้เป็นตัวอย่างในการจำแนกประเภทถนนและเชื่อมต่อโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญของหน่วยงานอื่นในภูมิภาค เพื่อพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบทถนนสายรองที่สำคัญของกรมทางหลวงชนบทในภาพรวม ตามนัยของร่างแผนปฏิบัติการกำหนดขั้นตอนการกระจายอำนาจให้แก่องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ฉบับที่ 3 ตลอดจนสามารถกำหนดหลักเกณฑ์ในการออกแบบถนนทางหลวงชนบทประเภทต่างๆ ให้เหมาะสมกับลักษณะการใช้งาน หรือวัตถุประสงค์ของถนนแต่ละประเภท เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการออกแบบและการก่อสร้างถนนทางหลวงชนบท และลดงบประมาณที่จะต้องใช้ในการบำรุงรักษาซ่อมแซมถนนทางหลวงชนบท ในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณแขวงทางหลวงชนบทเพชรบุรี แขวงทางหลวงชนบทประจวบคีรีขันธ์ แขวงทางหลวงชนบทราชบุรี แขวงทางหลวงชนบทสมุทรสาคร และแขวงทางหลวงชนบทสมุทรสงคราม ที่เอื้อเฟื้อข้อมูล และให้ความร่วมมือในการพัฒนาและต่อเติมโครงข่ายทางหลวงชนบทในพื้นที่ภายในความรับผิดชอบของสำนักงานทางหลวงชนบทที่ 4 (เพชรบุรี) มา ณ ที่นี้ด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักส่งเสริมการพัฒนาทางหลวงท้องถิ่น, กรมทางหลวงชนบท (2561). *รายงานสรุปผลการส่งเสริมการพัฒนาทางหลวงท้องถิ่น*. กรมทางหลวงชนบท, หน้า 23.

[2] สำนักบำรุงทาง, กรมทางหลวงชนบท (2561). *โครงข่ายทางหลวงชนบท ประจำปีงบประมาณ 2563*. กรมทางหลวงชนบท, หน้า ก.

[3] American Association of State Highway and Transportation Officials (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, pp. 1-4-1-13.

[4] Federal Highway Administration (2013). *Highway Functional Classification Concepts, Criteria and Procedures*. U.S. Department of Transportation, pp. 7-9, 14-24.

[5] Chicago Metropolitan Agency for Planning (2016). *Functional Classification Revision Workbook*. Chicago Metropolitan Agency for Planning, pp. 1-7.

[6] Federal Highway Administration (2014). *FHWA Functional Classification Guidelines*. U.S. Department of Transportation, pp. 10-30.

[7] Virginia Department of Transportation (2014). *Detailed Functional Classification Criteria*. U.S. Virginia Department of Transportation, pp. 1-11.

[8] ณัฏฐพงษ์ ฉายแสงประทีป (2557). รูปแบบและกระบวนการดำเนินธุรกิจการท่องเที่ยวเชิงเกษตร. *วารสารวิชาการ Veridian E-Journal*, ปีที่ 7, ฉบับที่ 3, หน้า 313.

การศึกษาลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงตามรูปแบบถนน เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ

The study of physical characteristics of highways according to road patterns to create accident prediction models

ภัทรพล สีดอกบวบ

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร

MR.PATTARAPON SEDOKBUAB; E-mail address: s_pattarapon@hotmail.com

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อศึกษาปัจจัยลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนน ที่มีผลต่อการเกิดอุบัติเหตุบนถนน และสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง หากมีการเลือกชนิดของลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนนที่แตกต่างกัน โดยแบ่งลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนนไว้ 4 รูปแบบ และตั้งสมมุติฐานตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนถนนตามลักษณะทางกายภาพของถนนที่อาจส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ 36 ปัจจัย จากการศึกษาพบว่า รูปแบบที่1 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก มีปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุถึง 18 ปัจจัย รูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง มีปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุถึง 18 ปัจจัย รูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี มีปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุถึง 6 ปัจจัย และรูปแบบที่4 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น มีปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุถึง 5 ปัจจัย ที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง และผลการวิเคราะห์ตัวแปรที่ส่งผล ซึ่งได้แบบจำลองที่มีตัวแปรที่เหมาะสมที่สุด เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง พบว่า รูปแบบที่1 ได้แบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวงคือ จำนวนอุบัติเหตุ(Y) = - 6.273 + 0.317สัดส่วนรถบรรทุกหนัก – 1.062จำนวนทางแยกในช่วงถนนที่สำรวจ +1.627มีการใช้ประโยชน์พื้นที่ของสถานที่ราชการและสถาบันต่างๆ - 0.026สัดส่วนรถจักรยานยนต์ + 0.458ความลาดชันของถนนที่สำรวจ + 0.508ความกว้างของเกาะกลาง รูปแบบที่2 ได้แบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวงคือ จำนวนอุบัติเหตุ(Y) = 2.168 + 0.621ความกว้างของเกาะกลาง – 0.063สัดส่วนของยอดยานที่ใช้ความเร็วเกินความเร็วจำกัด – 0.054สัดส่วนรถจักรยานยนต์ รูปแบบที่3 ได้แบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวงคือ จำนวนอุบัติเหตุ(Y) = 0.385 +1.264การใช้หรือไม่มีการประโยชน์พื้นที่ของสถานีคมนาคมและขนส่ง + 0.507เป็นลักษณะของพื้นที่ในเมือง + 0.104ความกว้างของเกาะกลาง – 0.12สัดส่วนรถบรรทุกหนัก และรูปแบบที่4 ได้แบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวงคือ จำนวนอุบัติเหตุ(Y) = 0.773 + 2.623ระยะห่างระหว่างช่องจราจรด้านขวากับเกาะกลาง ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการศึกษานี้

คำสำคัญ: เกาะกลางแบบยก, เกาะกลางแบบกดเป็นร่อง, เกาะกลางแบบเกาะสี, เกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น

Abstract

The objective of this study To study the physical factors of the highway according to the road pattern That affects road accidents And create a model to predict highway accidents If the type of physical characteristics of the highway is chosen according to different road formats By dividing the physical characteristics of the highway according to the road format into 4 types. And hypothesize variables that may affect the number of road accidents according to the physical characteristics of the road that may result in accidents 36 factors. From the study, it is found that, type 1, highways, medium islands. There are 18 factors that affect the accident. The second form is the type of highway with a middle island type with a grooved type. There are 18 factors that affect the accident. The 3rd type is highway type, middle island type, color island type. There are 6 factors affecting the accident. And the 4th pattern Characteristics of highways in the form of railways or barricades. There are 5 factors that affect the accident causing an accident on the highway. And results of variable analysis. Which has the model that has the most suitable variable to create a model to predict the occurrence of highway accidents. It was found that, model 1, the model for predicting highway accident is Number of accidents (Y) = - 6.273 + 0.317 Proportion of heavy trucks - 1.062 Number of intersections in the surveyed road range +1.627 Land use for government buildings and institutions - 0.026 Motorcycle proportion + 0.458 Slope of surveyed road + 0.508 Width of central island. The second

model, the model for predicting highway accidents, is Number of accidents (Y) = 2.168 + 0.621 The width of the central island - 0.063 Proportion of motor vehicles exceeding the speed limit - 0.054 Proportion of motorcycles. The third form, the model for predicting highway accident is Number of accidents (Y) = 0.385 +1.264 Uses or unprofitable areas of transportation and transportation stations + 0.507 is characteristic of urban areas + 0.104 Central island width - 0.12 Proportion of heavy trucks. And the 4th pattern Yes, the model for predicting highway accidents is Number of accidents (Y) = 0.773 + 2.623 the distance between the right lane and the central island. Which is the most suitable model for this study

Keywords: Raised Median, Depressed Median, Painted Median, Barrier Median

1. คำนำ

นโยบายหนึ่งที่สำคัญของรัฐบาล คือ การป้องกันและแก้ไขปัญหาการเกิดอุบัติเหตุทางจราจรอันนำไปสู่การบาดเจ็บและเสียชีวิต นอกจากนี้ตามมติคณะรัฐมนตรีเมื่อวันที่ 29 มิถุนายน 2553 ที่กำหนดให้ปี พ.ศ. 2554 – 2563 เป็นทศวรรษแห่งความปลอดภัยทางถนน โดยให้ทุกหน่วยงานบูรณาการการปฏิบัติงานเพื่อส่งเสริมการป้องกันและแก้ไขปัญหาอุบัติเหตุทางถนน โดยมีเป้าหมาย คือ อัตราการเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนนให้มีอัตราต่ำกว่า 10 คนต่อประชาการหนึ่งแสนคน ภายในปี 2563 ซึ่งเป็นเป้าหมายที่องค์การสหประชาชาติเรียกร้องให้ประเทศสมาชิกดำเนินการตามกรอบปฏิญญามอสโก (The 2009 Moscow Declaration on Road Safety) โดยในปฏิญญามอสโกประกอบด้วยเสาหลัก 5 ข้อ ได้แก่ 1. มาตรการด้านการบริหารจัดการ 2. มาตรการด้านถนนและการสัญจรอย่างปลอดภัย 3. มาตรการด้านยานพาหนะปลอดภัย 4. มาตรการผู้ใช้รถใช้ถนนอย่างปลอดภัย 5. มาตรการด้านการตอบสนองหลังเกิดเหตุ ซึ่งมาตรการด้านถนนและการสัญจรอย่างปลอดภัยเป็นมาตรการที่อยู่ในความรับผิดชอบของกรมทางหลวง

วิธีหนึ่งในการลดอัตราการเกิดอุบัติเหตุ ก็คือ การปรับปรุงถนนให้มีความปลอดภัยสำหรับผู้ใช้ถนนที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุ เช่น ผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ คนขับรถที่มีสภาพไม่พร้อมในการขับรถ เช่น ดื่มแอลกอฮอล์ ง่วง เป็นต้น สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง ได้ตระหนักถึงความสำคัญของวิธีการดังกล่าว จึงได้พิจารณาจัดทำการศึกษาลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงตามรูปแบบถนน เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ โดยจะดำเนินการเก็บข้อมูลอุบัติเหตุทั้งจำนวนครั้งของอุบัติเหตุ จำนวนผู้เสียชีวิต จำนวนผู้บาดเจ็บ ชนิดของยานพาหนะที่ประสบอุบัติเหตุ ลักษณะรูปแบบพื้นที่ของทางหลวงที่ใช้อยู่ของกรมทางหลวง เช่น จำนวนช่องจราจร ลักษณะของเส้นทาง ประเภทเกาะกลางถนน ฯลฯ โดยจะดำเนินการเก็บข้อมูล ปริมาณการจราจรต่อวัน ปริมาณรถบรรทุกหนัก ลักษณะพื้นที่บริเวณที่เกิดอุบัติเหตุและปัจจัยอื่นๆ ที่สำคัญแล้วนำข้อมูลดังกล่าวมาสร้างแบบจำลองในการทำนายอุบัติเหตุที่อาจจะเกิดขึ้น เพื่อใช้เป็นข้อมูลพิจารณาสำหรับผู้ออกแบบในการเลือกลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงให้เหมาะสมกับพฤติกรรมการขับขี่บนสภาพพื้นที่และสภาพแวดล้อมนั้นๆ เพื่อเป็นการลดอัตราการเกิดอุบัติเหตุ

2. ทฤษฎี หลักการและเหตุผลที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะทางกายภาพของถนน (Physical Characteristics of the Roads)

การออกแบบและลักษณะทางกายภาพของถนน จากการศึกษา [1] [2] [3] เป็นข้อจำกัดบนพื้นฐานความปลอดภัย ของการใช้ความเร็วอย่างปลอดภัย โดยคุณลักษณะที่เกี่ยวข้อง มีดังนี้

(1) ลักษณะทางเลขาคณิตของถนน ไหล่ทาง ความชัน ความโค้ง และระยะมองเห็น
(2) การพัฒนาของพื้นที่ข้างถนน และสภาพแวดล้อม
(3) การจอดรถ และกิจกรรมของคนเดินเท้า
(4) จำนวนทางแยก
(5) พื้นที่ นอกเมือง ย่านที่พักอาศัย พื้นที่เขตเมือง เป็นต้น

โค้งราบ และโค้งดิ่ง อาจเป็นตัวกำหนดความเร็วจำกัดเพียงระยะทางสั้นๆ เท่านั้น ซึ่งมีความจำเป็นต้องเปลี่ยนความเร็วจำกัดขณะเข้าโค้งนั้น ควรติดตั้งป้ายแนะนำความเร็วที่เหมาะสมใหม่แก่ผู้ใช้ทาง

ผลกระทบอันเนื่องมาจาก ความกว้างของถนน สภาพผิวทาง ชนิดและความกว้างของไหล่ทาง จำนวนความถี่ของทางแยก และการพัฒนาพื้นที่ข้างถนน ที่มีผลต่อการใช้ความเร็วนั้น ไม่สามารถทำการวัดค่าออกมาได้อย่างง่าย ดังนั้นการประยุกต์หลักการทั่วไป ความเร็วที่เหมาะสมสำหรับปัจจัยเหล่านี้สามารถถูกสำรวจ ผ่านการสำรวจความเร็วของรถที่ใช้ถนนลักษณะดังกล่าว

2.2 การจราจร (Traffic)

จำนวนรถบนถนน ซึ่งรวมไปถึง การเชื่อม การตัดผ่าน การเลี้ยว และการจอดรถข้างทางสามารถส่งผลกระทบต่อการใช้ความเร็วได้

ความเร็วจำกัด หรือป้ายจำกัดความเร็ว ควรขึ้นกับสภาวะการไหลแบบอิสระของการจราจร นอกเวลาเร่งด่วน ของวันทำงาน เนื่องจากภายใต้การติดขัดของจราจร ผู้ขับขี่จะปรับความเร็วลดลงให้สัมพันธ์กับสภาพการจราจร การกำหนดความเร็วจำกัดให้ต่ำตามสภาวะรถที่ติดขัดอย่างไม่จำเป็น อาจส่งผลให้เกิดความสับสนของผู้ขับขี่และเป็นการยากในการบังคับใช้กฎหมาย

2.3 การมองเห็นและสภาพอากาศ (Weather and Visibility)

ป้ายความเร็วจำกัดที่กำหนดขึ้นนั้น จะเหมาะสมภายใต้สภาพอากาศที่ดีมีผิวจราจรที่แห้ง อาจมีความจำเป็นในการเปลี่ยนแปลงความเร็วจำกัด เมื่ออยู่ภายในสภาวะอากาศและการมองเห็นที่ลดลง

2.4 ผู้ใช้ทางอื่นๆ (Other Roadway Users)

บ่อยครั้งที่คนเดินเท้าเป็นปัจจัยสำคัญ โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณทางแยกที่มีระยะมองเห็นจำกัด และบริเวณพื้นที่ที่มีการเดินข้ามถนนที่ไม่มีทาง

แยกสัญญาณไฟควบคุม จำนวนผู้ใช้จักรยาน และขนาดไหล่ทาง หรือช่องทางจักรยาน ก็เป็นอีกหนึ่งปัจจัยที่สำคัญ พื้นที่ที่มีจำนวนผู้ปั่นจักรยานและคนเดินเท้ามาก คนขับรถย่อมต้องปรับความเร็วเพื่อให้พร้อมกับการเคลื่อนที่ที่ไม่สามารถคาดการณ์ได้เกิดขึ้น ซึ่งความเร็วนี้สามารถถูกวัดได้จากการสำรวจความเร็ว

2.5 ความเร็วใช้งานของรถ (Vehicle Operating Speed)

จากการศึกษา [1] ผู้ขับขี่ปรับความเร็วของตนให้สอดคล้องกับสภาพที่ปรากฏของถนน การวิเคราะห์และทำให้ทราบถึงการที่ผู้ขับขี่ ตอบสนองต่อปัจจัยด้านต่างๆ มากน้อยอย่างไร สะท้อนออกมาเป็นความเร็วที่ใช้ขับขี่

2.5.1 พระราชบัญญัติทางหลวง

พระราชบัญญัติทางหลวง จะถูกนำมาใช้ในการกำหนดอัตราความเร็วของยานพาหนะในเขตทางหลวงทั้ง 5 ประเภททางหลวง อันได้แก่ ทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดิน ทางหลวงชนบท ทางหลวงท้องถิ่น และทางหลวงสัมปทาน ดังนี้

(1) อัตราความเร็วของยานพาหนะบนทางหลวง
(ก) รถยนต์หรือรถจักรยานยนต์ ให้ใช้ความเร็วไม่เกิน 90 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
(ข) รถยนต์ขณะที่ลากจูงรถพ่วง หรือรถยนต์สามล้อ ให้ใช้ความเร็วไม่เกิน 60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
(ค) รถบรรทุกที่มีน้ำหนักรวมทั้งน้ำหนักบรรทุกเกิน 1,200 กิโลกรัม ไม่ว่าจะลากจูงรถพ่วงด้วยหรือไม่ก็ตาม หรือรถบรรทุกคนโดยสาร ให้ใช้ความเร็วไม่เกิน 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
ความเร็วไม่เกิน 120 กิโลเมตรต่อชั่วโมง

(2) อัตราความเร็วของยานพาหนะบนทางหลวงพิเศษหมายเลข 7 และ หมายเลข 9
(ก) รถบรรทุกที่มีน้ำหนักรถรวมทั้งน้ำหนักบรรทุกไม่เกิน 1,200 กิโลกรัม หรือรถบรรทุกคนโดยสารให้ใช้ความเร็วไม่เกิน 100 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
(ข) รถบรรทุกอื่นนอกจากรถที่ระบุไว้ใน (ก) รวมทั้งรถบรรทุกหรือรถยนต์ขณะที่ลากจูง รถพ่วงให้ใช้ความเร็วไม่เกิน 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
(ค) รถยนต์อื่นนอกจากรถที่ระบุไว้ใน (ก) หรือ (ข) ให้ใช้

2.5.2 พระราชบัญญัติจราจรทางบก

พระราชบัญญัติจราจรทางบก จะนำมาใช้ในการกำหนดอัตราความเร็วของยานพาหนะในเขตเทศบาล เขตกรุงเทพมหานคร และเขตเมืองพัทยา ดังนี้

(1) สำหรับรถบรรทุกที่มีน้ำหนักรถรวมทั้งน้ำหนักบรรทุกเกิน 1,200 กิโลกรัม หรือรถบรรทุกคนโดยสาร ให้ขับในเขตกรุงเทพมหานคร เขตเมืองพัทยาหรือเขตเทศบาลไม่เกินชั่วโมงละ 60 กิโลเมตร หรือนอกเขตดังกล่าวให้ขับไม่เกินชั่วโมงละ 80 กิโลเมตร

(2) สำหรับรถยนต์อื่นนอกจากรถที่ระบุไว้ใน (1) ขณะที่ลากจูงรถพ่วงรถยนต์บรรทุกที่มีน้ำหนักรถรวมทั้งน้ำหนักบรรทุกเกิน 1,200 กิโลกรัม หรือรถยนต์สามล้อ ให้ขับในเขตกรุงเทพมหานคร เขตเมืองพัทยา หรือเขตเทศบาล ไม่เกินชั่วโมงละ 45 กิโลเมตร หรือนอกเขตดังกล่าวให้ขับไมเกินชั่วโมงละ 60 กิโลเมตร

(3) สำหรับรถยนต์อื่นนอกจากรถที่ระบุไว้ใน (1) หรือ (2) หรือรถจักรยานยนต์ ให้ขับในเขตกรุงเทพมหานคร เขตเมืองพัทยาหรือเขตเทศบาล ไมเกินชั่วโมงละ 80 กิโลเมตร หรือนอกเขตดังกล่าวให้ขับไม่เกินชั่วโมงละ 90 กิโลเมตร

2.6 ปัจจัยด้านการจราจรและสภาพแวดล้อม ที่มีผลในการพิจารณาค่าความเร็วจำกัด ที่เหมาะสมเพื่อความปลอดภัยบนทางหลวง

รายละเอียดต่อไปนี้จากการศึกษา[1] เกี่ยวข้องกับปัจจัยด้านการจราจรและสภาพแวดล้อม ที่จะมีผลกับการวิเคราะห์หรือกำหนดค่าความเร็วจำกัด

2.6.1 การพัฒนาพื้นที่ข้างทาง (Roadside Development)

การพัฒนาพื้นที่ข้างทางนั้น ถือว่าเป็นปัจจัยที่สำคัญที่สุดในการพิจารณาติดตั้งเขตควบคุมความเร็ว ซึ่งถ้าการควบคุมความเร็วให้ต่ำจนเกินไปโดยไม่สอดคล้องหรือมีความสัมพันธ์กับการพัฒนาที่ดินสองข้างทาง จะส่งผลให้ผู้ขับขี่ส่วนใหญ่ไม่ยอมรับ ส่งผลให้มีระดับจำนวนผู้ที่ยอมทำตามต่ำจนเกินไป

การพัฒนาพื้นที่ข้างทางสามารถแบ่งเป็นกลุ่มเพื่อกำหนดความเร็วจำกัดที่เหมาะสม ได้ดังต่อไปนี้

(1) มีสิ่งปลูกสร้างเต็ม (Fully Built-Up) มีที่พักอาศัย การพัฒนาด้านการค้าขาย หรืออุตสาหกรรม ตลอดแนวสองข้างทางถนนอย่างน้อยร้อยละ 90 การพัฒนานั้นรวมไปถึง โรงเรียน ร้านค้า สนามเด็กเล่น เป็นต้น ความเร็วจำกัดที่เหมาะสม คือ 60 กม./ชม. แต่ 70 กม./ชม. หรือ 80 กม./ชม. อาจมีความเหมาะสม บนถนนสายหลักในเขตเมือง (Urban Major Arterial) ที่ได้มีการปรับปรุงรูปแบบหน้าตัดถนน (Improved Cross Section) หรือได้มีการลดระดับการเชื่อมต่อโดยตรง (Direct Access)

(2) มีสิ่งปลูกสร้างบางส่วน (Partially Built-Up) มีที่พักอาศัย การพัฒนาด้านการค้าขาย หรือ อุตสาหกรรม ตลอดแนวสองข้างทางถนนร้อยละ 25 - 90 ลักษณะเช่นนี้เป็นลักษณะของเขตชานเมือง หรือบริเวณชุมชนเมืองในเขตชนบท ความเร็วจำกัดที่เหมาะสม คือ 80 กม./ชม. แต่ 60 กม./ชม. หรือ 70 กม./ชม. อาจมีความเหมาะสม ถ้ามีจำนวนรถ หรือ กิจกรรมคนเดินเท้าจำนวนมาก

(3) มีสิ่งปลูกสร้างเล็กน้อย (Sparsely Built-Up) เหมือนกับกรณีมีสิ่งปลูกสร้างบางส่วน แต่การพัฒนาด้านการค้าขาย หรืออุตสาหกรรม ตลอดแนวสองข้างทางถนนน้อยกว่าร้อยละ 25 เช่น เป็นรูปแบบของหมู่บ้านเล็กๆ ในเขตชนบท ความเร็วจำกัด

ที่เหมาะสม คือ 80 กม./ชม. แต่ 90 กม./ชม. อาจมีความเหมาะสมเมื่อมีจำนวนรถ หรือ กิจกรรมคนเดินเท้าจำนวนน้อย

(4) พื้นที่การเกษตร (Farmland) มีจำนวนบ้านเรือน ไม่มากกว่า 20 หลังคาเรือนต่อกิโลเมตร (นับรวม 2 ข้างทาง) โดยทั่วไปควรมีที่ตั้งอยู่ห่างจากถนนพอสมควร และไม่มีการพัฒนาอื่นๆ ความเร็วจำกัด ที่เหมาะสม คือ 100 กม./ชม.

(5) พื้นที่ไม่มีการพัฒนา (Undeveloped) ไม่มีการพัฒนาใดๆ ทั้งสองข้างทาง ยกเว้นอาจมีบ้านพักเดี่ยวๆบ้าง ที่ห่างจากถนนพอสมควร มีจุดเชื่อมต่อกับถนน (Access Points) น้อยกว่า 5 จุด ต่อกิโลเมตร ความเร็วจำกัดที่เหมาะสม คือ 100 กม./ชม. หรือ 110 กม./ชม. สำหรับ Rural Expressway ความเร็วจำกัดที่เหมาะสมอยู่ที่ 110 กม./ชม.

ค่าความเร็วจำกัดพื้นฐานที่แนะนำสำหรับ เขตควบคุมความเร็วพิจารณาตามกลุ่มการพัฒนาพื้นที่ข้างทางนี้ ใช้สำหรับถนนที่ไม่มีการแบ่งทิศทางการจราจร (Undivided Road) ที่มีความกว้างของช่องจราจรอย่างน้อย 3 เมตร ไหล่ทาง 0.8 เมตรหรือกว้างกว่า และมีปริมาณจราจรพอสมควร ในกรณีที่มีการพัฒนาเพียงด้านใดด้านหนึ่งของเขตทาง และมีการเคลื่อนที่ข้ามถนนเพียงเล็กน้อย การกำหนดความเร็วจำกัดสามารถกำหนดให้สูงขึ้นมากกว่าถนนที่มีการพัฒนาทั้ง 2 ข้างทาง นอกจากนั้น Offset Speed Zone อาจเหมาะสมที่จะนำมาใช้ในกรณีเช่นนี้ได้

2.6.2 ลักษณะถนน (Road Characteristics)

(1) แนวเส้นทาง (Alignment)

เขตกำหนดความเร็ว (Speed Zone) ไม่ควรที่จะใช้เพียงเพื่อควบคุมความเร็วบริเวณที่แนวเส้นทางที่ออกแบบต่ำกว่ามาตรฐาน ในกรณีเช่นนี้โดยทั่วไปในทางปฏิบัติแนะนำว่าความเร็วควรถูกควบคุมโดยการใช้การเตือนแนวเส้นทาง (Alignment Warning) และการใช้ป้ายแนะนำความเร็ว มากกว่าที่จะมีการกำหนดให้เป็นเขตควบคุมความเร็ว

อย่างไรก็ตาม กรณีที่จำเป็นต้องใช้การกำหนดเขตควบคุมความเร็วด้วยเหตุผลอื่นๆ บนช่วงถนนที่มีแนวเส้นทางที่ไม่ดีนักเป็นระยะทางยาวในระยะหนึ่ง มีลำดับขั้นตอนที่ต้องมีการพิจารณาให้แน่ใจว่า ความเร็วจำกัดที่กำหนดใช้ต้องไม่มีค่าสูงกว่าความเร็วที่ถูกกำหนดในการวิ่งผ่านแนวเส้นทางที่เดิมที่กำหนดไว้ นอกจากนั้น การบอกการเปลี่ยนความเร็วควรอยู่นอกเขตพื้นที่ดังกล่าว

ในทางตรงข้าม กรณีที่จะต้องการเพิ่มความเร็วที่ถูกกำหนดโดย การพัฒนาพื้นที่ข้างทางจะมีความเหมาะสมในกรณี ดังต่อไปนี้

(a) มาตรฐานแนวเส้นทางสูง (High Alignment Standard)
(b) มีระยะมองเห็นที่เพียงพอในการใช้ความเร็วที่สูงขึ้น
(c) มีจำนวนคนข้ามถนนจำนวนน้อย

(2) การเชื่อมต่อถนน (Road Access)

ในกรณีที่มีระยะมองเห็นทางเข้าและออก ของจุดเชื่อมต่อถนนได้อย่างชัดเจนแล้ว การกำหนดความเร็วให้สูงขึ้นกว่าจากการพิจารณาการพัฒนาพื้นที่ข้างทางเพียงอย่างเดียว สามารถทำได้บนถนนที่มีการแบ่งทิศทางการจราจร ที่มี

(a) มีทางคู่ขนาน
(b) ไหล่ทาง หรือช่องจอดรถ มีระยะเพียงพอที่สามารถแยกการจราจรที่เคลื่อนที่และกิจกรรมข้างทางที่เกิดขึ้นเนื่องจากการใช้พัฒนาพื้นที่ข้างทาง

กรณีเช่นนี้สามารถประยุกต์ใช้ได้กับถนนที่ไม่มีการแบ่งทิศทางการจราจร ที่มีการจำกัดการพัฒนาพื้นที่ข้างทางเพียงด้านเดียว

(3) ทางแยก (Intersection)

ด้วยเหตุผลของการมีทางแยกเท่านั้น จะไม่เพียงพอในการลดความเร็วจำกัดลง การเพิ่มระยะมองเห็น การออกแบบทางแยก และระบบการเตือน เป็นแนวทางที่มีประสิทธิภาพมากกว่าในการเพิ่มความปลอดภัย ณ บริเวณทางแยกนั้นๆ

(4) ตำแหน่งอันตรายบนถนน (Road Hazards)

ความเร็วจำกัดไม่ควรมีการลดลงเนื่องจากอุปสรรคหรืออันตรายบนถนน เช่น ทางแยก ทางรถไฟ ทางโค้ง เป็นต้น อุปสรรคเหล่านี้ควรมีการปรับปรุงหรือติดตั้งป้ายเตือนหรือป้ายบังคับที่เหมาะสม

2.7 รายละเอียดและลักษณะทางกายภาพของทางหลวง

จากการศึกษา[2] [3]ในหัวข้อนี้ เป็นการอธิบายถึงรายละเอียดและลักษณะทางกายภาพ ดังนี้

2.7.1 ถนน 2 ช่องจราจร

เป็นถนนที่มีการสวนทิศทางและไม่มีเกาะกลางเป็นตัวแบ่งแยกกระแสจราจร ซึ่งมีทั้งส่วนที่อยู่ในเขตเมือง เขตชานเมือง และเขตชนบท โดยถนน 2 ช่องจราจรที่อยู่ในเขตเมืองนั้น

2.7.2 ถนน 4 ช่องจราจร

เป็นถนน 4 ช่องจราจรที่มีการสวนทิศทางและมีเกาะกลางเป็นตัวแบ่งแยกกระแสจราจร ซึ่งแบ่งได้เป็น 4 ประเภท ได้แก่ เกาะกลางแบบยก เกาะกลางแบบกำแพงกั้น เกาะกลางแบบกดเป็นร่อง และเกาะกลางแบบใช้ตีเส้น ซึ่งมีทั้งส่วนที่อยู่ในเขตเมืองและเขตชนบท

2.7.3 ถนน 6 ช่องจราจร

เป็นถนน 6 ช่องจราจรที่มีการสวนทิศทางและมีเกาะกลางเป็นตัวแบ่งแยกกระแสจราจร ซึ่งแบ่งได้เป็น 4 ประเภท ได้แก่ เกาะกลางแบบยก เกาะกลางแบบกำแพงกั้น เกาะกลางแบบกดเป็นร่อง และเกาะกลางแบบใช้ตีเส้น ซึ่งมีทั้งส่วนที่อยู่ในเขตเมืองและเขตชนบท

2.7.4 ถนน 8 ช่องจราจร

เป็นถนน 8 ช่องจราจรที่มีการสวนทิศทางและมีเกาะกลางเป็นตัวแบ่งแยกกระแสจราจร ซึ่งแบ่งได้เป็น 4 ประเภท ได้แก่ เกาะกลางแบบยก เกาะกลางแบบกำแพงกั้น เกาะกลางแบบกดเป็นร่อง และเกาะกลางแบบใช้ตีเส้น ซึ่งมีทั้งส่วนที่อยู่ในเขตเมืองและเขตชนบท

2.7.5 ทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง

เป็นถนนที่มีช่องจราจรบนเส้นทางหลักในแต่ละทิศทางจำนวน 4 ช่อง สามารถตอบสนองการเดินทางของผู้ใช้ทางที่ต้องการความเร่งด่วน โดยในปัจจุบันอนุญาตให้มีความเร็วจำกัดสูงที่สุดอยู่ที่ 120 กม./ชม. ทางหลวง

พิเศษมีทางคู่ขนานอยู่บริเวณด้านข้าง แต่ถูกควบคุมการเข้าถึงตลอดเส้นทาง และมีเกาะกลางแบบกำแพงกั้น เป็นตัวแบ่งแยกทิศทางของกระแสจราจร

2.8 สถิติอุบัติเหตุจำแนกตามช่องจราจร

จำนวนอุบัติเหตุจราจรที่เกิดขึ้นบนทางหลวง จำแนกตามจำนวนช่องจราจร โดยใช้ข้อมูลย้อนหลังอย่างน้อย 3 ปี จากสำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง เพื่อสรุปสถานการณ์อุบัติเหตุทางถนนของประเทศ จากรายงานสรุปอุบัติเหตุทางถนนของกรมทางหลวง จำแนกตามจำนวนช่องจราจร พบว่า ตั้งแต่ พ.ศ. 2560 ถึง ปี พ.ศ. 2563 ถนนที่มี 4 ช่องจราจร มีจำนวนอุบัติเหตุ ผู้เสียชีวิต และบาดเจ็บสูงที่สุด รองลงมาเป็นถนนที่มี 2 ช่องจราจร 8 ช่องจราจรและ 6 ช่องจราจรตามลำดับ

3. วัตถุประสงค์

3.1 เพื่อศึกษาปัจจัยลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนน ที่มีผลต่อการเกิดอุบัติเหตุบนถนน

3.2 เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง

4. วิธีดำเนินการศึกษา

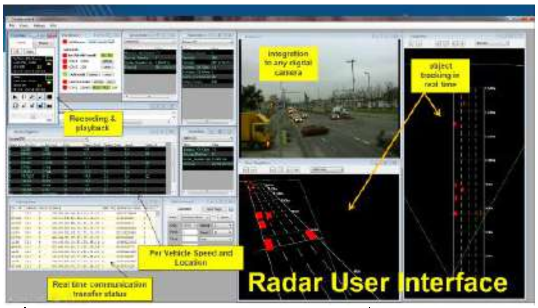
4.1 ศึกษาเอกสาร และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง เพื่อใช้ในการกำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตของการวิจัย

4.2 ทำการคัดเลือกสายทางที่มีช่องจราจรตั้งแต่ 4 ช่องจราจรขึ้นไปโดยสายทางที่ได้รับคัดเลือกควรเป็นสายทางที่มีการใช้ลักษณะกายภาพหลายรูปแบบในเส้นเดียวกัน เพื่อให้สามารถศึกษาเปรียบเทียบความรุนแรงของอุบัติเหตุได้ โดยแบ่งลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนนไว้ 4 รูปแบบ คือ

- รูปแบบที่1 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก
- รูปแบบที่2 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง
- รูปแบบที่3 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี
- รูปแบบที่4 ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น

4.3 ทำการติดตั้งเซ็นเซอร์ชุดตรวจวัดความเร็วเป็นแบบชนิดที่ใช้คลื่นความถี่ไมโครเวฟ (Microwave) ตรงตำแหน่งที่สามารถจัดเก็บข้อมูลได้เพียงพอสำหรับการวิเคราะห์ข้อมูล ดังรูปที่ 1 และรูปที่ 2

รูปที่ 1 การติดตั้งเซ็นเซอร์ชุดตรวจวัดความเร็วเป็นแบบชนิดที่ใช้คลื่นความถี่ไมโครเวฟ (Microwave)



รูปที่ 2 หน้าจอโปรแกรมประมวลผลข้อมูลจากเครื่องเก็บข้อมูลการจราจร

4.4 ทำการกำหนดตัวแปร (ตัวแปรมี 2 ลักษณะ คือ ตัวแปรเชิงปริมาณและตัวแปรเชิงกลุ่มลักษณะ 0 กับ 1) ปัจจัยที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนถนนตามลักษณะทางกายภาพของถนนที่อาจส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ โดยกำหนดรายละเอียดความหมายของตัวแปรต่างๆ ดังนี้

Y = จำนวนอุบัติเหตุ (ครั้ง/3ปี)

X_1 = ข้อมูลปริมาณจราจรจากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปีเฉลี่ยย้อนหลัง 3 ปี (คัน/วัน)

X_2 = สัดส่วนรถบรรทุกหนักจากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปี (AADT) เฉลี่ยย้อนหลัง 3 ปี (เปอร์เซ็นต์)

X_3 = สัดส่วนรถจักรยานยนต์จากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปี (AADT) เฉลี่ยย้อนหลัง 3 ปี (เปอร์เซ็นต์)

X_4 = ความเร็วของยานพาหนะที่ร้อยละ 85 เปอร์เซ็นไทล์ (กม./ชม.)

X_5 = ความเร็วจำกัดของถนนที่สำรวจ (กม./ชม.)

X_6 = สัดส่วนของยอดยานที่ใช้ความเร็วเกินความเร็วจำกัด (เปอร์เซ็นต์)

X_7 = จำนวนทางข้ามต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.)

X_8 = จำนวนคนข้ามถนน (คน/วัน)

X_9 = จำนวนช่องจราจรหลักรวม 2 ทิศทาง (ช่อง)

X_{10} = ความกว้างเฉลี่ยของช่องจราจร (เมตร)

X_{11}= จำนวนช่องจราจรพิเศษสำหรับการเลี้ยว (ช่อง)

X_{12} = ระยะห่างระหว่างช่องจราจรด้านขวากับเกาะกลาง (เมตร)

X_{13} = ความกว้างของไหล่ทาง (เมตร)

X_{14} = ลักษณะของเส้นทางที่เป็นทางตรง (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{15} = ลักษณะของเส้นทางที่มีทางโค้ง (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{16} =สัดส่วนทางโค้งต่อความยาวถนนที่สำรวจ (เปอร์เซ็นต์)

X_{17} = ความลาดชันของถนนที่สำรวจ (เปอร์เซ็นต์)

X_{18} = ไม่มีทางแยกในช่วงถนนที่สำรวจ (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{19} = จำนวนสามแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{20} = จำนวนสามแยกมีสัญญาณไฟจราจร (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{21} = จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจร (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{22} = จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่มีสัญญาณไฟจราจร (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{23} = จำนวนทางแยกต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.)

X_{24} = จำนวนสะพานลอยต่อความยาวถนนที่สำรวจ (0 = ไม่มี, 1 = มี)

X_{25} = ลักษณะของพื้นที่ในเมือง (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{26} = ลักษณะของพื้นที่นอกเมือง (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{27} = การใช้ประโยชน์พื้นที่เมืองและย่านการค้า (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{28} = การใช้ประโยชน์พื้นที่ หมู่บ้านและที่พักอาศัย (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{29} = การใช้ประโยชน์พื้นที่ สถานที่ราชการและสถาบันต่างๆ (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{30} = การใช้ประโยชน์พื้นที่สถานีคมนาคมและขนส่ง (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{31} = การใช้ประโยชน์พื้นที่ ย่านอุตสาหกรรม (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{32} = การใช้ประโยชน์พื้นที่ เกษตรกรรม (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

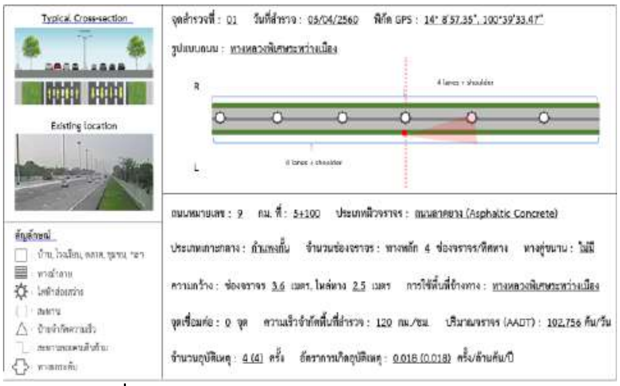
X_{33} = การใช้ประโยชน์พื้นที่ อื่นๆ (0 = ไม่เป็น, 1 = เป็น)

X_{34} = ความกว้างของเกาะกลาง (เมตร)

X_{35} = จำนวนจุดกลับรถต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.)

X_{36} = จำนวนทางเชื่อมต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.)

4.5 ทำการสำรวจพื้นที่ภาคสนาม เพื่อเก็บข้อมูลประกอบการวิเคราะห์ ลงในแบบฟอร์มการเก็บข้อมูลสำรวจภาคสนาม ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ตัวอย่างแบบฟอร์มการเก็บข้อมูลสำรวจภาคสนาม

4.6 ทำการวิเคราะห์ปัจจัยตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง ด้วยโปรแกรม IBM SPSS Statistics

4.7 งานพัฒนาแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ

5. ผลการศึกษา

5.1 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยลักษณะกายภาพของทางหลวงตามรูปแบบถนนทั้ง 4 รูปแบบ ที่มีผลต่อการเกิดอุบัติเหตุบนถนน

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) วิเคราะห์ตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่1 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก จำนวนทางหลวง 103 จุดเก็บข้อมูล พบว่า ตัวแปรที่มีค่า Sig. ระดับน้อยกว่า 0.05 ที่ส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ ประกอบด้วยตัวแปรดังนี้ ตัวแปรX_1, X_2, X_3, X_9, X_{10}, X_{12}, X_{14}, X_{15}, X_{16}, X_{18}, X_{19}, X_{22}, X_{23}, X_{26}, X_{29}, X_{30}, X_{34} และตัวแปรX_{36} แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นตัวแปรที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงได้

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) วิเคราะห์ตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง จำนวนทางหลวง 100 จุดเก็บข้อมูล พบว่า ตัวแปรที่มีค่า Sig. ระดับน้อยกว่า 0.05 ที่ส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ ประกอบด้วยตัวแปรดังนี้ ตัวแปร X_2, X_3, X_4, X_5, X_7, X_8, X_9, X_{10}, X_{13}, X_{17}, X_{21}, X_{22}, X_{25}, X_{26}, X_{28}, X_{30}, X_{34} และตัวแปรX_{36} แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นตัวแปรที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงได้

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) วิเคราะห์ตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี จำนวนทางหลวง 217 จุดเก็บข้อมูล พบว่า ตัวแปรที่มีค่า Sig. ระดับน้อยกว่า 0.05 ที่ส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ ประกอบด้วยตัวแปรดังนี้ ตัวแปรX_{10}, X_{25}, X_{26}, X_{30}, X_{32} และตัวแปรX_{34} แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นตัวแปรที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงได้

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) วิเคราะห์ตัวแปรที่อาจมีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่4 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น จำนวนทางหลวง 65 จุดเก็บข้อมูล พบว่า ตัวแปรที่มีค่า Sig. ระดับน้อยกว่า 0.05 ที่ส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุ ประกอบด้วยตัวแปรดังนี้ ตัวแปรX_1, X_9, X_{12}, X_{21} และตัวแปรX_{35} แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นตัวแปรที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงได้

5.2 ผลการวิเคราะห์ลักษณะกายภาพพื้นที่ของทางหลวงตามรูปแบบถนน เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ ด้วยการคัดเลือกตัวแปรที่อาจส่งผลและมีนัยสำคัญต่อเกิดอุบัติเหตุ ตามรูปแบบถนนทั้ง 4 รูปแบบ พบว่า

ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองที่ส่งผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่1 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก จำนวนทางหลวง 103 จุดเก็บข้อมูล ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Stepwise Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 6 รูปแบบ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	.664a	.441	.435	2.187	.441	74.064	1	94	.000
2	.726b	.527	.516	2.023	.086	16.867	1	93	.000
3	.754c	.569	.555	1.942	.042	8.966	1	92	.004
4	.784d	.615	.598	1.845	.046	10.873	1	91	.001
5	.802e	.644	.624	1.784	.029	7.311	1	90	.008
6	.829f	.687	.666	1.682	.043	12.237	1	89	.001

a. Predictors: (Constant), X_2

b. Predictors: (Constant), X_2, X_{18}

c. Predictors: (Constant), X_2, X_{18}, X_{29}

d. Predictors: (Constant), X_2, X_{18}, X_{29}, X_3

e. Predictors: (Constant), X_2, X_{18}, X_{29}, X_3, X_{17}

f. Predictors: (Constant), X_2, X_{18}, X_{29}, X_3, X_{17}, X_{34}

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุซึ่งพบว่า Model รูปแบบที่ 6 ตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 และผลการวิเคราะห์ R^2 มีค่าสูงกว่า Model ทุกรูปแบบ ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ บนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่1 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

$$Y = -6.273 + 0.317X_2 - 1.062X_{18} + 1.627X_{29} - 0.026X_3 + 0.458X_{17} + 0.508X_{34} \quad (1)$$

ตารางที่ 2 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients B	Std. Error	Standardized Coefficients Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-5.551	.846		-6.564	.000
	X2	.380	.044	.664	8.606	.000
2	(Constant)	-4.149	.853		-4.862	.000
	X2	.374	.041	.653	9.150	.000
	X18	-1.848	.450	-.293	-4.107	.000
3	(Constant)	-4.181	.819		-5.104	.000
	X2	.349	.040	.610	8.705	.000
	X18	-1.732	.434	-.275	-3.995	.000
	X29	1.314	.439	.211	2.994	.004
4	(Constant)	-3.205	.833		-3.848	.000
	X2	.323	.039	.564	8.297	.000
	X18	-1.374	.426	-.218	-3.225	.002
	X29	1.772	.440	.284	4.031	.000
	X3	-.043	.013	-.234	-3.297	.001
5	(Constant)	-4.582	.953		-4.808	.000
	X2	.379	.043	.662	8.822	.000
	X18	-1.137	.421	-.180	-2.700	.008
	X29	1.787	.425	.286	4.202	.000
	X3	-.043	.013	-.231	-3.368	.001
	X17	.316	.117	.199	2.704	.008
6	(Constant)	-6.273	1.020		-6.148	.000
	X2	.317	.044	.553	7.148	.000
	X18	-1.062	.398	-.169	-2.670	.009
	X29	1.627	.404	.261	4.031	.000
	X3	-.026	.013	-.141	-2.032	.045
	X17	.458	.118	.289	3.900	.000
	X34	.508	.145	.291	3.498	.001

a. Dependent Variable :Y

ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองที่ส่งผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง จำนวนทางหลวง 100 จุดเก็บข้อมูลด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Stepwise Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 3 รูปแบบ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics: R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	.651[a]	.423	.418	2.693	.423	71.977	1	98	.000
2	.712[b]	.507	.497	2.503	.084	16.447	1	97	.000
3	.734[c]	.539	.525	2.433	.032	6.661	1	96	.011

a. Predictors: (Constant), X_{34}

b. Predictors: (Constant), X_{34}, X_6

c. Predictors: (Constant), X_{34}, X_6, X_3

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุซึ่งพบว่า Model รูปแบบที่ 3 ตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 และผลการวิเคราะห์ R^2 มีค่าสูงกว่า Model ทุกรูปแบบ ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ บนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

$$Y = 2.168 + 0.621X_{34} - 0.063X_6 - 0.054X_3 \quad (2)$$

ตารางที่ 4 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients B	Std. Error	Standardized Coefficients Beta	t	Sig.
1	(Constant)	-1.651	.589		-2.804	.006
	X_{34}	.642	.076	.651	8.484	.000
2	(Constant)	.372	.740		.503	.616
	X_{34}	.699	.072	.709	9.749	.000
	X_6	-.057	.014	-.295	-4.055	.000
3	(Constant)	2.168	1.001		2.166	.033
	X_{34}	.621	.076	.630	8.166	.000
	X_6	-.063	.014	-.323	-4.515	.000
	X_3	-.054	.021	-.200	-2.581	.011

a. Dependent Variable :Y

ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองที่ส่งผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี จำนวนทางหลวง 217 จุดเก็บข้อมูล ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือก

ตัวแปรโดยวิธี Stepwise Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 4 รูปแบบ ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	.207a	.043	.038	.711	.043	9.623	1	215	.002
2	.286b	.082	.073	.698	.039	9.038	1	214	.003
3	.315c	.099	.087	.693	.018	4.178	1	213	.042
4	.348d	.121	.105	.686	.022	5.299	1	212	.022

a. Predictors: (Constant), X_{30}

b. Predictors: (Constant), X_{30}, X_{25}

c. Predictors: (Constant), X_{30}, X_{25}, X_{34}

d. Predictors: (Constant), X_{30}, X_{25}, X_{34}, X_2

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุซึ่งพบว่า Model รูปแบบที่ 4 ตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 และผลการวิเคราะห์ R^2 มีค่าสูงกว่า Model ทุกรูปแบบ ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ บนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

$$Y = 0.385 + 1.264X_{30} + 0.507X_{25} + 0.104X_{34} - 0.12X_2 \quad (3)$$

ตารางที่ 6 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients B	Std. Error	Standardized Coefficients Beta	t	Sig.
1	(Constant)	.433	.049		8.917	.000
	X_{30}	1.567	.505	.207	3.102	.002
2	(Constant)	.392	.050		7.918	.000
	X_{30}	1.608	.496	.212	3.240	.001
	X_{25}	.546	.181	.197	3.006	.003
3	(Constant)	.225	.095		2.360	.019
	X_{30}	1.354	.508	.179	2.665	.008
	X_{25}	.491	.182	.177	2.699	.008
	X_{34}	.081	.040	.138	2.044	.042
4	(Constant)	.385	.117		3.284	.001
	X_{30}	1.264	.505	.167	2.505	.013
	X_{25}	.507	.180	.183	2.810	.005
	X_{34}	.104	.040	.178	2.573	.011
	X_2	-.012	.005	-.153	-2.302	.022

a. Dependent Variable :Y

ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองที่ส่งผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่4 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น จำนวนทางหลวง 65 จุดเก็บข้อมูล ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Stepwise Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 1 รูปแบบ ดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	.334[a]	.111	.097	3.448	.111	7.893	1	63	.007

a. Predictors: (Constant), X_{12}

ตารางที่ 8 ผลการวิเคราะห์ตัวแปร เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุพบว่า ได้ Model มา 1 รูปแบบ ซึ่งตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุ บนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่ 4 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

$$Y = 0.773 + 2.623X_{12} \quad (4)$$

ตารางที่ 8 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients B	Std. Error	Standardized Coefficients Beta	t	Sig.
1	(Constant)	.773	1.013		.763	.449
	X_{12}	2.623	.934	.334	2.809	.007

a. Dependent Variable :Y

6. สรุปผลการศึกษา

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) วิเคราะห์ตัวแปรที่มีผลต่อจำนวนการเกิดอุบัติเหตุบนทางหลวงลักษณะรูปแบบที่1 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก พบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุมีสาเหตุถึง 18 ปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง ซึ่งจะประกอบด้วย ปริมาณจราจรจากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปี(คัน/วัน), สัดส่วนรถบรรทุกหนัก, สัดส่วนรถจักรยานยนต์จากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปี (คัน/วัน), จำนวนช่องจราจรหลักรวม 2 ทิศทาง (ช่อง), ความกว้างเฉลี่ยของช่องจราจร(เมตร), ระยะห่างระหว่างช่องจราจรด้านขวากับเกาะกลาง (offset) (เมตร), ลักษณะของเส้นทางที่เป็นทางตรง, ลักษณะของเส้นทางที่เป็นทางโค้ง, สัดส่วนทางโค้งต่อความยาวถนนที่สำรวจ (เปอร์เซ็นต์), ไม่มีทางแยกในช่วงถนนที่สำรวจ, จำนวนสามแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร(จุด/กม.), จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่มีสัญญาณไฟจราจร (จุด/กม.), จำนวนทางแยกต่อความ

ยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.), ลักษณะของพื้นที่นอกเมือง, การใช้ประโยชน์พื้นที่ สถานที่ราชการและสถาบันต่างๆ, การใช้ประโยชน์พื้นที่สถานีคมนาคมและขนส่ง, ความกว้างของเกาะกลาง (เมตร) และจำนวนทางเชื่อมต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.) ผลการวิเคราะห์ทางหลวงลักษณะรูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง พบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุมีสาเหตุถึง 18 ปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง ซึ่งจะประกอบด้วย สัดส่วนรถบรรทุกหนัก, สัดส่วนรถจักรยานยนต์,ความเร็วของยานพาหนะที่ร้อยละ 85 เปอร์เซ็นไทล์ (กม./ชม.), ความเร็วจำกัดของถนนที่สำรวจ (กม./ชม.), จำนวนทางข้ามต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.), จำนวนคนข้ามถนน (คน/วัน), จำนวนช่องจราจรหลักรวม 2 ทิศทาง (ช่อง), ความกว้างเฉลี่ยของช่องจราจร (เมตร), ความกว้างของไหล่ทาง (เมตร), ความลาดชันของถนนที่สำรวจ (เปอร์เซ็นต์), จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจร (จุด/กม.), จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่มีสัญญาณไฟจราจร (จุด/กม.), ลักษณะของพื้นที่ในเมือง, ลักษณะของพื้นที่นอกเมือง, การใช้ประโยชน์พื้นที่หมู่บ้านและที่พักอาศัย,การใช้ประโยชน์พื้นที่สถานีคมนาคมและขนส่ง, ความกว้างของเกาะกลาง (เมตร) และจำนวนทางเชื่อมต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.) ผลการวิเคราะห์ทางหลวงลักษณะรูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี พบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุมีสาเหตุถึง 6 ปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง ซึ่งจะประกอบด้วย ความกว้างเฉลี่ยของช่องจราจร (เมตร), ลักษณะของพื้นที่ในเมือง, ลักษณะของพื้นที่นอกเมือง, การใช้ประโยชน์พื้นที่สถานีคมนาคมและขนส่ง, การใช้ประโยชน์พื้นที่ เกษตรกรรม และความกว้างของเกาะกลาง (เมตร) ผลการวิเคราะห์ทางหลวงลักษณะรูปแบบที่4 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น พบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุมีสาเหตุถึง 5 ปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุบนทางหลวง ซึ่งจะประกอบด้วย ปริมาณจราจรจากค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรรายวันตลอดปี(คัน/วัน), จำนวนช่องจราจรหลักรวม 2 ทิศทาง (ช่อง), ระยะห่างระหว่างช่องจราจรด้านขวากับเกาะกลาง (offset) (เมตร), จำนวนทางแยกตั้งแต่สี่แยกขึ้นไปที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจร (จุด/กม.) และจำนวนจุดกลับรถต่อความยาวถนนที่สำรวจ (จุด/กม.)

ผลการวิเคราะห์ตัวแปรที่ส่งผลซึ่งได้แบบจำลองที่มีตัวแปรที่เหมาะสมมากที่สุดด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Stepwise Elimination เพื่อสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง พบว่า แบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดของรูปแบบที่1 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบยก ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง ได้ดังนี้คือ $Y = - 6.273 + 0.317X_2 – 1.062X_{18} +1.627X_{29} - 0.026X_3 + 0.458X_{17} + 0.508X_{34}$ แบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดของรูปแบบที่2 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบกดเป็นร่อง ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง ได้ดังนี้ คือ $Y = 2.168 + 0.621X_{34} – 0.063X_6 – 0.054X_3$ แบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดของรูปแบบที่3 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางแบบเกาะสี ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง ได้ดังนี้คือ $Y = 0.385 +1.264X_{30} + 0.507X_{25} + 0.104X_{34} – 0.12X_2$ และแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดของรูปแบบที่4 คือ ลักษณะทางหลวงแบบประเภทเกาะกลางถนนแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวง ได้ดังนี้คือ $Y = 0.773 + 2.623X_{12}$ ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการศึกษานี้

7. ข้อเสนอแนะ

จากผลการสร้างแบบจำลองคาดการณ์การเกิดอุบัติเหตุของทางหลวงของเกาะกลางประเภทต่างๆ พบว่า แบบจำลองสำหรับเกาะสีและแบบเป็นราวหรือกำแพงกั้น มีระดับความเชื่อมั่นต่ำ หรือค่า R-Squared น้อย เนื่องจากเกาะกลางประเภทนี้ มีลักษณะการเกิดอุบัติเหตุลักษณะกระจายตัวตลอดช่วงถนน ส่งผลทำให้ข้อมูลมีความสัมพันธ์น้อยจึงทำให้ผลการวิเคราะห์แบบจำลองของเกาะกลางถนนแบบเกาะสี มีค่า R-Squared ระดับต่ำ ดังนั้นจึงทำให้ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบจำลองอาจไม่แสดงผลที่ชัดเจนเพียงพอ

กิตติกรรมประกาศ

งานศึกษานี้แล้วเสร็จลุล่วงเนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์งบประมาณและความร่วมมือจากผู้บริหารและเจ้าหน้าที่สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้ด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] โครงการศึกษาความเร็วปลอดภัยบนทางหลวง เพื่อการกำหนดความเร็วที่เหมาะสม. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, ตุลาคม 2560

[2] โครงการวิจัยเพื่อสร้างแบบจำลองในการทำนายโอกาสการเกิดอุบัติเหตุ หากมีการเลือกชนิดของเกาะกลางถนนที่แตกต่างกัน. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, กันยายน 2560

[3] DESIGN GUIDELINE ประเภทของเกาะกลางถนน (Road Medians) และการออกแบบรูปตัดงานขยายทางหลวง (Road Widening). สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง, มีนาคม 2554

[4] ชัยยุทธ์ ศรีสุด. (2557). การประเมินความปลอดภัยของโครงการปรับปรุงเกาะกลางถนน กรณีศึกษา : ทางหลวงหมายเลข 407 ตอนคลองหวะ - สงขลา กม.16+600 ถึง กม. 21+000. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19

[5] คู่มือปรับปรุงกายภาพ ทางหลวงท้องถิ่นในเขตเมือง.กรมทางหลวงชนบท กระทรวงคมนาคม. 2555

[6] วิชญะ ส่องแสง พัชรพรรณ นันทวิสิทธิ์ และ ปรีดา พิชยาพันธ์. (2555). การวิเคราะห์ลักษณะทางกายภาพของถนนในเขตเทศบาลนครเชียงใหม่. 5st ATRANS SYMPOSIUM

การศึกษาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง และการศึกษาสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง

The study of the equation of the relationship between the roughness value and skid resistance of the pavement and the study of the equation for the deterioration of the skid resistance in actual use conditions

นายภัทรพล สีดอกบวบ

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร

MR.PATTARAPON SEDOKBUAB; E-mail address: s_pattarapon@hotmail.com

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อศึกษาความสัมพันธ์และสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง และศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง เพื่อสร้างสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางในสภาวะการใช้งานจริง โดยทำการศึกษาบนผิวทางชนิด AC 60-70 และ ผิวทางชนิด Para Slurry Seal ที่ อายุ 2-3 ปี โดยตัวที่ทำการศึกษา แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม โดยกลุ่มที่ 1 กลุ่มคุณลักษณะสภาพผิวทาง ส่วนกลุ่มที่ 2 กลุ่มแรงที่กระทำต่อสภาพผิวทาง ซึ่งผลการศึกษาพบว่า ค่าความขรุขระของผิวทางมีแนวโน้มไปในทิศทางที่ค่อนข้างสัมพันธ์กันมากกับค่าความฝืดของผิวทางทั้งผิวทางชนิด AC 60-70 และ ผิวทางชนิด Para Slurry Seal ซึ่งสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 คือ y = 1.0413x – 0.0098 และของผิวทางชนิด Para Slurry Seal คือ y = 0.9475x – 0.0775 และผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ของปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง พบว่า ตัวแปรอุณหภูมิผิวทาง, อายุผิวทาง(ปี), ปริมาณรถสะสม และรถบรรทุกสะสม เป็นปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC60-70 และของผิวทางชนิด Para Slurry Seal อย่างมีนัยสำคัญ และด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis พบว่ารูปแบบของสมการที่เหมาะสมสำหรับการศึกษาสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง ของผิวทางชนิด AC 60-70 คือ ค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 = 0.89 – 0.028อายุผิวทาง(ปี) + 2.473x10^{-8}ปริมาณรถสะสม – 1.1x10^{-7}รถบรรทุกสะสม และของผิวทางชนิด Para Slurry Seal คือ ค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal = 1.036 – 0.085อายุผิวทาง(ปี) – 6.863x10^{-9} ปริมาณรถสะสม – 8.432x10^{-8} รถบรรทุกสะสม

คำสำคัญ: ความฝืดของผิวทาง, ค่าความขรุขระของผิวทาง

Abstract

The objective of this study In order to study the relationship and create the relation equation between roughness and surface roughness And study the factors that affect the deterioration, stiffness of the pavement To create equations for deterioration of the surface stiffness in actual usage conditions The study was conducted on AC 60-70 and Para Slurry Seal pavements aged 2-3 years. The study was divided into 2 groups. By group 1, the group of surface characteristics, while group 2, the forces acting on the surface Which the study found that The roughness of the road surface tends to be in a direction which is quite relevant to the surface roughness of both the road surface AC 60-70 and Para Slurry Seal road surface. Which is the relation equation between roughness and the skid resistance of the pavement of the AC 60-70 type is y = 1.0413x - 0.0098 and of the Para Slurry Seal type is y = 0.9475x - 0.0775. And the analysis using the federation coefficient of factors affecting the deterioration of the surface pavement found that the surface temperature, pavement age (years), cumulative vehicle volume and truck volume. It is a factor that significantly affects the deterioration of the surface friction of AC60-70 and Para Slurry Seal surfaces and with statistical methods, Multiple Regression Analysis found that the form of the equation is suitable for the study of the equation for the deterioration of the surface friction In actual use conditions The pavement type AC 60-70 is the viscosity of the pavement type AC 60-70 = 0.89 - 0.028pavement age (years) + 2.473x10^{-8} cumulative vehicle volume - 1.1x10-7cumulative truck And the Para Slurry Seal type is the friction of the Para Slurry Seal type =

1.036 - 0.085the age of the pavement (years) - 6.863x10^{-9}cumulative vehicle volume - 8.432x10^{-8} collector truck

Keywords: skid resistance of the pavement, Roughness value of the pavement

1. คำนำ

กรมทางหลวง มีภารกิจหลักในการก่อสร้างและบำรุงรักษาถนนโครงข่ายหลักของประเทศเป็นระยะทางกว่า 65,000 กิโลเมตร (2 ช่องจราจรไป - กลับ) ทั้งนี้ ยังครอบคลุมถึงการยกระดับมาตรฐานความปลอดภัยของโครงข่ายถนนภายใต้การรับผิดชอบของกรมทางหลวง เพื่อให้ผู้ใช้ทางสามารถใช้ถนนและสัญจรได้อย่างปลอดภัย โดยแนวทางหนึ่งที่จะรักษาและยกระดับความปลอดภัยในท้องถนนได้อย่างเป็นรูปธรรม คือ การรักษาค่าความฝืดของผิวทาง (Skid Resistance) ซึ่งเป็นตัวแปรหลักตัวหนึ่งในการประเมินสภาพความปลอดภัยของถนนให้อยู่เกณฑ์มาตรฐาน ซึ่งถ้าผิวทางที่มีค่าความฝืดของผิวทาง ไม่พอเพียงและไม่เป็นไปตามมาตรฐาน ย่อมส่งผลให้ถนนเกิดความไม่ปลอดภัย โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัญหาอุบัติเหตุอันเนื่องมาจากถนนลื่นหรือสภาพถนนที่มีค่าความฝืดของผิวทางต่ำ

การศึกษานี้เป็นวิเคราะห์ค่าความสัมพันธ์ของผลการทดสอบค่าความขรุขระ(Roughness value) ของผิวทางจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Sand Patch เพื่อประเมินค่าความลึกผิวเฉลี่ย (Mean Texture Depth ; MTD) จากการศึกษา [1] [2] และค่าความฝืด (f หรือ μ) ของผิวทางที่ได้จากเครื่องมือ Skid (ASFT T – 10) นั้น เพื่อศึกษาและสามารถสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง เพื่อเป็นการเปรียบเทียบเครื่องมือทดสอบที่มีลักษณะแตกต่างกันหลายด้าน เช่น ลักษณะการทดสอบ การทดสอบแบบเคลื่อนที่ และการทดสอบแบบจุด เพื่อเป็นการสอบเทียบเครื่องมือ และเป็นการนำเทคนิคการหาค่าความฝืดโดยการใช้อุปกรณ์เครื่องมือทดสอบราคาต่ำอย่างการทดสอบด้วยเครื่องมือ Sand Patch มาใช้หาค่าความฝืดได้โดย ไม่จำเป็นต้องอาศัยเครื่องมือ Skid (ASFT T–10) ซึ่งมีราคาค่อนข้างสูงได้ และจากงานศึกษาอื่นๆที่ผ่านมาได้มีการกล่าวว่าค่าความขรุขระหรือค่าความหยาบของผิวทางย่อมส่งผลต่อค่าความฝืดของผิวทางด้วย และเพื่อให้ถนนมีความปลอดภัยเพิ่มขึ้น งานศึกษานี้ยังได้ทำการศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางเป็นการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความฝืดของผิวทางกับปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพในหลาย ๆ ด้านที่เกี่ยวข้องและสร้างสมการการเสื่อมสภาพความฝืดของผิวทาง เพื่อเป็นการคาดการณ์การใช้งานของผิวทางจากค่าความฝืด ทำให้สามารถวางแผนเพื่อกำหนดการบำรุงรักษาผิวทางในโครงข่ายถนนได้อย่างแม่นยำมากขึ้น

2. ทฤษฎี หลักการและเหตุผลที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปัจจัยที่มีผลต่อสภาพความฝืดสำคัญ 4 ปัจจัย ดังนี้

2.1.1 คุณลักษณะของพื้นผิวทาง (Pavement Characteristics)

เช่นความหยาบละเอียด (Texture), ความขรุขระ (Roughness),ร่องล้อ (Rutting) ความหยาบละเอียดของพื้นผิวถนนส่งผลให้ความฝืดดีขึ้นความขรุขระของถนนอาจทำให้ล้อยานพาหนะเกิดอาการกระเด้งเมื่อขับผ่านซึ่งส่งผลให้ความเสียดทานระหว่างล้อและผิวถนนลดลงร่องล้อที่เกิดขึ้นบนผิวถนนโดยเฉพาะเมื่อมีน้ำขังมีส่วนทำให้ค่าความเสียดทานระหว่างล้อและผิวถนนลดลง

2.2.2 คุณลักษณะของล้อยาง (Tire Characteristics)

ตัวอย่างเช่นชนิดของยาง(Tire Type), ดอกยาง (Tire Tread), ลมยาง (Inflation Pressure) การออกแบบล้อยางโดยทั่วไปจะเลือกออกแบบให้ล้อยางมีคุณลักษณะที่ดีอย่างใดอย่างหนึ่งระหว่างในด้านความทนทานต่อการสึกหรอหรือด้านความฝืดล้อยางที่ถูกออกแบบให้มีเนื้อยางแข็งจะมีความทนทานต่อการสึกหรอมากกว่าล้อยางที่ถูกออกแบบให้มีเนื้อยางอ่อน แต่หากในสภาพผิวถนนที่เปียกและใช้ความเร็วสูง เนื้อยางแข็งจะมีความฝืดที่ดีกว่าล้อยางที่มีดอกยางที่ถูกออกแบบมาอย่างดีและสภาพดีสามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของค่าความฝืดได้และช่วยรีดน้ำในขณะแล่นบนถนนเปียกได้ดีลมยางที่มากหรือน้อยเกินไปมีผลให้ค่าความฝืด

2.2.3 คุณลักษณะของการใช้รถ (Vehicle Operational Characteristics)

ตัวอย่างเช่นความเร็ว (Speed), อาการล้อลื่น(Tire Slip), น้ำหนักรถ (Axle Load), ชนิดของรถ (Type of Vehicle) ความเร็วของยานพาหนะเป็นปัจจัยที่สำคัญต่อความฝืดความเร็วที่เพิ่มขึ้นจะทำให้การรีดน้ำบนถนนที่เปียกลดลงส่งผลให้สภาพเปียกของถนนมีผลต่อการเบรกยานพาหนะเมื่อทำการเบรกความเร็วของล้อจะลดลง ถ้าความเร็วของล้อรถลดลงด้วยอัตราที่สูงกว่าความเร็วของรถล้อยางจะมีอาการลื่น ระบบ Anti-lockbrake system (ABS) ถูกออกแบบเพื่อช่วยสร้างสมดุลความเร็วช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการลื่นไถลความเสียดทานระหว่างล้อและพื้นถนน

2.2.4 สภาพแวดล้อมอื่นๆ (Environmental Factors)

เช่นสภาพเปียก (Wetness), สิ่งเปรอะเปื้อน (Contamination), อุณหภูมิ (Temperature), ฤดูกาล (Seasonal variation) ถนนที่มีสภาพเปียกหรือมีสิ่งเปรอะเปื้อนเช่นโคลนน้ำมันบนผิวถนนจะลดประสิทธิภาพความฝืดอุณหภูมิของถนนที่สูงขึ้นจะทำให้ล้อยางสูญเสียสภาพง่าย ทำให้ค่าความฝืดลดลงได้ รวมถึงฤดูแห้งแล้งที่ยาวนานส่งผลให้เกิดฝุ่นผงขนาดเล็กปกคลุมผิวถนนทำให้เกิดความฝืดลดลง ในขณะที่เกิดเหตุการณ์ฝนตกหนักน้ำจะทำการชะล้างฝุ่นตะกอนขนาดเล็กออกไปจากผิวถนนส่งผลทำให้ความฝืดเพิ่มมากขึ้น

2.2 ปัจจัยต่างๆ ที่มีอิทธิพลต่อค่าความขรุขระเฉลี่ยของผิวทาง และความฝืดของผิวทาง (สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, 2559)

ค่าความฝืดของผิวทางคือ แรงต้านทานบริเวณผิวสัมผัสระหว่างล้อและผิวทาง หรือแรงต้านไม่ให้ล้อลื่นไถลไปบนผิวทางแรงต้านทานนี้จะเกิดขึ้นเมื่อยางรถยนต์หมุนหรือไถลไปตามพื้นผิวของถนนแรงต้านทานนี้สามารถหาได้จาก

$$\mu = F / F_w \qquad (1)$$

โดยที่

μ = ค่าสัมประสิทธิ์ความฝืดของผิวทาง

F = แรงฝืดในแนวสัมผัส

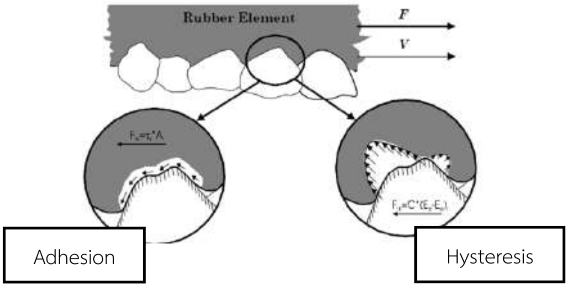
F_W = น้ำหนักรถยนต์ที่กระทำกับล้อในแนวดิ่ง

แรงฝืดผิวทางได้รับผลจากสององค์ประกอบหลักนั้น คือ แรง Adhesion และ Hysteresis แม้ว่ามีส่วนประกอบอื่นๆ ที่มีผลต่อแรงฝืดผิวทาง เช่น ผิวยางล้อรถ แต่ส่วนประกอบอื่นนั้นไม่มีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับแรง Adhesion และ Hysteresis ดังนั้นแรงฝืดผิวทางสามารถคิดได้จากผลรวมของแรง Adhesion และ Hysteresis

แรง Adhesion เป็นแรงฝืดที่เกิดจากการเชื่อมหรือหน่วงจากวัสดุขนาดเล็กกับยางยานพาหนะโดยค่าของแรง Adhesion จะแปรผันตรงกับแรงเฉือนและขนาดพื้นที่ที่สัมผัส ซึ่งส่วนใหญ่จะขึ้นกับลักษณะพื้นผิวละเอียด (Micro-Texture)

แรง Hysteresis เป็นองค์ประกอบหลักของแรงฝืดซึ่งเกิดจากการสูญเสียพลังงานเนื่องจากการเปลี่ยนรูปร่างของยางยานพาหนะ เมื่อยางบีบอัดกับพื้นผิวทาง การกระจายความเครียดทำให้เกิดการเปลี่ยนรูปพลังงาน ซึ่งพลังงานนี้จะถูกเก็บไว้ภายในยาง พลังงานส่วนหนึ่งจะทำหน้าที่เป็นแรงฝืดเพื่อช่วยหยุดการเคลื่อนที่ไปข้างหน้า ในขณะที่ส่วนอื่นๆ จะสูญเสียไปในรูปแบบของความร้อน ซึ่งแรง Hysteresis จะขึ้นกับลักษณะพื้นผิวหยาบ (Macro-Texture)

$$F = F_A + F_H \quad (2)$$



รูปที่1 แรงฝืดประกอบด้วยแรง Adhesion และแรง Hysteresis (NCHRP, 2006)

2.3 การทดสอบค่าความฝืดของผิวจราจร

โดยทั่วไปค่าความฝืดที่ได้จากการสำรวจด้วยเครื่องมือที่แตกต่างกันจะทำให้ได้ค่าความฝืดที่ต่างกันไป ซึ่งก่อให้เกิดปัญหาในการเก็บข้อมูลค่าความฝืดมาจากข้อจำกัดด้านเครื่องมือ (ลีลาประภาภรณ์, ศิริยงค์ et al. 2012) ซึ่งเครื่องมือที่กรมทางหลวงใช้มีลักษณะการวัดแบบต่อเนื่อง ซึ่งค่าที่ได้อาจมีความคลาดเคลื่อนค่อนข้างสูง รวมทั้งไม่สอดคล้องกับมาตรฐานการวัดของ ASTM จึงทำการศึกษาหาความสัมพันธ์ของความฝืดที่วัดได้จากเครื่องมือแบบที่แปรผันตามความเร็วและแบบที่ไม่แปรผันตามความเร็ว เครื่องมือทดสอบของกรมทางหลวงมีการสำรวจความฝืดได้จากวิธีการ 2 ประเภท คือ ค่าความขรุขระของผิวหน้าของผิวทางจากการทดสอบ Sand patch และค่าความฝืดจากเครื่องมือ Skid (ASFT T – 10) เป็นต้น

2.3.1 เครื่องมือที่ใช้ทดสอบ

ค่าความขรุขระของผิวหน้าของผิวทางจากการทดสอบ Sand patch เป็นวิธีที่ใช้หาความลึกของผิวทางโดยใช้ทรายที่ทราบขนาดในการทำการทดสอบ ถนนพื้นผิวแบบแอสฟัลต์คอนกรีต โดยวัดค่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของทรายที่ทดสอบทั้ง 4 ค่าเพื่อนำไปเฉลี่ยหาค่าความขรุขระของพื้นผิว ซึ่งวิธีนี้เป็นวิธีที่สะดวกและรวดเร็ว อีกทั้งยังเป็นวิธีที่ไม่ความคาดเคลื่อนค่อนข้างน้อย แต่ข้อจำกัดตรงที่ต้องทดสอบในที่แห้งเท่านั้น การทดสอบประกอบด้วย 6 จุดซึ่งจะกำหนดจุดเป็นตัวอักษร A, B, C, D, E, และ F โดย 3 จุดทางด้านซ้ายเป็นบริเวณร่องล้อซ้ายที่มีการกดทับจากล้อรถยนต์มาก ส่วน 3 จุดด้านขวามือ เป็นช่วงร่องล้อขวาที่มีการกดทับน้อยข้อมูลที่ได้ จะนำไปคำนวณความขรุขระของผิวทาง จากสมการดังนี้

$$D = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + d_3}{4} \quad (3)$$

$$MTD = \frac{4 \times V}{\pi \times D^2} \quad (4)$$

สำหรับRigid Pavement

$$MTD = \frac{63660}{2 \times D^2} \quad (5)$$

สำหรับFlexible Pavement

$$MTD = \frac{63660}{D^2} \quad (6)$$

โดย

d1, d2, d3, d4 คือ ความยาวเส้นผ่าศูนย์กลาง mm

D คือ ค่าเฉลี่ยของเส้นผ่าศูนย์กลาง

V คือ ปริมาตรกระบอกตวง

MTD คือ ค่าเฉลี่ยความขรุขระของพื้นผิวหรือค่าความลึกผิวเฉลี่ย

ตารางที่1 ตารางพิจารณาค่าเฉลี่ยความหยาบของผิวจราจรจาก Sand Patch

ค่าเฉลี่ยความขรุขระของผิวจราจร MTD ; mm.	จำแนกความขรุขระของผิวจราจร
< 0.25	ละเอียด
0.25- 0.50	ปานกลาง
> 0.50	หยาบ

ที่มา : สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง

รูปที่ 2 ชุดเครื่องมือทดสอบ Sand Patch

2.4 การทดสอบค่าความฝืดของผิวจราจร (สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, 2554)

ค่าความฝืดแบบต่อเนื่อง Skid (ASFT-T-10) ประเภท Fixed Slip เป็นการทดสอบความฝืดผิวทาง โดยวิธีวัดความฝืดระหว่างผิวทางถนนกับล้อยางของรถทดสอบ ที่มีลักษณะเป็นรถทดสอบพ่วง 2 ล้อ และล้อทดสอบ 1 ล้อ ติดตั้งอยู่กับเพลา แสดงดังรูปที่ 3 และมีกลไกที่ใช้ต้านทานการเคลื่อนที่โดยเกียร์ และระบบโซ่เชื่อมกับเพลาล้อขับเคลื่อนทำให้เกิดการหน่วงที่ล้อทดสอบ กำหนดน้ำหนักที่กระทำลงบนล้อทดสอบในแนวตั้ง เพื่อสามารถคำนวณแรงที่กดลงบนพื้นผิวทาง อันเป็นตัวแปรที่สำคัญต่อความเสียดทานที่จะทดสอบได้ ในการทดสอบจะทดสอบด้วยล้อในสภาพพื้นผิวเปียกที่ความเร็วคงที่ ด้วยการวัดแรงลื่นไถล สำหรับการทดสอบผิวทางในสภาพเปียกน้ำจะถูกเก็บสะสมไว้ที่ถังน้ำ ซึ่งอยู่บนรถลากต่อท่อกับวาล์วควบคุมหัวฉีดน้ำที่ติดตั้งอยู่บริเวณด้านหน้าของล้อทดสอบ เพื่อปล่อยน้ำที่บริเวณล้อทดสอบ ควบคุมโดยชุดปั๊มที่ติดตั้งอยู่ในชุดรถทดสอบ เพื่อให้ได้ความหนาของฟิล์มน้ำตามที่มาตรฐานได้กำหนดไว้ เมื่อเริ่มการวิ่ง ตัวรถทดสอบจะทดรอบของล้อยางรถทดสอบให้ต่ำกว่ารอบที่รถลากขณะวิ่ง จึงเป็นการจำลองการห้ามล้อแบบไม่ ล็อกล้อ (Anti-Brake System)ทำให้สามารถทดสอบความเสียดทานตามยาวในลักษณะต่อเนื่องได้ (Continuous Longitudinal Friction)

รูปที่ 3 เครื่องมือ Skid (ASFT T – 10)

- หลักการทำงานของเครื่องมือทดสอบวัดค่าความฝืด ASFT รุ่น T – 10 เป็นเครื่องทดสอบหาค่าความฝืดของผิวจราจร เช่น ผิวแอสฟัลต์คอนกรีต เป็นต้น โดยมีลักษณะของเครื่องมือทดสอบจะเป็นแบบลากพ่วง จะมีการควบคุมหรือสั่งการจากภายในตัวรถได้
- หลักการทดสอบคือการทดสอบบนผิวที่เปียก โดยใช้การหมุนของล้อทดสอบที่มีค่า % Slip ที่ 13 % และวัดค่า Torque ที่เกิดขึ้นของชุดล้อทดสอบ เพื่อนำไปประมวลค่า Friction สามารถทดสอบได้ตามมาตรฐาน ISO 8349
- ยางที่ใช้ในการทดสอบนั้นมีอยู่ 2 ลักษณะ คือ แบบผิวเรียบตามข้อกำหนด ASTM 1551 และแบบที่ยางมีดอกตามข้อกำหนด Pattened T49 (สว.ใช้ตาม ASTM 1551) ในการทดสอบโดยจะใช้อัตราความเร็วที่ 30 – 90 km/h (65)

ตารางที่ 2 เกณฑ์ระดับพึงระวัง (Investigatory Level) และระดับปรับปรุงแก้ไข (Intervention Level)

เกณฑ์ระดับ	μ (T10)
ค่าระดับพึงระวัง (Investigatory Level)	0.43
ค่าระดับปรับปรุงแก้ไข (Intervention Level)	0.29

ที่มา : สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง

2.5 แบบจำลองสำหรับความฝืดของผิวจราจร

ความฝืดของผิวจราจร (Skid resistance) คือความเสียดทานระหว่างยางละผิวจราจรในสภาวะเปียก Mayer (Mayer, 1934) พบว่าความฝืดของผิวจราจรจะมีค่าลดลงตามความเร็วสัมพัทธ์ระหว่างยางกับผิวจราจร(Slip speed) ที่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในสมการที่ 7 (Penn State Model, (Leu and Henry, 1983))

$$\mu = \mu_o e^{-\frac{S}{S_p}} \quad (7)$$

เมื่อ μ_o คือค่าตัดแกนความเสียดทานที่ความเร็วเท่ากับศูนย์ *S*คือความเร็ว S_pคือค่าคงที่เกี่ยวกับความเร็ว โดยมีค่าเท่ากับ *PNG/*100 เมื่อ *PNG*คือการเปลี่ยนแปลงความเสียดทานต่อความเร็วหารด้วยความเสียดทาน (ร้อยละ) ซึ่งค่า S_pเป็นค่าที่มีความสัมพันธ์กับสภาพพื้นผิวจราจรระดับ macro IPARC Model (PIARC, 1995)ได้นำเอา Penn State Model มาใช้แต่ใช้ค่าความเสียดทานตัดแกนที่ความเร็วที่ 60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง (*F*60) ซึ่งแสดงดังสมการที่ 8

$$FS = F60e^{\frac{60-S}{S_p}} \quad (8)$$

เมื่อ *FS* คือค่าความเสียดทานที่ความเร็ว S ใดๆ จากสมการดังกล่าวจะพบว่าผิวจราจรสองแห่งที่มีค่าความเสียดทานที่ความเร็วค่าหนึ่งเท่ากันสามารถมีค่าความเสียดทานที่ความเร็วอื่นๆแตกต่างกันได้ ดังนั้นการระบุความฝืดของผิวจราจรที่ความเร็วใดความเร็วหนึ่งเพียงอย่างเดียว ไม่สามารถให้ข้อมูลที่เพียงพอต่อการประเมินความฝืดของผิวจราจรได้

ในปี 1992 มีการทดสอบในเบลเยี่ยม และสเปน เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างผิวจราจร (texture) กับความฝืดของผิวจราจร และเสนอเป็นแบบจำลองที่เรียกว่า International Friction Index (IFI) การทดสอบการทำโดยการวัดความฝืดของผิวจราจรที่ความเร็ว 30 60 และ 90 กิโลเมตรต่อชั่วโมง โดยในทุกๆการทดสอบจะมีการทดสอบซ้ำสองครั้ง และมีการวัดสภาพผิวจราจรทุกอย่างที่สภาวะผิวแห้งก่อนที่จะมีการให้น้ำบนผิวจราจรเพื่อทำการวัดความฝืด รวมทั้งทำการวัดพื้นผิวจราจรระดับ ทั้งก่อนและหลังการวัดความฝืดของผิวจราจร และพบว่าหลังการวัดความฝืดของผิวจราจรพื้นผิวจราจรระดับ micro ไม่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยยะทางสถิติ

2.6 การเปลี่ยนแปลงความฝืดของผิวจราจร

การศึกษาความฝืดของผิวจราจรมีการศึกษาครั้งแรกตั้งแต่ปี ค.ศ. 1934 โดย Moyer (Moyer, 1937)Zube et al. (Zube et al, 1968) พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของผิวจราจร จะมีค่าลดลงเล็กน้อยหลังจากมีฝนตกในช่วงฤดูหนาว นอกจากนี้ยังไม่พบการลดลงของความฝืดผิวจราจรอย่างมีนัยยะภายใต้สภาวะจราจรหนาแน่น และพบว่าอัตราการสึกกร่อนจากการขัดสีของผิวจราจรมีค่าน้อย อย่างไรก็ตามจะพบการลดลงของความฝืดผิวจราจรอย่างมากในช่วง 100 วันแรก หลังจากการเปิดใช้เส้นทางจราจร ในปี ค.ศ. 1972 Szatkowski et al. (Szatkowski et al., 1972) พบว่ามีความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของปริมาณจราจร กับคุณลักษณะการ

ลื่นไถลของผิวจราจรแบบเปียก และสรุปปัจจัย 3 ประการที่มีผลต่อคุณสมบัติด้านความฝืดของผิวจราจร ไก้แก่ 1) microtexture ได้แก่ ส่วนประกอบของมวลรวม และค่าต้านทานการสึกกร่อนของมวลรวม 2) macrotexture ได้แก่ การระบายน้ำ และการสลายตัวของพลังงาน 3) สภาพจราจร และปัจจัยอื่นๆ ได้แก่ ความหนาแน่นของปริมาณจราจร อุณหภูมิ สภาพของเส้นทางจราจร เป็นต้น ในงานวิจัยเดียวกันนี้ยังพบว่าการลดลงของความฝืดผิวจราจร จะมีการลดลงอย่างต่อเนื่องภายในช่วงระยะเวลาหนึ่งปี และหลังจากนั้นความฝืดของผิวจราจรจะมีค่าค่อนข้างคงที่ ซึ่งงานวิจัยดังกล่าวได้อธิบายสาเหตุที่ความฝืดของผิวจราจรมีค่าคงที่ไว้ว่าเกิดจาก อิทธิพลของปัจจัยสองประการกล่าวคือ การขัดสีระหว่างผิวจราจรและล้อทำให้ผิวจราจรเสียคุณสมบัติระดับ microtexture ไป แต่ขณะเดียวการสึกกร่อนของ macrotexture เนื่องจากสภาพภูมิอากาศและปัจจัยอื่นๆ จะก่อเกิดการผุพังในมวลรวมที่พื้นผิวจราจร ซึ่งเป็นการฟื้นฟูคุณสมบัติระดับ microtexture จึงทำให้ความฝืดของผิวจราจรมีค่าคงที่ เมื่อพิจารณาถึงระดับการขัดสี พบว่ารถที่มีน้ำหนักบรรทุกมากจะก่อให้เกิดการขัดสีมากตามไปด้วย ในการศึกษาของSzatkowski et al. (Szatkowski et al., 1972) อัตราส่วนของรถบรรทุกกับรถยนต์ส่วนบุคคลในถนนเส้นหนึ่งจะมีค่าแตกต่างกันตามช่วงถนน และเลนของถนน และการศึกษาของงานวิจัยหลายๆงานพบว่าค่าความฝืดของผิวจราจรมีความสัมพันธ์กับจำนวนของรถบรรทุก มากกว่าจำนวนรถยนต์ทั้งหมด

จากผลการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าการลดลงของความฝืดผิวจราจรมีความสัมพันธ์กับปัจจัยหลายประการ อย่างไรก็ตามยังไม่มีงานวิจัยไหนที่ประสบความสำเร็จในการสร้างสมการทำนายการลดลงของความฝืดได้แม่นยำตามสภาพการจราจรจริง ทั้งนี้เนื่องจากต้องอาศัยการเก็บข้อมูลจำนวนมาก และใช้เวลานาน นอกจากนี้สภาพภูมิอากาศแต่ละแห่งมีความแตกต่างกัน ส่งผลให้แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นแห่งหนึ่งไม่สามารถนำไปใช้ในพื้นที่อีกแห่งได้ อย่างไรตามหากสามารถสร้างแบบจำลองที่ประเทศเหมาะสมกับสภาพภูมิอากาศแบบประเทศไทยก็จะทำให้หน่วยงานที่เกี่ยวข้องสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้อย่างเป็นรูปธรรม นอกจากนี้ยังช่วยลดปัญหาการเกิดอุบัติเหตุบนท้องถนนได้อีกด้วย

2.7 พื้นผิวจราจร

ขนาดของผิวจราจร (Pavement texture) ที่มีผลต่อความฝืดของผิวจราจรได้แก่พื้นผิวจราจรระดับ micro (microtexture) ซึ่งมีขนาดตั้งแต่ 1μm ถึง 0.5 mm และพื้นผิวจราจรระดับ macro (macrotexture) ซึ่งมีขนาดตั้งแต่ 0.5 mm ถึง 50 mm. การศึกษาของประเทศในแถบยุโรป (Roe et al., 1998) พบว่าการเพิ่มพื้นผิวจราจรระดับ macro จะช่วยลดการเกิดอุบัติเหตุทั้งในสภาวะพื้นผิวเปียก หรือพื้นผิวแห้ง

พื้นผิวจราจรคือลักษณะของผิวทางที่กำหนดปฏิสัมพันธ์ต่างๆระหว่างยางรถยนต์กับพื้นถนน ได้แก่ ความฝืด เสียงรบกวน (noise) การต้านการพลิกคว่ำ (rolling resistance) การกระเซ็นของน้ำบนผิวจราจร (splash and spray) ฯลฯ พื้นผิวจราจรสามารถแยกได้เป็นสามขนาด ได้แก่ พื้นผิวจราจรระดับ micro (microtexture) พื้นผิวจราจรระดับ macro (macrotexture) และพื้นผิวจราจรระดับ mega (megatexture) หากวัดในสเกลที่ใหญ่กว่าระดับ megatexture จะเป็นความขรุขระ หรือความราบเรียบของผิวจราจร

ในงานประชุม World Road Congress ครั้งที่ 18 IPARC ได้เสนอนิยามช่วงขนาดสำหรับพื้นผิวจราจรต่างๆ รวมทั้งช่วงขนาดพื้นผิวจราจรที่มีอิทธิพลต่อปฏิสัมพันธ์แบบต่างๆระหว่างยางรถยนต์กับพื้นถนน ซึ่งจะพบว่าผิวจราจรที่ออกแบบให้มีความฝืดสูง จะมาพร้อมกับเสียงรบกวน การสึกหรอของยาง และการกระเซ็นของน้ำบนผิวจราจรอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้

2.4.1 พื้นผิวจราจรระดับ micro

พื้นผิวจราจรระดับ micro เป็นฟังก์ชั่นกับพื้นผิวของมวลรวมหยาบ ดังนั้นคุณสมบัติของมวลรวมหยาบ ได้แก่รูปร่าง พื้นผิว (texture) แร่ธาตุประกอบ ความแข็ง (hardness) ความทนทานต่อการขัดสี (polish resistance) และความทนทานต่อการสึกกร่อน (abrasion resistance) เป็นคุณสมบัติที่ต้องพิจารณา ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านๆมาหลายชิ้น เช่น Henry and Dahir (1979) พบว่าคุณลักษณะของพื้นผิวของชั้นผิวทางขึ้นกับคุณสมบัติของมวลรวมเช่น ความทนทานต่อการสึกกร่อน (wearing resistance)Abdul – Marak et al (1996) พบว่าคุณลักษณะของมวลรวมหยาบเป็นปัจจัยสำคัญที่มีอิทธิพลต่อพื้นผิวของชั้นผิวทาง

เนื่องจากการวัดพื้นผิวจราจรระดับ micro โดยตรงไม่สามารถทำได้ ดังนั้นจึงจำเป็นต้องใช้การหาตัวแทนของค่าพื้นผิวจราจรระดับ micro และเนื่องจากการวัดความฝืดของผิวจราจรในสภาพเปียกที่ความเร็วต่ำ จะเป็นการวัดค่าที่แสดงคุณสมบัติของพื้นผิวจราจรระดับ micro การศึกษาของ Pennsylvania State University (Henry and Leu, 1978) พบว่าค่า ในสมการที่ 7 กับค่าพื้นผิวจราจรระดับ micro มีความสัมพันธ์กันในระดับสูง และพบว่าค่าที่อ่านได้จาก BPT กับ ก็มีความสัมพันธ์กันในระดับสูงดังนั้นค่าที่อ่านได้จาก BPT สามารถใช้เป็นตัวแทนค่าพื้นผิวจราจรระดับ micro ได้ และยังพบว่าค่าที่วัดได้จาก DF (ค่า DFT)ที่ความเร็ว 20 กิโลเมตรต่อชั่วโมงกับค่าที่อ่านได้จาก BPT มีความสัมพันธ์กันในระดับสูง

2.4.2 พื้นผิวจราจรระดับ macro

พื้นผิวจราจรระดับ macro เป็นฟังก์ชั่นของการเรียงตัว การคละขนาดของมวลรวมที่พื้นผิวของชั้นผิวทาง การวัดพื้นผิวจราจรระดับ macro โดยวิธีแผ่ทราย (sand patch) เป็นวิธีการวัดพื้นผิวจราจรระดับ macro ที่เป็นพื้นฐานและเป็นที่ยอมรับทำได้โดยนำทราย Ottawa ซึ่งผ่านตะแกรงเบอร์ 50 และค้างตะกรงเบอร์ 100 มาใช้ในการทดสอบ การทดสอบสามารถทำได้โดยน้ำทรายที่ปริมาตรกำหนดมาแผ่ออกเป็นวงกลมจนว่าจะไม่สามารถแผ่ออกไปได้แล้ว จากนั้นให้หาพื้นที่ของทรายที่แผ่ออก แล้วนำไปคำนวณค่า Mean Texture Depth (MTD) โดยมีค่าเท่ากับปริมาตรหารด้วยพื้นที่ที่ทรายแผ่ออกไป รูปที่ 2.4 แสดงอุปกรณ์พร้อมทั้งวิธีทดสอบ Sand patch สำหรับมาตรฐานการทดสอบของ ASTM ปัจจุบันนะนำให้ใช้ลูกแก้วขนาดเล็กแทนการใช้ทราย Ottawa เนื่องจากลูกแล้วมีขนาด และรูปร่างสม่ำเสมอกว่า นอกจากวิธี Sand patch แล้วยังมีการใช้จารบี (Grease Patch) (Trafford et al., 1968….) รวมทั้งการวัดพื้นผิวจราจรระดับ macro ด้วยการใช้เลเซอร์ (Circular Track Meter, CT Meter)

3. วัตถุประสงค์

3.1 เพื่อศึกษาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง สภาวะการใช้งานจริง

3.2 เพื่อศึกษาสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง

4. วิธีดำเนินการศึกษา

4.1 ศึกษาเอกสาร และงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง เพื่อใช้ในการกำหนดวัตถุประสงค์และขอบเขตของการวิจัย

4.2 ทำการทดสอบภาคสนามจากแปลงทดสอบด้วยเครื่องมือทดสอบทั้ง 2 ประเภท ดังนี้

ค่าความขรุขระของผิวทางจากการทดสอบด้วยเครื่องมือทอสอบ Sand Patch เพื่อประเมินค่าความลึกผิวเฉลี่ย (MTD) และค่าความฝืด (f หรือ μ) จากเครื่องมือ Skid (ASFT T-10) โดยทำการทดสอบด้วยชุดเครื่องมือทดสอบ Sand Patch จำนวนอย่างน้อย 1 ตำแหน่ง (ตำแหน่งละ 3 จุด) และทดสอบด้วยเครื่องมือทดสอบ Skid (ASFT T-10) ทดสอบทุกระยะประมาณ 200 เมตร (อ้างอิงการศึกษาที่ [2] ,[3] ,[4]) บริเวณร่องล้อซ้ายของแต่ละสายทางที่ได้รับคัดเลือก ในตำแหน่งเดียวกัน ทั้ง 2 เครื่องมือ โดยการกำหนดชุดข้อมูลดังนี้

- ชนิดของผิวทาง
  - ผิวทางชนิดเกรด Asphalt Concrete (AC 60-70)
  - ผิวทางชนิด Para Slurry Seal
- อายุผิวทาง (หลังหมดประกันผลงาน)
  - อายุผิว 2 ปี

ประกอบด้วยแปลงทดสอบ ดังนี้

<u>ผิวทางชนิดเกรด Asphalt Concrete (AC 60-70) 2 แปลงทดสอบ</u>

- ทางหลวงหมายเลข 366 ตอน ทางเลี่ยงเมืองลพบุรี่ ระหว่าง กม. 0+065 – กม.2+500 LT. AADT 10,356 คัน/วัน รถบรรทุก 3,999 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกนิคมสร้างตนเอง – แยกพัฒนานิคม ระหว่างกม.7+000 – กม.11+000LT. AADT 15,865 คัน/วัน รถบรรทุก 5,668 คัน/วัน

<u>ผิวทางชนิด Para Slurry Seal 2 แปลงทดสอบ</u>

- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกพัฒนานิคม – วังม่วง ระหว่างกม.36+050 – 40+000 LT. AADT 8,540 คัน/วัน รถบรรทุก 3,756 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3454 ตอน แยกท่าช้าง – วิเศษชัยชาญ ระหว่างกม. 60+980 – 63+500 LT. AADT 11,215 คัน/วัน รถบรรทุก 2,283 คัน/วัน

รูปที่ 4 ตัวอย่างตำแหน่งการทดสอบด้วยชุดเครื่องมือทดสอบ Sand Patch

รูปที่ 5 ตัวอย่างตำแหน่งทดสอบด้วยเครื่องมือทดสอบ Skid (ASFT T-10)

4.3 ทำการศึกษาวิเคราะห์ความสัมพันธ์และสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง

ของค่าจากการทดสอบที่ได้จากการทดสอบเครื่องมือทั้ง 2 ประเภท ซึ่งได้ทำการสำรวจข้อมูลภาคสนามจากแปลงทดสอบ ทดสอบทุกระยะประมาณ 100 เมตร (อ้างอิงการศึกษาที่ [2] ,[3] ,[4]) โดยครอบคลุมกลุ่มของแต่ละชนิดผิวทางดังนี้

- ผิวทางชนิด Asphalt Concrete (AC 60-70)
- ผิวทางชนิด Para Slurry Seal
- อายุผิวทาง (หลังหมดประกันผลงาน)
  - อายุผิวทางตั้งแต่ 2-3 ปี

ประกอบด้วยแปลงทดสอบ ดังนี้

<u>ผิวทางชนิดเกรด Asphalt Concrete (AC 60-70) 4 แปลงทดสอบ</u>

อายุผิว เริ่มต้นติดตามผลการทดสอบ 2 ปี

- ทางหลวงหมายเลข 366 ตอน ทางเลี่ยงเมืองลพบุรี่ ระหว่าง กม. 0+065 – กม.2+500 RT./LT. AADT 10,356 คัน/วัน รถบรรทุก 3,999 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกนิคมสร้างตนเอง – แยกพัฒนานิคม ระหว่างกม.7+000 – กม.11+000 RT./LT. AADT 15,865 คัน/วัน รถบรรทุก 5,668 คัน/วัน

อายุผิว เริ่มต้นติดตามผลการทดสอบ 3 ปี

- ทางหลวงหมายเลข 366 ตอน ทางเลี่ยงเมืองลพบุรี่ ระหว่าง กม. 0+065 – กม.2+500 RT./LT. AADT 10,356 คัน/วัน รถบรรทุก 3,999 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกนิคมสร้างตนเอง – แยกพัฒนานิคม ระหว่างกม.7+000 – กม.11+000 RT./LT. AADT 15,865 คัน/วัน รถบรรทุก 5,668 คัน/วัน

<u>ผิวทางชนิด Para Slurry Seal 4 แปลงทดสอบ</u>

อายุผิวเริ่มต้นติดตามผลการทดสอบ 2 ปี

- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกพัฒนานิคม – วังม่วง ระหว่างกม.36+050 – 40+000 RT./LT AADT 8,540 คัน/วัน รถบรรทุก 3,756 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3454 ตอน แยกท่าช้าง – วิเศษชัยชาญ ระหว่างกม. 60+980 – 63+500 RT./LT AADT 11,215 คัน/วัน รถบรรทุก 2,283 คัน/วัน

อายุผิวเริ่มต้นติดตามผลการทดสอบ 3 ปี

- ทางหลวงหมายเลข 3017 ตอน แยกพัฒนานิคม – วังม่วง ระหว่างกม.36+050 – 40+000 RT./LT AADT 8,540 คัน/วัน รถบรรทุก 3,756 คัน/วัน
- ทางหลวงหมายเลข 3454 ตอน แยกท่าช้าง – วิเศษชัยชาญ ระหว่างกม. 60+980 – 63+500 RT./LT AADT 11,215 คัน/วัน รถบรรทุก 2,283 คัน/วัน

การทดสอบจะเลือกช่องจราจรซ้ายเนื่องจากด้วยช่องจราจรซ้ายมีปริมาณการจราจรของรถบรรทุกหนักมากกว่าช่องจราจรอื่น และตามปกติรถส่วนใหญ่จะขับชิดเลนซ้ายมากกว่าดังนั้นการทดสอบจะเลือกช่องจราจรซ้ายเป็นแปลงทดสอบ แล้วจึงทำการวิเคราะห์ข้อมูลของผิวทางทั้ง 2 ชนิด โดยทำการวิเคราะห์สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระของผิวทางจากการชุดเครื่องมือทดสอบ Sand Patch เพื่อประเมินค่าความลึกผิวเฉลี่ย (MTD) และค่าความฝืด (f หรือ μ) จากเครื่องมือ Skid (ASFT T-10)

4.4 ทำการศึกษาวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพกับค่าความฝืดของผิวทาง

โดยมุ่งเน้นการศึกษาปัจจัยที่ที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพต่อค่าความฝืดโดยการใช้เครื่องมือทดสอบ Skid (ASFT – 10) เป็นตัวที่ใช้เก็บข้อมูลความฝืดของแต่ละชนิดผิวทาง เพื่อวิเคราะห์ปัจจัยต่าง ๆ ที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดโดยการศึกษานี้ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กลุ่ม โดยกลุ่มที่ 1 เป็นการศึกษาเกี่ยวกับข้อมูล กลุ่มคุณลักษณะสภาพผิวทาง ส่วนกลุ่มที่ 2 กลุ่มแรงที่กระทำต่อสภาพผิวทาง ซึ่งจะถูกนำมาศึกษาประกอบในเรื่องการทำวิจัยโดยรายละเอียดของตัวแปรต่างๆจะกล่าวถึงตัวแปรที่สำคัญได้ดังนี้

กลุ่มที่ 1 กลุ่มลักษณะสภาพผิวจราจรประกอบด้วยตัวแปร ดังนี้

- ผิวทางชนิด Asphalt Concrete (AC 60-70)
- ผิวทางชนิด Para Slurry Seal

กลุ่มที่ 2 กลุ่มแรงกระทำต่อสภาพผิวจราจรประกอบด้วยตัวแปร ดังนี้

- ปัจจัยด้านเวลา คือ อายุผิวทาง
- ปัจจัยด้านปริมาณจราจรตลอดอายุผิวทางคือ AADT x 365 วัน x จำนวนปี
- ปัจจัยด้านจำนวนรถบรรทุก คือ ปริมาณรถบรรทุกตลอดอายุผิวทาง

4.5 สร้างสมการพยากรณ์การเสื่อมสภาพความฝืดผิวทาง เพื่อคาดการณ์การใช้งานของผิวทางนั้นๆ

การศึกษานี้ได้แบ่งการศึกษาออกเป็น 2 กลุ่ม โดยกลุ่มที่ 1 เป็นการศึกษาเกี่ยวกับข้อมูล กลุ่มคุณลักษณะสภาพผิวทาง ส่วนกลุ่มที่ 2 กลุ่มแรงที่กระทำต่อสภาพผิวทางและตัวแปรอีกประเภทคือตัวแปรเชิงปริมาณเป็นตัวแปรที่สามารถวัดค่าได้ในที่นี้คือ ปัจจัยด้านเวลา, ปัจจัยด้านจราจรตลอดอายุผิวทาง, ปัจจัยด้านจำนวนรถบรรทุกโดยรายละเอียดของตัวแปรต่างๆจะกล่าวถึงตัวแปรที่สำคัญได้ดังนี้

อายุผิวทาง (ปี) = อายุผิวจราจรที่เปิดการใช้งาน

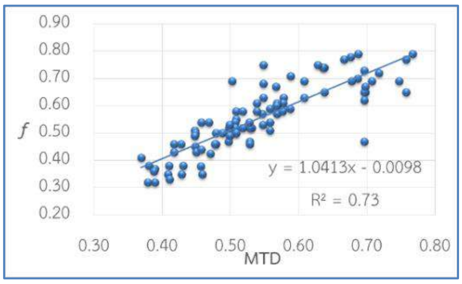
AADT x 365 x ปี = ปริมาณการจราจรตลอดอายุผิวทาง

ปริมาณรถบรรทุกตลอดอายุผิวทาง=จำนวนรถบรรทุกที่วิ่งตลอดอายุที่เปิดใช้

5. ผลการศึกษา

5.1 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง การทดสอบค่า MTD จาก Sand Patch และค่า f จาก Skid (ASFT T-10) บนผิวทางชนิด AC 60-70 อายุผิวประมาณ 2 ปี

จากการทดสอบด้วยวิธี Simple Linear Regression Analysis ทดสอบทุกระยะประมาณ 200 เมตร มีจำนวนข้อมูล 90 ข้อมูล เพื่อหาความสัมพันธ์พบว่า ค่า MTD มีแนวโน้มไปในทิศทางที่สัมพันธ์กับค่า *f* จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของผิวทางชนิด AC 60-70 ได้ค่า MTD เฉลี่ยเท่ากับ 0.54 mm. และค่า *f* เฉลี่ยเท่ากับ 0.56 และมีค่า R^2 เท่ากับ 0.73 มีค่าที่ค่อนข้างสัมพันธ์กันมาก ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า MTD จาก Sand Patch และค่า f จาก Skid (ASFT T-10) ของผิวทางชนิด AC 60-70

จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ จึงได้สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระ (MTD) กับค่าความฝืด *f* ของผิวทางชนิด AC 60-70 คือ

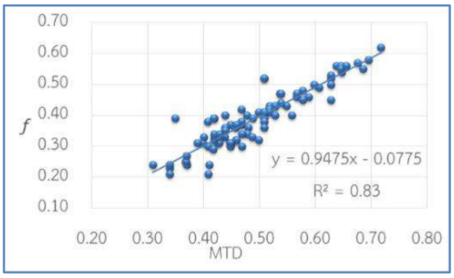
$$y = 1.0413x - 0.0098 \quad (9)$$

เมื่อ y คือ ค่าความฝืด *f* จากเครื่องมือ Skid (ASFT T-10)

X คือ ค่าความขรุขระ (MTD) ของผิวทางจากการเครื่องมือ Sand Patch

5.2 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง การทดสอบค่า MTD จาก Sand Patch และค่า f จาก Skid (ASFT T-10) บนผิวทางชนิด Para Slurry Seal อายุผิวประมาณ 2 ปี

จากการทดสอบด้วยวิธี Simple Linear Regression Analysis ทดสอบทุกระยะประมาณ 200 เมตร มีจำนวนข้อมูล 90 ข้อมูล หาความสัมพันธ์พบว่า ค่า MTD มีแนวโน้มไปในทิศทางที่สัมพันธ์กับค่า f จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของผิวทางชนิด Para Slurry Seal ได้ค่า MTD เฉลี่ยเท่ากับ 0.39 mm. และค่า f เฉลี่ยเท่ากับ 0.49 และมีค่า R2 เท่ากับ 0.83 มีค่าที่ค่อนข้างสัมพันธ์กันมาก ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า MTD จาก Sand Patch และค่า f จาก Skid (ASFT T-10) ของผิวทางชนิด Para Slurry Seal

จากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ จึงได้สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระ (MTD) กับค่าความฝืด *f* ของผิวทาง ชนิด Para Slurry Seal

$$y = 0.947x - 0.0775 \qquad (10)$$

เมื่อ y คือ ค่าความฝืด f จากเครื่องมือ Skid (ASFT T-10)

X คือ ค่าความขรุขระ (MTD) ของผิวทางจากการเครื่องมือ Sand Patch

5.3 ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง

5.3.1 จากการสำรวจและประเมินสภาพความฝืดของผิวทางชนิด AC 60–70 กับปัจจัยส่งผลต่อการเสื่อมสภาพทดสอบทุกระยะประมาณ 100 เมตร จำนวนข้อมูล 168 ข้อมูล ผลของข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์เบื้องต้น

พบว่า ค่า f ของผิวทางชนิด AC 60 – 70 ช่วงอายุผิวทาง 2 – 3 ปี มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.63 ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 สรุปผลการเก็บข้อมูล ผิวทางชนิด **AC 60-70**

	ค่า *f* ผิว AC60-70	อุณหภูมิ ผิวทาง	อายุผิวทาง (ปี)	ปริมาณรถสะสม (คัน)	รถบรรทุกสะสม (คัน)
Mean	0.63	31.93	2.5	11,963,559.37	4,410,291.19
N	168	168	168	168	168

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) พบว่าความสัมพันธ์ของตัวแปรที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพผิวทางชนิด AC 60-70 จะเห็นได้ว่าตัวแปรพยากรณ์ทุกตัวมีค่า Sig. เท่ากับ 0.000 มีความสัมพันธ์กับตัวแปรตามอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับน้อยกว่า 0.05 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นปัจจัยส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC60-70 อย่างมีนัยสำคัญ ดังผลในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 Correlations ของผิวทางชนิด AC60-70

		ค่า f	อุณหภูมิผิวทาง	อายุผิวทาง (ปี)	ปริมาณรถสะสม	รถบรรทุกสะสม
Pearson Correlation	ค่า *f*	1.000	-.769	-.732	-.910	-.930
	อุณหภูมิผิวทาง	-.769	1.000	.880	.636	.664
	อายุผิวทาง(ปี)	-.732	.880	1.000	.552	.590
	ปริมาณรถสะสม	-.910	.636	.552	1.000	.997
	รถบรรทุกสะสม	-.930	.664	.590	.997	1.000
Sig. (1-tailed)	ค่า *f*	.	.000	.000	.000	.000
	อุณหภูมิผิวทาง	.000	.	.000	.000	.000
	อายุผิวทาง(ปี)	.000	.000	.	.000	.000
	ปริมาณรถสะสม	.000	.000	.000	.	.000
	รถบรรทุกสะสม	.000	.000	.000	.000	.
N	ค่า *f*	168	168	168	168	168
	อุณหภูมิผิวทาง	168	168	168	168	168
	อายุผิวทาง(ปี)	168	168	168	168	168
	ปริมาณรถสะสม	168	168	168	168	168
	รถบรรทุกสะสม	168	168	168	168	168

5.3.2 จากการสำรวจและประเมินสภาพความฝืดของผิวทาง Para Slurry Seal กับปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพ ผลของข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ความสัมพันธ์เบื้องต้น

พบว่า ค่า f ของผิวทาง Para Slurry Sealช่วงอายุผิวทาง 2 – 3 ปี มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.52 ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 สรุปผลการเก็บข้อมูล ผิวทางชนิด Para Slurry Seal

	ค่า *f* ผิวPara Slurry Seal	อุณหภูมิผิวทาง	อายุผิวทาง (ปี)	ปริมาณรถสะสม (คัน)	รถบรรทุกสะสม (คัน)
Mean	0.52	31.1	2.5	9,061,581	2,820,766
N	168	168	168	168	168

ผลการวิเคราะห์โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) พบว่าความสัมพันธ์ของตัวแปรที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพผิวทางชนิด Para Slurry Seal จะเห็นได้ว่าตัวแปรพยากรณ์ทุกตัวมีค่า Sig. เท่ากับ 0.000 มีความสัมพันธ์กับตัวแปรตามอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับน้อยกว่า 0.05 แสดงว่าผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นปัจจัยส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal อย่างมีนัยสำคัญ ดังผลในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 Correlations ของผิวทางชนิด Para Slurry Seal

		ค่า f	อุณหภูมิผิวทาง	อายุผิวทาง (ปี)	ปริมาณรถสะสม	รถบรรทุกสะสม
Pearson Correlation	ค่า *f*	1.000	-.825	-.832	-.737	-.892
	อุณหภูมิผิวทาง	-.825	1.000	.998	.807	.632
	อายุผิวทาง(ปี)	-.832	.998	1.000	.809	.643
	ปริมาณรถสะสม	-.737	.807	.809	1.000	.553
	รถบรรทุกสะสม	-.892	.632	.643	.553	1.000
	ค่า *f*	.	.000	.000	.000	.000

	อุณหภูมิผิวทาง	.000	.	.000	.000	.000
Sig.	(1-อายุผิวทาง(ปี)	.000	.000	.	.000	.000
tailed)	ปริมาณรถสะสม	.000	.000	.000	.	.000
	รถบรรทุกสะสม	.000	.000	.000	.000	.
	ค่า f	168	168	168	168	168
	อุณหภูมิผิวทาง	168	168	168	168	168
N	อายุผิวทาง(ปี)	168	168	168	168	168
	ปริมาณรถสะสม	168	168	168	168	168
	รถบรรทุกสะสม	168	168	168	168	168

5.4 ผลการวิเคราะห์เพื่อสร้างสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางในสภาวะการใช้งานจริง

ด้วยการคัดเลือกตัวแปรที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพและมีนัยสำคัญต่อค่าความฝืดของผิวทาง พบว่า

5.4.1 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC60-70 ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Backward Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 2 รูปแบบ ดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig.F Change
1	.964[a]	.930	.928	.01913	.930	538.393	4	163	.000
2	.964[b]	.928	.927	.01923	-.001	2.716	1	163	.101

a. Predictors: (Constant), รถบรรทุกสะสม, ปริมาณรถสะสม, อุณหภูมิผิวทาง, อายุผิวทาง(ปี)

b. Predictors: (Constant), รถบรรทุกสะสม, ปริมาณรถสะสม, อายุผิวทาง(ปี)

ตารางที่ 8 ผลการวิเคราะห์ตัวแปรเพื่อสร้างสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 ในสภาวะการใช้งานจริง ซึ่งพบว่า Model รูปแบบที่ 2 ตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 ซึ่งเป็นสมการที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างสมการการเสื่อมสภาพ ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

ค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 = 0.89 – 0.028อายุผิวทาง(ปี) $+2.473\times10^{-8}$ ปริมาณรถสะสม – 1.1×10^{-7} รถบรรทุกสะสม (10)

ตารางที่ 8 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	.931	.026		36.079	.000
	อุณหภูมิผิวทาง	-.002	.001	-.078	-1.648	.101
	อายุผิวทาง(ปี)	-.020	.007	-.140	-2.967	.003
	ปริมาณรถสะสม	2.500E-008	.000	1.525	5.140	.000
	รถบรรทุกสะสม	-1.100E-007	.000	-2.316	-7.565	.000
2	(Constant)	.890	.008		117.696	.000
	อายุผิวทาง(ปี)	-.028	.004	-.199	-6.502	.000
	ปริมาณรถสะสม	2.473E-008	.000	1.509	5.060	.000
	รถบรรทุกสะสม	-1.100E-007	.000	-2.317	-7.526	.000

a. Dependent Variable: ค่าความฝืดผิวทางชนิด AC 60-70

4.4.2 ผลการวิเคราะห์ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Backward Elimination พบว่าได้ Model ที่เหมาะสมมา 2 รูปแบบ ดังตารางที่ 9

ตารางที่ 9 Model Summary

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate	Change Statistics				
					R Square Change	F Change	df1	df2	Sig. F Change
1	.957[a]	.915	.913	.03635	.915	441.244	4	163	.000
2	.957[b]	.915	.914	.03624	.000	.027	1	163	.869

a. Predictors: (Constant), รถบรรทุกสะสม, ปริมาณรถสะสม, อุณหภูมิผิวทาง, อายุผิวทาง(ปี)

b. Predictors: (Constant), รถบรรทุกสะสม, ปริมาณรถสะสม, อายุผิวทาง(ปี)

ตารางที่ 10 ผลการวิเคราะห์ตัวแปรเพื่อสร้างสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal ในสภาวะการใช้งานจริง ซึ่งพบว่าModel รูปแบบที่ 2 ตัวแปรในการสร้างสมการทุกตัวมีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 ซึ่งเป็นสมการที่เหมาะสมที่สุดในการสร้างสมการการเสื่อมสภาพ ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการได้ดังนี้ คือ

ค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal = 1.036 – 0.085อายุผิวทาง(ปี) – 6.863×10^{-9} ปริมาณรถสะสม – 8.432×10^{-8} รถบรรทุกสะสม

ตารางที่ 10 Coefficients[a]

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	1.056	.126		8.405	.000
	อุณหภูมิผิวทาง	-.002	.011	-.055	-.166	.869
	อายุผิวทาง(ปี)	-.071	.082	-.290	-.866	.388
	ปริมาณรถสะสม	-6.855E-009	.000	-.125	-3.213	.002
	รถบรรทุกสะสม	-8.444E-008	.000	-.602	-19.884	.000
2	(Constant)	1.036	.014		72.649	.000
	อายุผิวทาง(ปี)	-.085	.010	-.345	-8.199	.000
	ปริมาณรถสะสม	-6.863E-009	.000	-.125	-3.227	.002
	รถบรรทุกสะสม	-8.432E-008	.000	-.601	-20.222	.000

a. Dependent Variable: ค่าความฝืดผิวทางชนิด Para Slurry Seal

6. สรุปผลการศึกษา

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ด้วยวิธี Simple Linear Regression Analysis หาความสัมพันธ์ ระหว่างการทดสอบค่าความขรุขระ และค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 และผิวทางชนิด Para Slurry Seal พบว่า ค่าความขรุขระของผิวทางมีแนวโน้มไปในทิศทางที่สัมพันธ์กับค่าความฝืดของผิวทาง ของผิวทางทั้งสองชนิด ซึ่งมีค่า R^2 ที่ระดับค่อนข้างสัมพันธ์กันมาก และมีการกระจายตัวอยู่ในรูปเชิงเส้น และจากการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ จึงได้สมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 คือ y = 1.0413x – 0.0098 และ ผิวทางชนิด Para Slurry Seal คือ y = 0.9475x – 0.0775 เมื่อ y คือ ค่าความฝืดของผิวทาง และX คือ ค่าความขรุขระผิวทาง

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทาง ในสภาวะการใช้งานจริง โดยใช้สัมประสิทธิ์สหพันธ์ (Correlations) ความสัมพันธ์ของตัวแปรที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพผิวทางชนิด AC 60-70 และผิวทางชนิด Para Slurry Seal จะพบว่า ตัวแปรอุณหภูมิผิวทาง, อายุผิวทาง(ปี),ปริมาณรถสะสม, รถบรรทุกสะสม ตัวแปรพยากรณ์ทุกตัวมีค่า Sig. เท่ากับ 0.000 มีความสัมพันธ์กับตัวแปรตามอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับน้อยกว่า 0.05 แสดงว่า ผลการวิเคราะห์ทางสถิติตัวแปรดังกล่าวเป็นปัจจัยที่ส่งผลต่อการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางทั้ง 2 ชนิดอย่างแน่นอน

ผลการวิเคราะห์เพื่อสร้างสมการการเสื่อมสภาพค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 และผิวทางชนิด Para Slurry Seal ในสภาวะการใช้งานจริง ด้วยวิธีทางสถิติการวิเคราะห์ Multiple Regression Analysis ในที่นี้ได้ใช้วิธีเลือกตัวแปรโดยวิธี Backward Elimination พบว่า ตัวแปรพยากรณ์ของทั้ง 2 ชนิดผิวทาง ที่มีค่า Sig. น้อยกว่า 0.05 คือตัวแปรอายุผิวทาง(ปี), ตัวแปรปริมาณรถสะสม และตัวแปรรถบรรทุกสะสม เป็นตัวแปรที่มีความเหมาะสมในการสร้างสมการการเสื่อมสภาพความฝืดของผิวทางมากที่สุดของผิวทางทั้ง 2 ชนิด ซึ่งสามารถเขียนในรูปแบบสมการของผิวทางได้ดังนี้ คือ ค่าความฝืดของผิวทางชนิด AC 60-70 = 0.89 – 0.028อายุผิวทาง(ปี)+ 2.473×10^{-8} ปริมาณรถสะสม – 1.1×10^{-7} รถบรรทุกสะสม และค่าความฝืดของผิวทางชนิด Para Slurry Seal = 1.036 – 0.085อายุผิวทาง(ปี) – 6.863×10^{-9} ปริมาณรถสะสม – 8.432×10^{-8} รถบรรทุกสะสม

7. ข้อเสนอแนะ

1) ในการศึกษานี้เป็นการศึกษานำร่อง เพื่อศึกษาระยะหลังหมดประกันสัญญา เพื่อศึกษาดูค่าสภาพผิวทางอันเนื่องจากค่าความขรุขระและค่าความฝืดของผิวทาง สำหรับในอนาคตเมื่อมีผลการเก็บข้อค่าความขรุขระเฉลี่ยของผิวทางจากเครื่องมือ High-speed Laser Texture Measurement กับข้อมูลค่าความฝืดของผิวทาง ที่มากเพียงพอและครอบคลุมทุกประเภทผิวทางก็จะนำมาใช้พัฒนาและปรับปรุงผลการวิเคราะห์ค่าความขรุขระกับค่าความฝืดของผิวทางต่อไป เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องและมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

2) วิธีการตรวจสอบสภาพความฝืดของผิวถนนที่นำเสนอจะแตกต่างกันออกไป ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับเครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบและชนิดผิวทางของถนนประเภทต่างๆ จากข้อจำกัดด้านเครื่องมือ อาจส่งผลให้ค่าความฝืดมีความความคลาดเคลื่อนสูง ดังนั้น ก่อนที่จะเริ่มดำเนินการจริง ผู้ดำเนินการควรศึกษาถึงข้อจำกัดของเครื่องมือเพื่อให้สามารถเลือกเครื่องมือได้เหมาะสมกับชนิดของผิวทางมากที่สุด และให้ผลค่าความฝืดที่มีความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุด

3) ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์สัมพันธ์ของปริมาณจราจรสะสมผิวทางชนิดAC 60- 70 พบว่ามีค่าเป็นบวกเท่ากับ 2.473E-008 ส่วนผิวทางชนิด Para Slurry Seal พบว่ามีค่าเป็นลบเท่ากับ -6.863E-009 เนื่องจากผิวทางชนิดAC 60-70 เมื่อมีการใช้งานอันเนื่องการปริมาณการจราจรไปซักระยะหนึ่งตัวยางแอสฟัลต์ที่เคลือบวัสดุมวลรวมจะลดบางลง การเคลือบตัววัสดุมวลรวมทำให้เกิดค่าความฝืดของผิวทางจากการขัดสีกับตัววัสดุเองโดยตรงจากการศึกษา [4] ซึ่งก็เป็นไปตามการศึกษาการเปลี่ยนแปลงของค่าความต้านทางการลื่นไถลของผิวทางในระดับห้องปฏิบัติการ ซึ่งเป็นอัตราการส่งผลเสียที่จะส่งผลทำให้วัสดุมวลรวมเสียคุณสมบัติไปที่ในระยะยาว ส่วนผิวทางชนิด Para Slurry Seal ตัววัสดุมวลรวมที่ใช้จะประกอบด้วยหินฝุ่นและขนาดหินโตสุดเพียงแค่ 3/8 นิ้ว ซึ่งไม่ไม่มีขนาดคละแบบผิวทางชนิด AC 60-70 ซึ่งจากการใช้ไปสักระยะหนึ่งก็จะเกิดการหลุดล่อนของหินได้ทำให้ค่าความฝืดฝืดทางลดอันเนื่องจากปริมาณจราจร

กิตติกรรมประกาศ

งานศึกษานี้แล้วเสร็จลุล่วงเนื่องจากได้รับความอนุเคราะห์งบประมาณและความร่วมมือจากผู้บริหารและเจ้าหน้าที่สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กราบขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้ด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] คู่มือแนะนำการตรวจสอบและการวางแผนบำรุงรักษาผิวทางให้มีความฝืดที่เหมาะสม. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, 2555

[2] โครงการศึกษาสภาพความฝืดผิวทางของถนนประเภทต่าง ๆ ในประเทศไทย. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, 2555

[3] โครงการประยุกต์ใช้ค่าความลึกผิวเฉลี่ยของผิวทาง ในการทำนายสภาพลื่นของผิวถนน เพื่อการวางแผนที่เหมาะสม. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, เมษายน 2559

[4] โครงการยกระดับมาตรฐานความฝืดของผิวทางแอสฟัลต์ เพื่อมุ่งสู่ทศวรรษแห่งความปลอดภัยทางถนน. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, ตุลาคม 2561

[5] ข้อแนะนำขั้นตอนการทำงานฉาบผิวทางแบบ Para Slurry Seal. สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง, 2546

การประเมินระยะเวลาการใช้บริการของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ ระหว่างสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่

Service Time Evaluation for Terminal Screening at Chiang Mai International Airport During Normal and New Normal Condition

มาริษา1 คีรีมาศทอง[1,*] ปรีดา2 พิชยาพันธ์[2] และ นพดล3 กรประเสริฐ[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
**author; E-mail address: marisa_kee@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

จุดตรวจค้นอาคารผู้โดยสารภายในประเทศเป็นจุดคอขวดในการเดินทางสัญจร เนื่องด้วยท่าอากาศยานเชียงใหม่ด้วยมีข้อจำกัดของพื้นที่ภายในอาคารผู้โดยสาร จึงไม่สามารถติดตั้งเครื่อง X-Ray สัมภาระได้ภายหลังจากการเช็คอิน ด้วยเหตุนี้ท่าอากาศยานเชียงใหม่จำเป็นต้องติดตั้งเครื่อง X-Ray ไว้ที่ทางเข้าอาคารผู้โดยสาร งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินระยะเวลาการใช้บริการของจุดตรวจค้นอาคารผู้โดยสารภายในประเทศ ของท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ โดยอาศัยการประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรจุลภาคในการประเมินระยะเวลาการใช้บริการของผู้โดยสารเมื่อพฤติกรรมของผู้โดยสารที่เปลี่ยนไป จากลักษณะความเร็วในการเดินของช่วงสถานการณ์ปกติ และช่วงสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ซึ่งเป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญที่จะส่งผลต่อระยะเวลาในการใช้บริการ โดยงานวิจัยได้นำค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสารที่เปลี่ยนแปลง มาพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค โดยแบ่งเป็น 2 เงื่อนไข คือ ความเร็วในเดินของผู้โดยสารในสถานการณ์ปกติ และความเร็วในการเดินของผู้โดยสารในสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) หลังจากนั้นวิเคราะห์ประเมินระยะเวลาในการใช้บริการ และระยะเวลาในการคอย ผลการศึกษาจากแบบจำลองพบว่าระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด และระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด เพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: ความเร็วในการเดิน, ระยะเวลาในการใช้บริการ, ระยะเวลาในการคอย

Abstract

The Domestic Terminal Screening Point is a bottleneck point of the passenger traveling route. Due to the space limitation in Chiang Mai International Airport, the X-Ray luggage cannot be installed after check-in. The objective of this study is to evaluate the service time of Domestic Terminal Screening in Chiang Mai International Airport by microscopic traffic simulation. The key factor of this study is the walking speed of the passenger, in normal and new normal situations, which affect to service time. There are two indicators in this study such as service time and time in queue. In conclusion, the changing behavior of passenger affect on service time and time in queue.

Keywords: walking speed, service time, time in queue

1. บทนำ

ท่าอากาศยานเชียงใหม่มีส่วนขับเคลื่อนเศรษฐกิจ ประสิทธิภาพในการให้บริการเพื่อรองรับความต้องการของการเดินทางของผู้โดยสารได้อย่างเพียงพอ เพื่อลดความล่าช้าในการเดินทางของผู้โดยสาร เนื่องจากสถานการณ์ โควิด-19 ทำให้พฤติกรรมหลายอย่างได้เปลี่ยนแปลงไป แม้ว่าสถานการณ์จะกลับเข้าสู่สภาวะปกติ แต่ย่อมเกิดพฤติกรรมรูปแบบใหม่ของผู้บริโภค “New Normal” หรือความปกติแบบใหม่ในสังคมไทย ในส่วนท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ ก็ได้มีการปรับตัวให้เข้ากับสถานการณ์โดยมีการจัดระยะห่างระหว่างผู้โดยสาร และให้ผู้โดยสารสวมหน้ากากอนามัยตลอดเวลาพร้อมทั้งติดตั้งเครื่องเทอร์โมสแกนเพื่อตรวจวัดอุณหภูมิ ตั้งแต่ก่อนเข้าอาคารผู้โดยสารทุกช่องทาง โดยงานวิจัยนี้ประเมินระยะเวลาการให้บริการและเปรียบเทียบสถานการณ์ช่วงปกติและ สถานการณ์ช่วงปกติใหม่ (New normal) ลักษณะของพฤติกรรมของผู้โดยสารที่เปลี่ยนไป จากลักษณะความเร็วในการเดิน ในช่วงสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ซึ่งเป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญที่จะส่งผลต่อระยะเวลาการใช้บริการ

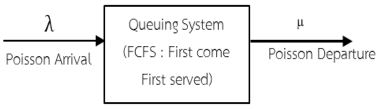
พื้นที่ศึกษาในงานวิจัยนี้บริเวณภายในท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ บริเวณอาคารผู้โดยสารฝั่งผู้โดยสารในประเทศ ที่จุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) ทางเข้า 4 และทางเข้า 5 โดยอาศัยการสร้างแบบจำลองสถานการณ์ของบริการจุดตรวจค้นด้วยโปรแกรม PTV Viswalk โดยทางเข้า 4 การใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารมีรูปแบบหน่วยบริการเดียว มีแถวคอยแถวเดียว (Single Channel, single phase) และทางเข้า 5 การใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร มีรูปแบบหน่วยบริการหลายช่องแบบขนานมีผู้ให้บริการมากกว่าหนึ่ง มีแถวคอยแถวเดียว (Multi-channel, single phase)

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยนี้ได้แบ่งทฤษฎีที่เกี่ยวข้องออกเป็น 2 ส่วนได้แก่ ทฤษฎีแถวคอย และทฤษฎีพฤติกรรมการเดินของคนเดินเท้า

2.1 ทฤษฎีแถวคอย (Queuing)

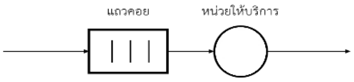
แถวคอยเกิดจาก ปริมาณผู้โดยสารมีค่ามากกว่าการให้บริการ องค์ประกอบพื้นฐานประกอบด้วยผู้ใช้บริการหรือผู้โดยสารและผู้ให้บริการ เมื่อผู้ใช้บริการมาถึงและไม่ได้รับการให้บริการทันที ผู้ที่มารับบริการจะต้องรอรับบริการ เมื่อผู้มารับบริการได้รับบริการจนเสร็จแล้ว จึงออกจากระบบแถวคอย



รูปที่ 1 ระบบแถวคอย

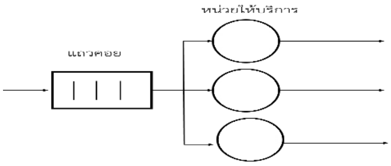
2.1.1 จำนวนช่องบริการ

ช่องบริการเดียวและชนิดเดียว (Single Channel, single phase)



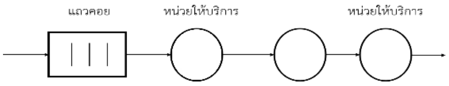
รูปที่ 2 (ก) ช่องบริการเดียวและชนิดเดียว

ช่องให้บริการ X ช่องทาง และห่างแบบขนานโดยบริการอย่างเดียว (Multi-channel, single phase)



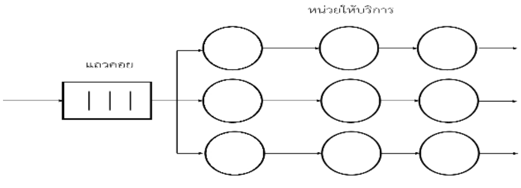
รูปที่ 2 (ข) ช่องให้บริการ X ช่องทาง และห่างแบบขนานโดยบริการอย่างเดียว

ช่องให้บริการแบบอนุกรม และบริการหลายอย่าง (Single channel, Multi phase)



รูปที่ 2 (ค) ช่องให้บริการแบบอนุกรม และบริการหลายอย่าง

ช่องให้บริการหลายช่องทางแบบขนานและอนุกรม และบริการหลากหลายอย่าง (Multi channel, Multi phase)



รูปที่ 2 (ง) ช่องให้บริการหลายช่องทางแบบขนานและอนุกรม และบริการหลากหลายอย่าง

2.2 ทฤษฎีของคนเดินเท้า

พฤติกรรมการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้าจากพฤติกรรมการเดินของคนเดินจะช่วยให้มองเห็นภาพระดับจุลภาค(Microscopic pedestrian simulation) เพื่อเป็นแนวทางในการวางแผนและออกแบบในการจัดวางสิ่งอำนวยความสะดวกหรือสิ่งกีดขวาง เนื่องจากสามารถตรวจสอบสภาพระบบจราจรที่มีความซับซ้อนในบริเวณที่ต้องการทำการประเมินตามช่วงเวลาที่ต้องการ สามารถจำลองลักษณะการเดินทางและสามารถจำลองลักษณะจำเฉพาะของคนเดินเท้าแต่ละประเภทมีความเร็วที่แตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับอายุ เพศ ลักษณะของสัมภาระ

ปัจจุบันแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคมีหลายโปรแกรมที่ถูกนำมาใช้ในการศึกษากรณีต่าง ๆ เช่น PTV Vissim, Legion for Aimsun เป็นต้น ในส่วนการศึกษาวิจัยนี้ ผู้วิจัยได้นำแบบจำลองมาใช้ในการประเมินระยะเวลาการใช้บริการของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) โดยแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคที่นำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาคือ โปรแกรม “PTV Viswalk”

2.3 การประยุกต์ใช้โปรแกรม PTV Viswalk ในการจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาค

โปรแกรม PTV Viswalk เป็นซอฟต์แวร์แบบจำลองระดับจุลภาคที่ถูกพัฒนาเพื่อใช้จำลองพฤติกรรมสำหรับคนเดินเท้า สามารถจำลองลักษณะการเดินเท้าที่ให้ความสมจริงและมีการประเมินระยะเวลาการใช้บริการรวมถึงการแสดงผลแบบจำลองการเดินทางออกมาในรูป 2 และ 3 มิติ และสามารถนำผลไปบูรณาการร่วมกับ PTV Vissim เพื่อจำลองการจราจรทั้งในด้านการขนส่งและการเดินเท้าไปพร้อมกัน

2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

จากงานวิจัยของ Alexander G. de Barros and Tomber (2007) [1] ได้ประเมินประสิทธิภาพของทางเลือกที่สามารถลดระยะเวลาในการจุดตรวจค้น โดยวิเคราะห์ความล่าช้าด้วยแบบจำลอง Simulation model โดยจำลองเหตุการณ์ไม่ต่อเนื่อง (Discrete event) ในวิเคราะห์ความล่าช้าในการให้บริการจุดตรวจค้นผู้โดยสาร โดยใช้โปรแกรม Arena กรณีศึกษาสนามบิน Seattle tacoma international airport ประเทศสหรัฐอเมริกา จากนโยบายการเพิ่มมาตรการของการรักษาความปลอดภัยส่งผลกระทบต่อจุดตรวจค้นผู้โดยสาร โดยที่แต่ละช่องจุดตรวจค้นสามารถของรับผู้โดยสารได้ 600 คนต่อชั่วโมง หลังจากเพิ่มมาตรฐานรักษาความปลอดภัยแต่ละช่องตรวจค้นสามารถของรับผู้โดยได้ 120 คนต่อชั่วโมง จากเหตุการณ์การโจมตีที่ไม่สามารถคาดเดาได้ (Unpredictable Attack) เหตุการณ์ 9/11 เมื่อปี 2544 ทางท่าอากาศยานไทยก็ได้ตระหนักถึงความปลอดภัยของผู้โดยสาร ลูกเรือผู้ปฏิบัติงานในท่าอากาศยาน และสาธารณชนที่มาใช้บริการ จึงเพิ่มมาตรฐานการรักษาความปลอดภัยท่าอากาศยาน ทั้ง 6 แห่ง (ท่าอากาศยานไทย, 2561)

งานศึกษาวิจัยนี้ได้ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการประเมินทฤษฎีแถวคอยโดยแบบจำลอง เช่น งานวิจัยของ Diane Wilson (2006) [3] ศึกษาจุดตรวจค้นของสนามบินโดยประยุกต์ใช้ทฤษฎีแถวคอย เพื่อจำลอง

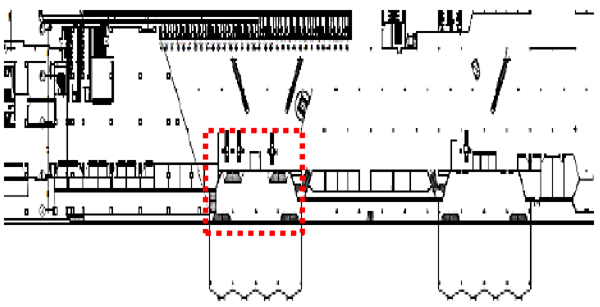
สถานการณ์ของแผนนโยบายใหม่ก่อนนำไปใช้จริงของจุดตรวจค้นและประเมินระยะเวลาการใช้บริการ เวลาในการรอ ความยาวแถวคอย งานวิจัยของ Guizzi, Murino, & Romano (2009) [4] ใช้โปรแกรม Rockwell Arena เพื่อหาจำนวนผู้โดยสารที่รออยู่และระยะเวลาในการรอคิว ในช่วงความหนาแน่นของผู้โดยสาร กับต้นทุนการทำงานที่เกิดขึ้นเพื่อให้เกิดความคุ้มค่าในบริการให้เพียงพอต่อความต้องการ

แบบจำลองการเดินทาง โปรแกรม PTV Viswalk ซึ่งมีการใช้งานแนวโน้มที่เพิ่มสูงขึ้น เป็นแบบจำลองคนเดินเพื่อประเมินค่าประสิทธิภาพของปัจจัยต่าง ๆ อาทิ งานวิจัยของ Sony Sulaksono Wibowo and Fadilah (2018) [5] งานวิจัยการสร้างแบบจำลองในการจัดคิวแถวคอยโดยใช้ Microsimulation โดยโปรแกรม PTV Viswalk ซึ่งการสร้างแบบจำลองการเข้าแถวใช้บริการเคาน์เตอร์เช็คอิน กรณีศึกษาท่าอากาศยานนานาชาติ Lombok Praya เพื่อคาดการณ์จำนวนเคาน์เตอร์เช็คอินผู้โดยสารในอนาคตประมาณ 20 ปี โดยมีเงื่อนไขว่าต้องเป็นการลงทุนด้วยต้นทุนที่ต่ำและคุ้มค่า และงานวิจัยของ วเรศรา วีระวัฒน์ และทักษพร ทองบุญเพียร (2561) [6] ศึกษาผลกระทบจากการเดินทางเชื่อมต่อด้วยระบบขนส่งเสริม ด้วยแบบจำลองสถานการณ์โดยใช้โปรแกรม PTV Vissim/Viswalk เพื่อให้เห็นถึงรายละเอียดขั้นตอนต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นกับผู้โดยสารตลอดการเดินทาง ในการเลือกเดินทางด้วย รถโดยสารปรับอากาศและรถไฟชานเมืองเส้นทางการเดินรถไฟฟ้าช่วงสถานีเตาปูน (สายสีม่วง) – บางซื่อ (สายสีน้ำเงิน)

3. ขั้นตอนการดำเนินวิจัย

3.1 การกำหนดขอบเขตการศึกษา

สำหรับงานวิจัยนี้ได้กำหนดเงื่อนไขไว้ 2 ส่วนคือ 1.ค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงปกติ(ก่อนช่วง Covid-19) 2.ค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงปกติใหม่ (New normal) โดยแบ่งช่วงเป็น 10 สถานการณ์ ดัชนีที่ใช้ในการประเมินประกอบด้วยระยะเวลาในการใช้บริการและระยะเวลาในการคอยในการใช้บริการเฉลี่ย ตามปริมาณผู้โดยสารรายชั่วโมงที่ 50 100 150 200 250 300 350 400 450 และ 500 คน/ชั่วโมง

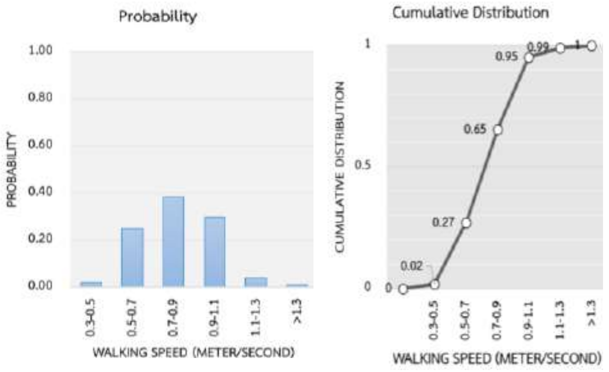


รูปที่ 3 แบบแปลนก่อสร้างภายในอาคารผู้โดยสาร (Auto CAD)

3.2 การสำรวจข้อมูลภาคสนาม

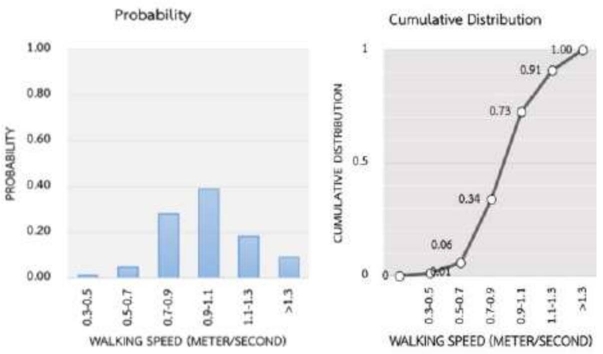
ข้อมูลที่ในการสำรวจข้อมภาคสนาม คือ ลักษณะทางกายภาพ พฤติกรรมของผู้โดยสาร การเข้ามาใช้บริการของผู้โดยสาร และความเร็วในการเดินของผู้โดยสารในสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal)

(1) ความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงเวลาปกติ



รูปที่ 4 การกระจายของความเร็วของผู้โดยสารในสถานการณ์ปกติ

(2) ค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงเวลาปกติใหม่ (New Normal)



รูปที่ 5 การกระจายของความเร็วของผู้โดยสารในสถานการณ์ปกติใหม่

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบความแตกต่าง ความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงเวลาปกติและค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสารช่วงเวลาปกติใหม่ (New Normal)

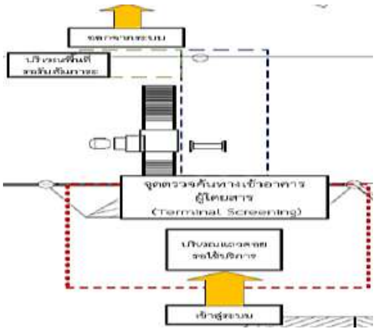
	ค่าเฉลี่ย	ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	t	p
ช่วงเวลาปกติ	0.89	0.77	-3.14*	0.002
ช่วงเวลาปกติใหม่	1.00	0.22		

จากตารางที่ 1 พบว่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงเวลาปกติกับค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสารช่วงเวลาปกติใหม่ (New Normal) แตกต่างกัน อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ .05 และพบว่าค่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสาร ช่วงเวลาปกติใหม่ (New Normal)

3.2.1 ลักษณะทางกายภาพ

โดยในการสำรวจลักษณะทางกายภาพของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) บริเวณประตู 4-5 โดยใช้แบบแปลน

ก่อสร้างภายในอาคารผู้โดยสาร (Auto CAD) ประกอบในการพัฒนาแบบจำลอง ดังรูปที่ 5 และรูปที่ 8

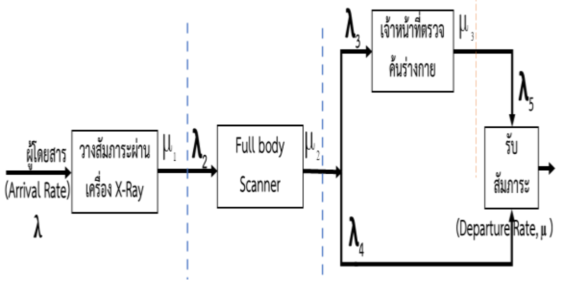


รูปที่ 6 จุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening)

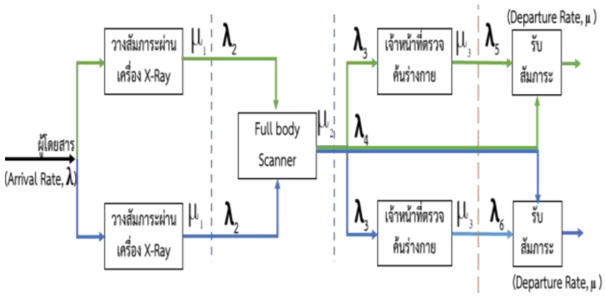
การสำรวจอุปสรรคในการเดินทาง สิ่งหลักที่ต้องสำรวจเก็บข้อมูล คือ เสา ผนังกั้น กำแพง รวมทั้งพื้นที่หวงห้ามเดินเข้าไปจนผ่านกระบวนการต่าง ๆ โดยสำรวจลักษณะ ความกว้าง ความหนา ความสูง และตำแหน่งที่ตั้งของเครื่องX-Ray เครื่องตรวจจับโลหะ (Walk Through Metal detector) และเครื่องตรวจแบบ Full body scanner

3.2.2 พฤติกรรมของผู้โดยสาร

ลักษณะการเข้าแถวคอยรอใช้จุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) โดยสำรวจจำนวนแถวคอยที่รอใช้บริการหรือรูปแบบของแถวคอย ความยาวของแถว การเลือกเข้าแถวคอยของผู้โดยสาร



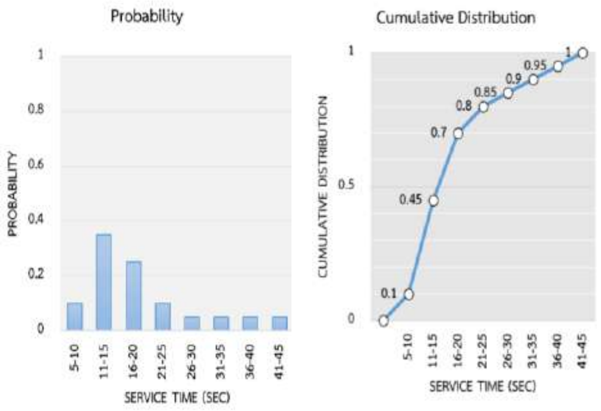
รูปที่ 7 กระบวนการผ่านจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) ทางเข้า4



รูปที่ 8 กระบวนการผ่านจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) ทางเข้า5

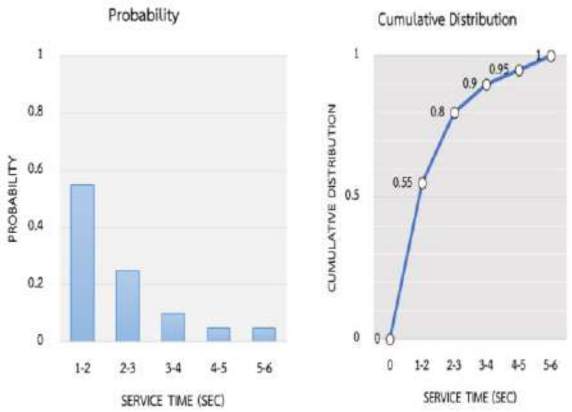
การสำรวจเวลาในการใช้บริการของผู้โดยสาร เป็นการสำรวจเวลาในการใช้บริการจุดตรวจสัมภาระ ซึ่งสำรวจตั้งแต่เวลาเริ่มใช้บริการคือผู้โดยสารเริ่มหยิบถาดวางสัมภาระหรือเริ่มวางสัมภาระลงที่จุด X-Ray จนถึงสิ้นสุดกระบวนการคือ เดินออกจากเจ้าหน้าที่ หน่วยในการสำรวจเป็นหน่วย วินาที โดยแบ่งกระบวนการเป็นแต่ละขั้นตอน ได้แก่

(1) ขั้นตอนจัดเตรียมสัมภาระวางถาด



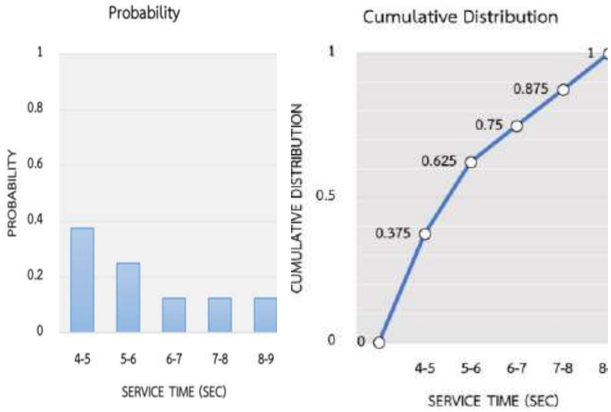
รูปที่ 9 การกระจายของเวลาที่ผู้โดยสารใช้การจัดเตรียมสัมภาระวางถาด

(2) ขั้นตอนผ่านเครื่องตรวจจับโลหะ (Walk Through Metal detector)



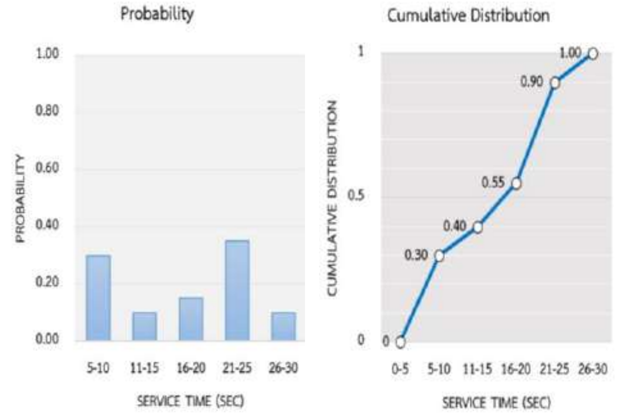
รูปที่ 10 การกระจายของเวลาที่ผู้โดยสารผ่านเครื่องตรวจจับโลหะ

(3) ขั้นตอนตรวจค้นส่วนบุคคล ด้วยเจ้าหน้าที่ตรวจแบบ Full body scanner



รูปที่ 11 การกระจายของเวลาที่ผู้โดยสารใช้เวลาตรวจค้นส่วนบุคคลด้วยเจ้าหน้าที่ตรวจ

(4) ขั้นตอนรับกระเป๋าและสัมภาระจากถาด



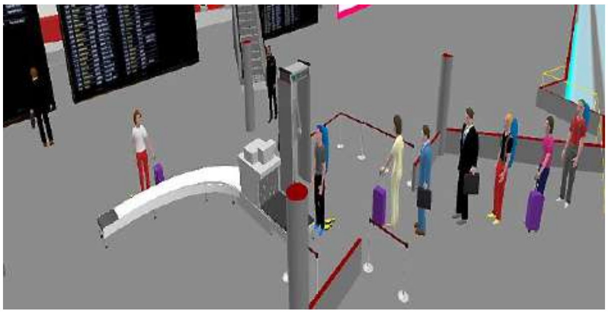
รูปที่ 12 การกระจายของเวลาที่ผู้โดยสารใช้รับกระเป๋าและสัมภาระจากถาด

4. การพัฒนาแบบจำลอง

การดำเนินการของการให้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารนำข้อมูลที่ได้จากการสำรวจข้อมูลภาคสนาม เพื่อพัฒนาแบบจำลองการใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารโดยโปรแกรม PTV Viswalk มีการพัฒนาแบบจำลองโดยนำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ ดังนี้

4.1 การพัฒนาลักษณะทางกายภาพในแบบจำลอง

ลักษณะทางกายภาพในการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของผู้โดยสารสามารถแบ่งได้เป็น 2 ส่วนได้แก่ Areas / Pedestrian Areas (พื้นที่ทางเดินของผู้โดยสาร) นำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจพื้นที่การเดินของคนเดินเท้าบริเวณจุดตรวจค้น เป็นส่วนประกอบสำคัญในการสร้างแบบจำลองการเดินของผู้โดยสาร และ Obstacles (อุปสรรค) เป็นสิ่งกีดขวางในการเดินและพื้นที่หวงห้าม โดยแบบจำลองนำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจอุปสรรคกีดขวางการเดินของผู้โดยสาร



รูปที่ 13 แบบจำลองการจราจรจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร

4.2 การกำหนดพฤติกรรมของผู้โดยสารในแบบจำลอง

ตารางที่ 2 การกำหนดตัวแปรในแบบจำลอง

การกำหนดตัวแปรในแบบจำลอง	คำนิยาม	แสดงค่าในหน่วย
Time Distributions	ระยะเวลาที่ผู้โดยสารใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร	วินาที
Queuing	กำหนดลักษณะการเข้าแถวคอยของพื้นที่คอยเพื่อใช้บริการ เพื่อให้ใกล้เคียงสภาพความเป็นจริง โดยนำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจพื้นที่จัดรูปแบบแถวคอย	-
Pedestrian routes	สัดส่วนในการใช้บริการของเจ้าหน้าที่ตรวจค้นร่างกาย นำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจสัดส่วนของผู้โดยสาร ในการเลือกใช้จุดบริการเจ้าหน้าที่ตรวจค้นร่างกายและไม่ต้องตรวจค้นร่างกาย เพื่อจำลองการเลือกเส้นทางของผู้โดยสาร	เปอร์เซ็นต์
Walking Behavior	คุณลักษณะการเดินของผู้โดยสารมีผลต่อ Social force model ของพฤติกรรมของคนผู้โดยสาร	-
Walking Speed	ความเร็วของการเดินของผู้โดยสาร ความเร็วของการเดินของผู้โดยสารของช่วงปกติ และช่วงปกติใหม่ (New Normal)	เมตร/วินาที

4.3 ประเมินระยะเวลาในการใช้บริการ

การประเมินระยะเวลาในการบริการของจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารภายในประเทศ ท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ โดยประเมินค่าที่ได้จากการประมวลผลแบบจำลองการจราจรสำหรับคนเดิน เพื่อเป็นแนวทางในการแก้ไขปัญหาและสามารถปรับใช้ได้ภายในท่าอากาศยาน

โดยดัชนีที่ใช้ในการประเมินประกอบด้วย ระยะเวลาในแถวคอยและระยะเวลาในการใช้บริการ เพื่อทราบระยะเวลาในการใช้บริการของจุดตรวจค้น ซึ่งข้อมูลที่ได้จากการประเมินด้วยแบบจำลองสามารถเป็น 2 ส่วน

4.3.1 ระยะเวลาในแถวคอย

คือระยะเวลาเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมดในรอรับบริการบริเวณหน้าทางเข้า ก่อนเข้ารับบริการ แสดงค่าในหน่วย วินาที

4.3.2 ระยะเวลาในการใช้บริการ

คือระยะเวลาเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมดที่ใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าผู้โดยสาร ตั้งแต่กระบวนการวางถาดสัมภาระ จนถึงรับสัมภาระเสร็จ กระบวนการออกจากระบบ แสดงค่าในหน่วย วินาที

5. ผลการศึกษา

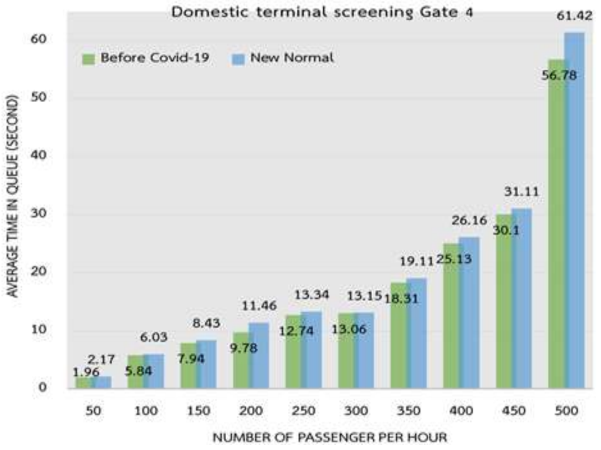
ข้อมูลที่แสดงผลจากการพัฒนาแบบจำลองคนเดินโดยโปรแกรม PTV Viswalk สามารถแสดงผลข้อมูลแบบจำลองการใช้บริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร ทางเข้าที่ 4 และทางเข้า 5 ดังนี้

5.1 ระยะเวลาในแถวคอย

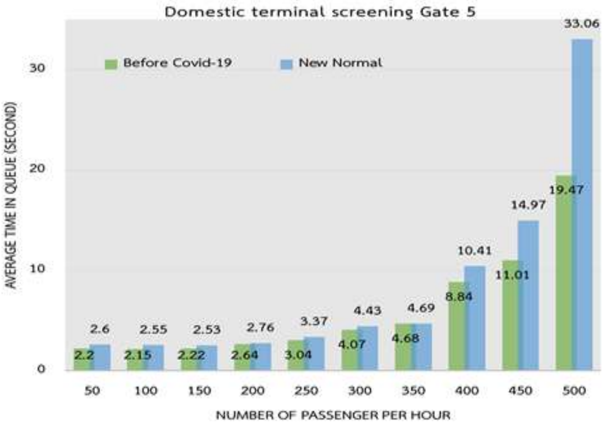
จากผลการเปรียบเทียบระยะเวลาในการคอยในการใช้บริการเฉลี่ย ของแบบจำลองสถานการณ์ปกติ และแบบจำลองสถานการณ์ปกติใหม่ (New Normal) โดยระยะเวลาในการคอยในแถวการบริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร ทางเข้าที่ 4 และทางเข้า 5 ของแบบจำลองสถานการณ์ปกติใหม่ (New Normal) ใช้ระยะเวลาในการรอคอยที่นานกว่าแบบจำลองสถานการณ์ปกติ

จากจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารทางเข้าที่ 4 ใช้ระยะเวลาในแถวคอยเพิ่มขึ้นอยู่ในช่วง 0.69% - 17.18% ดังตารางที่ 3

จากจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารทางเข้าที่ 5 ใช้ระยะเวลาในแถวคอยเพิ่มขึ้นอยู่ในช่วง 0.21% - 69.80% ดังตาราง 4



รูปที่ 14 เปรียบเทียบระยะเวลาในการรอใช้บริการโดยเฉลี่ย ทางเข้า 4



รูปที่ 15 เปรียบเทียบระยะเวลาในการรอใช้บริการโดยเฉลี่ย ทางเข้า 5

ตารางที่ 3 สรุประยะเวลาในการรอใช้บริการเฉลี่ยทางเข้า 4

ปริมาณผู้โดยสารต่อชั่วโมง	ระยะเวลาในการรอใช้บริการเฉลี่ยของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า4 (วินาที)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	ช่วงปกติ	ช่วงปกติใหม่ (New normal)	
50	1.96	2.17	10.71
100	5.84	6.03	3.25
150	7.94	8.43	6.17
200	9.78	11.46	17.18
250	12.74	13.34	4.71
300	13.06	13.15	0.69
350	18.31	19.11	4.37
400	25.13	26.16	4.10
450	30.1	31.11	3.36
500	56.78	61.42	8.17

ตารางที่ 4 สรุประยะเวลาในการรอใช้บริการเฉลี่ยทางเข้า 5

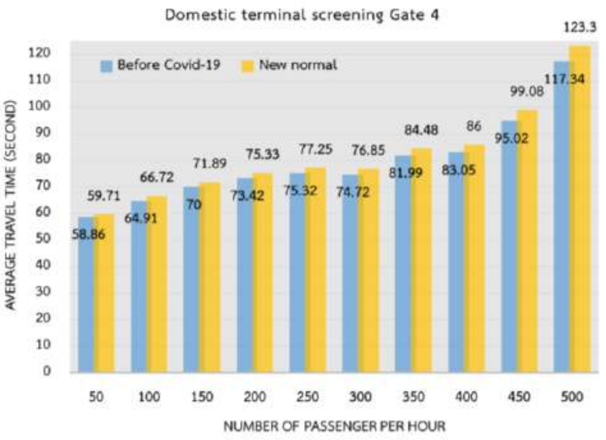
ปริมาณผู้โดยสารต่อชั่วโมง	ระยะเวลาในการรอใช้บริการเฉลี่ยของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า5 (วินาที)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	ช่วงปกติ	ช่วงปกติใหม่ (New normal)	
50	2.2	2.6	18.18
100	2.15	2.55	18.60
150	2.22	2.53	13.96
200	2.64	2.76	4.55
250	3.04	3.37	10.86
300	4.07	4.43	8.85
350	4.68	4.69	0.21
400	8.84	10.41	17.76
450	11.01	14.97	35.97
500	19.47	33.06	69.80

5.2 ระยะเวลาในการใช้บริการ

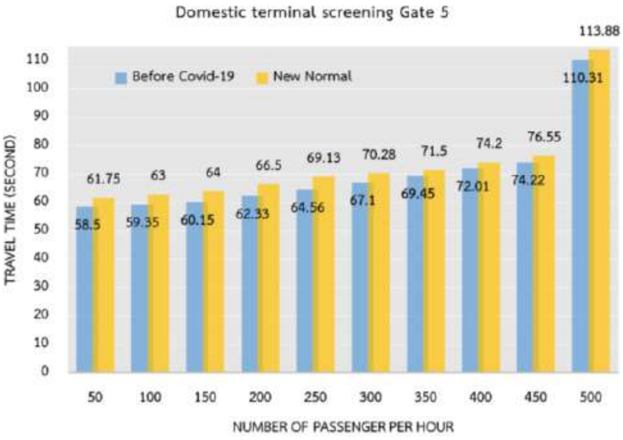
จากผลการเปรียบเทียบระยะเวลาในการใช้บริการทั้งหมด ของแบบจำลองสถานการณ์ปกติ และแบบจำลองสถานการณ์ปกติใหม่ (New Normal) โดยเวลาที่ใช้การบริการจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร ทางเข้าที่ 4 และทางเข้า 5 ของแบบจำลองสถานการณ์ปกติใหม่ (New Normal) ใช้เวลาเพิ่มขึ้นกว่าแบบจำลองสถานการณ์ปกติ

จากจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารทางเข้าที่ 4 ใช้ระยะเวลาในการใช้บริการเวลาเพิ่มขึ้นอยู่ในช่วง 1.44% - 5.08% ดังตารางที่ 5

จากจุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสารทางเข้าที่ 5 ใช้ระยะเวลาในการใช้บริการเวลาเพิ่มขึ้นอยู่ในช่วง 5.56% - 7.08% ดังตารางที่ 6



รูปที่ 16 เปรียบเทียบระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า 4



รูปที่ 17 เปรียบเทียบระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า 5

ตารางที่ 5 ระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า4

ปริมาณผู้โดยสารต่อชั่วโมง	ระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า4 (วินาที)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	ช่วงปกติ	ช่วงปกติใหม่ (New normal)	
50	58.86	59.71	1.44
100	64.91	66.72	2.79
150	70	71.89	2.70
200	73.42	75.33	2.60
250	75.32	77.25	2.56
300	74.72	76.85	2.85
350	81.99	84.48	3.04
400	83.05	86	3.55
450	95.02	99.08	4.27
500	117.34	123.3	5.08

ตารางที่ 6 ระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า5

ปริมาณผู้โดยสารต่อชั่วโมง	ระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ย ของจุดตรวจค้นผู้โดยสาร ทางเข้า5 (วินาที)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	ช่วงปกติ	ช่วงปกติใหม่ (New normal)	
50	58.5	61.75	5.56
100	59.35	63	6.15
150	60.15	64	6.40
200	62.33	66.5	6.69
250	64.56	69.13	7.08
300	67.1	70.28	4.74
350	69.45	71.5	2.95
400	72.01	74.2	3.04
450	74.22	76.55	3.14
500	110.31	113.88	3.24

6. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้ประเมินระยะเวลาการให้บริการและเปรียบเทียบสถานการณ์ช่วงปกติและ สถานการณ์ช่วงปกติใหม่ (New normal) ลักษณะของพฤติกรรมของผู้โดยสารที่เปลี่ยนไป จากลักษณะความเร็วในการเดิน ในช่วงสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ซึ่งเป็นค่าพารามิเตอร์ที่มีความสำคัญที่จะส่งผลต่อระยะเวลาการใช้บริการ พื้นที่ศึกษาในงานวิจัยนี้บริเวณภายในท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่ บริเวณอาคารผู้โดยสารฝั่งผู้โดยสารในประเทศ ที่จุดตรวจค้นทางเข้าอาคารผู้โดยสาร (Terminal Screening) ทางเข้า 4 และทางเข้า 5 โดยอาศัยการสร้างแบบจำลองสถานการณ์ของบริการจุดตรวจค้นด้วยโปรแกรม PTV Viswalk

จากการพัฒนาแบบจำลองการเดินทางของผู้โดยสารจุดตรวจค้นทางเข้าผู้โดยสาร และผลการศึกษาจากการสำรวจข้อมูลภาคสนามพบว่า ความเร็วในการเดินของผู้โดยสารในช่วงเวลาปกติ น้อยกว่าความเร็วในการเดินของผู้โดยสารช่วงเวลาปกติใหม่ (New Normal) ซึ่งจากการทดสอบทางสถิติโดยค่าความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญที่ 25% Significant level และจากสมมติฐานของ Social distancing ที่ให้รักษาระยะห่างกันในแถวคอย ในแบบจำลอง ซึ่งผลที่ได้จากแบบจำลองพบว่า

(1) เมื่อปริมาณผู้โดยสารเพิ่มขึ้น จากแบบจำลองสถานการณ์ ทั้งสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด และระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด เพิ่มขึ้น

(2) ที่จำนวนผู้โดยสารเท่ากัน ระหว่าง 50-500 คนต่อชั่วโมง จากแบบจำลองสถานการณ์ปกติ และสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด และระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด สูงกว่าสำหรับสถานการณ์ปกติใหม่ (New normal) ทั้งทางเข้า 4 (Single Channel, single phase) และทางเข้า 5 (Multi-channel, single phase)

(2.1) ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด

ทางเข้า 4 โดยมีค่าความแตกต่างกัน 0.69% - 17.18% และทางเข้า 5 โดยมีค่าความแตกต่างกัน 0.21% - 69.80%

(2.2) ระยะเวลาในการใช้บริการเฉลี่ยของผู้โดยสารทั้งหมด

ทางเข้า 4 โดยมีค่าความแตกต่างกัน 1.44% - 5.08% และทางเข้า 5 โดยมีค่าความแตกต่างกัน 2.95% - 7.08%

กิตติกรรมประกาศ

ผลงานวิจัยฉบับนี้ทางคณะผู้จัดทำขอขอบพระคุณศูนย์ความเป็นเลิศทางวิศวกรรมขนส่งและเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐาน (Excellence Center in Infrastructure Technology and Transportation Engineering – ExCITE) ที่กรุณาให้คำปรึกษาในการช่วยเหลือในด้านวิชาการ และเอื้อเฟื้อเครื่องมือและอุปกรณ์ในการใช้งานแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค และขอขอบพระคุณภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่และบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ช่วยเหลือด้านดำเนินงานวิจัย และขอขอบคุณ บริษัท ท่าอากาศยานไทย จำกัด (มหาชน) ที่ให้ความอนุเคราะห์เข้าสำรวจและเก็บข้อมูลภายในท่าอากาศยานนานาชาติเชียงใหม่

เอกสารอ้างอิง

[1] Alexander G. de Barros,Tomber (2007). Quantitative Analysis of Passenger and Baggage Security Screening at Airports. Journal of Advanced Transportation, Vol. 41, No. 2, pp. 171-193

[2] ท่าอากาศยานไทย (2561).รายงานประจำปี2561.กรุงเทพมหานคร: บริษัท ท่าอากาศยานไทย จำกัด(มหาชน)

[3] Diane Wilson, E. k. R., S.Annie So (2006). Security checkpoint optimizer(SCO):An application for simulating the operations of airport security checkpoint. Proceeding of the 2006 Winter Simulation Conference.

[4] GUIZZI G., MURINO T., ROMANO E. (2009). A Discrete Event Simulation to model Passenger Flow in the Airport

[5] Sony Sulaksono Wibowo and S. R. Fadilah (2018). Queuing analysis using Viswalk for check-in counter:Case study Lombok Praya International Airport. The 1st International Symposium on Transportation Studies for Developing Countries (ISTSDC 2017) Volume 181.

[6] วเรศรา วีระวัฒน์ และ ทักษพร ทองบุญเพียร.(2561). "การศึกษารูปแบบการเดินทางด้วยระบบขนส่งเสริมสาหรับสถานีรถไฟฟ้าเตาปูน." วารสารวิชาการเทคโนโลยีอุตสาหกรรม ปี ที่ 14 ฉบับที่ 1
.

การพัฒนาแบบจำลองอุปสงค์และการจราจรของลิฟต์โดยสาร ในบริบทโลจิสติกส์โรงพยาบาล

Elevator Passenger Traffic and Demand Model Development in the Hospital Logistics Context

นเรศ อินทรกำแหง ณ ราชสีมา1,* เกรียงไกร อรุโณทยานันท์2,* และ อรรถวิทย์ อุปโยคิน3

1 บัณฑิตศึกษา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

2,3 ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: sogood_@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ภายใต้การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างประชากรสู่สังคมผู้สูงอายุ กอปรกับระบบหลักประกันสุขภาพถ้วนหน้า ประเทศไทยกำลังเผชิญวิกฤติปัญหาความแออัดและการจัดการโลจิสติกส์โรงพยาบาลจากปริมาณผู้ป่วยและผู้ใช้บริการสุขภาพที่เพิ่มสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ส่งผลกระทบต่อระดับการให้บริการสุขภาพของโรงพยาบาล งานวิจัยนี้จึงมีเป้าหมายเพื่อหาแนวทางบรรเทาปัญหาโลจิสติกส์โรงพยาบาล มุ่งเน้นการสัญจรภายในอาคารโรงพยาบาลด้วยลิฟต์โดยสาร โดยได้พัฒนาแบบจำลองการจราจรของลิฟต์โดยสารด้วยโปรแกรม ARENA ภายใต้ทฤษฎีแถวคอยและการจำลองสถานการณ์ อาศัยข้อมูลสำรวจผู้ใช้บริการลิฟต์โดยสารจำนวน 6 ตัว ของอาคารศรีพัฒน์ ขนาด 15 ชั้น ภายในโรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ ผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบแบบจำลองรูปแบบการให้บริการ 3 รูปแบบ คือ แบบอิสระให้ลิฟต์จอดได้ทุกชั้น แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และเลขคี่ และแบบแบ่งตามระดับความสูงของชั้น พบว่า การจัดสรรลิฟต์แบบแบ่งตามระดับความสูงชั้น เป็นรูปแบบที่เพิ่มประสิทธิภาพการให บริการดีที่สุด โดยรองรับผู้ใช้บริการในระบบได้สูงถึง 338 คน/นาที ใช้ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยน้อยที่สุด (1.85 นาที) และระยะเวลาในระบบเฉลี่ยน้อยที่สุด (5.94 นาที)

คำสำคัญ: ลิฟต์โดยสาร, โลจิสติกส์โรงพยาบาล, การจำลองสถานการณ์, การวิเคราะห์การจราจรของลิฟต์, ทฤษฎีแถวคอย

Abstract

Under an inevitable aging population structure embraced with a successfully implemented Universal Health Coverage (UHC) system, Thailand is currently one of the few developing countries experiencing a rapidly growing number of patients and health service users. Hospital overcrowding has now become a common scenario that makes hospitals, especially the public ones, encounter with various logistical problems. This research therefore aims to find a way to alleviate of the hospital logistical problems, in-building flows of people. In this study, passenger elevator traffic model was developed using the ARENA program under the queue theory and simulation, of which the models are developed based on the travel and activity data collected from passengers of 6 elevators in the 15-storey Sriphat Building, Maharaj Nakorn Chiang Mai Hospital, Chiang Mai. The results of the comparative analysis of the three-service model The results of the comparative analysis of the three service model are independent models, can be lifted on all floors, classified by even - odd numbers model and divided according to the level of the floor, found that the allocation of elevators divided by level of the floor Is the format that provides the best service efficiency The system can support up to 338 users, using the least average queue time (1.85 minutes) and the least average system time (5.94 minutes).

Keywords: Passenger Elevator, Hospital Logistics, Simulation, Elevator Traffic Analysis, Queuing Theory

1. คำนำ

ปัญหาสุขภาพหรือโรคภัยไข้เจ็บสามารถเกิดขึ้นได้กับคนทุกเพศทุกวัย โรงพยาบาลจึงมีบทบาทสำคัญในการให้บริการสุขภาพ แต่ในสถานการณ์ปัจจุบันด้วยการดำเนินโครงการหลักประกันสุขภาพถ้วนหน้า [1] การเปลี่ยนแปลงโครงสร้างประชากรสู่สังคมผู้สูงอายุ [2] ส่งผลให้ปริมาณผู้ป่วยและผู้มาใช้บริการสุขภาพของประเทศไทยมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้น ก่อให้เกิดการให้บริการสุขภาพที่ล่าช้าและขาดประสิทธิภาพ ความปลอดภัยในการรักษาพยาบาลผู้ป่วยจึงถือเป็นเป้าหมายสำคัญที่ไทยและประชาคมโลก

ตระหนัก ทั้งการลดความแออัดของผู้ใช้บริการ ลดค่าใช้จ่าย เพิ่มประสิทธิภาพการให้บริการประชาชนอย่างรวดเร็ว การขนส่งภายในโรงพยาบาลนับเป็นสิ่งหนึ่งที่สำคัญต่อคุณภาพการให้บริการสุขภาพเป็นอย่างมาก ไม่ว่าจะเป็นการขนส่งผู้ป่วย บุคลากรทางการแพทย์ หรือวัสดุอุปกรณ์ ล้วนมีความสำคัญต่อกระบวนการรักษาทั้งสิ้น ดังนั้นการบริหารจัดการสภาพการไหลของจราจรภายในโรงพยาบาลย่อมสามารถส่งเสริมการให้บริการสุขภาพได้อย่างมีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น

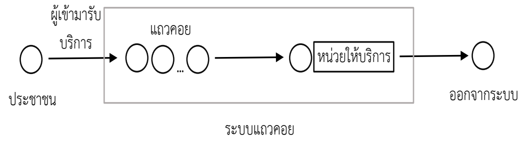
อาคารศรีพัฒน์ขนาด 15 ชั้น ภายในโรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ซึ่งเป็นกรณีศึกษาในงานวิจัยนี้ เป็นโรงพยาบาลขนาดใหญ่ มีผู้มารับบริการรักษาจำนวนมากในแต่ละวัน ทำให้เกิดปัญหาความแออัดจากการมาใช้บริการสุขภาพ ในขณะที่การขนส่งลิฟต์ภายในอาคารศรีพัฒน์มีจำนวนที่ให้บริการได้ 6 ตัวซึ่งเป็นการขนส่งหลัก ความสามารถในการให้บริการขนส่งมีอยู่อย่างจำกัดในปัจจุบัน ทำให้เกิดปัญหาการรอคอยการใช้ลิฟต์ ซึ่งพบมากที่สุดในช่วงเวลา 07:00 น. – 11:00 น. โดยเกิดแถวคอยการรอใช้บริการลิฟต์บริเวณชั้น 1 ส่งผลกระทบต่อการให้บริการสุขภาพล่าช้าตามลำดับ เป็นปัญหาต่อคุณภาพการให้บริการสุขภาพและปัญหาดังกล่าวมีแนวโน้มรุนแรงมากขึ้นเนื่องจากผู้มาใช้บริการจะเพิ่มขึ้นในอนาคต

จากปัญหาความล่าช้าที่เกิดจากการรอลิฟต์ กรณีศึกษาอาคารศรีพัฒน์ ทางผู้จัดทำจึงมุ่งเน้นการเพิ่มประสิทธิภาพการให้บริการ โดยการศึกษาหาแนวทางในการปรับปรุงการทำงาน และพัฒนาแบบจำลองแนวทางการดำเนินงานโดยใช้โปรแกรม ARENA จำลองรูปแบบสถานการณ์ เพื่อจัดการจราจรของลิฟต์โดยสาร 3 รูปแบบ คือ การจัดสรรการจราจรลิฟต์โดยสารแบบอิสระซึ่งลิฟต์สามารถจอดได้ทุกชั้น การจัดสรรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่ และการจัดสรรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นระดับความสูง โดยมีการเปรียบเทียบผลการทดลองในแบบจำลองเสมือนจริงที่สร้างขึ้นเพื่อคัดเลือกรูปแบบการจัดสรรลิฟต์ที่สามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการใหบริการได้ดีที่สุด

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีแถวคอย (Queuing Theory)

แถวคอยเกิดขึ้นเมื่อความต้องการรับบริการมีมากกว่าความสามารถในการให้บริการ ดังแสดงในรูปที่ 1 ทฤษฎีแถวคอยจึงเป็นทฤษฎีที่เข้ามาช่วยในการวางแผนและตัดสินใจว่าจะให้บริการ ณ ระดับใดจึงจะเหมาะสมและดีที่สุดสำหรับหน่วยรับบริการและหน่วยบริการ ตัวแบบเชิงปริมาณที่ใช้วิเคราะห์ปัญหาแถวคอยนั้นมีมากมายขึ้นอยู่กับลักษณะของระบบแถวคอยที่กำลังทำการศึกษา โดยระบบแถวคอยทุกระบบจะมีโครงสร้างเหมือนกัน 3 ส่วนคือ ผู้รับบริการ รูปแบบของระบบบริการ และหน่วยให้บริการ [3]



รูปที่ 1 ระบบแถวคอย

2.1.1 ลักษณะของผู้รับบริการ

จำนวนประชากร (population) คือจำนวนผู้มารับบริการภายในระบบ กรณีที่มีผู้เข้ามารับบริการจำนวนมากจะเรียกว่าไม่จำกัด แต่หากเป็นระบบแถวคอยที่มีผู้รับบริการน้อยจะเรียกว่าจำกัด โดยในงานวิจัยนี้ผู้เข้ามารับบริการเป็นแบบไม่จำกัด

มี 2 ลักษณะการเข้ามารับบริการการ คือ เข้ามารับบริการคืออัตราคงที่ ผู้รับบริการเคลื่อนที่เข้ามารับบริการในอัตราคงที่สม่ำเสมอ และการเข้ามารับบริการในแบบสุ่ม ผู้รับบริการเคลื่อนที่เข้ามารับบริการไม่แน่นอน ไม่สม่ำเสมอ ไม่สามารถทราบล่วงหน้าและผู้รับบริการมีความเป็นอิสระต่อกัน ซึ่งสามารถแก้ปัญหาโดยการใช้ค่าเฉลี่ยการเข้ามารับบริการ ทั้งนี้ต้องศึกษาการแจกแจงความน่าจะเป็นการเข้ามารับบริการว่าเป็นแบบใดในโดยงานวิจัยนี้มีการเข้ามารับบริการในแบบสุ่ม แจกแจงแบบเอ็กซ์โพแนลเชียล (Exponantial)

2.1.2 ลักษณะของระบบแถวคอย

ระบบแถวคอยแบบหลายช่องทาง – ขั้นตอนเดียว (multiple-channel-single-phase system) คือแถวคอยที่มีหลายหน่วยบริการและขั้นตอนการบริการเดียว และระเบียบการให้บริการเป็นแบบFirst Come First Serve (FCFS) ผู้รับบริการที่มาถึงก่อนจะได้รับบริการก่อน

2.1.3 ลักษณะของหน่วยบริการ

มี 2 ลักษณะลักษณะของหน่วยบริการ ได้แก่ อัตราการให้บริการแบบคงที่ คือ ระยะเวลาที่ให้บริการลูกค้าใช้เวลาเท่ากันเสมอทุก ๆ ครั้ง และอัตราการให้บริการแบบสุ่ม คือ การให้บริการลูกค้าโดยใช้เวลามากน้อยแตกต่างกันซึ่งสามารถแก้ปัญหาโดยการใช้ค่าเฉลี่ยการให้บริการโดยงานวิจัยนี้มีลักษณะอัตราการให้บริการแบบสุ่ม

2.1.4 ตัวแบบแถวคอย

ในการอธิบายแถวคอยให้กระชับและเข้าใจง่าย มีการใช้ตัวอักษรและตัวเลขคั่นด้วยสัญลักษณ์ "/" ซึ่งตัวแบบเบื้องต้นที่อธิบายในบทความนี้ประกอบด้วย 3 ส่วนหลักที่ต้องมีอยู่ในทุกตัวแบบแถวคอย คือ A/B/s

ตำแหน่ง A คือ การแจกแจงอัตราการมารับบริการ

ตำแหน่ง B คือ การแจกแจงอัตราการให้บริการ

ตำแหน่ง s คือ จำนวนหน่วยของผู้ให้บริการ

โดย A และ B สามารถแทนด้วยอักษรอย่างใดอย่างหนึ่ง ได้แก่ M หมายถึง การแจกแจงแบบปัวซง (Poisson) กรณีที่แทนค่าจำนวนต่อหน่วยเวลา หรือ การแจกแจงแบบเอ็กซ์โพแนลเชียล (Exponantial) กรณีที่ข้อมูลเป็นเวลาแทนด้วย D หมายถึงค่าคงที่และแทนด้วย G หมายถึงการแจกแจงโดยทั่วไป ซึ่งการวิเคราะห์ตัวแบบแถวคอยพื้นฐานมี 4 ตัวแบบคือ M/M/1, M/M/S, M/G/1 และ M/D/1 โดยงานวิจัยนี้ใช้ตัวแบบ M/M/S ซึ่งมีลักษณะหน่วยให้บริการคือลิฟต์มากกว่า 1 บริการขั้นตอนเดียวคือการโดยสารลิฟต์ มีเวลาให้บริการเป็นแบบสุ่มแจกแจงแบบเอกซ์โพเนนเชียล

2.2 ทฤษฎีการจำลองสถานการณ์ (Simulation)

การจำลองสถานการณ์ (Simulation) เป็นกระบวนการจำลอง (Model) ของระบบทำงานจริง (Real system) แล้วดำเนินการใช้

โปรแกรมนั้นเพื่อการเรียนรู้พฤติกรรมของระบบงานจริงภายใต้ข้อกำหนดต่าง ๆ ที่วางไว้เพื่อประเมินผลการดำเนินงานระบบและวิเคราะห์ผลลัพธ์ที่ได้จากการทดลองก่อนนำไปใช้ แก้ปัญหาในสถานการณ์จริงต่อไป [4]

ปัจจุบันการจำลองแบบปัญหาด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เป็นที่นิยมอย่างมาก ทั้งการออกแบบและพัฒนาระบบงาน ซึ่งในงานวิจัยครั้งนี้เลือกใช้โปรแกรม Arena มาใช้ในการจำลองสถานการณ์ เนื่องจากเป็นเครื่องมือตัวหนึ่งที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายสำหรับสร้างแบบจำลองและดำเนินการทดลองไปกับตัวแบบจำลองโดยตัวแบบจำลองจะถูกทดสอบความคิดในคอมพิวเตอร์ เพื่อศึกษาพฤติกรรมของระบบ และนำไปสู่แนวทางในการวิเคราะห์ปรับปรุงระบบให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น ตัวโปรแกรมสามารถวิเคราะห์กระบวนการต่าง ๆ ได้เช่น ระบบแถวคอยของกระบวนการผลิต ทำให้การวิเคราะห์ข้อมูลมีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้น นอกจากนี้โปรแกรม Arena ยังสามารถสร้างภาพเคลื่อนไหวเสมือนจริงของระบบไว้บนจอคอมพิวเตอร์ได้ ตัวอย่างเช่น ทรัพยากรต่าง ๆ ที่ถูกสร้างในโปรแกรม Arena สามารถแสดงอยู่ในภาพเคลื่อนไหวได้ เช่น ผู้ใช้บริการ เครื่องจักร อุปกรณ์ลำเลียง โดยแต่ละรูปสามารถแสดงสถานภาพของทรัพยากรได้ด้วย เช่น ว่างงาน ทำงาน หยุดงาน เป็นต้น ทำให้ระบบจำลองสถานการณ์นั้นเข้าใจได้มากขึ้น

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

นลินา องคสิงห [5] ได้พัฒนาโปรแกรมเพื่อช่วยจำลองสถานการณในการออกแบบการจัดกลุ่มลิฟต์ภายในอาคาร กรณีศึกษาอาคารสำนักงานให้เช่า ด้วยโปรแกรม Vissual Basic โดยแยกโซน (Zone) ลิฟต์ตามความเร็วลิฟต์ซึ่งแบ่งช่วงอาคารออกเป็น 3 โซน คือ Low Zone, Medium Zone และ High Zone เพื่อให้ระยะเวลารอคอยไม่เกิน 35 วินาที ตัวโปรแกรมสามารถกำหนดจำนวนและขนาดลิฟต์ในแต่ละกลุ่มโซนภายในอาคารให้เหมาะสมแล้วแสดงผลการประมวลออกมาเป็นระยะเวลารอคอยลิฟต์ เพื่อช่วยสร้างแนวคิดหรือทางเลือกให้ผู้ออกแบบอาคารสามารถนำไปใช้จัดกลุ่มลิฟตในแต่ละโซนก่อนการก่อสร้างจริง

Al-Sharif et al. [6] ได้วิเคราะห์ความยาวของแถวคอยและเวลารอเฉลี่ยสำหรับระบบการจราจรในลิฟต์โดยใช้ทฤษฎีแถวคอย แบบจำลองสถานการณ์สำหรับระบบการจราจรลิฟต์ถูกสร้างขึ้นโดยใช้โปรแกรม SimEvents ภายใน Simulink เพื่อค้นหาเวลารอของผู้รับบริการโดยเฉลี่ยและความยาวแถวคอยของผู้รับบริการเฉลี่ยสำหรับระยะเวลาการจำลอง 900 วินาที

Horejsi et al. [7] สร้างแบบจำลองโดยโปรแกรม Arena ของลิฟต์จำนวน 1 ตัวภายในอาคารสำนักงานแมนเชสเตอร์ สหราชอาณาจักร 4 ชั้น เพื่อตรวจสอบประสิทธิภาพของการให้บริการลิฟต์แล้วเสนอนโยบายเพื่อลดเวลารอคอยลิฟต์โดยเฉลี่ย และเวลาเฉลี่ยของระบบ โดยมี 3 นโยบายหลัก คือ การกำหนดให้ลิฟต์เคลื่อนที่ขึ้นลงตลอดเวลา การกำหนดให้ลิฟต์จอดที่ชั้นสี่เมื่อไม่มีการเรียกลิฟต์ และการกำหนดให้ลิฟต์จอดที่ชั้นหนึ่งเมื่อไม่มีการเรียกลิฟต์ ซึ่งผลลัพธ์ของนโยบายที่สามให้ค่าเวลาที่ดีที่สุด แล้วเสนอต่อว่าการตัดสินใจเลือกนโยบายลิฟต์ควรเลือกตามลักษณะผู้ใช้บริการและชนิดของอาคารที่ใช้ลิฟต์นั้น ๆ

Ahmad et al. [8] บทความนี้มุ่งเน้นไปที่การสร้างแบบจำลองและทดสอบนโยบายการพัฒนาประสิทธิภาพการให้บริการลิฟต์ เพื่อให้ระบบลิฟต์มีประสิทธิภาพและแก้ไขข้อจำกัด โดยใช้โปรแกรม Witness จำลองสถานการณ์ที่สามารถแสดงผลภาพออกมาเป็น 3 มิติและมีการเคลื่อนไหวง่ายต่อการเห็นการมีปฏิสัมพันธ์กันของระบบ แล้วทดสอบนโยบายการเรียกลิฟต์สองแบบ โดยอ้างอิงถึงลิฟต์หนึ่งตัวที่ให้บริการอาคารสำนักงานห้าชั้น นโยบายการเรียกลิฟต์ทั้งคู่ถูกจำลองและเปรียบเทียบผลลัพธ์กันเพื่อหานโยบายที่แก้ปัญหาดีที่สุด

Cortés et al. [9] เสนอแบบจำลองลิฟต์โดยขั้นตอนวิธีเชิงพันธุกรรมเพื่อควบคุมกลุ่มลิฟต์ในอาคาร แล้วถูกนำมาเปรียบเทียบกับ อัลกอริธึมควบคุมสากลในงานอุตสาหกรรมและการสร้างแบบจำลองสถานการณ์โดยใช้โปรแกรม Arena ในช่วงที่มีการจราจรหนาแน่น ผลลัพธ์การเปรียบเทียบระยะเวลารอคอยโดยใช้ขั้นตอนวิธีเชิงพันธุกรรมพบว่ามีประสิทธิภาพดีมากกว่าอัลกอริทึมสองแบบดั้งเดิม

จากการศึกษาการสร้างแบบจำลองลิฟต์โดยใช้วิธีที่หลากหลายดังแสดงในเอกสารงานวิจัยข้างต้น ผู้จัดทำเลือกใช้โปรแกรม Arena ในการจำลองสถานการณ์ เนื่องจากเป็นเครื่องมือที่นิยมใช้งานกันอย่างแพร่หลาย มีความเรียบง่าย สะดวกในการสร้างแบบจำลองแต่สามารถจำลองสถานการณ์ที่ซับซ้อนได้ สามารถสร้างภาพเคลื่อนไหวเสมือนจริงของระบบไว้บนจอคอมพิวเตอร์

3. การสำรวจและพัฒนาแบบจำลอง

วิธีการดำเนินงานวิจัยประกอบด้วย 4 ขั้นตอนได้แก่ (1) การระบุปัญหาและวัตถุประสงค์งานวิจัย (2) สำรวจรวบรวมข้อมูลภาคสนาม (3) การพัฒนาแบบจำลองด้วยโปรแกรม ARENA (4) ตรวจสอบความถูกต้องของตัวแบบจำลอง (Verified) (5) การออกแบบรูปแบบการจราจรลิฟต์โดยสาร (6) การประเมินผล โดยมีการอธิบายรายละเอียดแต่ละหัวข้อ ดังนี้

3.1 การระบุปัญหาและวัตถุประสงค์งานวิจัย

การระบุปัญหางานวิจัย เริ่มจากการสำรวจสภาพปัญหาและระบุวัตถุประสงค์ในการวางแผนการปรับปรุงคุณภาพการให้บริการลิฟต์ และกำหนดขอบเขตการศึกษา พบปัญหาความล่าช้าจากการให้บริการลิฟต์อันเนื่องมาจากมีผู้ใช้บริการจำนวนมากโดยเฉพาะช่วงเวลา 07:00 น. – 11:00 น. พบว่าเป็นช่วงเวลาการใช้บริการลิฟต์ขาขึ้นมากที่สุด โดยลิฟต์ที่มีอยู่ให้บริการได้ต่ำกว่าผู้มาใช้บริการ ส่งผลให้เกิดแถวคอยบริเวณหน้าลิฟต์ความแออัดในบริเวณดังกล่าว อีกทั้งบุคลากรทางการแพทย์ที่กำลังขึ้นไปปฏิบัติหน้าที่ก็ไม่สามารถขึ้นไปบนอาคารได้ ส่งผลให้การให้บริการสุขภาพเกิดความล่าช้า เพื่อให้การให้บริการลิฟต์ที่มีในปัจจุบันสามารถเพิ่มประสิทธิภาพการขนส่งมากยิ่งขึ้น โครงการวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นการศึกษาเพื่อหาแนวทางจัดสรรลิฟต์ให้ได้ระยะเวลาการรอคอยลิฟต์และความยาวแถวคอยที่น้อยที่สุด

3.2 สำรวจและรวบรวมข้อมูลภาคสนาม

3.2.1 ลักษณะทางกายภาพของลิฟต์

จากการสำรวจประกอบด้วย (1) ความจุของลิฟต์ (2) จำนวนลิฟต์

3.2.2 ข้อมูลการจราจรผู้ใช้บริการ

ประกอบด้วย (1) ปริมาณผู้เข้ามาใช้บริการ (2) ระยะเวลาในแถวคอยที่จุดให้บริการบริเวณหน้าลิฟต์ หรือโถงทางเข้าบริเวณชั้น 1 (3) เวลาที่ใช้ในการรอรับบริการ (4) อัตราส่วนการเดินทางจากชั้น 1 ไปยังแต่ละชั้น

3.3 การพัฒนาแบบจำลองด้วยโปรแกรม ARENA

สำหรับการวิเคราะห์รูปแบบการจราจรลิฟต์ ภายในอาคารศรีพัฒน์ ศูนย์ศรีพัฒน์ การพัฒนาแบบจำลองจะใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค โดยใช้โปรแกรม Arena ในการวิเคราะห์ มีวัตถุประสงค์เพื่อที่จะนำข้อมูลที่ได้จากภาคสนามมา สร้างเป็นสถานการณ์เสมือนจริง โดยการสร้างแบบจำลองการใช้บริการลิฟต์ จะต้องนำเข้าข้อมูลที่ได้จากการสำรวจภายในอาคารศรีพัฒน์ ซึ่งข้อมูลนำเข้ามีรายละเอียด ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 1 ข้อมูลนำเข้าโปรแกรม

ลักษณะข้อมูล	รายการ	ข้อมูลนำเข้า	หน่วย
ลักษณะทางกายภาพของลิฟต์	จำนวนลิฟต์	6	ตัว
	ความจุลิฟต์	8	คน
ข้อมูลการจราจรผู้ใช้บริการ	ปริมาณผู้เข้ามาใช้บริการ	Expo (0.8)	นาที
	ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ย	4.7	นาที
	เวลาที่ใช้รอรับบริการ	Triangular (0.5, 3, 9)	นาที
	อัตราส่วนการเดินทางไปชั้นต่าง ๆ	7.14	%

จากการเก็บข้อมูลด้วยกล้องวงจรปิดพบว่าจำนวนผู้โดยสารไปยังชั้นต่าง ๆ มีปริมาณใกล้เคียงกัน และบางชั้นมีปริมาณเท่ากัน เนื่องจากอาคารศรีพัฒน์ได้วางผังของหน่วยงานให้บริการโดยคำนึงถึงปริมาณผู้ใช้บริการให้มีการกระจายตัวเท่า ๆ กันในแต่ละชั้นของอาคาร งานวิจัยนี้จึงกำหนดให้อัตราส่วนการเดินทางไปชั้นต่าง ๆ เท่ากันทุกชั้น

3.4 ตรวจสอบความถูกต้องของตัวแบบจำลอง (Verified)

ในขั้นตอนนี้จะทำการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทางคอมพิวเตอร์โดยทำการทดสอบกลไกการไหลของ Entity โดยในงานวิจัยนี้คือผู้ใช้บริการลิฟต์ ว่าโปรแกรมที่สร้างนั้นสามารถทำงานได้หรือไม่

3.5 การออกแบบรูปแบบการจราจรลิฟต์โดยสาร

3.5.1 การจราจรลิฟต์แบบอิสระ

เป็นรูปแบบของการจราจรลิฟต์แบบดั้งเดิมก่อนที่หน่วยอาคารสถานที่และซ่อมบำรุง ศูนย์ศรีพัฒน์ โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่จะกำหนดนโยบายมาแก้ปัญหา โดยเป็นลักษณะการจราจรของลิฟต์ทั่วไป ที่ผู้โดยสารสามารถลงจากลิฟต์ได้ทุกชั้น

3.5.2 การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่

ในสถานการณ์ปัจจุบันทางหน่วยอาคารสถานที่และซ่อมบำรุงศูนย์ศรีพัฒน์ โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ได้แก้ปัญหาความล่าช้าของการให้บริการลิฟต์เบื้องต้นโดยกำหนดเป็นนโยบายให้ลิฟต์จอดชั้นคู่ในลิฟต์หมายเลข 1 และ 2 กำหนดให้ลิฟต์จอดทุกชั้นในลิฟต์หมายเลข 3 และ 4 กำหนดให้ลิฟต์จอดชั้นคี่ในลิฟต์หมายเลข 5 และ 6 เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าวแต่ยังคงพบปัญหาความล่าช้าอยู่

3.5.3 การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามระดับความสูง

รูปแบบการจราจรดังกล่าวแบ่งชั้นภายในอาคารเป็น 3 โซน โดยกำหนดให้ชั้น 2 – 6 เป็นโซนที่มีระดับความสูงต่ำ ชั้น 7 – 11 เป็นโซนที่มีระดับความสูงปานกลาง และชั้น 12 – 15 เป็นโซนที่มีระดับความสูงสูง และกำหนดให้ลิฟต์รับผิดชอบโซนละ 2 ตัว

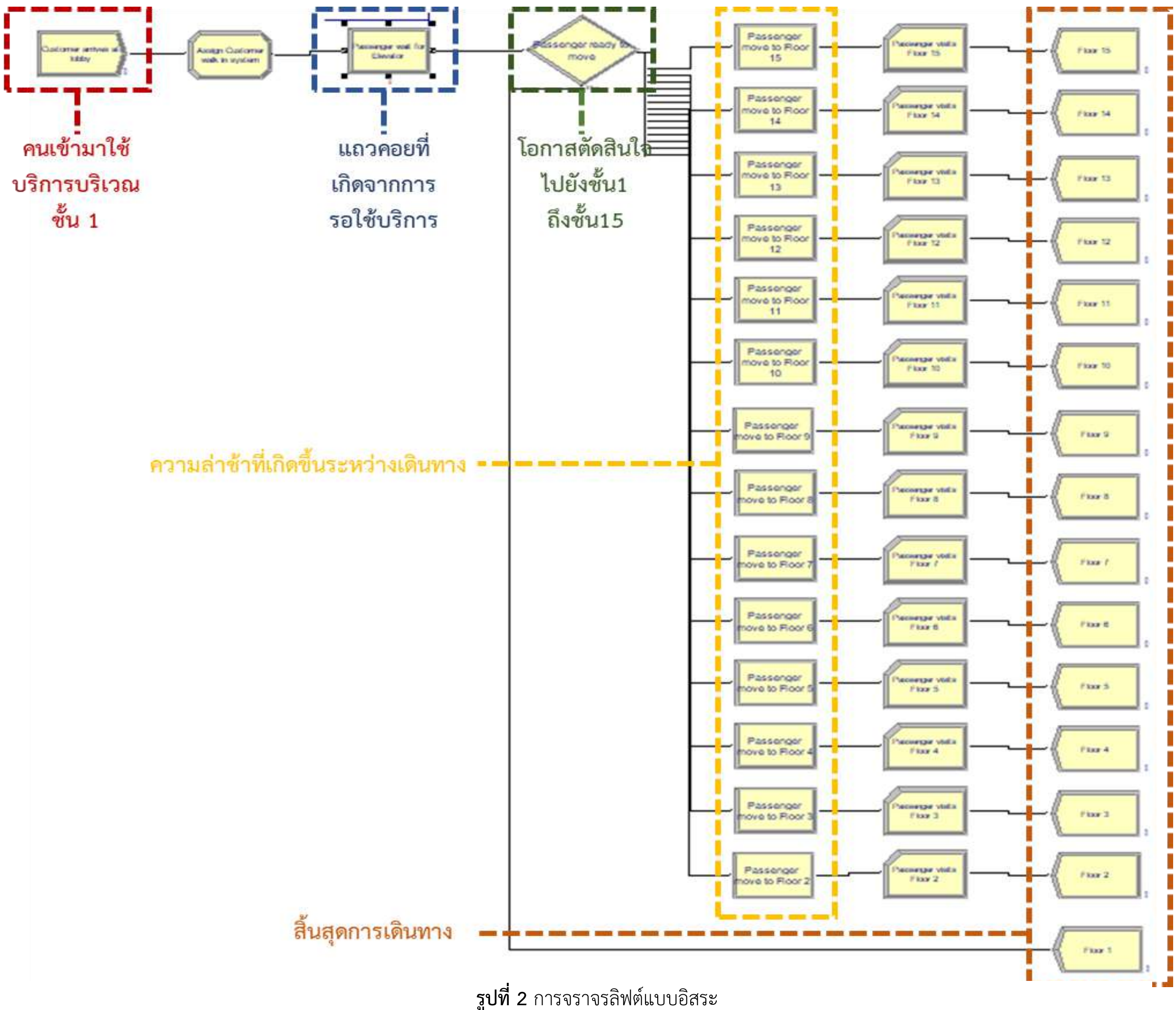
3.6 การประเมินผล

ข้อมูลที่ได้จากการแบบจำลองการจราจรสำหรับคนเดินด้วยโปรแกรม Arena สามารถแสดงผลข้อมูลออกมาเป็นการประเมินการให้บริการระบบการให้บริการลิฟต์ผ่านทางตัวชี้วัดต่าง ๆ เช่น จำนวนผู้ใช้บริการในระบบ ระยะเวลารอคอยการใช้บริการ ระยะเวลาที่ใช้บริการทั้งหมด และสามารถแสดงผลประสิทธิภาพของแบบจำลองทางเลือกของนโยบายต่าง ๆ มาวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิภาพการให้บริการว่ารูปแบบทางเลือกใดมีความเหมาะสม มีประสิทธิภาพสูงสุด เพื่อเป็นแนวทางในการแก้ไขปัญหา

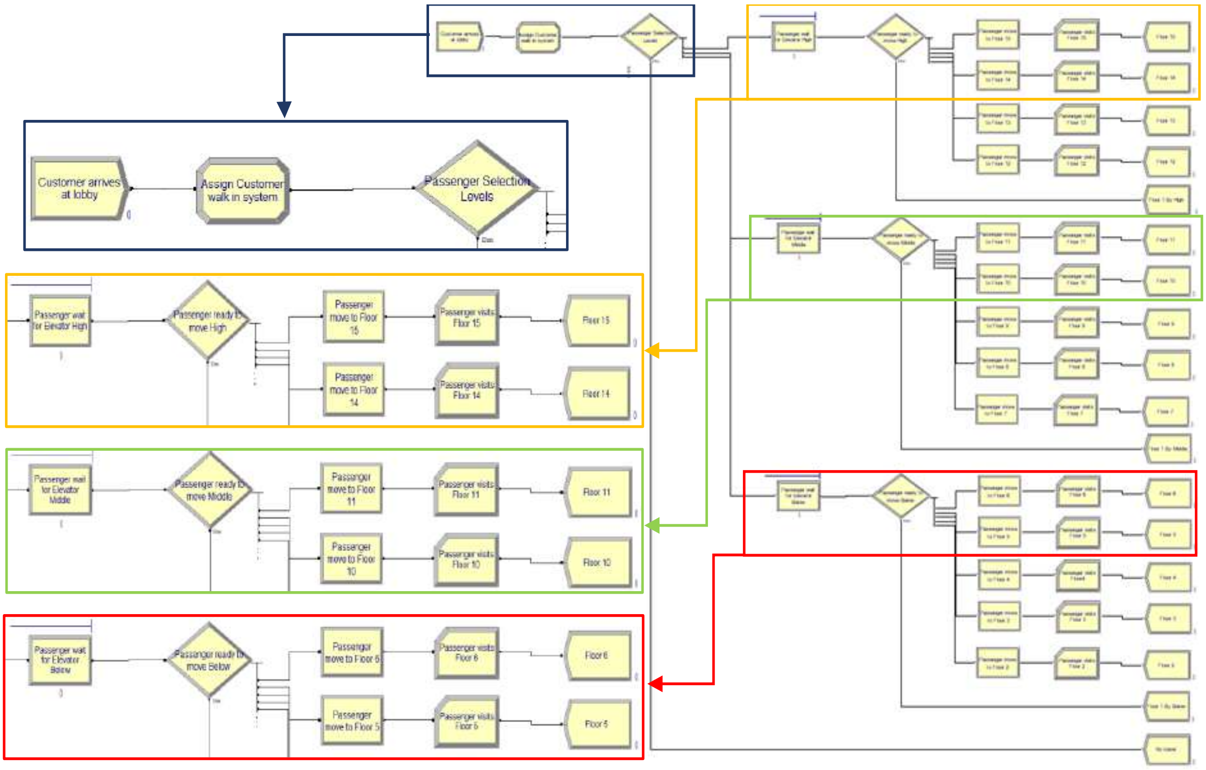
4. ผลการทดลอง

แบบจำลองสถานการณ์แนวทางการดำเนินงานต่าง ๆ โดยใช้โปรแกรม ARENA สร้างแบบจำลองโดยใช้ Module และ Object ได้แก่ Create, Process, Assign, Decide, Count และ Dispose ดังรูปที่2

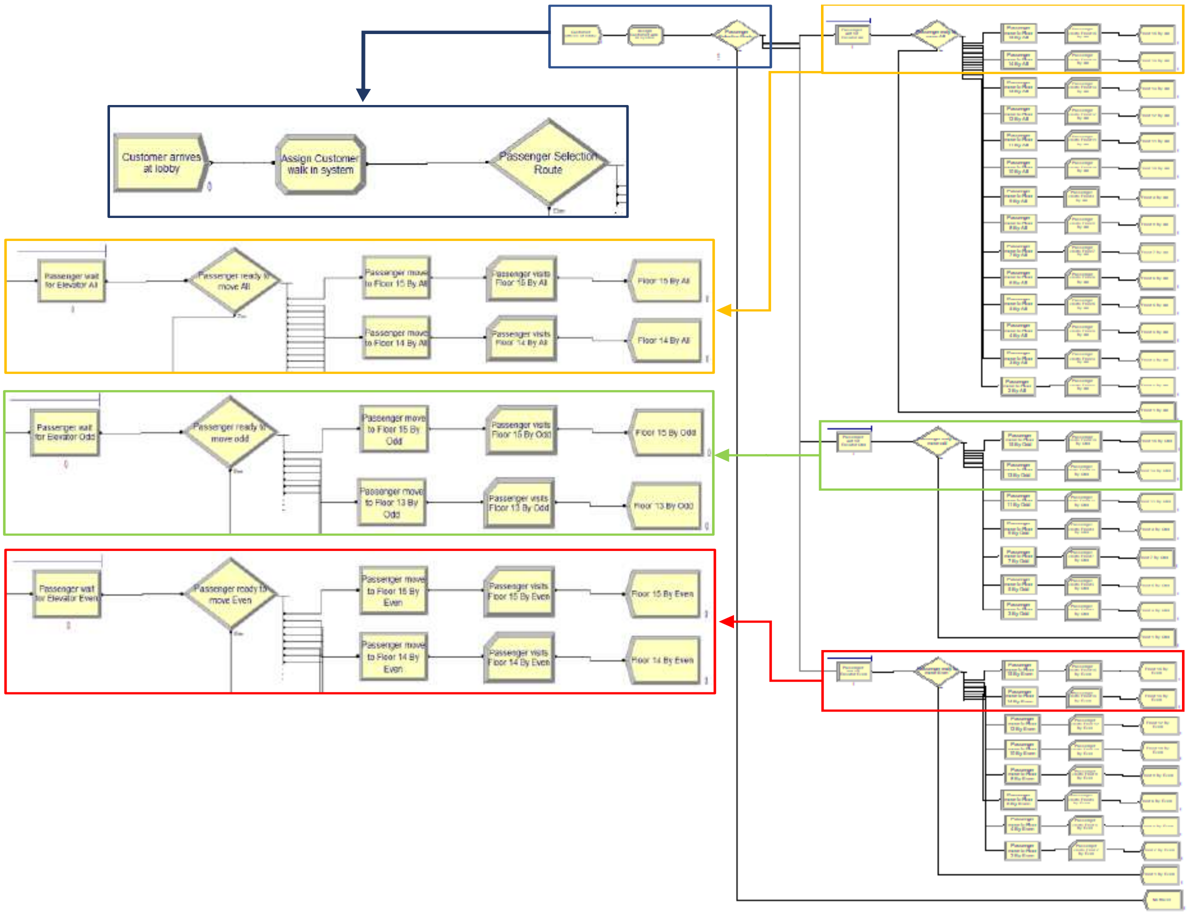
จำลองการจราจรของลิฟต์โดยสารอีก 2 รูปแบบ คือ การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่และการจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามระดับความสูง จะแตกต่างกันเพียงรายละเอียดใน Decide เท่านั้น คือการเพิ่มจำนวนการตัดสินใจไปยังลิฟต์ ๆ ตามรูปแบบการจัดสรร ดังรูปที่ 3-4



รูปที่ 2 การจราจรลิฟต์แบบอิสระ



รูปที่ 3 การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่



รูปที่ 4 การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามระดับความสูง

จากผลการสร้างแบบจำลองการจราจรลิฟต์จากทั้ง 3 รูปแบบนำมาเปรียบเทียบกัน ตามวัตถุประสงค์ของการวิจัย ได้แก่ เวลาเฉลี่ยที่อยู่ในแถวคอย (Average Queue Time) เวลาเฉลี่ยที่ผู้ใช้บริการอยู่ในระบบ (Average System Time) จำนวนผู้ใช้บริการในระบบ (State output) แสดงดังตารางที่1

ตารางที่ 2 ผลลัพธ์ที่ได้จากการจำลองสถานการณ์ด้วยโปรแกรม ARENA

ทางเลือก	จำนวนผู้ใช้บริการในระบบ (คน)	ระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ย (นาที)	ระยะเวลาในระบบเฉลี่ย (นาที)
อิสระ	296	4.53	9.36
ชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่	314	2.48	7.10
ระดับความสูง	338	1.85	5.94

5. สรุปผลการทดลอง

ระบบแถวคอยการใช้บริการลิฟต์โดยสารโรงพยาบาลกรณีศึกษา โดยมุ่งเน้นการเพิ่มประสิทธิภาพของการให้บริการได้รับการศึกษาในวิจัยนี้ เนื่องจากปัญหาการรอใช้บริการเป็นเวลานานจากจำนวนผู้ป่วยที่เพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องบทความนี้จึงเสนอแนวคิดการปรับปรุงประสิทธิภาพการให้บริการผ่านการแสดงผลจากแบบจำลองสถานการณ์เสมือนจริงที่สร้างขึ้น

โดยงานวิจัยนี้ได้นำเสนอ 3 รูปแบบการจราจรลิฟต์โดยสาร พบว่า การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามระดับความสูง ให้ผลลัพธ์ที่มีประสิทธิภาพการใหบริการได้ดีที่สุดคือ สามารถรองรับผู้ใช้บริการในระบบได้มากที่สุด (338 คน) โดยมีระยะเวลาในแถวคอยเฉลี่ยน้อยที่สุด (1.85 นาที) และระยะเวลาในระบบเฉลี่ยน้อยที่สุด (5.94 นาที) รูปแบบการจราจรของลิฟต์โดยสารที่ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการทำงานตามลำดับ คือ การจราจรลิฟต์แบบแบ่งตามชั้นเลขคู่และชั้นเลขคี่ การจราจรลิฟต์แบบอิสระ ตามลำดับ ซึ่งผลการวิเคราะห์ดังกล่าวและข้อมูลที่ได้จากการสำรวจของงานวิจัยครั้งนี้สามารถนำไปใช้คาดการณ์ปริมาณจราจรที่เกิดขึ้นและดึงดูดรวมของแต่ละชั้น และคาดการณ์รูปแบบการกระจายตัวของปริมาณจราจรไปยังแต่ละชั้น ทำให้สามารถวิเคราะห์ถึงพฤติกรรมการเดินทางของผู้ใช้เพื่อส่งเสริมระดับการให้บริการดูแลสุขภาพของโรงพยาบาลให้มีประสิทธิภาพ

นอกจากนี้การสรุปผลข้างต้นเป็นเพียงการนำเสนอแนวทางการปรับปรุงคุณภาพการให้บริการลิฟต์ที่ได้จากการจำลองสถานการณ์ในคอมพิวเตอร์เท่านั้น ซึ่งผู้เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงคุณภาพการให้บริการลิฟต์ของโรงพยาบาลกรณีศึกษา สามารถนำไปใช้ประกอบการตัดสินใจโดยการพิจารณาปัจจัยอื่น ๆ ร่วมด้วย ดังเช่น ความพึงพอใจของผู้ใช้บริการ การวิเคราะห์ต้นทุน เป็นต้น นำไปสู่แผนการปรับปรุงคุณภาพการให้บริการลิฟต์ที่มีความเหมาะสมมากยิ่งขึ้น

งานวิจัยในอนาคตควรพัฒนาแบบจำลองการจราจรลิฟต์ด้วยวิธีอื่น ๆ เช่น ขั้นตอนวิธีเชิงพันธุกรรม เพื่อตรวจสอบเปรียบเทียบประสิทธิผลและประสิทธิภาพของรูปแบบการจราจรลิฟต์โดยสารอื่น ๆ กับรูปแบบที่จำลองโดยโปรแกรม Arena

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณ คุณ พชร ประภานิชกุล หัวหน้าหน่วยอาคารสถานที่และซ่อมบำรุง และบุคลากรเจ้าหน้าที่ทุกท่านในศูนย์ศรีพัฒน์ โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ ที่มีส่วนสนับสนุนอนุเคราะห์ข้อมูลต่างจนทำให้การศึกษานี้สำเร็จไปได้ด้วยดีและขอขอบคุณศูนย์ความเป็นเลิศทางวิศวกรรมขนส่งและเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐาน (Excellence Center in Infrastructure Technology and Transportation Engineering) (ExCITE) มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้ความอนุเคราะห์อุปกรณ์เก็บข้อมูลของงานวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ชาฮีดา วิริยาทร, เยาวลักษณ์ แหวนวงษ์, กัญจนา ติษยาธิคม, วลัยพร พัชรนฤมล, สุพล ลิมวัฒนานนท์, จุฬาภรณ์ ลิมวัฒนานนท และ วิโรจน์ ตั้งเจริญเสถียร (2560). การใช้บริการผู้ป่วยนอกและผู้ป่วยในในสถานพยาบาลประเภทต่าง ๆ ของประชากรไทย พ.ศ. 2558. *วิจัยระบบสาธารณสุข*, ปีที่ 11, ฉบับที่ 2 , หน้า 155-169.

[2] มูลนิธิสถาบันวิจัยและพัฒนาผู้สูงอายุไทย (2560). *รายงานสถานการณ์ผู้สูงอายุไทย พ.ศ.2560*. กรุงเทพมหานคร: สถาบันวิจัยและพัฒนาผู้สูงอายุไทย, หน้า 5-7.

[3] สุทธิมา ชำนาญเวช. (2555). *การวิเคราะห์เชิงปริมาณ*. กรุงเทพมหานคร: วิทยพัฒน์, หน้า 295-316.

[4] Shanon, R. E. (1975). *System Simulation: The Art and Science,* Prentice-Hall Inc.

[5] นลินา องคสิงห. (2545). *การพัฒนาโปรแกรมเพื่อช่วยจำลองสถานการณ์ในการออกแบบการจัดกลุ่มลิฟต์ภายในอาคาร: กรณีศึกษาอาคารสำนักงานให้เช่า*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์, หน้า 80-82

[6] Al-Sharif, L., Alqumsan, A. A., Ghanem, W., Tayeh, I. and Jarrar, A. (2014). Modelling of Elevator Traffic Systems Using Queuing Theory, *Conference Symposium on Lift and Escalator Technologies*, Northampton: United Kingdom, September 2014.

[7] Horejsi, J., Horejsi, P. and Latif, M. (2011). Strategies for an elevator dispatcher system, *MM Science Journal*, July 2011, pp 234-238.

[8] Ahmad, L., Latif, M. and Horejsi, P. (2018). Investigation for an Elevator Dispatcher System, *MM Science Journal*, December 2018, pp 2593-2600,

[9] Cortés P., Larrañeta J. and Onieva L. (2004). Genetic algorithm for controllers in elevator groups: analysis and simulation during lunch peak traffic, *Applied soft computing*. vol.4, no.3, pp 159-174.

การวิเคราะห์จุดจอดแล้วจรด้วยปัญหาพี-ฮับ ภายใต้ข้อจำกัดความจุ

P-hub problem for park and ride facility location with congestion

ปิยธิดา นิยมสำรวจ[1*] ทรงยศ กิจธรรมเกษร[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: songyot@eng.cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

ปัญหาการจราจรเป็นปัญหาที่เกิดขึ้นและพบได้มากในพื้นที่เขตเมือง ปัญหาดังกล่าวเกิดจากการนิยมใช้ยานพาหนะส่วนบุคคลในการเดินทาง ภายใต้ความจุของถนนที่มีอย่างจำกัดจึงมีการผลักดันให้มีการใช้ระบบขนส่งสาธารณะ เพื่อลดปริมาณการจราจรบนถนน การสร้างจุดจอดแล้วจร (Park and Ride) เป็นวิธีหนึ่งที่ทำให้ผู้เดินทางหันมาใช้ระบบขนส่งสาธารณะ เป็นจุดเชื่อมต่อการเดินทางระหว่างยานพาหนะส่วนบุคคลและระบบขนส่งสาธารณะ การคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งที่ต้องพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมการเดินทางและความสามารถในการให้บริการของจุดจอดแล้วจรในพื้นที่ที่จะทำการคัดเลือก โดยการศึกษานี้พัฒนาแบบจำลองพี-ฮับบนพื้นฐานแบบจำลองพหุนามโลจิต (Multinomial Logit) เพื่อคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรที่สามารถดึงดูดจำนวนผู้ใช้สูงสุด ภายใต้ข้อจำกัดด้านงบประมาณและความจุของจุดจอดแล้วจร เทคนิค special ordered sets of Type 2 (SOS2) ได้นำมาปรับใช้เพื่อเปลี่ยนสมการข้อจำกัดแบบไม่เป็นเชิงเส้นตรง (Non-linear) ให้เป็นสมการข้อจำกัดแบบเชิงเส้น (Linear) ซึ่งผลจากการวิเคราะห์พบว่า แบบจำลองดังกล่าวที่เป็นโปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสม (Mixed Integer Linear Programming (MILP)) ให้ผลลัพธ์สอดคล้องกับพฤติกรรมตามพหุนามโลจิต ภายใต้ข้อจำกัดเชิงกายภาพของพื้นที่ในการสร้างจุดจอดแล้วจร

คำสำคัญ: จุดจอดแล้วจร, แบบจำลองพี-ฮับ, พหุนามโลจิต, โปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสม

Abstract

Traffic congestion is a major problem in urban areas. This problem is usually occurred from the number of private vehicles in a limited road capacity. One good solution to deal with this problem is to encourage travelers to use public transportation system. Park and ride facility supports such encouragement. Therefore, the site selection of park and ride facility is an important factor. This study provides a p-hub problem for park and ride facility location. A classical p-hub problem is integrated with the Multinomial Logit (MNL) model to consider the travel choice behavior under the optimal facility location. Specifically, the Special Ordered Sets of Type 2 (SOS2) is used to consider the congestion effect. The result shows that the proposed Mixed Integer Linear Programming (MILP) conform with Multinomial logit within the constraints.

Keywords: Park and Ride, p-Hub Model, Multinomial Logit, Mixed Integer Linear Programming

1. บทนำ

จุดจอดแล้วจร (park and ride) เป็นจุดที่ผู้เดินทางใช้สำหรับเปลี่ยนการเดินทางจากการใช้ยานพาหนะส่วนบุคคลมาใช้ระบบขนส่งสาธารณะ โดยแนวความคิดอย่างง่ายของจุดจอดแล้วจรคือ ผู้เดินทางจะเดินทางจากจุดต้นทางด้วยยานพาหนะส่วนบุคคลแล้วนำมาจอดไว้ที่จุดจอดแล้วจร จากนั้นผู้เดินทางจะเปลี่ยนการเดินทางมาใช้ระบบขนส่งสาธารณะ เช่น ขนส่งระบบราง ระบบขนส่งทางอากาศ เป็นต้น การคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งที่ต้องพิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมการเดินทางของผู้เดินทางและความสามารถในการให้บริการของจุดจอดแล้วจรในพื้นที่ที่จะทำการคัดเลือก การคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรสามารถทำได้หลายวิธีด้วยกัน Bolger และคณะ (1992) ได้ทำการศึกษาการวางแผนและออกแบบจุดจอดแล้วจรสำหรับระบบขนส่งรางเบาที่เมืองคาลการี โดยจุดจอดแล้วจรเป็นส่วนประกอบที่สำคัญของระบบขนส่งรางเบาที่เมืองคาลการี ซึ่งตามเส้นทางของระบบขนส่งรางเบา 29 กิโลเมตรมีการใช้จุดจอดแล้วจรสำหรับการจอดแบบระยะยาว (long-term parking) มากกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ และ 2 ใน 3 ของสถานีเปลี่ยนถ่ายผู้โดยสารของระบบขนส่งสาธารณะรางเบามีการใช้จุดจอดแล้วจร 100 เปอร์เซ็นต์ ดังนั้นเพื่อที่จะหาความต้องการในการใช้จุดจอดแล้วจรของระบบขนส่งรางเบาที่เมืองคาลการี โดย Bolger และคณะ ได้พัฒนาวิธีการโดยพิจารณาจากจำนวนผู้ใช้ระบบขนส่งสาธารณะในสถานีในเขตพื้นที่อิทธิพลที่มีการใช้รถยนต์ส่วนบุคคลในการเดินทางเพื่อมาที่ระบบขนส่งสาธารณะรางเบา โดยจะมีการหาเขตพื้นที่ที่มีอิทธิพลต่อการใช้จุดจอดแล้วจรเพื่อใช้สำหรับประมาณค่าความต้องการในการใช้จุดจอดแล้วจร จากนั้น

จะเริ่มทำกระบวนการในการพยากรณ์ความต้องการในการใช้จุดจอดแล้วจร 5 ขั้นตอน [1] Wang และคณะ (2004) ได้ทำการตรวจสอบหาตำแหน่งที่เหมาะสมและราคาของจุดจอดแล้วจรในเมืองที่อยู่ตามเส้นทางคมนาคม โดยลักษณะของเมืองที่ศึกษาจะมีบ้านพักอาศัยกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอจากใจกลางเมืองไปยังแถบชานเมือง และการเดินทางทั้งหมดเป็นการเดินทางจากบ้านพักอาศัยเพื่อเข้าไปยังใจกลางเมือง จึงมีการใช้แบบจำลอง User Equilibrium ในการเลือกรูปแบบในการเดินทางสำหรับก่อน-หลังมีการใช้จุดจอดแล้วจร จากนั้นจะนำมาทำการ Optimization โดยจะทำการหากำไรสูงสุด (maximize profit) หาค่าใช้จ่ายในการเดินทางต่ำสุด (minimize social cost) ของตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจร และการเก็บค่าจอดรถ จากนั้นจะนำมาเปรียบเทียบกัน [2] Farhan และ Murray (2008) มีการมุ่งเน้นถึงความกังวลเกี่ยวกับการเลือกตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรอยู่ 3 สิ่งหลัก ได้แก่ ศักยภาพในการรองรับความต้องการต้องมากที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ ตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรต้องอยู่ใกล้กับถนนสายหลักที่สุดเท่าที่เป็นไปได้ และการเลือกสิ่งอำนวยความสะดวกอยู่ในบริบทของระบบเดิมที่มีอยู่ จึงได้มีการใช้แบบจำลองการเพิ่มประสิทธิภาพเชิงพื้นที่ที่หลากหลายวัตถุประสงค์ (Multi-objective spatial optimization model) สำหรับการพิจารณาหาตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรที่สามารถพิจารณา 3 สิ่งหลักได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการการเลือกตำแหน่งสิ่งอำนวยความสะดวกอยู่ในบริบทของระบบเดิมที่มีอยู่ซึ่งเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับระบบขนส่งสาธารณะ [3] Felipe Aros-Vera และคณะ (2013) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับวิธีพี-ฮับ (P-Hub) สำหรับปัญหาการหาตำแหน่งที่ตั้งที่เหมาะสมสำหรับจุดจอดแล้วจร ซึ่งเป็นวิธีการสำหรับใช้หาตำแหน่งที่ตั้งที่เหมาะสมที่สุดของจุดจอดแล้วจร โดยได้เสนอให้ใช้การผสมผสานสมการทางคณิตศาสตร์เชิงเส้นและแบบจำลองพหุนามโลจิต (Multinomial Logit Model) ในการหาตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรโดยใช้การทำ maximized และมีการจำลองให้จุดจอดแล้วจรมีลักษณะเป็น hubs และให้ผู้เดินทางสามารถเดินทางได้โดยใช้จุดจอดแล้วจรหรือใช้การเดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคลเพียงอย่างเดียวเพื่อไปยังจุดหมายปลายทาง [4] Ziqi Song และคณะ (2017) ได้นำเสนอการบูรณาการกรอบการวางแผนเพื่อการหาตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจร และเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพความจุของจุดจอดแล้วจรพร้อมกับเพิ่มความถี่ของการใช้บริการด้านการขนส่งสาธารณะ ซึ่งพฤติกรรมการเลือกเส้นทางของผู้ใช้จุดจอดแล้วจรจะถูกพิจารณาอย่างชัดเจนและมีการใช้แบบจำลอง link-based multimodal user equilibrium ในการพิจารณา โดยตำแหน่งที่ตั้งและความจุที่เหมาะสมของจุดจอดแล้วจรและปัญหาการออกแบบด้านบริการของการขนส่งสาธารณะถูกทำให้อยู่ในรูปสมการทางคณิตศาสตร์ (mathematical program with complementarity constraints ;MPCC) และขั้นตอนวิธีในการแก้ปัญหาขึ้นอยู่กับวิธี active-set ที่ถูกพัฒนาเพื่อแก้ปัญหาการออกแบบที่เหมาะสมอย่างมีประสิทธิภาพ โดยตัวอย่างการคำนวณถูกใช้เพื่อแสดงให้เห็นว่าการออกแบบที่เหมาะสมทำให้ผู้โดยสาร[5] Jose Holguin-Veras (2012) ได้พัฒนาสมการทางคณิตศาสตร์ที่ใช้การวิเคราะห์เพื่อให้ได้ตำแหน่งที่ตั้งที่เหมาะสมที่ และประมาณศักยภาพของพื้นที่ที่มีอิทธิพลของจุดจอดแล้วจรโดยสมการทางคณิตศาสตร์จะขึ้นอยู่กับสมมติฐานว่า ผู้เดินทางจะใช้จุดจอดแล้วจรก็ต่อเมื่อค่าใช้จ่ายในการเดินทางด้วยขนส่งสาธารณะน้อยกว่าการเดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคล [6]

โดยการศึกษานี้พัฒนาแบบจำลองพี-ฮับบนพื้นฐานแบบจำลองพหุนามโลจิต (Multinomial Logit) เพื่อคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรที่สามารถดึงดูดจำนวนผู้ใช้สูงสุด ภายใต้ข้อจำกัดด้านงบประมาณและความจุของจุดจอดแล้วจร เทคนิค special ordered sets of Type 2 (SOS2) ได้นำมาปรับใช้เพื่อเปลี่ยนสมการข้อจำกัดแบบ Non-linear ให้เป็นสมการข้อจำกัดแบบ Linear ซึ่งผลจากการวิเคราะห์พบว่า แบบจำลองดังกล่าวที่เป็น Mixed Integer Linear Programming (MILP) ให้ผลลัพธ์สอดคล้องกับพฤติกรรมตามพหุนามโลจิต ภายใต้ข้อจำกัดเชิงกายภาพของพื้นที่ในการสร้างจุดจอดแล้วจร

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การศึกษานี้เป็นการพัฒนาแบบจำลองพี-ฮับบนพื้นฐานแบบจำลองพหุนามโลจิต เพื่อคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรที่สามารถดึงดูดผู้ใช้ให้ได้สูงสุด ภายใต้ข้อจำกัดด้านงบประมาณและความจุ โดยจะมีทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง ดังนี้

2.1 แบบจำลองพหุนามโลจิต (Multinomial Logit Model, MNL)

แบบจำลองพหุนามโลจิตเป็นแบบจำลองที่ใช้จำลองพฤติกรรมของผู้เดินทางที่มีโอกาสเลือกทางเลือกในการทาง โดยทางเลือกนั้นอาจมีมากกว่าสองทางเลือก ซึ่งแบบจำลองพหุนามโลจิตนี้จะแสดงออกมาในรูปแบบของความน่าจะเป็นของโอกาสในการเลือกทางเลือกที่ขึ้นอยู่กับอรรถประโยชน์สูงสุดที่ผู้เดินทางพึงพอใจ ซึ่งเป็นแนวคิดของหลักการของทฤษฎี Random Utility Maximization สามารถแสดงในรูปแบบสมการได้ดังนี้

$$U_{ijk} = -\theta g_{ijk} + \varepsilon_{ijk} \tag{1}$$

โดยที่

g_{ijk} คือระยะเวลาหรือค่าใช้จ่ายในการเดินทาง เมื่อเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยการเลือกใช้ทางเลือก *k*

θ คือความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกของผู้เดินทาง (Sensitivity)

ε_{ijk} คือ Random Error Term หรือ คุณลักษณะของเส้นทาง *k* ที่ไม่สามารถวัดค่าได้ เมื่อเดินทางจากจุดต้นทาง *I* ไปจุดปลายทาง *j*

โดยแบบจำลองพหุนามโลจิตนี้มาจากสมมติฐานใน Random Error Term ของฟังก์ชั่นอรรถประโยชน์ในสมการที่ (1) ซึ่งมีการกระจายแบบ Identically and Independently Gumbel Distribution สมการความน่าจะเป็นของโอกาสในการเลือกทางเลือกสามารถแสดงได้ดังนี้ [7]

$$p_{ijk} = \frac{e^{-\theta g_{ijk}}}{\sum_{\forall l \in K_{ij}} e^{-\theta g_{ijl}}} \tag{2}$$

คุณสมบัติของแบบจำลองพหุนามโลจิตที่สำคัญคือ Independence from Irrelevant Alternatives (IIA) ซึ่งคุณสมบัตินี้ได้กล่าวไว้ว่า “สัดส่วนของความน่าจะเป็นของสองทางเลือกใดๆจะต้องเป็นอิสระจากชุดทางเลือกอื่นๆ” จากคุณสมบัติข้างต้นนี้สามารถแสดงได้ในรูปแบบสมการทางคณิตศาสตร์ได้ดังสมการที่ (3)

$$\frac{p_{ijk}}{p_{ijl}} = \frac{e^{-\theta g_{ijk}} \Big/ \sum_{\forall l \in K_{ij}} e^{-\theta g_{ijl}}}{e^{-\theta g_{ijl}} \Big/ \sum_{\forall l \in K_{ij}} e^{-\theta g_{ijl}}} = \frac{e^{-\theta g_{ijk}}}{e^{-\theta g_{ijl}}} \tag{3}$$

2.2 ปัญหาพี-ฮับ (P-Hub Problem)

ปัญหาพี-ฮับบนพื้นฐานแบบจำลองพหุนามโลจิตเป็นการหาตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรโดยใช้การผสมผสานระหว่างสมการทางคณิตศาสตร์เชิงเส้นและแบบจำลองพหุนามโลจิต โดยเป็นการพิจารณาเส้นทางที่เป็นไปได้ทุกเส้นทางในโครงข่าย และใช้ข้อมูลนำเข้า 2 อย่าง ได้แก่ 1) จำนวนความต้องการในการเดินทางจากทุกจุดต้นทางไปยังทุกจุดปลายทาง 2) จำนวนจุดจอดแล้วจรที่ต้องการสร้าง สามารถแสดงเป็นสมการทางคณิตศาสตร์ได้ดังนี้[4]

$$P: Max\ z = \sum_{i,j,k} h_{ij}\, p_{ijk} \tag{4}$$

$S.t.$

$$\sum_{k} x_k = p \tag{5}$$

$$p_{ijk} \le x_k \qquad \forall i,j,k \tag{6}$$

$$p_{ijc} + \sum_{k} p_{ijk} = 1 \qquad \forall i,j \tag{7}$$

$$p_{ijk} \le \frac{e^{-\theta g_{ijk}}}{e^{-\theta g_{ijl}}} p_{ijl} + (1 - x_l) \quad \forall k,l \in K \cup a \mid k \ne l \tag{8}$$

$$x_k \in \{0,1\} \qquad \forall k \tag{9}$$

โดยที่

p_{ijk} คือความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางเลือกการเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยการใช้จุดจอดแล้วจร *k*

h_{ij} คือความต้องการในการเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j*

x_k คือตัวแปรสถานที่ตั้งจุดจอดแล้วจร *k* ซึ่งเป็นตัวแปรตัดสินใจ (Decision Variable)

p จำนวนจุดจอดแล้วจรที่ต้องการสร้างในโครงข่าย

ปัญหาพี-ฮับนี้เป็นแบบจำลองที่ใช้วิธีการ optimization บนพื้นฐานของแบบจำลองพหุนามโลจิต โดยมีสมการวัตถุประสงค์ (Objective function) สมการที่ (4) แสดงผลรวมของผู้เดินทางที่มากที่สุดที่ใช้จุดจอดแล้วจร สมการวัตถุประสงค์นี้จะขึ้นอยู่กับสมการข้อจำกัดที่กำหนดไว้ดังสมการที่ (5)-(9) ซึ่งสมการที่ (5) หมายถึงจำนวนจุดจอดแล้วจรที่มีในโครงข่ายทั้งหมด สมการที่ (6) หมายถึงความน่าจะเป็นของผู้ที่มาใช้จุดจอดแล้วจร *k* จะต้องมีค่ามากกว่า 0 และน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 สมการที่ (7) หมายถึงความน่าจะเป็นของผู้ที่เดินทางจากจุดต้นทาง *I* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยการใช้รถยนต์ส่วนบุคคล *c* เมื่อรวมกับความน่าจะเป็นของผู้ที่เดินทางจากจุดต้นทาง *I* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยการใช้จุดจอดแล้วจร *k* แล้วจะต้องมีค่าเท่ากับ 1 สมการที่ (8) เป็นสมการเปรียบเทียบหาความน่าจะเป็นที่มากที่สุดตามคุณสมบัติของแบบจำลองพหุนามโลจิต (IIA Property) สมการที่ (9) เป็นตัวแปรที่ใช้ตัดสินใจ (Decision Variable) ซึ่งเป็นตัวแปรแบบไบนารีมีค่าได้เพียงสองค่า คือ 0 และ 1 โดยจะมีค่าเท่ากับ 0 เมื่อไม่มีการสร้างจุดจอดแล้วจร ณ ตำแหน่งที่มีอิทธิพลในการทำจุดจอดแล้วจรนั้นๆ และจะมีค่าเท่ากับ 1 เมื่อมีการสร้างจุดจอดแล้วจร ณ ตำแหน่งที่มีอิทธิพลในการทำจุดจอดแล้วจร

อย่างไรก็ตามการเดินทางโดยรถยนต์ส่วนบุคคลมักประสบปัญหาการจราจรติดขัด เนื่องจากความจุของระบบคมนาคมที่จำกัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งการเดินทางเข้าสู่พื้นที่เขตเมือง การพิจารณาเวลาหรือค่าใช้จ่ายในการเดินทางในภาวการณ์ดังกล่าวจึงมีความจำเป็น ซึ่งในการศึกษานี้จะมีการใช้ฟังก์ชั่นที่สามารถคำนวณเวลาการเดินทางโดยจะนำเสนอในหัวข้อถัดไป

2.3 The Bureau of Public Roads (BPR) function

Bureau of Public Roads function เป็นฟังก์ชั่นสำหรับใช้พิจารณาเวลาในการเดินทางบน Link โดยขึ้นอยู่กับสภาวะการไหลแบบอิสระและความสามารถของถนนในการรองรับความจุ ซึ่งสมการจะแสดงความสัมพันธ์ระหว่างเวลาในการเดินทางบน Link ความจุของถนน และปริมาณการจราจรในแต่ละ Link ดังนี้ [8]

$$t_a = t_a^0 \left(1 + \alpha \left(\frac{v_a}{C_a} \right)^{\beta} \right) \tag{10}$$

โดยที่

t_a คือเวลาในการเดินทางบน Link a

t_a^0 คือเวลาที่ใช้ในการเดินทางแบบอิสระ หรือ เวลาในการเดินทางเมื่อบนถนนไม่มียานพาหนะคันอื่นบนถนน (Free Flow Travel Time) บน Link a

v_a คือการไหลของยานพาหนะบนถนน (Link Flow)

C_a คือความจุของถนนบน Link a

α, β คือค่าคงที่

3. แบบจำลองสมการทางคณิตศาสตร์ (Model Formulation)

การศึกษานี้พัฒนาแบบจำลองพี-ฮับบนพื้นฐานแบบจำลองพหุนามโลจิตเพื่อคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรที่สามารถดึงดูดจำนวนผู้ใช้สูงสุดภายใต้ข้อจำกัดด้านงบประมาณและความจุของจุดจอดแล้วจร จึงมีการเพิ่มสมการข้อจำกัดที่เป็นสมการ The Bureau of Public Roads function ลงในแบบจำลองพี-ฮับ สามารถแสดงสมการทางคณิตศาสตร์ได้ ดังนี้

$$Max \quad Z = \sum_i \sum_j \sum_k q_{ij} p_{ijk} \tag{11}$$

S.t.

$$\sum_k x_k = p \tag{12}$$

$$p_{ijc} + \sum_k p_{ijk} = 1 \tag{13}$$

$$f_r = p_{ijr} q_{ij} \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \tag{14}$$

$$v_a = \sum_i \sum_j f_{ijr} \delta_{ija,r} \qquad \forall a \tag{15}$$

$$g_{ijk} = \sum_a t_a \delta_{ija} + \Omega(1 - x_k) \qquad \forall i, j, k \tag{16}$$

$$g_{ijc} = \sum_a t_a \delta_{ija} \qquad \forall i, j, c \tag{17}$$

$$p_{ijr} = \frac{\exp(-\theta g_{ijr})}{\sum_{l \in K \cup \{c\}} \exp(-\theta g_{ijl})} \qquad \forall i, j, r \tag{18}$$

$$t_a = t_a^0 \left(1 + \alpha \left(\frac{v_a}{C_a}\right)^\beta\right) \qquad \forall a \tag{19}$$

$$x_k \in \{0,1\} \qquad \forall k \tag{20}$$

โดยที่

f_r คือค่าการไหลของยานพาหนะบนเส้นทาง r (Route flow)

v_a คือค่าการไหลของยานพาหนะบนถนน a (Link flow)

g_{ijr} คือค่าใช้จ่ายในการเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* บนเส้นทาง *r*

t_a คือเวลาที่ใช้ในการเดินทาง (Travel Time) บนถนน *a*

t_a^0 คือเวลาที่ยานพาหนะใช้ในการเคลื่อนที่บนถนน *a* อย่างอิสระ

C_a คือความจุดของถนน *a*

α คือค่าคงที่ มีค่าเท่ากับ 0.15

β คือค่าคงที่ มีค่าเท่ากับ 4

$\delta_{ija,r}$ คือค่าที่แสดงให้ทราบว่าผู้เดินทาง เดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยเส้นทาง *r* ซึ่งจะประกอบไปด้วยถนน *a* โดยหากเส้นทาง *r* ผ่านถนน *a* ใดๆแล้ว $\delta_{ija,r}$ จะมีค่าเท่ากับ 1

จากแบบจำลองข้างต้นสมการที่ (11) เป็นสมการวัตถุประสงค์ (Objective function) แสดงการหาจำนวนผู้ใช้สูงสุดที่มีการใช้จุดจอดแล้วจร *k* ภายใต้สมการข้อจำกัด (12-18) โดยสมการที่ (12) หมายถึงจำนวนจุดจอดแล้วจรที่ต้องการให้สร้างในโครงข่าย สมการที่ (13) หมายถึงผลรวมความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางเลือกเดินทางด้วยยานพาหนะส่วนบุคคลกับความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางเลือกเดินทางด้วยการใช้จุดจอดแล้วจรต้องมีค่าเท่ากับ 1 สมการที่ (14) เป็นการหาการไหลของยานพาหนะบนเส้นทาง r (Route flow) สมการที่ (15) เป็นการหาการไหลของยานพาหนะบนถนน a (Link flow) สมการที่ (16) เป็นฟังก์ชั่นสำหรับใช้หาค่าใช้จ่ายในการเดินทาง (Route Cost) จากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* โดยการใช้เส้นทางที่ผ่านจุดจอดแล้วจร *k* สมการที่ (17) ก็เป็นฟังก์ชั่นสำหรับหาค่าใช้จ่ายในการเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* โดยการเดินทางด้วยยานพาหนะส่วนบุคคล *c* สมการที่ (18) เป็นการหาความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะเดินทางจากจุดต้นทาง *i* ไปยังจุดปลายทาง *j* ด้วยการเลือกใช้เส้นทาง *r* ซึ่งเป็นการหาค่าความน่าจะเป็นด้วยการใช้แบบจำลองพหุนามโลจิต สมการที่ (19) เป็นสมการ BPR function ที่ใช้ในการพิจารณาเวลาที่ใช้ในการเดินทางของยานพาหนะบนถนน การไหลของยานพาหนะบนถนนและความจุของถนน โดย α มีค่าเท่ากับ 0.15 และ β มีค่าเท่ากับ 4 และสมการที่ (20) เป็นตัวแปรที่ใช้ในการตัดสินใจว่าตำแหน่งที่เหมาะสมในการสร้างจุดแล้วจรจุดไหนเหมาะสมที่สุด โดยหากมีค่าเท่ากับ 1 หมายถึงตำแหน่งที่คัดเลือกมีความเหมาะสมในการสร้างจุดจอดแล้วจร และหากมีค่าเท่ากับ 0 หมายถึงตำแหน่งที่คัดเลือกไม่เหมาะสมในการสร้างจุดจอดแล้วจร

จะเห็นว่าสมการข้อจำกัดที่ (18) และ (19) ยังเป็นสมการแบบไม่เป็นเชิงเส้นตรง (Non-linear) จึงต้องมีการ Linearization ให้เป็นสมการเชิงเส้นตรง (Linear) ดังนี้

จากสมการที่ (18) กำหนดให้

$$T_{ijr} = \exp(-\theta g_{ijr}) \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \tag{21}$$

จะได้สมการที่ (22)

$$p_{ijr} = \frac{T_{ijr}}{\sum_{l \in K \cup \{c\}} T_{ijl}} \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \tag{22}$$

จากนั้นทำการ Linearization สมการที่ (21) และ (22) อีกครั้ง โดยนำ logarithm ใส่เข้าทั้งสองข้างของสมการจะได้

$$\ln T_{ijr} = -\theta g_{ijr} \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \tag{23}$$

$$\ln p_{ijr} = \ln T_{ijr} - \ln \sum_{l \in K \cup \{c\}} T_{ijl} \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \tag{24}$$

และจากสมการที่ (19) ตัวแปร $(v_a)^4$ เป็นตัวแปรที่ทำสมการเป็นสมการไม่เป็นเชิงเส้นตรง จึงทำการกำหนดตัวแปรขึ้นมาใหม่คือ K_{v_a} และกำหนดให้

$$K_{v_a} = (v_a)^4 \tag{25}$$

และนำ logarithm ใส่เข้าทั้งสองข้างของสมการ (25) จะได้สมการที่ (26) และสามารถเขียนสมการที่ (19) ใหม่ได้เป็นสมการที่ (27)

$$\ln K_{v_a} = 4(\ln v_a) \tag{26}$$

$$t_a = t_a^0 + \frac{0.15 t_a^0}{(C_a)^4} K_{v_a} \qquad \forall a \tag{27}$$

จากนั้นสมการที่ (23) (24) และ (26) ที่ยังติด logarithm term อยู่จะใช้วิธี Piecewise linearization ในการทำให้เป็นสมการเชิงเส้นตรงโดยใช้เทคนิค special ordered sets of Type 2 (SOS2) [9][10]

การใช้เทคนิค SOS2 ในการเปลี่ยน logarithm term ให้เป็นสมการเชิงเส้นตรงได้โดย กำหนดให้ $l_{v_a} = \ln v_a$, $l_{K_{v_a}} = \ln K_{v_a}$,

$l_{T_{ijr}} = \ln T_{ijr}$, $l_{\sum\limits_{l\in K\cup\{c\}} T_{ijl}} = \ln \sum\limits_{l\in K\cup\{c\}} T_{ijl}$ และ $l_{p_{ijr}} = \ln p_{ijr}$

ดังนั้นสามารถเขียนสมการที่ (23) (24) และ (26) ใหม่ได้ ดังนี้

$$l_{T_{ijr}} = -\theta g_{ijr} \qquad \forall i,j,r \in K\cup\{c\} \quad (28)$$

$$l_{p_{ijr}} = l_{T_{ijr}} - l_{\sum\limits_{l\in K\cup\{c\}} T_{ijl}} \qquad \forall i,j,r \in K\cup\{c\} \quad (29)$$

$$l_{K_{v_a}} = 4\left(l_{v_a}\right) \qquad \forall a \quad (30)$$

และเปลี่ยนส่วนที่เป็น logarithm term โดยเพิ่มสมการเงื่อนไขเชิงเส้นตรง ดังนี้

$$l_{v_a}\begin{cases} v_a = \sum\limits_n v_a^n \lambda_{v_a}^n \\ l_{v_a} = \sum\limits_n \ln v_a^n \lambda_{v_a}^n \\ \sum\limits_n \lambda_{v_a}^n = 1 \\ SOS2: \lambda_{v_a}^1, \lambda_{v_a}^2, \ldots, \lambda_{v_a}^n \end{cases} \qquad \forall a \quad (31)$$

$$l_{K_{v_a}}\begin{cases} K_{v_a} = \sum\limits_n K_{v_a}^n \lambda_{K_{v_a}}^n \\ l_{K_{v_a}} = \sum\limits_n \ln K_{v_a}^n \lambda_{K_{v_a}}^n \\ \sum\limits_n \lambda_{K_{v_a}}^n = 1 \\ SOS2: \lambda_{K_{v_a}}^1, \lambda_{K_{v_a}}^2, \ldots, \lambda_{K_{v_a}}^n \end{cases} \qquad \forall a \quad (32)$$

$$l_{T_{ijr}}\begin{cases} T_{ijr} = \sum\limits_n T_{ijr}^n \lambda_{T_{ijr}}^n \\ l_{T_{ijr}} = \sum\limits_n \ln T_{ijr}^n \lambda_{T_{ijr}}^n \\ \sum\limits_n \lambda_{T_{ijr}}^n = 1 \\ SOS2: \lambda_{T_{ijr}}^1, \lambda_{T_{ijr}}^2, \ldots, \lambda_{T_{ijr}}^n \end{cases} \qquad \forall i,j,r \in K\cup\{c\} \quad (33)$$

$$l_{\sum\limits_l T_{ijl}}\begin{cases} \sum\limits_l T_{ijl} = \sum\limits_n \left(\sum\limits_l T_{ijl}{}^n\right) \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \\ l_{\sum\limits_l T_{ijl}} = \sum\limits_n \ln\left(\sum\limits_l T_{ijl}{}^n\right) \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \\ \sum\limits_n \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n = 1 \\ SOS2: \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^1, \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^2, \ldots, \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \end{cases} \qquad \forall i,j,l \in K\cup\{c\} \quad (34)$$

$$l_{p_{ijr}}\begin{cases} p_{ijr} = \sum\limits_n p_{ijr}^n \lambda_{p_{ijr}}^n \\ l_{p_{ijr}} = \sum\limits_n \ln p_{ijr}^n \lambda_{p_{ijr}}^n \\ \sum\limits_n \lambda_{p_{ijr}}^n = 1 \\ SOS2: \lambda_{p_{ijr}}^1, \lambda_{p_{ijr}}^2, \ldots, \lambda_{p_{ijr}}^n \end{cases} \qquad \forall i,j,r \in K\cup\{c\} \quad (35)$$

เนื่องจาก $\lambda_{v_a}^n$, $\lambda_{K_{v_a}}^n$, $\lambda_{T_{ijr}}^n$, $\lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n$, $\lambda_{p_{ijr}}^n$ เป็นตัวแปร Special ordered sets of Type 2 ซึ่งหมายถึงจะมีตัวแปรที่มีค่าไม่ใช่ศูนย์เพียง 2 ตัวเท่านั้นจากจำนวน *n* ตัว และตัวแปร 2 ตัวนั้นต้องอยู่ติดกัน จึงต้องกำหนดสมการข้อจำกัดเพิ่มขึ้นมาอีกเพิ่มทำให้ λ_a^n เป็นไปตามเงื่อนไข คือ

$$\lambda_{v_a}^n\begin{cases} \lambda_{v_a}^n \le Y_{v_a}^n \\ \sum\limits_n Y_{v_a}^n = 2 \\ Y_{v_a}^n \in \{0,1\} \\ Y_{v_a}^n + Y_{v_a}^{n+1} = 2 \end{cases} \qquad \forall a \quad (36)$$

$$\lambda_{K_{v_a}}^n\begin{cases} \lambda_{K_{v_a}}^n \le Y_{K_{v_a}}^n \\ \sum\limits_n Y_{K_{v_a}}^n = 2 \\ Y_{K_{v_a}}^n \in \{0,1\} \\ Y_{K_{v_a}}^n + Y_{K_{v_a}}^{n+1} = 2 \end{cases} \qquad \forall a \quad (37)$$

$$\lambda_{T_{ijr}}^n\begin{cases} \lambda_{T_{ijr}}^n \le Y_{T_{ijr}}^n \\ \sum\limits_n Y_{T_{ijr}}^n = 2 \\ Y_{T_{ijr}}^n \in \{0,1\} \\ Y_{T_{ijr}}^n + Y_{T_{ijr}}^{n+1} = 2 \end{cases} \qquad \forall i,j,r \in K\cup\{c\} \quad (38)$$

$$\lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n\begin{cases} \lambda_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \le Y_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \\ \sum\limits_n Y_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n = 2 \\ Y_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n \in \{0,1\} \\ Y_{\sum\limits_l T_{ijl}}^n + Y_{\sum\limits_l T_{ijl}}^{n+1} = 2 \end{cases} \qquad \forall i,j,l \in K\cup\{c\} \quad (39)$$

$$\lambda^n_{p_{ijr}} \begin{cases} \lambda^n_{p_{ijr}} \le Y^n_{p_{ijr}} \\ \sum_n Y^n_{p_{ijr}} = 2 \\ Y^n_{p_{ijr}} \in \{0,1\} \\ Y^n_{p_{ijr}} + Y^{n+1}_{p_{ijr}} = 2 \end{cases} \qquad \forall i, j, r \in K \cup \{c\} \quad (40)$$

จะได้แบบจำลองใหม่ซึ่งเป็นแบบจำลองที่เป็นโปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสม (Mixed Integer Linear Programming (MILP)) โดยมี

สมการวัตถุประสงค์ คือ สมการที่ (11)

สมการข้อจำกัด คือ สมการที่ (12)-(17), (20) และ (27)-(40)

จากสมการที่ (31) ตัวแปร v_a^n เป็นค่าคงที่ที่ต้องนำเข้า (input) เพื่อใช้ในการคำนวณ ซึ่งมาจากการประมาณค่าจำนวน *n* ค่า โดยให้คำตอบที่เป็นไปได้อยู่ในช่วงของค่าที่ประมาณขึ้นมาซึ่งพิจารณาจากค่าความจุของถนน เช่น ถ้า *n* เป็น 10 และค่าความจุของถนนสูงสุดไม่เกิน 100 คัน/ชั่วโมง ค่า v_a^n จะประมาณได้ ดังนี้

ตารางที่ 1 ค่า v_a^n

n	v_a^n
1	0
2	20
3	30
4	40
5	50
6	60
7	70
8	80
9	90
10	100

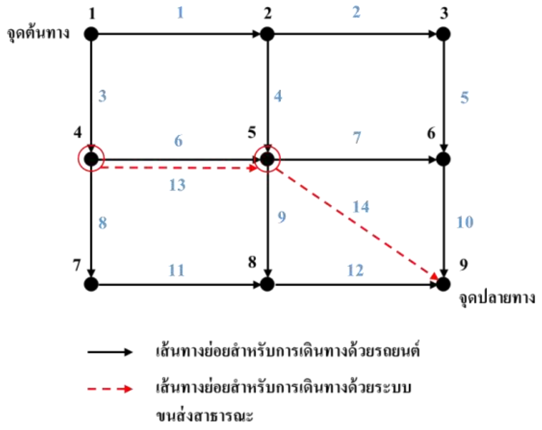
ตัวแปร $K^n_{v_a}$, T^n_{ijr} , $\sum_l T_{ijl}{}^n$ และ p^n_{ijr} จากสมการที่ (32)-(35) ตามลำดับ ก็เป็นค่าคงที่ที่ต้องนำเข้าเพื่อใช้ในการคำนวณเช่นเดียวกับตัวแปร v_a^n จึงต้องมีการการประมาณค่าเช่นเดียวกัน

ตารางที่ 2 การประมาณค่าของตัวแปร $K^n_{v_a}$, T^n_{ijr} , $\sum_l T_{ijl}{}^n$ และ p^n_{ijr}

ตัวแปร	พิจารณา
$K^n_{v_a}$	$K^n_{v_a} = \left(v_a^n\right)^4$
T^n_{ijr}	$T_{ijr} = \exp(-\theta g_{ijr})$
$\sum_l T_{ijl}{}^n$	$\sum_l T_{ijl} = \sum_l \exp(-\theta g_{ijl})$
p^n_{ijr}	$0 \le p^n_{ijr} \le 1$

4. ตัวอย่าง

จากแบบจำลองโปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสมในส่วนที่ 3 ได้นำมาประยุกต์ใช้กับโครงข่ายจำลองที่ประกอบไปด้วย โหนด 9 โหนด เป็นจุดต้นทาง 1 จุด และจุดปลายทาง 1 จุด และ ถนนย่อยสำหรับรถยนต์ส่วนบุคคล (Link) 12 เส้น และสำหรับระบบขนส่งสาธารณะ 2 เส้น โดยมีจุดที่สามารถสร้างเป็นจุดจอดแล้วจรได้ 2 จุด คือ ที่โหนดที่ 4 และ 5 ดังแสดงในรูปที่ 1 จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์เพื่อหาตำแหน่งที่เหมาะสมที่สุด 1 จุด สำหรับใช้สร้างจุดจอดแล้วจร โดยการศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์ 2 แบบ แบบที่ 1 คือการวิเคราะห์โดยการเปลี่ยนค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกของผู้เดินทาง (Sensitivity, ϴ) และแบบที่ 2 คือการวิเคราะห์โดยการเปลี่ยนแปลงค่าความจุของเส้นทางที่เป็นเส้นทางของระบบขนส่งสาธารณะ (Capacity)



รูปที่ 1 โครงข่ายจำลอง

4.1 การวิเคราะห์ตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรโดยการพิจารณาค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกของผู้เดินทาง

เป็นการวิเคราะห์หาตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรโดยการพิจารณาค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลของผู้เดินทางทั้งหมด 3 ค่า คือ เมื่อผู้เดินทางมีความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกต่ำ คือมีค่าเท่ากับ 0.01 ผู้เดินทางมีความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกเพิ่มขึ้น เท่ากับ 0.1 และเมื่อผู้เดินทางมีความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือก เท่ากับ 1 โดยการพิจารณาทั้ง 3 ครั้งนี้จะทำภายใต้ความจุของถนนสำหรับรถยนต์เท่ากับ คือ 50 หน่วยและความจุของเส้นทางย่อยสำหรับระบบขนส่งสาธารณะเท่ากับ 100 หน่วย และมีความเร็วอิสระเท่ากับ 10 หน่วย/วินาที

ผลจากการวิเคราะห์ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรเมื่อค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกเปลี่ยนไป คือ จากโครงข่ายจำลอง (รูปที่ 1) จุดที่เหมาะสมที่สุดสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรคือ โหนดที่ 5 ซึ่งเมื่อค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลเปลี่ยนแปลงก็ยังคงได้ตำแหน่งที่เหมาะสมเหมือนกันทั้ง 3 ครั้ง และเมื่อพิจารณาค่าความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะจะพบว่า เมื่อค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลต่ำ ค่าความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะเลือกเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะก็จะต่ำด้วย และเมื่อค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้

ข้อมูลเพิ่มมากขึ้น ค่าความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะเลือกเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะก็จะเพิ่มมากขึ้นตาม ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรเมื่อค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลทางเลือกเปลี่ยนไป

ค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูล	โหนดที่ 4	โหนดที่ 5	ค่าความน่าจะเป็นในการเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะ
0.01	0	1	0.266
0.1	0	1	0.424
1	0	1	0.988

4.2 การวิเคราะห์ตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรโดยการพิจารณาที่ความจุของเส้นทางย่อยของเส้นทางระบบขนส่งสาธารณะ

เป็นการวิเคราะห์ตำแหน่งที่ตั้งจุดจอดแล้วจรเมื่อความจุของเส้นทางย่อยของเส้นทางระบบขนส่งสาธารณะ มีความจุเป็น 50 100 และ 150 หน่วย โดยการศึกษานี้จะพิจารณาภายใต้ค่าความอ่อนไหวต่อการรับรู้ข้อมูลของผู้เดินทางเดียวกัน คือ มีค่าเท่ากับ 0.1

ผลจากการวิเคราะห์ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรเมื่อค่าความจุของเส้นทางย่อยสำหรับระบบขนส่งสาธารณะ เส้นทางย่อยที่ 13 และเส้นทางย่อยที่ 14 เท่ากับ 50 หน่วย ได้ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจร คือ โหนดที่ 5 และเมื่อความจุของเส้นทางย่อยที่ 13 และเส้นทางย่อยที่ 14 เปลี่ยนเป็น 100 และ 150 หน่วยตามลำดับตำแหน่งสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรที่เหมาะสมยังคงเป็นตำแหน่งเดียวกับที่ความจุ 50 หน่วย คือ โหนดที่ 5 และเมื่อพิจารณาค่าความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะใช้ระบบขนส่งสาธารณะในการเดินทางจะพบว่า ค่าความน่าจะเป็นที่ผู้เดินทางจะเดินทางด้วยการใช้ระบบขนส่งสาธารณะมีค่าประมาณ 0.4 ทั้ง 3 ความจุ ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรเมื่อค่าความจุของเส้นทางย่อย **(Link)** สำหรับระบบขนส่งสาธารณะเปลี่ยนไป

ความจุของเส้นทางย่อยที่ 13 และ 14	โหนดที่ 4	โหนดที่ 5	ค่าความน่าจะเป็นในการเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะ
50	0	1	0.407
100	0	1	0.424
150	0	1	0.425

จากการวิเคราะห์ตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับสร้างจุดจอดแล้วจรทั้ง 2 วิธีข้างต้นพบว่า แบบจำลองโปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสมที่พัฒนาขึ้นมาสามารถวิเคราะห์หาตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับการสร้างจุดจอดแล้วจรได้

5. สรุปผล

การศึกษานี้พัฒนาแบบจำลองสำหรับการคัดเลือกตำแหน่งจุดจอดแล้วจรที่สามารถดึงดูดการใช้บริการสูงสุด แบบจำลองพหุนามโลจิต (Multinomial Logti) ถูกนำมาปรับใช้เพื่อแสดงพฤติกรรมการคัดเลือกเส้นทางการเดินทางบนโครงข่ายการขนส่ง 2 รูปแบบ ได้แก่ การเดินทางโดยยานพาหนะส่วนบุคคลและการเดินทางโดยใช้จุดจอดแล้วจร และพิจารณาความจุของระบบการคมนาคมขนส่ง ซึ่งทำให้เกิดสมการแบบ Non-linear ดังนั้นจึงได้มีการนำเทคนิค special ordered set of Type 2 (SOS2) เพื่อปรับปรุงแบบจำลองดังกล่าวให้เป็นโปรแกรมเชิงเส้นจำนวนเต็มแบบผสม (Mixed Integer Linear Programming (MILP)) ที่ลดความยุ่งยากในการวิเคราะห์ และจากการนำแบบจำลองมาประยุกต์ใช้กับโครงข่ายจำลองข้างต้นจึงพบว่าแบบจำลองที่พัฒนาสามารถวิเคราะห์หาตำแหน่งที่เหมาะสมสำหรับการสร้างจุดจอดแล้วจรได้ โดยการศึกษาในอนาคตเป็นการนำแบบจำลองดังกล่าวไปวิเคราะห์โครงข่ายขนาดใหญ่

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอพระขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ สำหรับทุนผู้ช่วยวิจัยไว้สำหรับงานวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] D. A. N. Bolger, D. Colquhoun, and J. Morrall, “Planning and Design of Park-and-Ride Facilities for the Calgary Light Rail Transit System,” *Transp. Res. Rec.*, vol. 2, pp. 141–148, 1992.

[2] J. Y. T. Wang, H. Yang, and R. Lindsey, “Locating and pricing park-and-ride facilities in a linear monocentric city with deterministic mode choice,” *Transp. Res. Part B Methodol.*, vol. 38, no. 8, pp. 709–731, 2004.

[3] B. Farhan and A. T. Murray, “Siting park-and-ride facilities using a multi-objective spatial optimization model,” *Comput. Oper. Res.*, vol. 35, no. 2, pp. 445–456, 2008.

[4] F. Aros-Vera, V. Marianov, and J. E. Mitchell, “P-Hub approach for the optimal park-and-ride facility location problem,” *Eur. J. Oper. Res.*, vol. 226, no. 2, pp. 277–285, 2013.

[5] Z. Song, Y. He, and L. Zhang, “Integrated planning of park-and-ride facilities and transit service,” *Transp. Res. Part C Emerg. Technol.*, vol. 74, pp. 182–195, 2017.

[6] J. Holgui n-Veras, W. F. Yushimito, F. Aros-Vera, and J. J. Reilly, “User rationality and optimal park-and-ride location under potential demand maximization,” *Transp. Res. Part B Methodol.*, vol. 46, no. 8, pp. 949–970, 2012.

[7] R. B. Dial, “A probabilistic multipath traffic assignment model which obviates path enumeration,” *Transp. Res.*, vol. 5, no. 2, pp. 83–111, 1971.

[8] S. Maerivoet, “Transportation Planning and Traffic Flow Models,” no. May 2014, 2005.

[9] R. Riemann, D. Z. W. Wang, and F. Busch, "Optimal location of wireless charging facilities for electric vehicles : Flow-capturing location model with stochastic user equilibrium," *Transp. Res. Part C*, vol. 58, pp. 1–12, 2015.

[10] M. M. F. Hasan and I. A. Karimi, "Piecewise Linear Relaxation of Bilinear Programs Using Bivariate Partitioning," *Wiley Inter Sci.*, vol. 56, no. 7, 2010.

ทัศนคติของนักเรียนต่อการใช้งานทางข้ามบริเวณโรงเรียน
Student Attitudes toward Crosswalk Usages in School Zones

ณัฐสัญญ์ ปัญญาวิสุทธิชัย[1] *, เกษม ชูจารุกุล[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
**Corresponding author; E-mail address: P.nuttasun@gmail.com*

บทคัดย่อ

เขตบริเวณโรงเรียนเป็นพื้นที่ที่มีจำนวนผู้เดินเท้าจำนวนมากโดยเฉพาะนักเรียน การข้ามถนนในบริเวณโรงเรียนที่มีจำนวนมากนำมาซึ่งโอกาสในการเกิดอุบัติเหตุระหว่างการข้ามถนน งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อทัศนคติในการข้ามถนนและต้องการลดอุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้นกับนักเรียนในอนาคต โดยได้รวบรวมทัศนคติของนักเรียนต่อการใช้งานทางข้ามบริเวณโรงเรียน ด้วยการใช้แบบสอบถามข้อมูลทัศนคติในการข้ามถนนและประสบการณ์ในการข้ามถนนบริเวณโรงเรียน นอกจากนี้งานวิจัยชิ้นนี้ยังศึกษาทัศนคติด้านความปลอดภัยในการข้ามถนนภายใต้สถานการณ์สมมติ โดยพิจารณาองค์ประกอบ 4 ปัจจัยได้แก่ สัญญาณไฟคนข้ามถนน สัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ ทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม ผลการศึกษาจากรวบรวมข้อมูลนักเรียนโดยการใช้แบบสอบถามเป็นจำนวน 430 ชุดพบว่า เพศหญิงจะมีทัศนคติต่อการข้ามถนนที่ดีกว่า ได้รับประสบการณ์ในการข้ามถนนที่แย่กว่า สำหรับการวิเคราะห์สถานการณ์จำลองพบว่า สัญญาณไฟคนข้ามถนนเป็นองค์ประกอบที่ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยในการข้ามถนนมากที่สุด สถานการณ์ที่ทางข้ามที่มีสัญญาณไฟคนข้ามถนนจะมีคะแนนสูงกว่าทางข้ามที่ไม่มีสัญญาณไฟเฉลี่ย 2.14 คะแนน นอกจากนี้ยังพบว่าทางข้ามที่มีทางแยกและสิ่งกีดขวางร่วมกัน จะมีความปลอดภัยในการข้ามถนนต่ำกว่าทางข้ามอื่น

คำสำคัญ: ทัศนคติ, ทางข้าม, พื้นที่บริเวณโรงเรียน

Abstract

School zones are the area that many pedestrians, especially young students, are presented. Crossing the road in the school zones increase the chance of accidents during road crossing. This research investigates students' attitudes toward crosswalk usage in school zones by using questionnaire survey, aiming at attitude toward crosswalk usage and experience in crossing roads in the school zone. In addition, safety attitudes toward road crossing in a scenario are examined through a set of hypothetical scenarios based on 4 components, including pedestrian traffic light, crosswalk marking, intersection, and obstruction around a crosswalk. Results from 430 respondents indicate that female students have better attitudes toward road crossing, and worse experience of road crossing in a school zone, comparing to male counterparts. The experimental design results reveal that pedestrians feel most secure to cross in a crosswalk with pedestrian traffic light, which has a 2.14 higher score points, comparing with those pedestrians without traffic light. Besides, it is found that crossings at nearby intersection and with obstacles together have a significantly higher risk to cross.

Keywords: Attitudes, Crosswalk, School zones

1. ที่มาและความสำคัญ

1.1 ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

กรุงเทพมหานครเป็นเมืองที่มีความหนาแน่นของประชากรสูง มีการเดินทางภายในเมืองกันอย่างคับคั่ง ด้วยปริมาณยานพาหนะจำนวนมากบนท้องถนนอาจส่งผลต่อความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุในการเดินทาง โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณทางม้าลายที่คนเดินเท้าจำเป็นต้องใช้การตัดสินใจในการข้ามถนน สถิติคดีอุบัติเหตุจากการจราจรทางบกของสำนักงานตำรวจแห่งชาติ ซึ่งจำแนกตามประเภทผู้ใช้ทาง (สำนักงานสถิติแห่งชาติ, 2016) ตั้งแต่ปีพ.ศ. 2552-2559 พบว่าเกิดอุบัติเหตุกับคนเดินเท้าทั่วประเทศเฉลี่ยปีละ 2,267 ครั้ง เฉพาะในกรุงเทพมหานครนั้นมีอุบัติเหตุเกิดขึ้นกับคนเดินเท้าถึง 884 ครั้งต่อปี โดยอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นจากคนเดินเท้านั้นมากเป็นอันดับที่สามรองมาจากรถยนต์ และรถจักรยานยนต์ สถิตินี้ชี้ให้เห็นว่าการเดินทางด้วยการเดินจำเป็นต้องมีการปรับปรุงนโยบายเพื่อความปลอดภัยของคนเดินเท้า

พื้นที่บริเวณโดยรอบโรงเรียนเป็นพื้นที่ที่ควรให้ความสำคัญกับการใช้งานข้ามเป็นอย่างมาก เนื่องทางม้าลายบริเวณโดยรอบโรงเรียนจะมีนักเรียนเป็นผู้ใช้งานจำนวนมาก ผลการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการใช้งานทางข้ามในประเทศไทย (สุบิน ชาญพิทยานุกูลกิจ, 2016) พบว่ากลุ่มวัยรุ่นเป็นกลุ่มที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุมากที่สุดในการใช้งานทางข้ามด้วยปัจจัยในเรื่องของประสบการณ์ในการข้ามถนน และความสามารถใน

การตัดสินใจที่ยังไม่ดี เพื่อลดปัจจัยเสี่ยงดังกล่าวผู้วิจัยจึงจำเป็นต้องหาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทัศนคติการข้ามถนนในกลุ่มเด็กนักเรียน

งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายที่จะศึกษาทัศนคติในการข้ามถนนของกลุ่ม

นักเรียน และปัจจัยที่ส่งผลกระทบทัศนคติในการข้ามถนนบริเวณโรงเรียน โดยมีกลุ่มเป้าหมายคือกลุ่มนักเรียน ผู้วิจัยจะรวบรวมข้อมูลทัศนคติต่อการข้ามถนน ประสบการณ์ในการข้ามถนน และทัศนคติต่อการข้ามถนนภายใต้สถานการณ์จำลอง โดยมุ่งหวังที่จะทราบถึงปัจจัยสำคัญที่จะส่งผลกระทบต่อทัศนคติในการข้ามถนน เพื่อเป็นแนวทางในการพัฒนาปรับปรุงทางข้ามในเชิงนโยบายและเป็นแนวในการที่จะสร้างทางข้ามใหม่ที่อาจเกิดขึ้นได้ในอนาคต

1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สำหรับการเก็บข้อมูลในส่วนแรกจะเก็บข้อมูลของคนใช้งานทางข้ามจริง โดยจะเก็บข้อมูลส่วนตัวของผู้ทำแบบสอบถามประกอบด้วย อายุ เพศ และความถี่ในการใช้ทางข้าม ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะใช้วิเคราะห์ทัศนคติของการข้ามถนน การศึกษาด้านพฤติกรรมของการใช้งานทางเท้าและทางข้ามของประเทศกรีซ (Papadimitriou และคณะ, 2017) ซึ่งเก็บข้อมูลโดยใช้แบบสอบถามเพื่อเก็บข้อมูลทัศนคติต่อการเดินบนทางเท้าและการข้ามถนน ใช้การวิเคราะห์ตัวแปร Principal Component Analysis (PCA) เพื่อจัดกลุ่มของคำถามในแบบสอบถาม จากนั้นจึงใช้วิธีการจัดกลุ่มคนเดินเท้าด้วยวิธี Cluster Analysis โดยผลการวิจัยพบว่าคนเดินเท้าจะสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 กลุ่มคือ กลุ่มทัศนคติดีและมีแรงจูงใจ กับ กลุ่มทัศนคติไม่ดีและไม่มีแรงจูงใจ สำหรับปัจจัยของพื้นที่บริเวณทางข้ามที่ส่งผลกระทบต่อการข้ามถนนของคนเดินเท้า ผู้วิจัยได้ทบทวนวรรณกรรมและสรุป 4 องค์ประกอบหลัก ที่ส่งผลดังนี้

สัญญาณไฟคนข้ามถนน

สัญญาณไฟคนข้ามถนนมีแนวโน้มที่คนเดินเท้าจะพึงพอใจในการข้ามถนน แต่ในงานวิจัยบางชิ้นก็ไม่ได้เป็นแบบนั้นเสมอไป สุบิน ชาญพิทยานุกูลกิจ (2016) ได้ศึกษาเรื่องพฤติกรรมการข้ามถนนบนทางข้ามที่ลักษณะแตกต่างกัน เก็บข้อมูลโดยใช้กล้องวิดิโอ ผลการวิจัยพบว่าทางข้ามประเภทปุ่มกดสัญญาณไฟเป็นทางข้ามที่มีแนวโน้มที่คนข้ามถนนจะฝ่าฝืนสัญญาณไฟมากที่สุด เพราะไม่ต้องการรอสัญญาณไฟ สอดคล้องกับงานวิจัยของ Tiwari และคณะ (2007) ซึ่งเก็บข้อมูลพฤติกรรมการข้ามถนนโดยใช้กล้องวิดิโอ ผลการวิจัยพบว่าคนเดินเท้ามีโอกาสที่จะข้ามถนนโดยการฝ่าฝืนสัญญาณไฟเพิ่มขึ้นเมื่อต้องรอสัญญาณไฟนานขึ้น

สัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่

สัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่มีหน้าที่ในการแสดงให้ผู้ขับขี่เห็นตำแหน่งของทางม้าลายได้อย่างชัดเจนมากขึ้น Hakkert และคณะ (2002) ได้ทำการวิจัยเกี่ยวกับสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ โดยทำการเก็บข้อมูลพฤติของคนข้ามถนนและผู้ขับขี่รถยนต์ทั้งก่อนและหลังติดตั้งสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ ผลการวิจัยพบว่าหลังติดสัญญาณเตือน ผู้ขับขี่รถยนต์มีแนวโน้มที่จะหยุดรถเพื่อให้ผู้คนเดินเท้าข้ามถนนเพิ่มมากขึ้นทั้งคนเดินเท้าที่อยู่ริมถนนและอยู่

ตรงกลางของถนน และลดจำนวนของคนเดินเท้าที่ข้ามถนนนอกทางข้าม ในงานวิจัยสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ มีลักษณะเป็นแถบสีแดงบนพื้นของถนน ทำหน้าที่ในการเพิ่มความเด่นชัดทางม้าลาย และเป็นการเตือนให้ผู้ขับขี่รถยนต์ทราบว่ามีทางม้าลายอยู่ข้างหน้า แสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ตัวอย่างสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ในงานวิจัย

ทางแยก

ทางแยกเป็นทางข้ามที่คนเดินเท้ามีความยากลำบากในการข้ามถนน เนื่องทางแยกเป็นพื้นที่ที่รถยนต์สามารถวิ่งเข้ามาได้มากกว่า 1 ทาง คือวิ่งเข้ามาทางตรงและเลี้ยวเข้ามาตามทางแยก Roudsari และคณะ (2006) พบว่าสัดส่วนของคนข้ามถนนเกิดอุบัติเหตุจากรถยนต์ที่เข้ามาทางตรง เลี้ยวขวา และเลี้ยวซ้ายคิดเป็นร้อยละ 48, 32 และ 10 ตามลำดับ โดยคนข้ามถนนมักจะถูกรถชนจากทางด้านซ้ายของคนข้ามมาก นอกจากนี้งานวิจัยของ Hamaoka และคณะ (2013) พบว่าคนข้ามถนนจะหันหน้าเมื่อมองรถมากขึ้นในบริเวณก่อนข้ามถนนและบริเวณจัดขัดแย้งระหว่างคนข้ามถนนกับรถยนต์ ยังพบว่าร้อยละ 70 ของผู้ข้ามถนนรู้สึกว่าการเข้ามาของรถยนต์ทำให้รู้สึกไม่ปลอดภัย

สิ่งกีดข้ามบริเวณทางข้าม

สิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามจะบดบงทัศนวิสัยของคนเดินเท้าที่ต้องการจะข้ามถนน ทำให้คนเดินเท้าเกิดความยากลำบากมากขึ้นในการสังเกตุรถยนต์ที่กำลังวิ่งเข้ามาในทางข้าม Mayr และคณะ (2003) ศึกษาผลกระทบจากอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นกับคนเดินเท้ากลุ่มเด็กในออสเตรเลีย การศึกษานี้พบว่าทัศนวิสัยที่ไม่ชัดเจนในบริเวณโดยรอบทางข้ามส่งผลกระทบอย่างยิ่งต่อการเกิดอุบัติเหตุ จากงานวิจัยพบว่าอุบัติเหตุร้อยละ 45.7 พบว่าคนเดินเท้ามองไม่เหตุรถเนื่องจากมีสิ่งกีดขวางบังอยู่ และร้อยละ 39.2 พบว่าคนขับรถมองไม่เห็นคนเดินเท้าเนื่องจากสิ่งกีดขวางเช่นเดียวกับ ซึ่งการศึกษานี้มีผลลัพธ์สอดคล้องกับการศึกษาด้านความปลอดภัยในฝรั่งเศส Brenac และ Clabaux (2005) พบว่ารถโดยสาร

ประจำทางมีส่วนเกี่ยวข้องกับอุบัติเหตุบนถนนโดยทางอ้อม กล่าวคือรถโดยสารประจำทางทำให้เกิดการบดบังทัศนวิสัยของผู้ขับขี่ซึ่งก่อให้เกิดอุบัติเหตุกับคนข้ามถนนคิดเป็นร้อยละ 55 ของอุบัติเหตุทั้งหมด ตัวอย่างสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามแสดงดังรูปที่ 2

รูปที่ 2 ตัวอย่างสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามในงานวิจัย

2. การเก็บข้อมูลและการวิเคราะห์

2.1 ขอบเขตงานวิจัย

งานวิจัยนี้ศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทัศนคติในการข้ามถนน โดยมีกลุ่มเป้าหมายคือกลุ่มนักเรียนมัธยม ดังนั้นพื้นที่สำหรับเก็บข้อมูลจะอยู่ที่ทางข้ามบริเวณโดยรอบโรงเรียนที่แตกต่างกัน 4 โรงเรียน บนถนนเจริญกรุงในเขตยานนาวาถึงบางรัก ดังรูปที่ 3 เพื่อวิเคราะห์หาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อทัศนคติของคนข้ามถนน ดังต่อไปนี้

1) **โรงเรียนวัดสุทธิวราราม**

โรงเรียนวัดสุทธิวรารามเป็นโรงเรียนรัฐบาลชายล้วนขนาดใหญ่พิเศษ มีจำนวนนักเรียน 3,094 คน โรงเรียนตั้งอยู่บนถนนเจริญกรุง มีปริมาณการจราจรในช่วงเร่งด่วนเย็น (16:00 - 19:00 น.) ประมาณ 3,973 คันต่อวัน ช่อง ตำแหน่งของทางข้ามตั้งอยู่บริเวณใกล้เคียงโรงเรียน องค์ประกอบของทางข้ามบริเวณโรงเรียนคือสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่เพียงอย่างเดียว

2) **โรงเรียนสตรีศรีสุริโยทัย**

โรงเรียนสตรีศรีสุริโยทัยเป็นโรงเรียนรัฐบาลหญิงล้วนขนาดใหญ่ จำนวนนักเรียน 1,823 คน โรงเรียนตั้งอยู่ภายในซอยเจริญกรุง 57 บนถนนเจริญกรุง มีปริมาณการจราจรในช่วงเร่งด่วนเย็น (16:00 - 19:00 น.) ประมาณ 3,973 คันต่อวัน โดยตำแหน่งของทางข้ามจะอยู่บริเวณหน้าปากซอยซึ่งเป็นทางแยกที่มีรถเลี้ยว องค์ประกอบของทางข้ามที่มีคือสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่

3) **โรงเรียนอัสสัมชัญ**

โรงเรียนอัสสัมชัญเป็นโรงเรียนเอกชนชายล้วนขนาดใหญ่พิเศษ ตั้งอยู่บนถนนเจริญกรุง มีปริมาณการจราจรในช่วงเร่งด่วนเย็น (16:00 - 19:00 น.) ประมาณ 3,973 คันต่อวัน ซึ่งมีจำนวนช่องการจราจรทั้งหมด 4 ช่อง ตำแหน่งของทางข้ามตั้งอยู่บริเวณใกล้เคียงโรงเรียน โดยทางข้ามนี้เป็นทางข้ามที่ไม่มีทั้งสัญญาณไฟคนข้ามถนนและสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่

4) **โรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์**

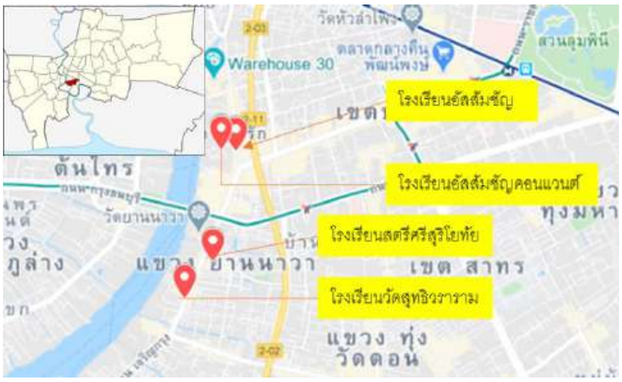
โรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์เป็นโรงเรียนเอกชนหญิงล้วนขนาดใหญ่ตั้งอยู่บนถนนเจริญกรุง มีปริมาณการจราจรในช่วงเร่งด่วนเย็น (16:00 - 19:00 น.) ประมาณ 3,973 คันต่อวัน ซึ่งมีจำนวนช่องการจราจรทั้งหมด 4 ช่อง โรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์ตั้งอยู่ใกล้เคียงโรงเรียนอัสสัมชัญบางรักจึงใช้ทางข้ามร่วมกับโรงเรียนอัสสัมชัญ

รูปที่ 3 ตำแหน่งของพื้นที่เก็บข้อมูล

2.2 การสำรวจข้อมูล

การสำรวจข้อมูลดำเนินการด้วยแบบสอบถามเพื่อศึกษาทัศนคติของการใช้ทางข้ามและลักษณะทางข้ามที่มีปัจจัยส่งผลต่อการข้ามถนนได้ดีที่สุด ผู้วิจัยได้เก็บข้อมูลในช่วงเย็น (15:00 – 18:00 น.) เนื่องจากเป็นเวลาที่โรงเรียนเลิก จะมีปริมาณนักเรียนเป็นจำนวนมากในการเก็บแบบสอบถามบริเวณโดยรอบโรงเรียน

1. **ทัศนคติและประสบการณ์ในการข้ามถนน**



เก็บข้อมูลของคนใช้งานทางข้ามจริง โดยจะเก็บข้อมูลส่วนตัวของผู้ทำแบบสอบถามประกอบด้วย อายุ เพศ และระดับการศึกษา จากนั้นจึงถามคำถามเรื่องทัศนคติการข้ามถนนและประสบการณ์ในการข้ามถนน โดยการให้คะแนนตั้งแต่ 1 ถึง 5 คะแนน โดย 1 คะแนนคือเห็นด้วยน้อยที่สุด และ 5 คะแนนคือเห็นด้วยมากที่สุด สำหรับคำถามเป็นไปตามตารางที่ 1 ดังนี้

ตารางที่ 1 คำถามสำหรับทัศนติในการข้ามถนนและประสบการณ์การข้ามถนน

	ทัศนคติในการข้ามถนน
A1	การคุยโทรศัพท์หรือเล่นโทรศัพท์ขณะข้ามถนนเป็นเรื่องปกติ
A2	เราสามารถข้ามถนนตรงไหนก็ได้ที่เราต้องการ
A3	การข้ามถนนนอกทางม้าลายเป็นเรื่องปกติ
A4	เราสามารถข้ามถนนนอกทางม้าลาย เพื่อประหยัดเวลาได้
A5	แม้จะมีทางม้าลายอยู่ใกล้ ฉันก็ข้ามถนนนอกทางม้าลายอยู่ดี
A6	การข้ามถนนบนทางม้าลายขณะสัญญาณไฟยังเป็นสีเขียวไม่ใช่เรื่องผิด
A7	ฉันรู้สึกเสียเวลาที่ต้องรอสัญญาณไฟคนข้ามถนน
A8	ฉันข้ามถนนตัดหน้ารถ เพราะคิดว่ารถต้องหยุดให้ฉัน
A9	ฉันคิดว่าคนขับรถไม่มีความระมัดระวังคนข้ามถนน
A10	เมื่อเกิดอุบัติเหตุกับคนข้ามถนน ฉันคิดว่าฝ่ายที่ผิดคือคนขับรถเสมอ
	ประสบการณ์การข้ามถนน
E1	ฉันใช้เวลานานในการรอเพื่อข้ามถนน
E2	รถยนต์ไม่หยุดให้ฉันข้ามถนน
E3	ฉันเกือบถูกรถชนขณะกำลังเดินข้ามถนน
E4	ฉันติดอยู่ตรงกลางถนนระหว่างการเดินข้ามถนน
E5	รถยนต์ไม่หยุดให้ฉัน แม้สัญญาณไฟคนข้ามถนนจะเป็นสีเขียว
E6	ฉันมีปัญหากับรถที่เลี้ยวเข้ามา เมื่อข้ามถนนบริเวณทางแยก
E7	สิ่งกีดขวางตรงทางข้าม ทำให้ฉันมองไม่เห็นรถยนต์ขณะข้ามถนน
E8	ฉันจำเป็นต้องวิ่งข้ามถนน เพราะรถยนต์วิ่งเร็วเกินไป

2. **ทัศนคติในการข้ามถนนสำหรับสถานการณ์จำลอง**

ผู้วิจัยได้เก็บข้อมูลทัศนคติในการข้ามถนนของนักเรียนต่อทางข้ามที่มีองค์ประกอบแตกต่างกัน โดยสร้างสถานการณ์สมมุติ ด้วยวิธีการ Full

Factorial design คือการสร้างสถานการณ์ให้ครบในทุกๆเงื่อนไข จำนวนสถานการณ์ทั้งหมดที่ต้องมีค่าเท่ากับ 2^k โดยค่า k คือจำนวนขององค์ประกอบ ในงานวิจัยชิ้นนี้มีปัจจัยทั้งหมด 4 ตัวแปรคือ สัญญาณไฟคนข้ามถนน สัญลักษณ์เตือนผู้ชับขี่ ทางแยกบริเวณทางข้าม และสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม ดังนั้นจะมีสถานการณ์สมมุติทั้งหมด 2^4 = 16 สถานการณ์ โดยค่า 1 คือมีองค์ประกอบนั้นอยู่ในสถานการณ์ ดังแสดงในตารางที่ 2

จากสถานการณ์จำลองทั้งหมด ผู้วิจัยได้แบ่งแบบสอบถามออกเป็น 4 ชุด ชุดละ 4 คำถาม โดยผู้ทำแบบสอบถามให้คะแนนความปลอดภัยในการข้ามถนนสำหรับสถานการณ์ดังกล่าวระหว่าง 1 ถึง 10 คะแนน โดย 1 คะแนนคือรู้สึกกับอันตรายที่ต้องทางข้ามนี้มากที่สุด และ 10 คะแนนคือรู้สึกปลอดภัยที่จะข้ามทางข้ามนี้มากที่สุด ดังแสดงตัวอย่างดังรูปที่ 2

ตารางที่ 2 ตัวแปรของแต่ละสถานการณ์

สถานการณ์	สัญญาณไฟคนข้ามถนน	สัญญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่	ทางแยก	สิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม
1	0	0	0	0
2	1	0	0	0
3	0	1	0	0
4	0	0	1	0
5	0	0	0	1
6	1	1	0	0
7	1	0	1	0
8	1	0	0	1
9	0	1	1	0
10	0	1	0	1
11	0	0	1	1
12	1	1	1	0
13	1	1	0	1
14	1	0	1	1
15	0	1	1	1
16	1	1	1	1

รูปที่ 4 ตัวอย่างสถานการณ์สมมุติ

3. ผลการวิจัย

3.1 ทัศนคติและประสบการณ์การข้ามถนน

จากการเก็บสำรวจด้วยแบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 430 ชุด เป็นข้อมูลของนักเรียนชั้นมัธยมศึกษา มีช่วงอายุระหว่าง 12-18 ปี โดยเป็นนักเรียนชายร้อยละ 48 และนักเรียนหญิงร้อยละ 52 เป็นนักเรียนจากโรงเรียนวัดสุทธิวรารามร้อยละ 30 โรงเรียนสตรีศรีสุริโยทัยร้อยละ 40 โรงเรียนอัสสัมชัญร้อยละ 18 และโรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์ร้อยละ 12 ตารางที่ 3 แสดงสัดส่วนของคำตอบที่ผู้ทำแบบสอบถามเลือกตอบในแต่ละคำถาม

ตารางที่ 3 ร้อยละของคำตอบที่ผู้ทำแบบสอบถามเลือกในแต่ละคำถาม

คำถาม	ร้อยละการเลือกตอบคำถาม					
	1	2	3	4	5	SD
ทัศนคติในการข้ามถนน						
A1	52.3	22.3	14.4	7.0	4.0	1.135
A2	49.1	27.7	12.6	5.8	4.9	1.131
A3	34.9	27.2	17.4	10.5	10.0	1.316
A4	31.6	29.1	21.4	9.1	8.8	1.253
A5	58.8	20.2	11.4	4.0	5.6	1.145
A6	59.1	17.4	10.9	6.3	6.3	1.220
A7	42.3	23.3	16.7	9.5	8.1	1.294
A8	60.0	18.8	12.3	5.3	3.5	1.087
A9	26.5	25.1	23.0	11.6	13.7	1.351
A10	45.6	25.6	19.3	3.3	6.3	1.160
ประสบการณ์การข้ามถนน						
E1	9.1	23.5	31.4	18.1	17.9	1.217
E2	9.8	17.4	29.8	20.9	22.1	1.257
E3	23.3	23.5	27.2	16.0	10.0	1.269
E4	12.8	23.3	31.4	18.6	14.0	1.220
E5	15.1	25.8	22.6	19.8	16.7	1.316
E6	15.1	21.4	29.5	18.8	15.1	1.270
E7	15.3	25.3	23.7	22.8	12.8	1.266
E8	14.7	19.8	24.9	19.8	20.9	1.343

จากตารางที่ 3 สังเกตได้ว่าในส่วนของคำถามด้านทัศนคติในการข้ามถนน ผู้ทำแบบสอบส่วนใหญ่จะเลือกตอบ 1 คะแนนซึ่งหมายถึงเห็นด้วยกับข้อความน้อยที่สุด แสดงให้เห็นว่าผู้ทำแบบสอบถามส่วนใหญ่มีทัศนคติที่ดีต่อการข้ามถนนและรับรู้ว่าพฤติกรรมใดไม่ควรที่จะพึงกระทำสำหรับการข้ามถนน ในขณะที่คำถามส่วนของประสบการณ์ในการข้ามถนนกับพบว่าประสบการ์ในการข้ามถนนของผู้ทำแบบสอบถามกลับมีการกระจายตัวค่อนข้างมาก ซึ่งแสดงให้เห็นว่าถึงแม้เราจะมีทัศนคติที่ดีและรับรู้ถึงการกระทำที่ไม่ถูกต้องในการข้ามถนน ก็ยังมีโอกาสพบเหตุการณ์ที่สร้างความยากลำบากในการข้ามถนนได้เช่นกัน

เมื่อนำข้อมูลด้านทัศนคติในการข้ามและประสบการณ์การข้ามถนนมาหาเฉลี่ยแล้วนำมาจำแนกผลลัพธ์ตามตัวแปรด้านสังคมอาทิ เพศ ระดับการศึกษา และสถานศึกษา ผลที่ได้รับแสดงดังในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ค่าเฉลี่ยของทัศนคติและประสบการณ์การข้ามถนนเทียบกับตัวแปรอื่น

		Attitude		Experience	
		Mean	SD	Mean	SD
เพศ	ชาย	2.2	0.99	2.9	0.95
	หญิง	1.9	0.65	3.1	0.92
ระดับการศึกษา	ม.1	2.0	0.98	2.6	1.05
	ม.2	2.1	0.92	3.0	0.94
	ม.3	2.1	0.68	3.1	0.87
	ม.4	2.1	0.91	3.0	0.93
	ม.5	2.1	0.67	3.3	0.87
	ม.6	2.0	0.75	3.1	0.86
โรงเรียน	วัดสุทธิวราราม	2.2	0.97	2.8	0.98
	สตรีศรีสุริโยทัย	2.0	0.67	3.2	0.92
	อัสสัมชัญ	2.3	1.01	2.9	0.90
	อัสสัมชัญคอนแวนต์	1.8	0.53	3.0	0.92

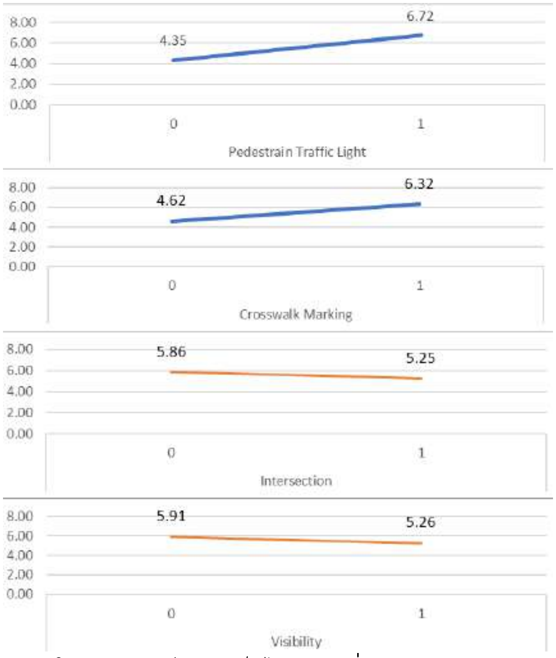
จากตารางที่ 4 พบว่า เพศชายมีค่าเฉลี่ยคะแนนทัศนคติในการข้ามถนนที่สูงกว่า นั่นหมายถึงเพศชายมีทัศนคติที่แย่กว่าในการข้ามถนน ผลลัพธ์นี้สอดคล้องกับงานวิจัยหลายๆชิ้นที่แสดงให้เห็นว่าเพศชายเป็นกลุ่มที่มีแนวโน้มที่จะกระทำความผิดในการข้ามถนนสูงกว่าเพศหญิง สำหรับด้านประสบการณ์ในการข้ามถนน พบว่าเพศหญิงที่จะพบเจอประสบการณ์ที่ไม่ดีมากกว่า ผู้วิจัยคาดคะเนว่าผลลัพธ์เป็นเช่นนี้เนื่องจากเพศหญิงเป็นกลุ่มที่มีความสามารถในการตัดสินใจแบบเฉียบพลันได้ช้ากว่ากลุ่มเพศชาย ซึ่งการข้ามถนนเองก็จำเป็นต้องใช้ทักษะนี้เช่นกัน

สำหรับตัวแปรด้านระดับการศึกษาพบว่าในด้านทัศนคติในการข้ามถนนไม่ได้มีความแตกต่างอย่างเห็นได้ชัดในระดับการศึกษาที่แตกต่างกัน แต่ด้านประสบการณ์ในการข้ามถนนกลับพบว่า กลุ่มนักเรียนระดับชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 1 มีประสบการณ์ในการข้ามถนนที่ดีกว่าในระดับชั้นอื่นๆ เพราะว่ากลุ่มนักเรียนชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 1 เองนั้นยังมีประสบการณ์ในการข้ามถนนน้อยกว่ากลุ่มอื่นจากการที่เพิ่งจะย้ายจากโรงเรียนประถมมาโรงเรียนมัธยม การพบประสบการณ์ในการข้ามถนนที่ไม่ดีย่อมน้อยกว่าในระดับชั้นอื่น ๆ

ตัวแปรด้านสถานศึกษาพบว่าโรงเรียนวัดสุทธิวรารามและโรงเรียนอัสสัมชัญที่เป็นโรงเรียนชายล้วน มีทัศนคติในการข้ามถนนและประสบการณ์การข้ามถนนที่แย่กว่าโรงเรียนหญิงล้วนอย่าง โรงเรียนสตรีศรีสุริโยทัยและโรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์ ซึ่งสอดคล้องกับตัวแปรด้านเพศที่ได้อธิบายไว้ข้างต้น สิ่งที่น่าสังเกตคือโรงเรียนอัสสัมชัญและโรงเรียนอัสสัมชัญคอนแวนต์แม้ว่าทั้งสองโรงเรียนนี้จะอยู่ติดกันและมีการข้ามถนนในพื้นที่เดียวกัน แต่ประสบการณ์ในการข้ามถนนของทั้งสองโรงเรียนก็ยังมีความแตกต่างกัน

3.2 ทัศนคติในการข้ามถนนสำหรับสถานการณ์จำลอง

ผลลัพธ์ของการสำรวจแบบสอบถามทั้งหมด 430 ชุด จากสถานการณ์จำลองทั้งหมด 16 สถานการณ์ ผู้วิจัยได้แบ่งแบบสอบถามออกเป็น 4 ชุด โดยประกอบด้วยสถานการณ์จำลองชุดละ 4 สถานการณ์ ดังนั้นข้อมูลการข้ามถนนที่เก็บได้จะประกอบด้วย 1,720 ข้อมูล ค่าเฉลี่ยของตัวแปรทั้ง 4 ตัวแปรหลักในสถานการณ์จำลองเป็นไปตามรูปที่ 5



รูปที่ 5 กราฟค่าเฉลี่ยคะแนนของตัวแปรในสถานการณ์

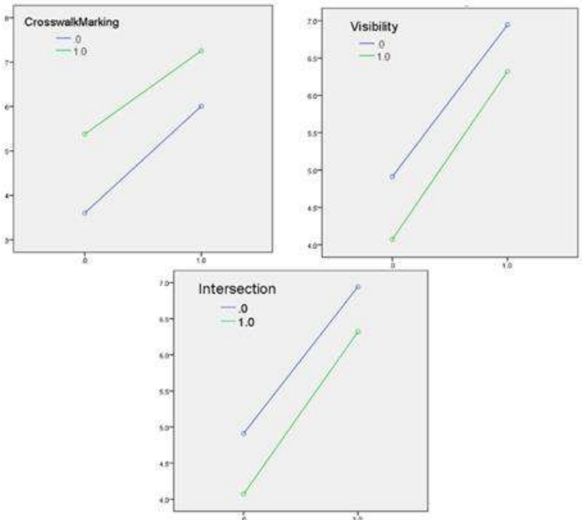
จากรูปที่ 5 จะพบได้ว่าตัวแปรที่มีผลกระทบหลักสูงสุด (Main effect) คือตัวแปรสัญญาณไฟคนข้ามถนน โดยทางข้ามที่มีสัญญาณไฟคนข้ามถนนจะมีคะแนนสูงกว่าทางข้ามที่ไม่มีสัญญาณไฟเฉลี่ย 2.14 คะแนน และตัวแปรที่มีผลกระทบหลักน้อยที่สุดคือ ทางแยก โดยทางข้ามที่อยู่บนทางแยกจะมีคะแนนต่ำกว่าทางข้ามที่ไม่มีทางแยกเฉลี่ย 0.61 คะแนน นอกจากนี้สังเกตได้ว่าตัวแปรที่มีผลกระทบเชิงบวกอย่าง สัญญาณไฟคนข้ามถนนและสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ ส่งผลกระทบต่อคะแนนความปลอดภัยสูงมากเมื่อเทียบกับตัวแปรที่ส่งผลกระทบเชิงลบอย่าง ทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม ชี้ให้เห็นว่ากลุ่มคนเดินเท้าส่วนมากรับรู้ถึงองค์ประกอบที่ส่งเสริมด้านความปลอดภัยในการข้ามถนน แต่ไม่ได้รับรู้ถึงอันตรายต่อทางข้ามที่มีองค์ประกอบในการเพิ่มความเสี่ยงต่ออุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้น

เมื่อทราบถึงผลกระทบหลักของตัวแปรแล้วสิ่งที่ต้องพิจารณาต่อมาคือ ผลกระทบร่วม (Interaction effect) ของตัวแปรแต่ละตัว ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ผลกระทบร่วมแยกตามแต่ละตัวแปรเป็นไปดังต่อไปนี้

1) **สัญญาณไฟคนข้ามถนน**

ผลกระทบร่วมของสัญญาณไฟคนข้ามถนนแสดงดังรูปที่ 6 โดยแสดงค่าเฉลี่ยของคะแนนความปลอดภัยของสัญญาไฟคนข้ามถนนกับตัวแปรอื่น กราฟแต่ละเส้นแสดงถึงคะแนนเฉลี่ยของสถานการณ์จำลองโดยมีสัญญาณไฟคนข้ามถนนกับตัวแปรอื่นรวมอยู่ด้วย ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าตัว

แปรสัญญาณไฟคนข้ามถนนไม่ได้มีผลกระทบร่วมกับตัวแปรอื่นอย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 6 ผลกระทบร่วมของสัญญาณไฟคนข้ามถนนเทียบกับตัวแปรอื่น

2) สัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่

ผลกระทบร่วมของตัวแปรสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่ แสดงดังรูปที่ 7 โดยแสดงค่าเฉลี่ยของคะแนนความปลอดภัยสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่กับตัวแปรอื่น ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าตัวแปรสัญญาณไฟคนข้ามถนนไม่มีผลกระทบร่วมกับตัวแปรอื่นอย่างมีนัยสำคัญ

รูปที่ 7 ผลกระทบร่วมของสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่เทียบกับตัวแปรอื่น

3) ทางแยก

ผลกระทบร่วมของตัวแปรทางแยกแสดงดังรูปที่ 8 โดยแสดงค่าเฉลี่ยของคะแนนความปลอดภัยของทางแยกกับตัวแปรอื่น ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าตัวแปรทางแยกมีผลกระทบร่วมกับตัวแปรสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม กล่าวคือสถานการณ์จำลองที่ทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณอยู่ด้วยกันจะส่งผลให้คะแนนความปลอดภัยลดลงเป็นอย่างมาก สังเกตได้จาก**ความชันในกราฟสีเขียวที่มีความชันมากกว่ากราฟสีฟ้า**

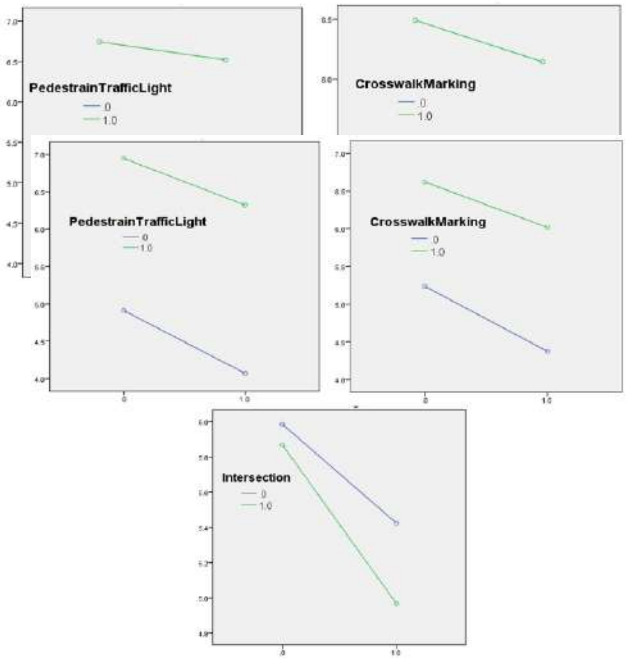
รูปที่ 8 ผลกระทบร่วมของทางแยกเทียบกับตัวแปรอื่น

4) สิ่งกีดขวางบริเวณทางข้าม

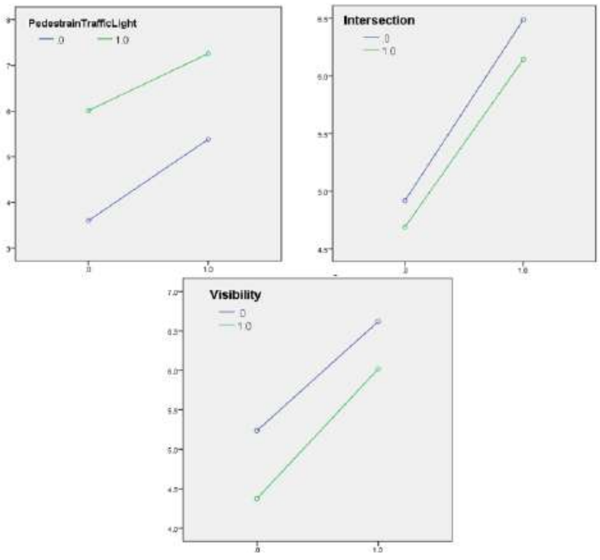
ผลกระทบร่วมของตัวแปรสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามแสดงดังรูปที่ 9 โดยแสดงค่าเฉลี่ยของคะแนนความปลอดภัยกับตัวแปรอื่น ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าตัวแปรสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามมีผลกระทบร่วมกับตัวแปรทางแยก เช่นเดียวกันกับที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อของตัวแปรทางแยก

รูปที่ 9 ผลกระทบร่วมของสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามเทียบกับตัวแปรอื่น

จากการวิเคราะห์ผลกระทบร่วมของตัวแปรพบว่า ตัวแปรทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามมีผลกระทบร่วมกันอย่างมีนัยสำคัญ แสดงให้เห็น



ได้จากกราฟที่มีความชันที่เปลี่ยนกันเมื่อมีตัวแปรทั้งสองมารวมกัน แสดงให้เห็นว่า คนเดินเท้ารู้สึกอันตรายมากขึ้นเป็นพิเศษเมื่อต้องพบสถานการณ์จำลองที่มีสองตัวแปรนี้อยู่รวมกัน ส่วนผลกระทบร่วมของคู่ตัวแปรอื่นๆ ไม่ได้ส่งผลต่อความปลอดภัยต่อการข้ามถนนอย่างมีนัยสำคัญ



4. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

4.1 สรุปผลการทดลอง

ผลจากการศึกษาพบว่าตัวแปรเพศเป็นตัวแปรที่ส่งผลต่อทัศนคติในการข้ามถนน ประสบการณ์การข้ามถนน และความปลอดภัยในการข้ามถนนในสถานการณ์จำลองอย่างมีนัยยะสำคัญ โดยเพศหญิงจะมีทัศนคติต่อการข้าม

ถนนที่ดีกว่า พบประสบการณ์ในการข้ามถนนที่แย่กว่า และให้คะแนนความปลอดภัยในสถานการณ์จำลองโดยรวมต่ำกว่าเพศชาย ซึ่งผลการศึกษานี้ชี้ให้เห็นว่าเพศหญิงเป็นกลุ่มที่มีความยากลำบากในการข้ามถนน ถึงแม้ว่าจะมีทัศนคติในการข้ามถนนที่ดีกว่าเพศชาย แต่ก็ยังพบประสบการณ์ข้ามถนนที่แย่กว่ากลุ่มเพศชาย สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เป็นไปได้ทั้งเรื่องความสามารถในการตัดสินใจเฉียบพลันที่ด้อยกว่าเพศชาย หรือในอีกมุมมองหนึ่งคือในด้านของผู้ขับขี่รถยนต์ที่ไม่เคารพกฎจราจรในขณะที่คนเดินเท้าข้ามถนนบนทางม้าลายอย่างถูกต้อง

ในด้านของระดับการศึกษาไม่ได้พบว่าระดับการศึกษาที่สูงขึ้นนั้นส่งผลต่อตัวแปรต้นอย่างมีนัยสำคัญ ทั้งในด้านทัศนคติในการข้ามถนน ประสบการณ์การข้ามถนนและความปลอดภัยในการข้ามถนนบนสถานการณ์จำลอง แสดงให้เห็นว่าความรู้ความเข้าใจด้านความปลอดภัยในการข้ามถนนนั้นขึ้นอยู่ตามปัจเจกบุคคล รวมไปถึงการปลูกฝังตั้งแต่ยังเด็กด้วยเช่นเดียวกัน ส่วนตัวแปรด้านของสถานศึกษาพบว่าผลที่ได้นั้นมีแนวโน้มเช่นเดียวกับตัวแปรเพศ เนื่องจากโรงเรียนในพื้นที่ศึกษานั้นเป็นโรงเรียนชายล้วนและหญิงล้วนเหมือนกัน สิ่งที่แตกต่างกันคือการเป็นโรงเรียนรัฐบาลและเอกชน ซึ่งสถานะการเป็นโรงเรียนรัฐบาลและเอกชนนั้นไม่ได้ส่งผลให้เกิดผลลัพธ์ที่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ เหตุผลเป็นเช่นเดียวกับตัวแปรด้านระดับการศึกษาคือ ความรู้ความเข้าใจในด้านความปลอดภัยในการข้ามถนนขึ้นอยู่กับปัจเจกบุคคลและการปลูกฝังของแต่ละครอบครัว

สำหรับองค์ประกอบของทางข้ามในสถานการณ์จำลองผลจากการวิจัยพบว่า ในด้านผลกระทบหลักของตัวแปรสัญญาณไฟคนข้ามถนนเป็นองค์ประกอบที่ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยในการข้ามถนนมากที่สุด สถานการณ์ที่ทางข้ามที่มีสัญญาณไฟคนข้ามถนนจะมีคะแนนสูงกว่าทางข้ามที่ไม่มีสัญญาณไฟเฉลี่ย 2.14 คะแนน สิ่งที่น่าสนใจคือองค์ประกอบเชิงลบที่มีคะแนนสูงสุดอย่างสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามกลับมีคะแนนเฉลี่ยเพียง 0.65 คะแนน ส่วนนี้แสดงให้เห็นว่ากลุ่มคนเดินเท้าส่วนมากรับรู้ถึงองค์ประกอบที่ส่งเสริมด้านความปลอดภัยในการข้ามถนน แต่มีรับรู้ถึงอันตรายต่อทางข้ามที่มีองค์ประกอบในการเพิ่มความเสี่ยงต่ออุบัติเหตุที่อาจเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

ในด้านของผลกระทบร่วมพบว่าตัวแปรทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามขับขี่มีผลกระทบร่วมกัน โดยทางข้ามที่มีทางแยกและสิ่งกีดขวางบริเวณทางข้ามอยู่ร่วมกันส่งผลให้คนเดินเท้ารู้สึกอันตรายมากขึ้นเป็นพิเศษสืบเนื่องจากผลการวิเคราะห์ของผลกระทบหลักที่แสดงให้เห็นว่าคนเดินเท้านั้นมีการรับรู้องค์ประกอบที่ส่งผลเสียต่อการข้ามถนนได้ไม่ดีนัก การมีองค์ประกอบด้านลบ 2 อย่างทำให้คนเดินเท้าตระหนักถึงความเสี่ยงได้ดีมากขึ้นจากผลลัพธ์ของผลกระทบร่วม

การวิเคราะห์ทัศนคติในการข้ามถนนในสถานการณ์จำลองทำให้ทราบว่า กลุ่มคนเดินเท้าเองนั้นมีการรับรู้ถึงองค์ประกอบที่เพิ่มความปลอดภัยในการข้ามถนน เช่น สัญญาณไฟคนข้ามถนนและสัญลักษณ์เตือนผู้ขับขี่เป็นอย่างดี แต่ในด้านขององค์ประกอบที่เพิ่มความเสี่ยงต่ออุบัติเหตุกลับมีการรับรู้ที่ไม่ดีนัก นอกเสียจากจะมีเหตุการณ์ที่มีองค์ประกอบด้านลบอยู่รวมกันทั้งสองอย่าง ดังนั้นนอกเสียจากการปรับปรุงทางข้ามบริเวณโรงเรียนให้มีความปลอดภัยต่อการใช้งานแล้ว สิ่งสำคัญคือการให้ความรู้ด้านความปลอดภัยในการข้ามถนนต่อนักเรียน เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการตระหนักรับรู้ถึงอันตรายของการข้ามถนนบนทางข้ามที่ไม่ปลอดภัยด้วยเช่นกัน

4.2 ข้อเสนอแนะในการศึกษา

เนื่องด้วยงานวิจัยชิ้นนี้ยังมีข้อจำกัดในหลายๆด้าน ประการแรก พื้นที่ศึกษาในงานวิจัยชิ้นนี้ประกอบไปด้วยโรงเรียนมัธยมหญิงล้วนและชายล้วนเพียงเท่านั้น ซึ่งขาดข้อมูลของโรงเรียนสหศึกษาเข้ามาประกอบในงานวิจัย ผู้วิจัยเสนอให้ขยายขอบเขตของพื้นที่ศึกษาเพื่อเพิ่มความหลากหลายของกลุ่มข้อมูล นอกจากนี้การขยายขอบเขตของการศึกษาเป็นระดับมหาวิทยาลัยเองก็เป็นสิ่งน่าน่าสนใจ เนื่องจากมหาวิทยาลัยเองก็เป็นสถานศึกษาย่อมมีการใช้งานทางข้ามบริเวณโดยรอบเป็นจำนวนมากด้วยเช่นกัน

ประการต่อมา การศึกษาด้านทัศนคติต่อการใช้งานทางข้ามในสถานการณ์ที่แตกต่างกันนั้น เป็นการใช้สถานการณ์จำลองในการศึกษาและเก็บข้อมูล ผู้วิจัยมีข้อเสนอแนะในการเก็บข้อมูลจากทางข้ามที่มีองค์ประกอบนั้นบนสถานการณ์จริงเพื่อเปรียบเทียบความแตกต่างกันของทั้งสองแบบ พร้อมทั้งนำสถิติอุบัติเหตุกับคนเดินเท้าเข้ามาต่อยอดในงานวิจัยสำหรับผู้ต้องการนำไปศึกษาเพิ่มเติม

เอกสารอ้างอิง

[1] Brenac T. and Clabaux N. (2005). The indirect involvement of buses in traffic accident processes., Safety Science 43(10), pp. 835-843.

[2] Hakkert A. S., Gitelman V. and Ben-Shabat E. (2002). An evaluation of crosswalk warning systems: effects on pedestrian and vehicle behaviour. Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour **5**(4): pp. 275-292.

[3] Hamaoka H., Hagiwara T., Tada M. and Munehiro K. (2013). A study on the behavior of pedestrians when confirming approach of right/left-turning vehicle while crossing a crosswalk. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies **10**.

[4] Mayr J. M., และคณะ (2003). "Causes and consequences of pedestrian injuries in children." Eur J Pediatr **162**(3), pp. 184-190.

[5] Papadimitriou E., Lassarre S. and Yannis G. (2017). "Human factors of pedestrian walking and crossing behaviour." Transportation Research Procedia **25**: pp. 2002-2015.

[6] Roudsari B., Kaufman R. และ Koepsell T. (2006). Turning at intersections and pedestrian injuries. Traffic Inj Prev **7**(3): pp. 283-289.

[7] Tiwari G., Bangdiwala S., Saraswat A. และ Gaurav S. (2007). "Survival analysis: Pedestrian risk exposure at signalized

intersections." Transportation Research Part F-Traffic Psychology and Behaviour **10**(2): pp. 77-89.

[8] สุบิน ชาญพิทยานุกูลกิจ (2016). ความแตกต่างของพฤติกรรมผู้เดินเท้าในการใช้งานทางข้ามที่มีลักษณะแตกต่างกัน, วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

การประเมินผลมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ กรณีศึกษาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4

Evaluation of Mitigation for Increasing Efficiency of Toll Plaza: A Case Study of Asoke 3 and Asoke 4 Toll Plaza

จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง[1,*] พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม[2] ดวงกมล ชูสิงห์[3] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[4]

[1,2,4] กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย
[3] สาขาวิศวกรรมขนส่ง สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
**Corresponding author; E-mail address: jirawat.exat@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปริมาณผู้ใช้ทางพิเศษมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้นโดยเฉพาะในชั่วโมงเร่งด่วนเช้าและเย็นก่อให้เกิดปัญหาการจราจรติดขัด มาตรการแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดโดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษให้มีความสามารถในการให้บริการที่ดียิ่งขึ้น สามารถทำได้โดยการพัฒนาจากระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ปรับเปลี่ยนเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) และการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษสำหรับระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) แต่การเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินจำเป็นต้องทราบว่าควรเพิ่มจำนวนเท่าไรจึงเหมาะสม การศึกษานี้จึงประเมินมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพด่านฯ อโศก 3 และ อโศก 4 โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ ของแต่ละมาตรการ พบว่า มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่อง MTC จำนวน 10 คนต่อช่องทางร่วมกับมาตรการยกเลิกการใช้ไม้กั้น NSL สามารถนำไปประยุกต์ใช้สำหรับด่านฯ อโศก 3 ในชั่วโมงเร่งด่วนเย็น ทำให้ปริมาณจราจรบริเวณหน้าด่านฯ เพิ่มขึ้นจากเดิม 0.52% และมาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่อง MTC จำนวน 5 คนต่อช่องทางร่วมกับมาตรการยกเลิกการใช้ไม้กั้น NSL สามารถนำไปประยุกต์ใช้สำหรับด่านฯ อโศก 4 ในชั่วโมงเร่งด่วนเช้า ทำให้ปริมาณจราจรบริเวณหน้าด่านฯ เพิ่มขึ้นจากเดิม 12.73% ภายหลังนำมาตรการไปดำเนินงานบริเวณด่านฯ อโศก 3 และ อโศก 4 พบว่า ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพบริเวณหน้าด่านฯ ก็ต่อเมื่อเป็นช่วงที่มีปริมาณจราจรหนาแน่น

คำสำคัญ: การประเมินผลกระทบการจราจร, ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ, แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

Abstract

Expressway traffic demand tends to be rapidly increased especially during morning and evening rush hour. The main solution is to reduce traffic congestion, especially in front of toll plaza, in order to improve toll plaza capacity. These can be done by developing existing electronic toll collection system (ETC) into electronic toll collection system without barrier (Nonstop lane; NSL) and increasing the number of toll collection staff in front of toll booth for manual toll collection system (MTC). However, it is necessary to know the proper number that should be added in order to apply such method. Therefore, this study evaluates the efficiency of Asoke 3 and Asoke 4 toll plaza. The microscopic simulation model of AIMSUN had been developed to analyze traffic evaluation and efficiency of various scenarios. The results indicated that adding 10 toll collection staff per toll booth accompanied with nonstop lane can be applied for Asoke 3 toll plaza during evening rush hour, as it improves toll plaza flow by 0.52%. While adding 5 toll collection staff per toll booth accompanied with nonstop lane can be applied for Asoke 4 toll plaza during morning rush hour, as it improves toll plaza flow by 12.73%. Afterward, these measures were applied. It was found that the efficiency of toll plaza is increased on the condition that toll plaza has heavy traffic volume.

Keywords: Traffic evaluation, Toll plaza, Traffic micro simulation

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันปริมาณผู้ใช้ทางพิเศษมีปริมาณเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องโดยเฉพาะในชั่วโมงเร่งด่วนเช้าและเย็น ก่อให้เกิดปัญหาการจราจรติดขัดบนโครงข่ายทางพิเศษโดยเฉพาะบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ ทำให้บริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษมีสภาพการจราจรอยู่ในสภาพหนาแน่นจนไปถึงแออัดเพื่อรอชำระค่าผ่านทางพิเศษ จากปัญหาที่เกิดขึ้นจึงได้มีการกำหนดมาตรการต่าง ๆ เพื่อบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอย่างต่อเนื่อง อาทิเช่น การรณรงค์การเตรียมเงินให้พอดี การเพิ่มพนักงานอำนวยการจราจรเพื่อช่วยจัดการจราจรและจัดระเบียบรถก่อนเข้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษร่วมกับเจ้าหน้าที่ตำรวจ การจัดโปรโมชั่นส่งเสริมการใช้ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) และการให้ส่วนลดค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) อีกทั้ง กทพ. ได้รับดำเนินงานตามแนวนโยบายกระทรวงคมนาคม (คค.) เรื่องแนวปฏิบัติในการแก้ไขปัญหาจราจรติดขัดบริเวณหน้าด่านเก็บเงินค่าผ่านทางพิเศษ ให้ดำเนินการทดสอบการแก้ไขปัญหาจราจรในห้องปฏิบัติการ (Laboratory modeling) ตามหลักการทางวิศวกรรม และทำการทดสอบในภาคสนามพร้อมประชาสัมพันธ์ให้ประชาชนรับทราบ จากนั้นประมวลผลและปรับแผนการปฏิบัติเพื่อขยายผลนำไปสู่การปฏิบัติจริง โดยทำการพัฒนาจากระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ปรับเปลี่ยนเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) และการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษสำหรับระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) แต่การเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินจำเป็นต้องทราบว่าควรเพิ่มจำนวนเท่าไรจึงเหมาะสม จึงทำการประเมินมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพด่านฯ อโศก 3 และอโศก 4 โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ ของแต่ละมาตรการ เพื่อเป็นการประกอบการตัดสินใจในการพิจารณามาตรการที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพสูงสุดเพื่อขยายผลนำไปสู่การปฏิบัติจริง

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อพัฒนาแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาคของการระบายการจราจร บริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ทางพิเศษศรีรัช
2. เพื่อประเมินผลมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ทางพิเศษศรีรัช ที่มีประสิทธิภาพสูงสุด

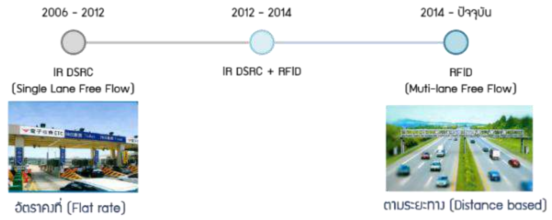
1.3 ขอบเขตการศึกษา

การวิจัยนี้ศึกษาการพัฒนาแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาคโดยใช้โปรแกรม AIMSUN เพื่อจำลองสภาพการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ทางพิเศษศรีรัช เพื่อประเมินผลกระทบการจราจรจากมาตรการเพิ่มประสิทธิภาพรูปแบบต่าง ๆ ในด้านปริมาณจราจรบริเวณหน้าด่านฯ ที่ระบายได้

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

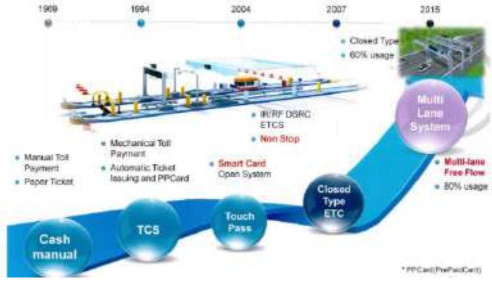
2.1 ระบบเก็บค่าผ่านทางที่เกี่ยวข้องในต่างประเทศ [1]

ประเทศไต้หวันเริ่มใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบยกเลิกไม้กั้น หรือ Single Lane Free Flow (SLFF) ในปี 2006 – 2012 โดยเก็บค่าผ่านทางแบบอัตราคงที่ (Flat rate) จนถึงช่วงปี 2012 – 2014 เป็นช่วงการโอนถ่ายข้อมูลระหว่างแบบ Infrared Dedicated Short Range Communication (IR DSRC) on-board-unit (OBU) ไปเป็นแบบ Radio Frequency Identification (RFID tag) และนำช่องเก็บค่าผ่านทางออกเพื่อเปลี่ยนเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางแบบ Multi-lane Free Flow (MLFF) ตั้งแต่ปี 2014 จนถึงปัจจุบัน โดยเก็บค่าผ่านทางแบบตามระยะทาง (Distance based) แสดงดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 การเปลี่ยนแปลงเทคโนโลยีระบบเก็บค่าผ่านทางต่างๆ ของประเทศไต้หวัน

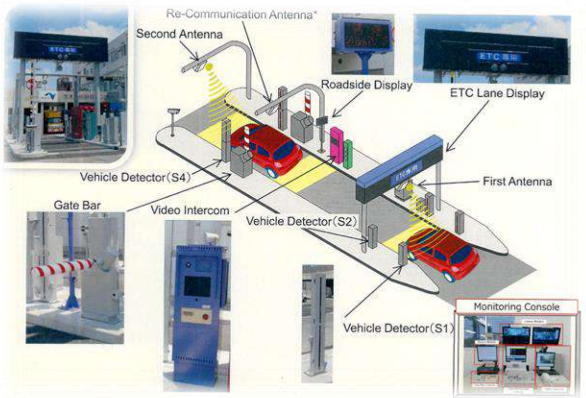
ในปี 1969 ประเทศเกาหลีเริ่มใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบเงินสดและตั๋วต่อมาได้พัฒนาสู่ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติ มีเครื่องชำระค่าผ่านทางอัตโนมัติและระบบออกตั๋วอัตโนมัติ และมีการใช้บัตร Smart Card ในปี 2004 พร้อมเริ่มใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบยกเลิกไม้กั้น หรือ Single Lane Free Flow (SLFF) ที่สามารถใช้ความเร็วได้เพิ่มขึ้นเป็น 30 กิโลเมตร/ชั่วโมง รองรับปริมาณจราจรได้ 1,100 คัน/ชั่วโมง/ช่องทาง โดยใช้ระบบ Infrared Dedicated Short Range Communication (IR DSRC) และ Radio Frequency Identification (RFID tag) และพัฒนาอย่างต่อเนื่องเปลี่ยนเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางแบบ Multi-lane Free Flow (MLFF) ที่สามารถใช้ความเร็วได้เพิ่มขึ้นเป็น 50 - 80 กิโลเมตร/ชั่วโมง รองรับปริมาณจราจรได้ถึง 1,500 คัน/ชั่วโมง/ช่องทาง ในปี 2015 จนถึงปัจจุบัน ที่มีผู้ใช้ทางในระบบอัตโนมัติ 80% แสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงเทคโนโลยีระบบเก็บค่าผ่านทางต่างๆ ของประเทศเกาหลี

ประเทศญี่ปุ่นเริ่มดำเนินการเปิดใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติตั้งแต่ปี 2001 โดยที่มีผู้ใช้ทางในระบบอัตโนมัติเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง

จนกระทั่งในปี 2018 มีสัดส่วนผู้ใช้ทางในระบบอัตโนมัติสูงถึง 91.2% ด้วยการใช้มาตรการดึงดูดผู้ใช้ทาง อาทิเช่น การให้ส่วนลดค่าผ่านทางผู้ใช้ทางในระบบอัตโนมัติในช่วงกลางคืน ช่วงวันหยุด การเก็บค่าผ่านทางผู้ใช้ทางในระบบอัตโนมัติแบบตามระยะทาง และระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติของประเทศญี่ปุ่นในปัจจุบันยังคงใช้ทั้งระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้นและแบบยกเลิกไม้กั้นหรือ Single Lane Free Flow (SLFF) แสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติของประเทศญี่ปุ่น

2.2 การจำลองสภาพจราจร

การจำลองสภาพจราจรเป็นการจำลองลักษณะสภาพการจราจรที่เกิดขึ้นจริงบนถนนหนึ่งๆ หรือทำการประยุกต์จำลองสถานการณ์ที่สมมุติขึ้น ทำให้สามารถศึกษาผลกระทบต่อการจราจรเมื่อเกิดอุบัติการณ์ต่าง ๆ ที่ไม่สามารถสมมุติให้เกิดขึ้นจริงได้ในภาคสนาม ทำให้มองเห็นสภาพจราจรและปัญหาจราจรโดยรวมได้อย่างเป็นระบบ เพื่อประเมินทางเลือกซึ่งสามารถนำไปใช้ประโยชน์ในการพัฒนาด้านต่าง ๆ การพัฒนาแบบจำลองด้านจราจรสามารถจำแนกได้ 3 ระดับ คือ ระดับมหภาค (Macroscopic) ระดับกึ่งจุลภาค (Mesoscopic) และระดับจุลภาค (Microscopic) ขึ้นอยู่กับเป้าหมายของการนำไปใช้งาน ที่มีรูปแบบค่อนข้างหลากหลาย

การจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค (Microscopic) มักใช้แบบจำลองการเคลื่อนที่ตามกันของยวดยาน (Car-Following Model) แบบจำลองการเปลี่ยนช่องจราจร (Lane-Changing Model) และระยะระหว่างรถที่ยอมรับได้ (Gap Acceptance) เป็นหลักการพื้นฐานในการจำลองการเคลื่อนที่ของยวดยานแต่ละคัน โดยการขับขี่ของยวดยานคันหน้าที่มีการเพิ่มความเร็ว ลดความเร็ว และหยุดรถจะมีผลต่อการขับขี่ของยวดยานที่ขับตามมา ในปัจจุบันมีการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคให้เลือกใช้งานอย่างแพร่หลาย ซึ่งแต่ละแบบจำลองมีสมรรถนะในการจำลองเหตุการณ์ได้แตกต่างกัน ซึ่งโปรแกรมที่นิยมใช้งานกัน ได้แก่ AIMSUN, VISSIM, CORSIM, PARAMICS และ โปรแกรมอื่นๆ ซึ่งมีสมรรถนะในการใช้งานที่แตกต่างกัน [2]

2.3 โปรแกรมจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN

AIMSUN (Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks) เป็นโปรแกรมสำหรับการจำลองสภาพการจราจรที่ถูกพัฒนาขึ้นตั้งแต่ปี ค.ศ. 1997 โดยได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อใช้ในการจำลองสภาพจราจรระดับกึ่งจุลภาค (Mesoscopic simulator) และระดับจุลภาค (Microscopic simulator) การจำลองคนเดินเท้า (Pedestrian simulator) ที่มีพื้นฐานแบบจำลองความต้องการเดินทาง (Travel demand modelling) ที่ครอบคลุมการเกิดการเดินทาง (Trip generation) การกระจายการเดินทาง (Trip distribution) และการเลือกรูปแบบการเดินทาง (Modal split) รวมไปถึงการวิเคราะห์ข้อมูลจราจรต่างๆ ที่มีการนำไปประยุกต์ใช้ในหลายหน่วยงานทั่วโลกสำหรับการศึกษาวิเคราะห์ทางด้านวิศวกรรมจราจร การจำลองสภาพการจราจร การวางแผนการขนส่ง และการศึกษาอพยพฉุกเฉิน นอกจากนี้ยังสามารถใช้เพื่อประเมินแนวทางการปรับปรุงโครงสร้างพื้นฐาน การวิเคราะห์เกี่ยวกับมลภาวะ และการวิเคราะห์สภาพจราจรติดขัดในพื้นที่เมือง [3]

2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Lueanpech, P. et al. [4] ได้ประเมินประสิทธิภาพของระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบ Single lane free flows (SLFF) โดยการพัฒนาการแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค VISSIM ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษสาธุประดิษฐ์ 1 บนทางพิเศษเฉลิมหานคร เพื่อประเมินประสิทธิภาพของการเก็บค่าผ่านทางพิเศษจากความล่าช้า (Delay) และความยาวแถวคอยหน้าด่านฯ (Queue length) พบว่า ระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบ Single lane free flows (SLFF) สามารถลดความล่าช้าและความยาวแถวคอยหน้าด่านฯ ช่วยเพิ่มระดับการให้บริการ (Level of service) ของด่านฯ ได้

Poon, N. และ Dia, H. [5] ได้ประเมินประสิทธิภาพของการเก็บค่าผ่านทางบริเวณสะพานเกตเวย์ เมืองบริสเบน รัฐควีนสแลนด์ ประเทศออสเตรเลีย ที่มีปริมาณจราจรใกล้เต็มความจุ โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพของการเก็บค่าผ่านทางในสถานการณ์ต่างๆ พบว่า การใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติช่วยเพิ่มอัตราการไหลทำให้ประสิทธิภาพโดยรวมของระบบดีขึ้น โดยการปรับเปลี่ยนจากระบบปกติเป็นระบบอัตโนมัติจำนวน 4 ช่องจราจร สามารถรองรับปริมาณจราจรที่คาดการณ์ได้

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 พื้นที่ศึกษาและการสำรวจข้อมูล

การศึกษานี้พิจารณาเลือกด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ในพื้นที่เส้นทางพิเศษศรีรัช (รูปที่ 4) ซึ่งทั้งสองด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษเป็นด่านฯ ที่มีปริมาณจราจรของผู้ใช้บริการสูง ส่งผลให้บริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 มีสภาพการจราจรอยู่ในสภาพหนาแน่น ประกอบกับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องมีความสนใจในการแก้ไขปัญหาความหนาแน่นบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ ซึ่งรายละเอียดของทั้ง 2 แห่ง สามารถอธิบายได้ดังนี้

3.1.1 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 เป็นด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษที่อยู่ระหว่างทางพิเศษที่อยู่ใจกลางเมืองบนทางพิเศษศรีรัชทิศทางขาออกเมือง มีขนาด 9 ช่องจราจร ซึ่งประกอบด้วยช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 6 ช่องจราจร และช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 3 ช่องจราจร

3.1.2 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 เป็นด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษที่อยู่ระหว่างทางพิเศษที่อยู่ใจกลางเมืองบนทางพิเศษศรีรัชเช่นเดียวกันกับด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 แต่มีทิศทางขาเข้าเมือง มีขนาด 9 ช่องจราจร ซึ่งประกอบด้วยช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 5 ช่องจราจร (ไม่รวมช่องทางพิเศษ) และช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 4 ช่องจราจร

รูปที่ 4 ตำแหน่งของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษที่ใช้ศึกษา

ในการสำรวจข้อมูลทำการเฉพาะปริมาณจราจรช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด และช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ บริเวณหน้าด่านของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษที่ศึกษาเท่านั้น ซึ่งทำการสำรวจในวันทำการ โดยการสำรวจแบ่งออกเป็น 2 ช่วงเวลา ช่วงเวลาละ 1 ชั่วโมง กล่าวคือ ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 ช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเช้า เวลา 07:00 ถึง 08:00 น. และด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 ช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเย็น เวลา 17:00 ถึง 18:00 น. เพื่อนำข้อมูลไปวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ยปริมาณจราจรในช่วงเวลาเร่งด่วน

3.2 การพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

การศึกษานี้ทำการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคด้วยโปรแกรม AIMSUN 8.1.4 เพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่าง ๆ ของแต่ละมาตรการในการเพิ่มประสิทธิภาพของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ อโศก 3 และ อโศก 4 โดยรายละเอียดขั้นตอนการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค ประกอบด้วย

- การนำเข้าแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ทางพิเศษศรีรัชจาก Google Earth
- สร้างแบบจำลองสภาพจราจรที่มีลักษณะกายภาพใกล้เคียงกับสภาพในปัจจุบัน
- สร้างแบบจำลองการให้บริการสำหรับระบบเก็บค่าผ่านทางแบบเงินสด (MTC) และแบบอัตโนมัติ (ETC) ให้สอดคล้องกับสภาพปัจจุบัน
- กำหนดตัวแปรต่าง ๆ ที่สำคัญสำหรับการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจร เช่น ปริมาณจราจร ประเภทยานพาหนะ และมาตรการควบคุมการจราจร เป็นต้น
- ทำการปรับเทียบแบบจำลองโดยใช้เกณฑ์สำหรับการปรับเทียบแบบจำลองของ DMRB หรือ Design Manual for Roads and Bridges โดยการคำนวณค่า GEH [6]

3.3 การกำหนดรูปแบบมาตรการ

กำหนดรูปแบบมาตรการจัดการจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 โดยการปรับเปลี่ยนรูปแบบระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษเพื่อหารูปแบบมาตรการที่มีประสิทธิภาพสูงสุดในการระบายปริมาณจราจรในรูปแบบต่าง ๆ ได้ดังนี้

- **สภาพจราจรปัจจุบัน (Base case)** ที่ยังไม่มีการดำเนินการมาตรการใด ๆ กล่าวคือ ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 ประกอบด้วยช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 6 ช่องจราจร และช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 3 ช่องจราจร และด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 ประกอบด้วยช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 5 ช่องจราจร และช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 4 ช่องจราจร
- **กรณีที่ 1** มาตรการการเพิ่มพนักงานจัดเก็บและทอนเงินสดก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง ซึ่งในการพัฒนาแบบจำลองจะจำกัดการเข้าและออกช่องทางแบบ Metering โดยกำหนดเงื่อนไขตัวแปรอัตราการไหล (Flow) ผ่านแต่ละช่องทางเป็น Platoon แบบ 3 5 และ 10 คัน
- **กรณีที่ 2** มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) เป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) ซึ่งในการพัฒนาแบบจำลองจะจำกัดการเข้าและออกช่องทางแบบ Metering โดยกำหนดยกเลิก barrier
- **กรณีที่ 3** การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน

4. ผลการศึกษา

4.1 สภาพจราจรในพื้นที่ศึกษา

สภาพจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 (ทิศทางขาออกเมือง) ที่มีช่องเก็บค่าผ่านทางจำนวน 9 ช่องจราจร มีปริมาณจราจรที่ผ่านด่านเก็บค่าผ่านทางในแต่ละช่องเก็บค่าผ่านทางในช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น ดังนี้

ตารางที่ 1 ปริมาณจราจรในแต่ละช่องเก็บค่าผ่านทางด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ปริมาณจราจรเฉลี่ย (คันต่อชั่วโมง)
ช่องที่ 1 ระบบ MTC	389
ช่องที่ 2 ระบบ MTC	435
ช่องที่ 3 ระบบ MTC	441
ช่องที่ 4 ระบบ MTC	414
ช่องที่ 5 ระบบ MTC	416
ช่องที่ 6 ระบบ MTC	422
ช่องที่ 7 ระบบ ETC	631
ช่องที่ 8 ระบบ ETC	678
ช่องที่ 9 ระบบ ETC	722

สภาพจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 (ทิศทางขาเข้าเมือง) ที่มีช่องเก็บค่าผ่านทางจำนวน 9 ช่องจราจร มีปริมาณจราจรที่ผ่านด่านเก็บค่าผ่านทางในแต่ละช่องเก็บค่าผ่านทางในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า ดังนี้

ตารางที่ 2 ปริมาณจราจรในแต่ละช่องเก็บค่าผ่านทางด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ปริมาณจราจรเฉลี่ย (คันต่อชั่วโมง)
ช่องที่ 1 ระบบ MTC	418
ช่องที่ 2 ระบบ MTC	466
ช่องที่ 3 ระบบ MTC	471
ช่องที่ 4 ระบบ MTC	409
ช่องที่ 5 ระบบ MTC	411
ช่องที่ 6 ระบบ ETC	725
ช่องที่ 7 ระบบ ETC	714
ช่องที่ 8 ระบบ ETC	769
ช่องที่ 9 ระบบ ETC	776

จากตารางที่ 1 และ 2 แสดงให้เห็นว่า ปริมาณจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษทั้งอโศก 3 และ อโศก 4 ในช่องระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) เกินความสามารถในการให้บริการของระบบ (400 คันต่อชั่วโมง) และส่วนช่องระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ (ETC) นั้นใกล้เคียงความสามารถในการให้บริการของระบบแล้ว (800 คันต่อชั่วโมง) ซึ่งอาจก่อให้เกิดปัญหาการจราจรหนาแน่นบริเวณหน้าด่านฯ

4.2 การปรับเทียบแบบจำลองสภาพจราจร

การสร้างแบบจำลองสภาพจราจรแบบจุลภาคจำเป็นต้องดำเนินการปรับเทียบแบบจำลองให้มีความเสมือนกับสภาพจราจรจริงมากที่สุด โดยจะดำเนินการสอบเทียบแบบจำลองกับข้อมูลปริมาณจราจรที่ได้จากการสำรวจภาคสนาม การปรับเทียบแบบจำลองใช้เกณฑ์สำหรับการปรับเทียบแบบจำลองของ DMRB หรือ Design Manual for Roads and Bridges เป็นเกณฑ์ปรับเทียบจากการคำนวณค่า GEH โดยสูตรการคำนวณค่า GEH มีดังนี้ [6]

$$GEH = \sqrt{\frac{2(M-C)^2}{M+C}}$$

เมื่อ M = ค่าจากการประมาณของแบบจำลอง

C = ค่าจากการสำรวจสภาพจราจรจริง

โดยค่า GEH ที่มีค่าน้อยกว่า 5 จะถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่ดี ซึ่งการปรับเทียบปริมาณจราจรเฉลี่ยของช่องเก็บค่าผ่านทางในด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 และ อโศก 4 ได้ดังตารางที่ 3 และ 4 ตามลำดับ

ตารางที่ 3 การปรับเทียบปริมาณจราจรด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ปริมาณจราจรเฉลี่ย (คันต่อชั่วโมง)		GEH (<5)
	จากสภาพจราจรจริง	จากแบบจำลอง	
ช่องที่ 1 ระบบ MTC	389	342	2.46
ช่องที่ 2 ระบบ MTC	435	364	3.55
ช่องที่ 3 ระบบ MTC	441	391	2.45
ช่องที่ 4 ระบบ MTC	414	364	2.54
ช่องที่ 5 ระบบ MTC	416	398	0.89
ช่องที่ 6 ระบบ MTC	422	349	3.72
ช่องที่ 7 ระบบ ETC	631	586	1.82
ช่องที่ 8 ระบบ ETC	678	583	3.78
ช่องที่ 9 ระบบ ETC	722	699	0.86

ตารางที่ 4 การปรับเทียบปริมาณจราจรด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ	ปริมาณจราจรเฉลี่ย (คันต่อชั่วโมง)		GEH (<5)
	จากสภาพจราจรจริง	จากแบบจำลอง	
ช่องที่ 1 ระบบ MTC	418	394	1.17
ช่องที่ 2 ระบบ MTC	466	433	1.54
ช่องที่ 3 ระบบ MTC	471	436	1.63
ช่องที่ 4 ระบบ MTC	409	412	0.17
ช่องที่ 5 ระบบ MTC	411	409	0.10
ช่องที่ 6 ระบบ ETC	725	649	2.89
ช่องที่ 7 ระบบ ETC	714	699	0.58
ช่องที่ 8 ระบบ ETC	769	727	1.54
ช่องที่ 9 ระบบ ETC	776	749	0.98

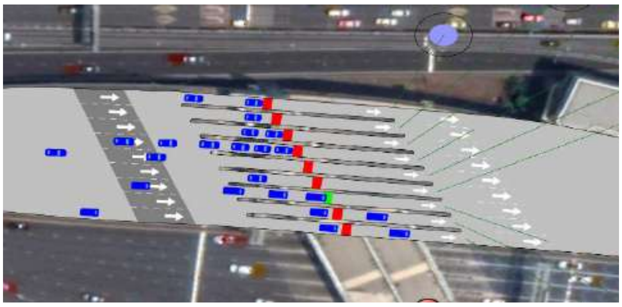
จากตารางที่ 3 และ 4 พบว่า ปริมาณจราจรเฉลี่ยของช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษทั้ง 9 ช่องจราจร มีค่า GEH น้อยกว่า 5 ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมีความน่าเชื่อถือ สามารถนำมาประยุกต์ใช้เป็นตัวแทนของสภาพจราจรจริงในพื้นที่ศึกษาได้

4.3 แบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินสดก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง

4.3.1 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง ดังรูปที่ 5 และผลการศึกษาแบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและ

ทอนเงินสดก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง ตามลำดับ ได้ผลดังนี้



รูปที่ 5 แบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 3 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.34 ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 3 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 3

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,208	2,222	0.63
แบบอัตโนมัติ (ETC)	1,868	1,868	0.00
รวม	4,076	4,090	0.34

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 5 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.32 ดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 5 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 3

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,208	2,221	0.59
แบบอัตโนมัติ (ETC)	1,868	1,868	0.00
รวม	4,076	4,089	0.32

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 10 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.37 ดังตารางที่ 7

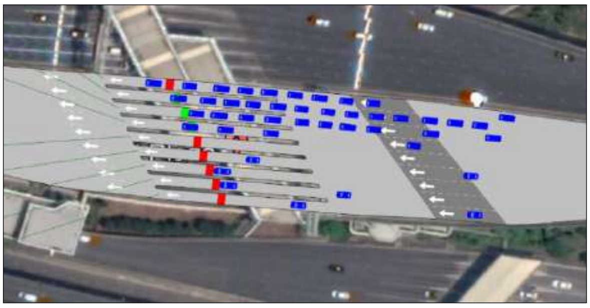
ตารางที่ 7 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 10 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 3

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,208	2,223	0.68
แบบอัตโนมัติ (ETC)	1,868	1,868	0.00
รวม	4,076	4,089	0.37

ดังนั้นมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง พบว่ามาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 10 คนต่อช่องทาง เป็นมาตรการที่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 ได้ดี แต่ทั้งนี้การนำมาตรการนี้ไปใช้จริงควรพิจารณาความเหมาะสมของลักษณะทางกายภาพของด่านฯ และรายจ่ายที่เกิดขึ้นจากมาตรการที่ใช้ นอกจากการพิจารณาเฉพาะปริมาณจราจร (อัตราการไหล) ที่เพิ่มขึ้นแล้ว

4.3.2 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง ดังรูปที่ 6 และผลการศึกษาแบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินสดก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง ตามลำดับ ได้ผลดังนี้



รูปที่ 6 แบบจำลองกรณีที่ 1 มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 3 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 5 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 4 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 8.25 ดังตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 3 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 4

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,084	2,401	15.21

แบบอัตโนมัติ (ETC)	2,824	2,912	3.12
รวม	4,908	5,313	8.25

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 5 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 5 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 4 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 8.29 ดังตารางที่ 9

ตารางที่ 9 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 5 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 4

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,084	2,403	15.31
แบบอัตโนมัติ (ETC)	2,824	2,912	3.12
รวม	4,908	5,315	8.29

ผลการศึกษากรณีช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) ใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 10 คนต่อช่องทาง รวมทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) ไม่มีการเปลี่ยนแปลง ทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 8.03 ดังตารางที่ 10

ตารางที่ 10 ผลลัพธ์จากแบบจำลองกรณีที่ 1 (มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทาง จำนวน 10 คนต่อช่องทาง) ด่านฯ อโศก 4

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,084	2,390	14.68
แบบอัตโนมัติ (ETC)	2,824	2,912	3.12
รวม	4,908	5,302	8.03

ดังนั้นมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทาง พบว่ามาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 5 คนต่อช่องทาง เป็นมาตรการที่สามารถเพิ่มประสิทธิภาพด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 ได้ดี แต่ทั้งนี้การนำมาตรการนี้ไปใช้จริงควรพิจารณาความเหมาะสมของลักษณะทางกายภาพของด่านฯ และรายจ่ายที่เกิดขึ้นจากมาตรการที่ใช้ นอกจากการพิจารณาเฉพาะปริมาณจราจร (อัตราการไหล) ที่เพิ่มขึ้น

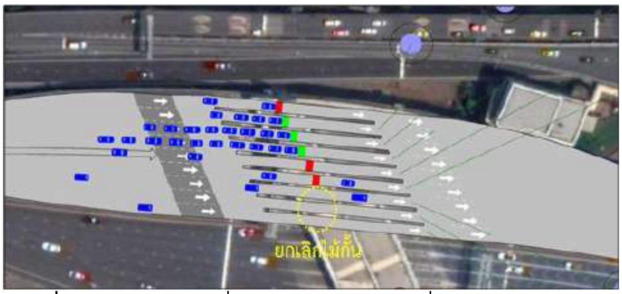
ซึ่งผลการศึกษาการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทางของด่านฯ อโศก 3 และ ด่านฯ อโศก 4 จะเห็นว่า ด่านฯ อโศก 4 มีการเปลี่ยนแปลงของปริมาณจราจรของระบบ MTC จากเดิมมาก เนื่องด้วยสภาพจราจรปัจจุบันของระบบ MTC ที่นำเข้าแบบจำลองของด่านฯ อโศก 4 มีปริมาณจราจรเฉลี่ยต่อช่องทางที่หนาแน่นกว่าปริมาณจราจรเฉลี่ยต่อช่องทางของด่านฯ อโศก 3 การเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินฯ จำนวน 3 5 และ 10 คนต่อช่องทางจึงส่งผลให้ด่านฯ อโศก 4 มีอัตราการเปลี่ยนแปลงของปริมาณจราจรที่ดีกว่าด่านฯ อโศก 3

4.4 แบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) เป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL)

การปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) โดยการยกเลิกไม้กั้นทุกช่องจราจรของระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ได้ผลดังนี้

4.4.1 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 3 ช่องเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) ดังรูปที่ 8 และผลการศึกษาดังตารางที่ 11



รูปที่ 8 แบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนมาใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (NSL) ด่านฯ อโศก 3

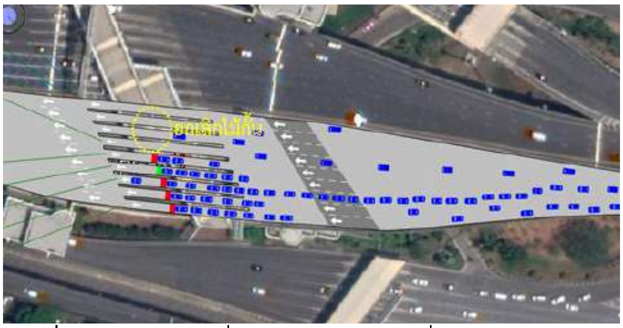
ตารางที่ 11 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (**ETC**) เป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (**Nonstop Lane; NSL**) ด่านฯ อโศก 3

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,208	2,208	0.00
แบบอัตโนมัติ (ETC)	1,868	1,874	0.32
รวม	4,076	4,082	0.15

ผลการศึกษาพบว่า การยกเลิกการใช้ไม้กั้นในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ โดยการแบ่งสัดส่วนช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษเป็นช่องเก็บค่าผ่านทางระบบเงินสด (MTC) ทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบแบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) เปลี่ยนเป็นการยกเลิกไม้กั้น (NSL) ทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.15

4.4.2 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 4 ช่องเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) ดังรูปที่ 9 และผลการศึกษาดังตารางที่ 12



รูปที่ 9 แบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนมาใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (NSL) ด่านฯ อโศก 4

ตารางที่ 12 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ 2 มาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (**ETC**) เป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (**Nonstop Lane; NSL**) ด่านฯ อโศก 4

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,084	2,093	0.43
แบบอัตโนมัติ (ETC)	2,824	2,876	1.84
รวม	4,908	4,969	1.24

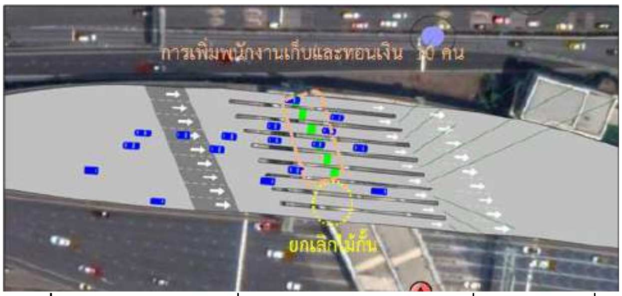
ผลการศึกษาพบว่า การยกเลิกการใช้ไม้กั้นในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบอัตโนมัติ โดยการแบ่งสัดส่วนช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษเป็นช่องเก็บค่าผ่านทางระบบเงินสด (MTC) ทั้งหมด 5 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบแบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) เปลี่ยนเป็นการยกเลิกไม้กั้น (NSL) ทั้งหมด 4 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 1.24

4.5 แบบจำลองกรณีที่ 3 การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน

การนำมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสดและการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) โดยการยกเลิกไม้กั้นทุกช่องจราจรของระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) มาใช้ร่วมกัน ได้ผลดังนี้

4.5.1 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 3 โดยการนำมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 10 คนต่อช่องทาง และการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) โดยการยกเลิกไม้กั้นทุกช่องจราจรของระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ดังรูปที่ 10 และผลการศึกษาดังตารางที่ 13



รูปที่ 10 แบบจำลองกรณีที่ 3 การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน ด่านฯ อโศก 3

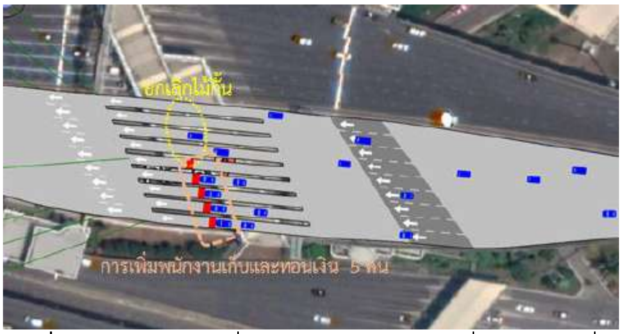
ตารางที่ 13 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ **3** การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน ด่านฯ อโศก 3

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,208	2,223	0.68
แบบอัตโนมัติ (ETC)	1,868	1,874	0.32
รวม	4,076	4,097	0.52

ผลการศึกษา พบว่า การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน โดยการแบ่งสัดส่วนช่องเก็บค่าผ่านทางเป็นช่องเก็บค่าผ่านทางระบบเงินสด (MTC) เปลี่ยนเป็นการใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บ และทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 10 คนต่อช่องทาง ทั้งหมด 6 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) เปลี่ยนเป็นการยกเลิกการใช้ไม้กั้นทั้งหมด 3 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.52

4.5.2 ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 3 โดยการนำมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 5 คนต่อช่องทาง และการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) โดยการยกเลิกไม้กั้นทุกช่องจราจรของระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ดังรูปที่ 11 และผลการศึกษาดังตารางที่ 14



รูปที่ 11 แบบจำลองกรณีที่ 3 การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน ด่านฯ อโศก 4

ตารางที่ 14 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ **3** การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน ด่านฯ อโศก 4

รูปแบบ	ปริมาณจราจรรวมทุกช่องทาง (คันต่อชั่วโมง)		ร้อยละการเปลี่ยนแปลง
	สภาพจราจรปัจจุบัน	ผลจากแบบจำลอง	
แบบเงินสด (MTC)	2,084	2,403	15.31
แบบอัตโนมัติ (ETC)	2,824	3,130	10.84
รวม	4,908	5,533	12.73

ผลการศึกษา พบว่า การนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน โดยการแบ่งสัดส่วนช่องเก็บค่าผ่านทางเป็นช่องเก็บค่าผ่านทางระบบเงินสด (MTC) เปลี่ยนเป็นการใช้มาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด จำนวน 5 คนต่อช่องทาง ทั้งหมด 5 ช่องทาง และช่องเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติแบบมีไม้กั้น (ETC) เปลี่ยนเป็นการยกเลิกการใช้ไม้กั้นทั้งหมด 4 ช่องทาง พบว่าสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 12.73

หากพิจารณาผลการนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกัน เมื่อเปรียบเทียบผลของด่านฯ อโศก 3 และ ด่านฯ อโศก 4 จะเห็นว่า ด่านฯ อโศก 3 มีอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของระบบ MTC เปลี่ยนแปลงเท่ากับกรณีพนักงานเก็บและทอนเงินฯ จำนวน 10 คนเพียงอย่างเดียว และในส่วนของระบบ ETC เปลี่ยนแปลงเท่ากับกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) อย่างเดียว ในส่วนของด่านฯ อโศก 4 มีอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของระบบ MTC เปลี่ยนแปลงเท่ากับกรณีพนักงานเก็บและทอนเงินฯ จำนวน 5 คนเพียงอย่างเดียว แต่ระบบ ETC เปลี่ยนแปลงมากกว่ากรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) เพียงอย่างเดียว เนื่องจากในการพัฒนาแบบจำลองนั้นได้จำกัดให้รถที่ใช้ระบบ MTC และรถที่ใช้ระบบ ETC สามารถใช้ได้เพียงระบบเดียวไม่สามารถใช้ข้ามระบบกันได้ ซึ่งปริมาณจราจรในด่านฯ อโศก 4 มีปริมาณหนาแน่นมากกว่าด่านฯ อโศก 3 เมื่อนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกันทำให้ด่านฯ อโศก 4 สามารถระบายปริมาณจราจรได้มากขึ้น ปริมาณจราจรที่ติดขัดตรงคอขวด (บริเวณก่อนถึงระยะผายของด่านฯ) ของรถที่ใช้ระบบ ETC ก็สามารถเข้าด่านฯ อโศก 4 ได้มากขึ้นไม่ถูกกีดขวางจากรถที่ใช้ระบบ MTC

5. สรุปผล

สำหรับด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 3 นั้นการนำมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ จำนวน 3 5 และ 10 คน ในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสดทั้ง 6 ช่องทาง สามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.34 0.32 และ 0.37 ตามลำดับ ในส่วนของมาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 3 ช่องทางเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) สามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.15 และการนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกันนั้นสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบได้เพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.52

สำหรับด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษอโศก 4 นั้นการนำมาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ จำนวน 3 5 และ 10 คน ในช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสดทั้ง 5 ช่องทาง สามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 8.25 8.29 และ 8.03 ตามลำดับ ในส่วนของมาตรการการปรับเปลี่ยนระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) จำนวน 3 ช่องทางเป็นระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) สามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 1.24 และการนำมาตรการในกรณีที่ 1 และ กรณีที่ 2 มาใช้ร่วมกันนั้นสามารถเพิ่มอัตราปริมาณจราจรผ่านช่องทางของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 12.73

ดังนั้นเมื่อพิจารณาเฉพาะปริมาณจราจร (อัตราการไหล) ที่เพิ่มขึ้นเท่านั้น มาตรการการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบเงินสด (MTC) จำนวน 10 คนต่อช่องทางร่วมกับมาตรการระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) สามารถนำไปใช้สำหรับด่านฯ อโศก 3 ในชั่วโมงเร่งด่วนเย็น ทำให้ปริมาณจราจรผ่านช่องทางบริเวณหน้าด่านฯ ของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 0.52 และมาตรการเพิ่มพนักงานเก็บและทอนเงินก่อนเข้าสู่ช่อง MTC จำนวน 5 คนต่อช่องทางร่วมกับมาตรการระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) สามารถนำไปใช้สำหรับด่านฯ อโศก 4 ในชั่วโมงเร่งด่วนเช้า ทำให้ปริมาณจราจรผ่านช่องทางบริเวณหน้าด่านฯ ของทั้งระบบเพิ่มขึ้นจากเดิมร้อยละ 12.73

ภายหลังนำมาตรการไปดำเนินงานบริเวณด่านฯ อโศก 3 และ อโศก 4 พบว่า ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพบริเวณหน้าด่านฯ ก็ต่อเมื่อเป็นช่วงที่มีปริมาณจราจรหนาแน่น อย่างไรก็ตามการนำมาตรการระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติกรณียกเลิกไม้กั้น (Nonstop Lane; NSL) มาใช้งานจริงแล้วนั้นพบประเด็นผู้ใช้ทางฝ่าด่านฯ ดังนั้นควรมีมาตรการรองรับผลกระทบที่เกิดขึ้นโดยเตรียมการจัดการกับรถฝ่าด่านฯ ด้วยการใช้ระบบตรวจจับป้ายทะเบียนอัตโนมัติและการบังคับใช้กฎหมายให้เข้มงวดเพื่อรับรองใช้งานระบบเก็บค่าผ่านทางในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณพนักงานและลูกจ้างการทางพิเศษแห่งประเทศไทยทุกท่าน ที่ได้เอื้อเฟื้อข้อมูลและให้ความช่วยเหลือในการดำเนินการวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (2562). ผลการดำเนินงานการแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษตามแนวนโยบายกระทรวงคมนาคม.

[2] พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เอกรินทร์ เหลืองวิลัย, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร (2561). การประเมินผลกระทบด้านจราจรของด่านเก็บค่าผ่านทางโดยการจำลองสถานการณ์จราจร: กรณีศึกษาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษวงแหวนรอบนอก (บางแก้ว) ทางออกทางพิเศษบูรพาวิถี. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23*, นครนายก, วันที่ 18 – 20 กรกฎาคม 2561.

[3] TSS-Transport Simulation Systems (2016). *AIMSUN 8.1 User's*

[4] Lueanpech, P., Pleongsrithong, J., Punyim, P., Leangvilai, E. and Ruttanapunyagorn, T. (2019). Evaluation of Single Lane Free Flow (SLFF) for Electronic Toll Collection System. The 9th International Congress on Engineering and Information (ICEAI 2019), Osaka, Japan, 7-9 May 2019.

[5] Poon, N. and Dia, H. (2005). Evaluation of Toll Collection Performance using Traffic Simulation. 27th Conference of Australian Institutes of Transport Research (CAITR 2005), Brisbane, 7-9 December.

[6] The Highways Agency (1996). Design Manual for Roads and Bridges (DMRB) Vol. 12, Department for Transport, UK.

การประเมินผลแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ด้วยการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

Evaluation of Traffic Congestion Mitigation at Atnarong Interchange using Microscopic Simulation Model

พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม[1,*] จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง[2] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[3]

[1,2,3] กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย

**Corresponding author; E-mail address: punyimmy_ju@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ให้บริการทางพิเศษเฉลิมมหานครเป็นทางพิเศษที่ช่วยให้การเดินทางจากภูมิภาคต่างๆ เข้าสู่ย่านศูนย์กลางธุรกิจได้สะดวกและรวดเร็ว และทางพิเศษฉลองรัชเป็นทางพิเศษที่สามารถเชื่อมต่อกับทางพิเศษเฉลิมมหานครบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ โดยการเดินทางขาเข้าเมืองจากทางพิเศษฉลองรัช และทางพิเศษเฉลิมมหานครเพื่อมุ่งหน้าท่าเรือ กระแสจราจรจะเข้ามารวมกันบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ประมาณ 8,700 เที่ยวต่อชั่วโมง โดยเฉพาะในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า โดยมีลักษณะเป็นเนินไต่ระดับจากระดับดินเพื่อขึ้นสู่ทางยกระดับซึ่งเป็นจุดคอขวดทำให้เกิดการจราจรติดขัดเป็นช่วงชะลอความเร็วยาวสะสมบนทางพิเศษเฉลิมมหานครเป็นระยะทางกว่า 3.15 กิโลเมตร จึงพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ ของแต่ละมาตรการเพื่อช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัด ผลการวิเคราะห์พบว่า มาตรการปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจรช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัด ด้วยการประเมินทั้งในด้านความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด ความเร็วเฉลี่ย เวลาเฉลี่ยการเดินทาง และปริมาณจราจรที่ระบายได้มีประสิทธิภาพสูงสุดสำหรับบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์

คำสำคัญ: การประเมินผลกระทบการจราจร, ทางพิเศษเฉลิมมหานคร, แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

Abstract

The Expressway Authority of Thailand (EXAT) has been operating Chalerm Mahanakorn Expressway and Chalongrat Expressway. While the first one supports travelers from different regions into the central business district, the other has a connecting road to Chalerm Mahanakorn at Atnarong interchange. The arrivals from both expressways are heading to Bangkok Port (Taruea). The traffic stream will merge at Atnarong interchange, with approximately 8,700 vehicle per hour during morning rush hour, and the road climbs up from ground level to elevated level which is the bottleneck, causing about a 3.15 km. long queue stranded on Chalerm Mahanakorn Expressway. Therefore, the microscopic simulation model of AIMSUN had been developed to analyze traffic evaluation and efficiency of various scenarios to mitigate traffic congestion. The results indicated that the restriping case is the most effective case for traffic congestion mitigation in regard to maximum queue length, average speed, average travel time and traffic flow at Atnarong interchange.

Keywords: Traffic evaluation, Chalerm Mahanakorn Expressway, Traffic micro simulation

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ให้บริการทางพิเศษเฉลิมมหานคร เป็นทางพิเศษที่ช่วยให้การเดินทางจากภูมิภาคต่างๆ เข้าสู่ใจกลางกรุงเทพมหานครได้สะดวกและรวดเร็ว และทางพิเศษฉลองรัช เป็นทางพิเศษที่เชื่อมต่อกับทางพิเศษเฉลิมมหานครไปทางทิศเหนือบริเวณวงแหวนรอบนอกกรุงเทพมหานครด้านตะวันออก ทางพิเศษทั้ง 2 สายทางเชื่อมต่อกันบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ โดยการเดินทางขาเข้าเมืองจากทางพิเศษฉลองรัช และทางพิเศษเฉลิมมหานครเพื่อมุ่งหน้าท่าเรือ กระแสจราจรจะเข้ามารวมกันบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ที่มีลักษณะเป็นเนินไต่ระดับจากระดับดินเพื่อขึ้นสู่ทางยกระดับเป็นจุดคอขวดที่มีช่องจราจรลดลงจาก 5 ช่องจราจร เป็น 3 ช่องจราจรและไหล่ทางด้านซ้าย ทำให้เกิดการจราจรติดขัดเป็นช่วงชะลอความเร็วยาวสะสมบนทางพิเศษเฉลิมมหานคร กทพ. ได้ดำเนินการแก้ไขปัญหาการจราจรโดยการจัดแนวช่องจราจรปรับเปลี่ยนไหล่ทางบริเวณเนินไต่ระดับขึ้นสู่ทางยกระดับเป็นช่องจราจรสำหรับเดินทางได้เฉพาะรถยนต์ 4 ล้อ ภายใต้ข้อจำกัดของ

เขตทาง แต่ก็ยังไม่เพียงพอต่อปริมาณจราจรที่มีความต้องการเดินทางผ่านบริเวณนี้สูงสุดประมาณ 8,700 เที่ยวต่อชั่วโมง โดยเฉพาะในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า การศึกษานี้จึงประเมินแนวทางแก้ไขปัญหาจราจรในมาตรการอื่นๆ ได้แก่ การปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร การเพิ่มความกว้างช่องจราจร การใช้มาตรการเส้นทึบจัดการจราจร และการเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible Lane) เพื่อช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัด โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ ของแต่ละมาตรการเพื่อเป็นการประกอบการตัดสินใจในการพิจารณามาตรการที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพสูงสุด

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อพัฒนาแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาคของการระบายการจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์

2. เพื่อประเมินผลแนวทางการระบายการจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ที่มีประสิทธิภาพสูงสุด

1.3 ขอบเขตการศึกษา

การวิจัยนี้ศึกษาการพัฒนาแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาคโดยใช้โปรแกรม AIMSUN เพื่อจำลองสภาพการจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ทางพิเศษเฉลิมมหานคร เพื่อประเมินผลกระทบการจราจรจากการจัดการจราจรรูปแบบต่างๆ ในด้านความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด ความเร็วเฉลี่ย เวลาเฉลี่ยการเดินทาง และปริมาณจราจรที่ระบายได้

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การจราจรติดขัดบริเวณคอขวด (Bottleneck congestion)

อ้างอิงจากรายงานของ Federal Highway Administration (FHWA-HOP-09-042) ปี 2010 [1] กล่าวว่าการจราจรติดขัดบริเวณคอขวดสามารถเกิดขึ้นได้ในทุกช่วงเวลา โดยเป็นจุดที่มีอัตราการไหลเข้ามากกว่าอัตราการไหลออกที่มีสาเหตุมาจาก 2 ปัจจัย ดังนี้

- ตำแหน่งที่ต้องตัดสินใจ (Decision Points) ได้แก่ ทางขึ้น – ทางลง ตำแหน่งที่กระแสจราจรรวมเข้าด้วยกัน (Merge areas) ตำแหน่งที่กระแสจราจรตัดกัน (Weave areas) จุดที่ช่องจราจรลดลง (Lane drops) บริเวณช่องเก็บค่าผ่านทาง และสัญญาณไฟจราจร
- ข้อจำกัดทางกายภาพ (Physical constraints) ได้แก่ ทางโค้ง อุโมงค์ใต้ดิน ทางยกระดับ โครงสร้างถนนที่ถูกจำกัดให้แคบ บริเวณที่ไม่มีไหล่ทาง

แนวทางการแก้ไขการจราจรติดขัดบริเวณคอขวดสามารถทำได้โดยการปรับปรุงลักษณะทางเรขาคณิตของถนนหรือการก่อสร้างโครงสร้างใหม่ แต่ต้องใช้งบประมาณในการดำเนินการสูง หรือการปรับปรุงเชิงปฏิบัติการที่สามารถทำให้เกิดอัตราส่วนผลตอบแทนต่อต้นทุนที่สูงได้เช่นกันด้วยกลยุทธ์การปรับปรุงทางวิศวกรรมจราจรแบบราคาประหยัด ดังนี้

- การปรับปรุงสัญญาณไฟจราจร (Signal retiming) ได้แก่ การปรับปรุงรอบระยะเวลาสัญญาณไฟจราจรที่เหมาะสม การประสานสัญญาณไฟจราจรระหว่างทางแยก
- การปรับปรุงแนวช่องจราจร (Restriping) โดยการปรับปรุงช่องจราจรเพื่อเพิ่มช่องทางพิเศษ (Auxiliary lanes) หรือช่องจราจรสำหรับเพิ่ม – ลดความเร็วซึ่งสามารถเพิ่มความจุได้อย่างมีประสิทธิภาพ รวมไปถึงใช้ในการปรับปรุงตำแหน่งที่กระแสจราจรตัดกันหรือทางโค้งหักศอกเนื่องจากการชะลอความเร็ว หรือการปรับเปลี่ยนไหล่ทางบางส่วนเป็นช่องจราจรสำหรับเดินทางได้
- การติดตั้งป้ายจราจรเตือน (Signs and signals) เพื่อการจัดการและจำกัดการเคลื่อนที่ของยานพาหนะให้มีประสิทธิภาพและปลอดภัย
- การปรับปรุงทางขึ้น – ทางลง (Ramp or Driveway Modification) ได้แก่ การปิดทางขึ้น – ทางลง การเปลี่ยนตำแหน่งทางขึ้น – ทางลง การควบคุมการเข้า – ออก (Ramp metering) หรือการรวมทางขึ้น – ทางลงในบริเวณที่มีปริมาณจราจรต่ำ

เครื่องมือที่ใช้ในการวิเคราะห์แนวทางการแก้ไขการจราจรติดขัดบริเวณคอขวดสามารถทำได้หลากหลายวิธีขึ้นอยู่กับขนาดของโครงการ ขอบเขตงาน และวัตถุประสงค์ของงาน ได้แก่ การจัดทำโครงร่างแผนงาน การสำรวจข้อมูลเชิงประจักษ์ การออกแบบคำนวณ และการจัดทำแบบจำลองสภาพจราจร โดยในการศึกษานี้เลือกใช้การจัดทำแบบจำลองสภาพจราจรมาวิเคราะห์ประเมินผลแนวทางการระบายการจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ที่มีปัญหาการจราจรติดขัดแบบคอขวด เนื่องจากสามารถวิเคราะห์ระบบโครงข่ายทางพิเศษที่มีความซับซ้อนและกำหนดกลยุทธ์เชิงปฏิบัติการได้

2.2 การจำลองสภาพจราจร

การจำลองสภาพจราจรเป็นการจำลองลักษณะสภาพการจราจรที่เกิดขึ้นจริงบนถนนหนึ่งๆ หรือทำการประยุกต์จำลองสถานการณ์ที่สมมุติขึ้น ทำให้สามารถศึกษาผลกระทบต่อการจราจรเมื่อเกิดอุบัติการณ์ต่างๆ ที่ไม่สามารถสมมุติให้เกิดขึ้นจริงได้ในภาคสนาม ทำให้มองเห็นสภาพจราจรและปัญหาจราจรโดยรวมได้อย่างเป็นระบบ เพื่อประเมินทางเลือกซึ่งสามารถนำไปใช้ประโยชน์ในการพัฒนาด้านต่างๆ การพัฒนาแบบจำลองด้านจราจรสามารถจำแนกได้ 3 ระดับ คือ ระดับมหภาค (Macroscopic) ระดับกึ่งจุลภาค (Mesoscopic) และระดับจุลภาค (Microscopic) ขึ้นอยู่กับเป้าหมายของการนำไปใช้งาน ที่มีรูปแบบค่อนข้างหลากหลาย

การจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค (Microscopic) มักใช้แบบจำลองการเคลื่อนที่ตามกันของยวดยาน (Car-Following Model) แบบจำลองการเปลี่ยนช่องจราจร (Lane-Changing Model) และระยะระหว่างรถที่ยอมรับได้ (Gap Acceptance) เป็นหลักการพื้นฐานในการจำลองการเคลื่อนที่ของยวดยานแต่ละคัน โดยการขับขี่ของยวดยานคัน

หน้าที่มีการเพิ่มความเร็ว ลดความเร็ว และหยุดรถจะมีผลต่อการขับขี่ของยวดยานที่ขับตามมา ในปัจจุบันมีการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคให้เลือกใช้งานอย่างแพร่หลาย ซึ่งแต่ละแบบจำลองมีสมรรถนะในการจำลองเหตุการณ์ได้แตกต่างกัน ซึ่งโปรแกรมที่นิยมใช้งานกัน ได้แก่ AIMSUN, VISSIM, CORSIM, PARAMICS และ โปรแกรมอื่นๆ ซึ่งมีสมรรถนะในการใช้งานที่แตกต่างกัน [2]

2.3 โปรแกรมจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN

AIMSUN (Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks) เป็นโปรแกรมสำหรับการจำลองสภาพการจราจรที่ถูกพัฒนาขึ้นตั้งแต่ปี ค.ศ. 1997 โดยได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อใช้ในการจำลองสภาพจราจรระดับกึ่งจุลภาค (Mesoscopic simulator) และระดับจุลภาค (Microscopic simulator) การจำลองคนเดินเท้า (Pedestrian simulator) ที่มีพื้นฐานแบบจำลองความต้องการเดินทาง (Travel demand modelling) ที่ครอบคลุมการเกิดการเดินทาง (Trip generation) การกระจายการเดินทาง (Trip distribution) และการเลือกรูปแบบการเดินทาง (Modal split) รวมไปถึงการวิเคราะห์ข้อมูลจราจรต่างๆ ที่มีการนำไปประยุกต์ใช้ในหลายหน่วยงานทั่วโลกสำหรับการศึกษาวิเคราะห์ทางด้านวิศวกรรมจราจร การจำลองสภาพการจราจร การวางแผนการขนส่ง และการศึกษาอพยพฉุกเฉิน นอกจากนี้ยังสามารถใช้เพื่อประเมินแนวทางการปรับปรุงโครงสร้างพื้นฐาน การวิเคราะห์เกี่ยวกับมลภาวะ และการวิเคราะห์สภาพจราจรติดขัดในพื้นที่เมือง [3]

2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Federal Highway Administration [1] ทำการวิเคราะห์การจราจรติดขัดแบบคอขวดบริเวณทางแยกต่างระดับ SR 65/I-80 ในเมืองแซคราเมนโต รัฐแคลิฟอร์เนีย สหรัฐอเมริกา เนื่องจากมีปริมาณจราจรสูงและการเชื่อมต่อระหว่างทางตะวันออกไปยังทางเหนือของเมืองยังไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอ ส่งผลกระทบให้การจราจรติดขัดยาวกว่า 4.5 ไมล์ จึงทำการประเมินแนวทางแก้ไขปัญหาในหลากหลายทางเลือก ได้แก่ การจัดช่องจราจรพิเศษ HOV (High Occupancy Vehicle Lanes) การปรับปรุงลักษณะทางเรขาคณิตของถนน และการก่อสร้างโครงสร้างใหม่อย่างเช่นทางต่างระดับแบบยกข้าม (Flyover) โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคเพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ พบว่า ทางเลือกในการจัดช่องจราจรพิเศษ HOV ทั้งสองทิศทางควบคู่กับการก่อสร้างทางต่างระดับแบบยกข้าม (Flyover) ในทิศทางตะวันออกไปยังทางเหนือ ช่วยบรรเทาการจราจรติดขัดแบบคอขวดบริเวณทางแยกต่างระดับได้ดีที่สุด สามารถรองรับปริมาณจราจรได้สูงสุดประมาณ 83,000 – 84,000 คันในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้าและเย็น ตามลำดับ รวมถึงสามารถรองรับปริมาณจราจรคาดการณ์ในอนาคตได้ถึงปี 2040

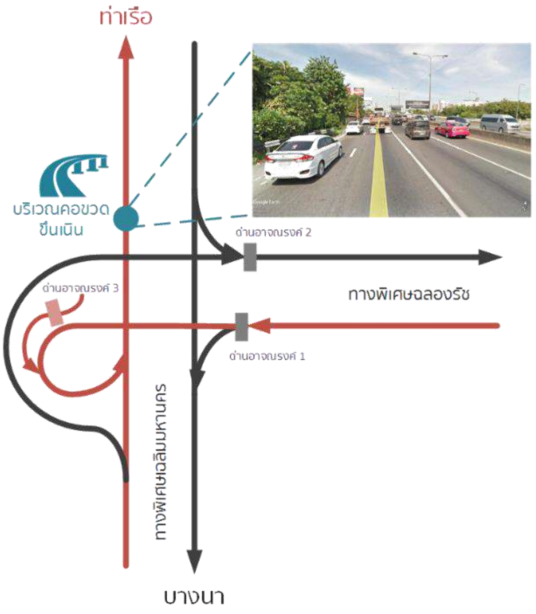
Rao, A.M. และ Rao, K.R. [4] ทำการประเมินแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณวงแหวนรอบใน เมืองเดลี ประเทศอินเดีย จึงทำการประเมินแนวทางแก้ไขปัญหาจราจรในหลากหลายทางเลือก ได้แก่การจัดการด้านจราจร (เช่น กำหนดเดินรถทางเดียว, ควบคุมโดยสัญญาณไฟจราจร, ปรับเปลี่ยนให้รถเดินทางไปเส้นทางอื่น) การก่อสร้างทางต่างระดับแบบยกข้าม (Flyover) การจัดช่องจราจรเฉพาะสำหรับรถประจำทาง โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคเพื่อประเมินประสิทธิภาพและวิเคราะห์ผลกระทบด้านจราจรต่างๆ ในด้านปริมาณจราจร ความเร็วเฉลี่ย ประสิทธิภาพโครงข่ายรวม ประสิทธิภาพของแต่ละช่วงถนน ความล่าช้า เวลาในการเดินทาง และดัชนีความติดขัด พบว่าทางเลือกการจัดการด้านจราจรช่วยเพิ่มความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง และปรับปรุงประสิทธิภาพโครงข่ายในด้านความล่าช้า เวลาในการเดินทาง และความหนาแน่นให้ดีขึ้น ทางเลือกการย้ายป้ายจอดรถประจำทางส่งผลให้การจราจรติดขัดบรรเทาลงแต่ไม่สามารถย้ายป้ายจอดรถประจำทางได้ในบางจุดเนื่องจากลักษณะทางกายภาพ ทางเลือกการก่อสร้างทางต่างระดับแบบยกข้ามช่วยปรับปรุงให้ความเร็วเฉลี่ยและเวลาในการเดินทางดีขึ้น และทางเลือกการจัดช่องจราจรเฉพาะสำหรับรถประจำทางส่งผลให้ความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางลดลง ในขณะที่ความหนาแน่นของโครงข่ายและเวลาในการเดินทางลดลงในทุกช่วงถนน เป็นทางเลือกที่มีการเคลื่อนที่ของรถดีกว่าทางเลือกอื่น

Poon, N. และ Dia, H. [5] ทำการประเมินประสิทธิภาพของการเก็บค่าผ่านทางบริเวณสะพานเกตเวย์ เมืองบริสเบน รัฐควีนสแลนด์ ประเทศออสเตรเลีย ที่มีปริมาณจราจรใกล้เต็มความจุ จึงทำการประเมินเพื่อปรับปรุงความจุของรูปแบบด่านเก็บค่าผ่านทางในปัจจุบัน โดยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN เพื่อประเมินประสิทธิภาพของการเก็บค่าผ่านทางในสถานการณ์ต่างๆ จากความล่าช้าและเวลาในการเดินทาง รวมถึงวิเคราะห์ผลกระทบของการใช้ระบบการเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ พบว่า การใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติจะช่วยให้ประสิทธิภาพโดยรวมของระบบดีขึ้น โดยการปรับเปลี่ยนจากระบบปกติเป็นระบบอัตโนมัติจำนวน 4 ช่องจราจร สามารถรองรับปริมาณจราจรที่คาดการณ์ในปี 2011 ได้ทั้งหมด

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 พื้นที่ศึกษาและข้อมูลสภาพจราจร

การศึกษานี้พิจารณาเลือกบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ เนื่องจากเป็นจุดเชื่อมต่อการเดินทางระหว่างทางพิเศษฉลองรัช และทางพิเศษเฉลิมมหานคร ในทิศทางขาเข้าเมืองมุ่งหน้าท่าเรือ กระแสจราจรจากทั้ง 2 สายทางจะเข้ามารวมกันบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ แล้วเข้าสู่ช่วงทางพิเศษที่มีลักษณะเป็นเนินไต่ระดับจากระดับดินขึ้นสู่ทางยกระดับเป็นจุดคอขวดที่มีปริมาณจราจรหนาแน่นโดยเฉพาะในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า รายละเอียดพื้นที่ศึกษา แสดงดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 ตำแหน่งจุดคอขวดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์

การศึกษานี้เลือกใช้ข้อมูลปริมาณจราจรเฉลี่ยวันทำการในเดือนกุมภาพันธ์ 2562 เป็นข้อมูลในการพัฒนาแนวทางแก้ไขสภาพจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ และปรับเทียบความถูกต้องของแบบจำลองสภาพจราจร โดยทำการรวบรวมข้อมูลปริมาณจราจร สัดส่วนประเภทรถ ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด และความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง

3.2 การพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

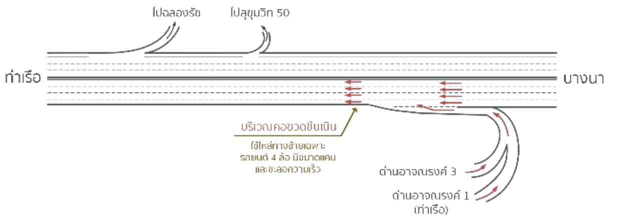
การศึกษานี้ทำการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคด้วยโปรแกรม AIMSUN 8.1.4 เพื่อประเมินผลกระทบการจราจรจากการกำหนดมาตรการต่าง ๆ ในด้านความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด ความเร็วเฉลี่ย และเวลาเฉลี่ยในการเดินทาง โดยรายละเอียดขั้นตอนการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค ประกอบด้วย

- การนำเข้าแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ทางพิเศษเฉลิมมหานคร จาก Google Earth
- สร้างแบบจำลองสภาพจราจรที่มีลักษณะกายภาพ ได้แก่ โครงข่ายทางพิเศษ ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ ให้ใกล้เคียงกับสภาพในปัจจุบัน
- กำหนดตัวแปรข้อมูลสภาพจราจรต่าง ๆ ที่สำคัญสำหรับการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจร เช่น ปริมาณจราจร ประเภทยานพาหนะ การกำหนดจุดต้นทาง-ปลายทาง และมาตรการควบคุมการจราจร
- ทำการปรับเทียบแบบจำลองโดยใช้เกณฑ์สำหรับการปรับเทียบแบบจำลองของ DMRB หรือ Design Manual for Roads and Bridges โดยการคำนวณค่า GEH [6]

3.3 การกำหนดรูปแบบสถานการณ์

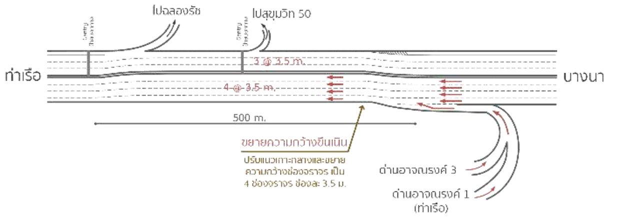
กำหนดแนวทางการแก้ไขปัญหาการจราจรทั้งรูปแบบการปรับปรุงเชิงปฏิบัติการด้วยหลักการทางวิศวกรรมจราจรแบบราคาประหยัด และการปรับปรุงลักษณะทางเรขาคณิตของถนนภายใต้เงื่อนไขที่จำกัดของลักษณะทางกายภาพและเขตทาง สามารถกำหนดรูปแบบสถานการณ์ ได้ดังนี้

- สภาพจราจรปัจจุบัน (Base case) ที่ยังไม่มีการดำเนินการปรับปรุง แสดงดังรูปที่ 2



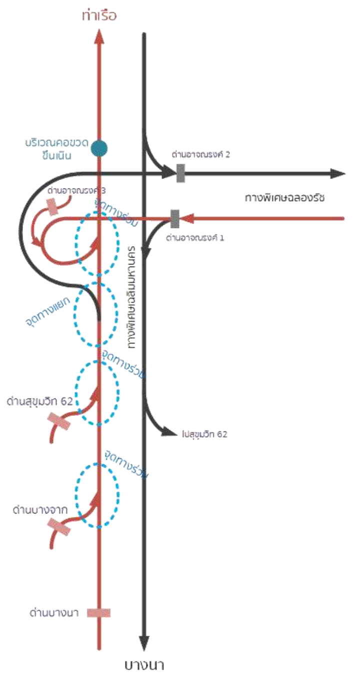
รูปที่ 2 สภาพจราจรปัจจุบัน (Base case)

- กรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case) โดยการปรับเปลี่ยนการวางแนวคอนกรีตเกาะกลางขยายเพิ่มพื้นที่ไปในทิศทางฝั่งขาออกมุ่งหน้าบางนา เพื่อเพิ่มความกว้างช่องจราจรบริเวณคอขวดขึ้นเนินเป็น 4 ช่องจราจรใหญ่ ช่องละ 3.5 เมตร แสดงดังรูปที่ 3



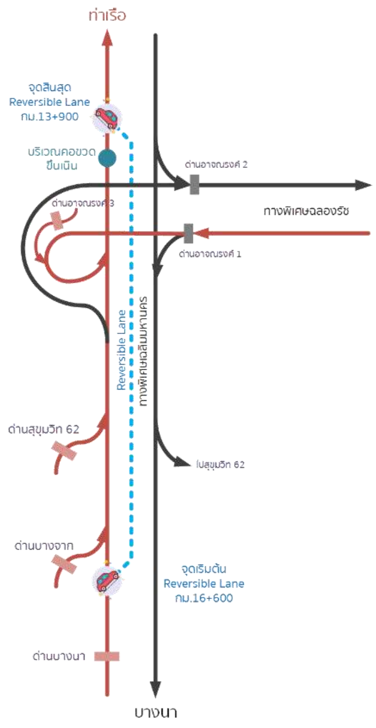
รูปที่ 3 กรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case)

- กรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case) ดำเนินการตีเส้นทึบเพื่อจัดการจราจรบังคับทิศทางไม่ให้เกิดการตัดกระแสจราจรในบริเวณทางร่วม – ทางแยก แสดงดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 กรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case)

- กรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case) ในช่วงเวลาเร่งด่วนเพื่อเพิ่มความสามารถในการระบายปริมาณจราจร แสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 กรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case)

4. ผลการศึกษา

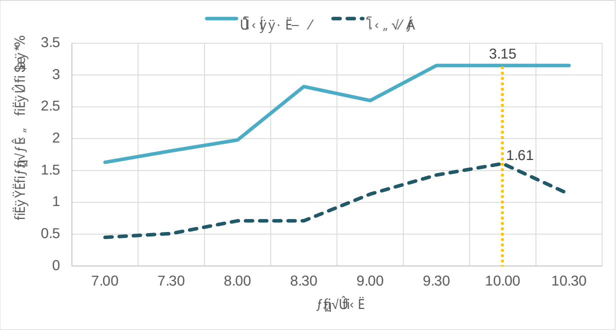
4.1 สภาพจราจรในพื้นที่ศึกษา

สภาพจราจรบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ ทางพิเศษเฉลิมมหานคร เกิดจากกระแสจราจรสะสมที่ต้องการเดินทางเพื่อมุ่งหน้าท่าเรือ โดยเริ่มจากปริมาณจราจรที่เข้าด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางนา ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางจาก ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ สุขุมวิท 62 ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ อาจณรงค์ 3 และปริมาณจราจรที่มาจากทางพิเศษฉลองรัช (ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ อาจณรงค์ 1) ที่มีการจราจรหนาแน่นในช่วงเร่งด่วนเช้าตั้งแต่เวลา 7.00 น. โดยมีการจราจรหนาแน่นที่สุดในช่วงเวลา 10.00 น. ปริมาณจราจรเข้า – ออกสูงสุดบริเวณพื้นที่ศึกษา แสดงดังตารางที่ 1

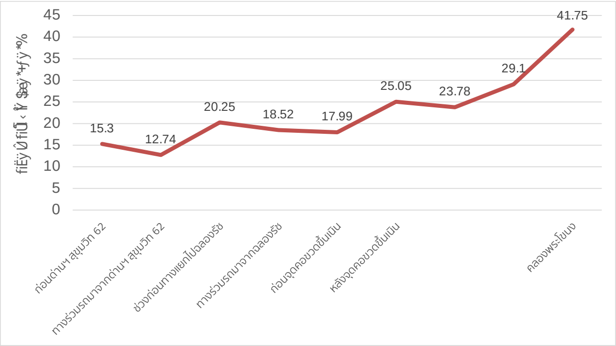
ตารางที่ 1 ปริมาณจราจรเข้า – ออกบริเวณพื้นที่ศึกษา

จุดทางเข้า – ออก บริเวณพื้นที่ศึกษา	ปริมาณจราจร (คันต่อชั่วโมง)	
	เข้า	ออก
ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางนา	4,900	-
ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางจาก	1,600	-
ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ สุขุมวิท 62	1,300	-
ทางแยกเชื่อมต่อไปทางพิเศษฉลองรัช	-	600
ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ อาจณรงค์ 3	160	-
ด่านเก็บค่าผ่านทางฯ อาจณรงค์ 1	1,350	-
รวม	9,310	600

แสดงให้เห็นว่ามีปริมาณจราจรต้องการเดินทางผ่านบริเวณคอขวดสูงสุดประมาณ 8,700 คันต่อชั่วโมง ทำให้เกิดการจราจรติดขัดตั้งแต่บริเวณคอขวด ทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ เป็นช่วงชะลอความเร็วยาวสะสมทั้ง 2 สายทาง ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลโดยการสังเกตการณ์จากกล้อง CCTV บนทางพิเศษ พบว่า ทางพิเศษเฉลิมมหานครมีช่วงชะลอความเร็วยาวถึงบริเวณหลังด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางนา ระยะทางสูงสุด 3.15 กิโลเมตร และทางพิเศษฉลองรัชมีช่วงชะลอความเร็วยาวเลยบริเวณ Ramp ทางแยกไปบางนา – ท่าเรือ ระยะทางสูงสุด 1.61 กิโลเมตร แสดงดังรูปที่ 6 และเก็บรวบรวมข้อมูลความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางบนทางพิเศษเฉลิมมหานครบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางฯ สุขุมวิท 62 ถึงบริเวณคอขวดในช่วงเวลา 10.00 น. โดยอุปกรณ์บันทึกข้อมูลการเดินทาง (GPS Data Logger) แสดงดังรูปที่ 7



รูปที่ 6 ช่วงชะลอความเร็วเฉลี่ยบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์



รูปที่ 7 ความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางในช่วงเวลา 10.00 น.

4.2 การปรับเทียบแบบจำลองสภาพจราจร

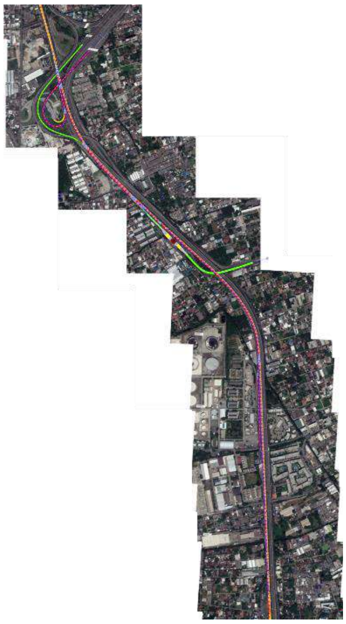
การสร้างแบบจำลองสภาพจราจรแบบจุลภาคสำหรับสภาพจราจรปัจจุบัน (Base case) แสดงดังรูปที่ 8 จำเป็นต้องดำเนินการปรับเทียบแบบจำลองให้มีความเสมือนกับสภาพจราจรจริงมากที่สุด การปรับเทียบแบบจำลองใช้เกณฑ์สำหรับการปรับเทียบแบบจำลองของ DMRB หรือ Design Manual for Roads and Bridges เป็นเกณฑ์ปรับ เทียบจากการคำนวณค่า GEH โดยสูตรการคำนวณค่า GEH มีดังนี้ [6]

$$GEH = \sqrt{\frac{2(M-C)^2}{M+C}}$$

เมื่อ M = ค่าจากการประมาณของแบบจำลอง

C = ค่าจากการสำรวจสภาพจราจรจริง

โดยค่า GEH ที่มีค่าน้อยกว่า 5 จะถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่ดี ซึ่งการปรับเทียบความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด และความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง แสดงดังตารางที่ 2 และ 3 ตามลำดับ



รูปที่ 8 แบบจำลองสภาพจราจรปัจจุบัน (Base case)

ตารางที่ 2 การปรับเทียบความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด

ทางพิเศษ	ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (เมตร)		GEH (<5)
	จากสภาพจราจรจริง	จากแบบจำลอง	
เฉลิมมหานคร	3150	3080	1.25
ฉลองรัช	1610	1500	2.79

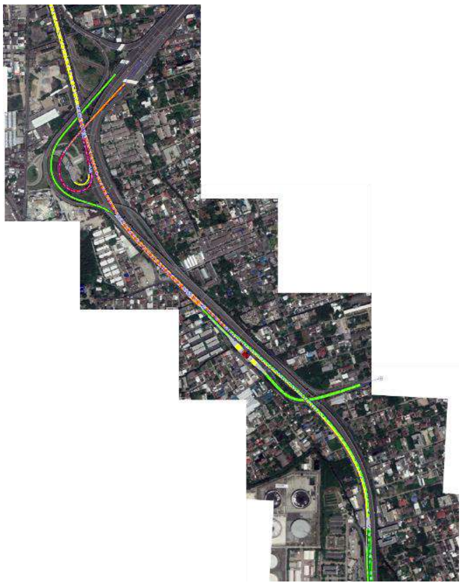
ตารางที่ 3 การปรับเทียบความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง

ช่วงทางพิเศษ	ความเร็วเฉลี่ยการเดินทางในแต่ละช่วง (กม./ชม.)		GEH (<5)
	จากสภาพจราจรจริง	จากแบบจำลอง	
ก่อนด่านฯ สุขุมวิท 62	15.30	14.06	0.32
ทางร่วมรถมาจากด่านฯ สุขุมวิท 62	12.74	11.96	0.22
ก่อนทางแยกไปฉลองรัช	20.25	13.42	1.66
ทางร่วมรถมาจากฉลองรัช	18.52	14.87	0.89
ก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน	17.99	14.71	0.81
หลังจุดคอขวดขึ้นเนิน	25.05	28.89	0.74

จากตารางที่ 2 และ 3 พบว่า ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด และความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางมีค่า GEH น้อยกว่า 5 ซึ่งสามารถอธิบายได้ว่าแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมีความน่าเชื่อถือ สามารถนำมาประยุกต์ใช้เป็นตัวแทนของสภาพจราจรจริงในพื้นที่ศึกษาได้

4.3 แบบจำลองกรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case)

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case) โดยการปรับเปลี่ยนการวางแนวคอนกรีตเกาะกลางขยายเพิ่มพื้นที่ไปในทิศทางฝั่งขาออกมุ่งหน้าบางนาโดยการใช้พื้นที่ไหล่ทาง (จากเดิมมี 3 ช่องจราจรและไหล่ทางด้านซ้ายเหลือเป็น 3 ช่องจราจร) เพื่อเพิ่มความกว้างช่องจราจรฝั่งขาเข้ามุ่งหน้าท่าเรือบริเวณคอขวดขึ้นเนินเป็น 4 ช่องจราจรใหญ่ ขนาดช่องละ 3.5 เมตร แสดงดังรูปที่ 9 และตารางที่ 4



รูปที่ 9 แบบจำลองกรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case)

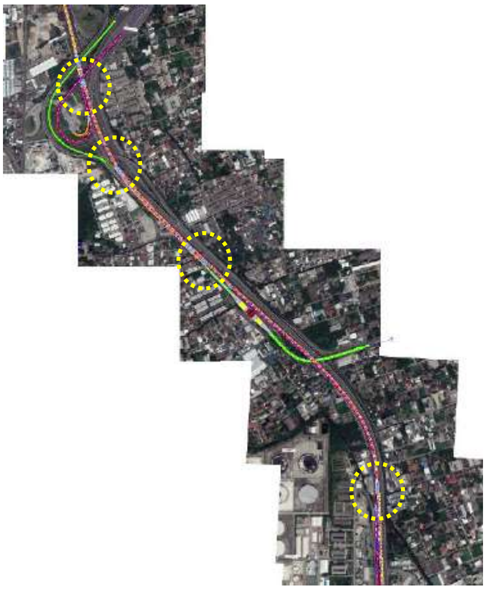
ตารางที่ 4 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case)

ตัวชี้วัดประสิทธิภาพ	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	ทางพิเศษฉลองรัช
ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	24.64	11.32
ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	45.78	-
ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (กม.)	1.34	0.52
เวลาเฉลี่ยการเดินทาง (นาที/กม.)	5.22	6.74
ปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวด (คัน/ชม.)	8,581	-

ผลการศึกษาพบว่า สภาพจราจรทั้งทางพิเศษเฉลิมมหานครและทางพิเศษฉลองรัชมีแนวโน้มความเร็วเฉลี่ยเพิ่มขึ้น ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดและเวลาเฉลี่ยในการเดินทางลดลง เนื่องจากปริมาณจราจรที่สามารถระบายได้บริเวณจุดคอขวดเพิ่มขึ้นจาก 7,259 คันต่อชั่วโมง เป็น 8,581 คันต่อชั่วโมง ช่วยให้สภาพการจราจรติดขัดบรรเทาลง

4.4 แบบจำลองกรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case)

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case) ทดลองมาตรการการตีเส้นทึบเพื่อจัดการจราจรบังคับทิศทางไม่ให้เกิดการตัดกระแสจราจรในบริเวณทางร่วม – ทางแยก ได้แก่ จุดทางร่วมรถมาจากด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางจาก จุดทางร่วมรถมาจากด่านเก็บค่าผ่านทางฯ สุขุมวิท 62 ทางแยกเชื่อมต่อไปทางพิเศษฉลองรัช และจุดทางร่วมรถมาจากทางพิเศษฉลองรัช แสดงดังรูปที่ 10 และตารางที่ 5



รูปที่ 10 แบบจำลองกรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case)

ตารางที่ 5 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case)

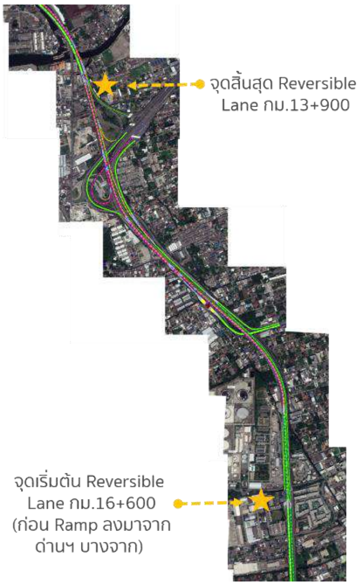
ตัวชี้วัดประสิทธิภาพ	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	ทางพิเศษฉลองรัช
ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	15.57	5.52
ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	31.91	-
ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (กม.)	2.62	1.31
เวลาเฉลี่ยการเดินทาง (นาที/กม.)	12	14.53
ปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวด (คัน/ชม.)	7,513	-

ผลการศึกษาพบว่า สภาพจราจรทั้งทางพิเศษเฉลิมมหานครและทางพิเศษฉลองรัชมีแนวโน้มความเร็วเฉลี่ยเพิ่มขึ้น ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดและเวลาเฉลี่ยในการเดินทางลดลง เนื่องจากปริมาณจราจรที่สามารถระบายได้บริเวณจุดคอขวดเพิ่มขึ้นจาก 7,259 คันต่อชั่วโมง เป็น 7,513 คันต่อชั่วโมง ช่วยให้สภาพจราจรติดขัดบรรเทาลงแต่น้อยกว่ากรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case)

4.5 แบบจำลองกรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case)

ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองกรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case) จำนวน 1 ช่องจราจรในช่วงเวลาเร่งด่วน ตั้งแต่จุดเริ่มต้น กม.16+600 (บริเวณก่อนจุดทางร่วมรถมาจากด่านเก็บค่าผ่านทางฯ บางจาก) ถึงจุดสิ้นสุด กม.13+900 (บริเวณหลังจุดคอขวดขึ้น

เนิน) เป็นระยะทาง 2.7 กิโลเมตร เพื่อเพิ่มความสามารถในการระบายปริมาณจราจร แสดงดังรูปที่ 11 และตารางที่ 6



รูปที่ 11 แบบจำลองกรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case)

ตารางที่ 6 ผลจากแบบจำลองกรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case)

ตัวชี้วัดประสิทธิภาพ	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	ทางพิเศษฉลองรัช
ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	14.07	**2.7**
ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	**14.26**	-
ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (กม.)	1.87	**3.17**
เวลาเฉลี่ยการเดินทาง (นาที/กม.)	10.58	**30.35**
ปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวด (คัน/ชม.)	5,705	-
ปริมาณจราจร Reversible lane (คัน/ชม.)	1,705	-

ผลการศึกษาพบว่า สภาพจราจรบนทางพิเศษเฉลิมมหานครมีแนวโน้มความเร็วเฉลี่ยในช่วงก่อนจุดคอขวดขึ้นเนินไม่เปลี่ยนแปลง และช่วงหลังจุดคอขวดขึ้นเนินลดลง เนื่องจากรถที่เบี่ยงกลับเข้าสู่ช่องจราจรปกติหลังสิ้นสุด Reversible lane ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดและเวลาเฉลี่ยในการเดินทางลดลง เนื่องจากปริมาณจราจรที่สามารถระบายได้บริเวณจุดคอขวดรวมกับช่อง Reversible lane เพิ่มขึ้นจาก 7,259 คันต่อชั่วโมง เป็น 7,410 คันต่อชั่วโมง แต่สภาพจราจรบนทางพิเศษฉลองรัชมีแนวโน้มความเร็วเฉลี่ยลดลง ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดและเวลาเฉลี่ยในการเดินทางเพิ่มขึ้น และเมื่อพิจารณาถึงสภาพจราจรในฝั่งขาออกมุ่งหน้าบางนาที่ถูกลดช่องจราจรลง 1 ช่องจราจร พบว่าได้รับผลกระทบอย่างมากเกิดการจราจรติดขัดบริเวณจุด Reversible lane กม.13+900 การระบายปริมาณจราจรลดลงเฉลี่ยร้อยละ 12.39 และความเร็วเฉลี่ยลดลงร้อยละ 51

4.6 การเปรียบเทียบประสิทธิภาพแนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรกับสภาพจราจรปัจจุบัน

การประเมินประสิทธิภาพและผลกระทบการจราจรของแนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรมาตรการต่างๆ ในด้านความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด ความเร็วเฉลี่ย เวลาเฉลี่ยการเดินทาง และปริมาณจราจรที่ระบายได้ ผลการศึกษาพบว่า แนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรกรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case) เป็นแนวทางที่ช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดได้มีประสิทธิภาพมากที่สุด เนื่องจากส่งผลให้สภาพจราจรทั้งทางพิเศษเฉลิมมหานครและทางพิเศษฉลองรัชมีแนวโน้มดีขึ้น บนทางพิเศษเฉลิมมหานครความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดมีแนวโน้มลดลงร้อยละ 56.49 ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนินมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นร้อยละ 78.55 ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนินมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นร้อยละ 58.46 เวลาเฉลี่ยการเดินทางมีแนวโน้มลดลงร้อยละ 63 และปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นร้อยละ 18.21 และทางพิเศษฉลองรัชความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุดมีแนวโน้มลดลงร้อยละ 65.33 ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนินมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นร้อยละ 127.31 และเวลาเฉลี่ยการเดินทางมีแนวโน้มลดลงร้อยละ 58.24 โดยแสดงการเปรียบเทียบตัวชี้วัดประสิทธิภาพระหว่างแนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรมาตรการต่างๆ กับสภาพจราจรปัจจุบัน (Base Case) ดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 การเปรียบเทียบตัวชี้วัดประสิทธิภาพระหว่างแนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรมาตรการต่างๆ กับสภาพจราจรปัจจุบัน (Base Case)

ตัวชี้วัดประสิทธิภาพ		ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (กม.)	เวลาเฉลี่ยการเดินทาง (นาที/กม.)	ปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวด (คัน/ชม.)
Base Case	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	13.80	28.89	3.08	14.11	7,259
	ทางพิเศษฉลองรัช	4.98	-	1.50	16.14	-
กรณีที่ 1	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	24.64	45.78	1.34	5.22	8,581
	ร้อยละเปรียบเทียบ	78.55%	58.46%	-56.49%	-63.00%	18.21%
	ทางพิเศษฉลองรัช	11.32	-	0.52	6.74	-

ตัวชี้วัดประสิทธิภาพ		ความเร็วเฉลี่ยก่อนจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	ความเร็วเฉลี่ยหลังจุดคอขวดขึ้นเนิน (กม./ชม.)	ความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด (กม.)	เวลาเฉลี่ยการเดินทาง (นาที/กม.)	ปริมาณจราจรที่ระบายได้บริเวณจุดคอขวด (คัน/ชม.)
	ร้อยละเปรียบเทียบ	127.31%	-	-65.33%	-58.24%	-
กรณีที่ 2	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	15.57	31.91	2.62	12	7,513
	ร้อยละเปรียบเทียบ	12.83%	10.45%	-14.94%	-14.95%	3.50%
	ทางพิเศษฉลองรัช	5.52	-	1.31	14.53	-
	ร้อยละเปรียบเทียบ	10.84%	-	-12.67%	-9.98%	-
กรณีที่ 3	ทางพิเศษเฉลิมมหานคร	14.07	14.26	1.87	10.58	7,410
	ร้อยละเปรียบเทียบ	1.96%	-50.64%	-39.29%	-25.02%	2.08%
	ทางพิเศษฉลองรัช	2.7	-	3.17	30.35	-
	ร้อยละเปรียบเทียบ	-45.78%	-	111.33%	88.04%	-

5. ผลการศึกษา

การประเมินผลแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ด้วยการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค สามารถสรุปได้ว่าแนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรที่เหมาะสม คือ กรณีที่ 1 ปรับเปลี่ยนแนวช่องจราจร (Restriping case) เนื่องจากสามารถบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดด้วยการประเมินทั้งในด้านความยาวช่วงชะลอความเร็วสูงสุด ความเร็วเฉลี่ย เวลาเฉลี่ยการเดินทาง และปริมาณจราจรที่ระบายได้มีประสิทธิภาพสูงสุด รองลงมาคือ กรณีที่ 2 การตีเส้นทึบจัดการจราจร (Solid line case) ที่ช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดได้เช่นกัน แต่ช่วยให้สภาพจราจรติดขัดบรรเทาลงน้อยกว่ากรณีที่ 1 และพบว่าแนวทางแก้ไขปัญหาการ จราจรกรณีที่ 3 การเปิดช่องจราจรสวนทาง (Reversible lane case) ไม่เหมาะสมกับบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ เนื่องจากบริเวณนี้มีปริมาณจราจรสูงทั้งสองทิศทางขาเข้าและขาออก ทำให้การเปิดช่องจราจรสวนทางส่งผลกระทบให้เกิดการจราจรติดขัดในทิศทางฝั่งขาออกมุ่งหน้าบางนาได้ ดังนั้น แนวทางแก้ไขปัญหาการจราจรดังกล่าวอาจช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกต่างระดับอาจณรงค์ให้ดียิ่งขึ้นได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณพนักงานและลูกจ้างการทางพิเศษแห่งประเทศไทยทุกท่าน ที่ได้เอื้อเฟื้อข้อมูลและให้ความช่วยเหลือในการดำเนินการวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Federal Highway Administration (2010). Localized Bottleneck Congestion Analysis: Focusing on what analysis tools are available, necessary, and productive in localized congestion remediation, Report FHWA-HOP-09-042, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington DC.

[2] พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม, นันทวรรณ พิทักษ์พานิช, เอกรินทร์ เหลืองวิลัย, เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร (2561). การประเมินผลกระทบด้านจราจรของด่านเก็บค่าผ่านทางโดยการจำลองสถานการณ์จราจร: กรณีศึกษาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษวงแหวนรอบนอก (บางแก้ว) ทางออกทางพิเศษบูรพาวิถี. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23*, นครนายก, วันที่ 18 – 20 กรกฎาคม 2561.

[3] TSS-Transport Simulation Systems (2016). *AIMSUN 8.1 User's Manuals*.

[4] Rao, A.M. and Rao, K.R. (2015). Microscopic Simulation to Evaluation the Traffic Congestion Mitigation Strategies on Urban Arterials. European Transport / Transparti Europei, Issue 58.

[5] Poon, N. and Dia, H. (2005). Evaluation of Toll Collection Performance using Traffic Simulation. *27th Conference of Australian Institutes of Transport Research (CAITR 2005)*, Brisbane, 7-9 December.

[6] The Highways Agency (1996). *Design Manual for Roads and Bridges (DMRB) Vol. 12*, Department for Transport, UK

การประเมินผลการเปิดช่องจราจรสวนทางบนทางพิเศษฉลองรัช
Evaluation of Reversible Lane on Inbound of Chalong Rat Expressway

เบญจวรรณ องอาจ[1*] และเทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[2]

[1,2] กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย

**Corresponding author; E-mail address: polyben46@hotmail.com, thepp9@hotmail.com*

บทคัดย่อ

จากปัญหาการจราจรติดขัดบนทางพิเศษฉลองรัชขาเข้าเมืองในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ให้บริการทางพิเศษ 1.9 ล้านเที่ยวต่อวัน จึงเกิดเป็นแถวคอยสะสมตั้งแต่ทางลงถนนพระราม 9 ยาวไปถึงถนนรามอินทรา แต่ในทางกลับกันมีปริมาณจราจรเบาบางในช่องขาออก กทพ. จึงได้ทำการเปิดช่องจราจรสวนทางช่วยระบายการจราจรฝั่งขาเข้า ตั้งแต่ กม.12+100 ถึง กม.7+700 ด้วยมาตรการ Reversible Lane เริ่มจากการศึกษาปริมาณการจราจร พบว่า รถฝั่งขาเข้ามีปริมาณ 7,849 คัน/ชม. ฝั่งขาออกมีปริมาณ 2,540 คัน/ชม. เป็นอัตราส่วน 76:24 ซึ่งเหมาะสมแก่การทำในทางทฤษฎี ตำแหน่งจุดเปิดทางออก ได้ขยับจาก กม. 7+700 ไปเป็นตำแหน่ง กม. 6+400 เพื่อให้เลยพ้นทางลงถนนพระราม 9 ซึ่งเป็นจุดที่การจราจรติดขัด เป็นไปตามหลักการของการเปิดช่องจราจรสวนทางที่ให้พ้นช่วงติดขัดไป มีการปรับปรุงด้านกายภาพ ช่องเปิดเกาะกลางบริเวณ กม.12+100 และ กม. 6+400 ได้รับการปรับปรุงใหม่ให้ยาวมากขึ้นจากเดิม 20 เมตร เป็น 35 เมตร ซึ่งเป็นความกว้างมากสุดเท่าที่จะดำเนินการได้ โครงสร้างจุดเปิดมีการก่อสร้างใหม่ให้ลื่น เปิด-ปิด เบากว่าเดิมเพื่อลดภาระเจ้าหน้าที่ มีการติดตั้งป้ายเตือนแขวนสูงแบบถาวรที่ระยะ 500 และ 1,000 เมตร ด้านความปลอดภัยการจราจร ได้มีป้ายไฟประจำช่องทางเพื่อเตือนผู้ใช้ทางในช่องขาออก พร้อมกับขึ้นข้อความเตือนบนป้ายแสดงข้อความ (Variable Message Sign) และป้ายเตือนช่องทาง (Matrix Sign) พร้อมออกประกาศราชกิจจานุเบกษา เรื่อง “การเดินรถแบบสวนทางบนทางพิเศษ” การจัดการจราจรได้จัดให้มีการวางกรวยยางตลอดแนวเป็นระยะทางกว่า 6 กม. จัดรถคุ้มครองที่มีไฟวับวาบบริเวณจุดเข้าจุดออกเพื่อให้สังเกตเห็นชัดเจน ได้เปิดใช้งานจริง ระหว่างเวลา 6.30-9.00 น. สรุปประเมินผลก่อนและหลังดำเนินการ 6.30 - 9.00 น. พบว่า ระบายจราจรเฉลี่ยได้เพิ่มขึ้น 10.8% ระยะเวลาการเดินทางลดลงจาก15.7 นาที เหลือ 13.3 นาทีในช่องทางหลักเหลือ 8.3 นาที ในช่องจราจรสวนทาง คิดเป็นผลประโยชน์ทางเศรษฐศาสตร์ 11.4 ล้านบาทต่อกิโลเมตรต่อปี หรือ 36 ล้านบาทต่อปี

คำสำคัญ: ช่องจราจรสวนทาง, ทางพิเศษฉลองรัช

Abstract

Due to traffic congestion on the Chalong Rat inbound expressway during rush hour in the morning, EXAT has daily average traffic volume of 1.9 million trips per day resulting in vehicles accumulation along Rama 9 Road to Ramindra Road. While the traffic was light in the opposite direction. EXAT started using reversible lane to decrease congestion on the inbound expressway from the Sta.12+100 to Sta.7+700. The problem must be resolved with reversible lane. From reviewed and researched the traffic volume to improved traffic operations. The research, inbound expressway has a capacity of approximately 7,849 vehicles per hour and 2,540 vehicles per hour for outbound, 76:24 as ratio, which is suitable for “Reversible Lane”, Its use is most applicable on multi-lane roadways with a directional imbalance. EXAT moved the exit from Sta.7+700 to Sta. 6+400 in order to pass beyond the Rama 9 Road which has high congestion. In accordance with the principles of Reversible Lane to mitigate peak period congestion, the barrier exiting has been improving from 20 meters to 35 meters which is the highest width that can be performed for Sta.12+100 and Sta. 6+400. The structure of exiting was constructed and redesigned to be slippery and easy to use including road signs at kilometer markers 500 and kilometer markers 1000. For the traffic safety, 6 road signs with variable message sign and matrix sign was designed to be LED light banner to warn the user in the outbound expressway then announced in the Government Gazette for Reversible Lane on the expressway. EXAT has lined the traffic cones along the road for over 6 kilometers and vehicles with flashing lights at the entry point for clear observation. This starts between 6.30 am to 9.00 am from the evaluation this method reduces the congestion and increases the level of service by flow up 10.8%, Travel time decreases from 15.7 min to 13.3 min. in mainline and 8.3 min. in reversible lanes. Economic benefit 11.4 million baht per kilometers per years or 36 million baht per year.

Keywords: Reversible Lane, Chalong Rat Expressway

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

จากปัญหาการจราจรติดขัดบนทางพิเศษฉลองรัชขาเข้าเมืองในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ให้บริการทางพิเศษ 1.9 ล้านเที่ยวต่อวัน โดยทางพิเศษฉลองรัช ปี 2559 (เดือน ม.ค. - ก.ค. 2559) 211,111 เที่ยว/วัน โดยมี V/C Ratio เท่ากับ 0.78 และปัจจุบันมีปริมาณจราจรเฉลี่ย 248,811 คัน/วัน (ข้อมูลประจำเดือนสิงหาคม พ.ศ. 2562) และมีปริมาณรถหนาแน่นในชั่วโมงเร่งด่วนเช้าในทิศทางขาเข้าเมืองจึงเกิดเป็นแถวคอยสะสมตั้งแต่ทางลงถนนพระราม 9 ยาวไปถึงถนนรามอินทรา แต่ในทางกลับกันมีปริมาณจราจรเบาบางในช่องขาออก และได้มีการตรวจสอบสภาพการจราจรติดขัดข้อมูลสภาพการจราจรผ่าน EXAT Traffic พบว่ามีสภาพการจราจรติดขัดในช่วงเวลา 06:25 -10:40 น.แสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 จุดติดขัดบนโครงข่ายทางพิเศษ

1.2 วัตถุประสงค์

1) เพื่อประเมินผลก่อนและหลังการดำเนินการบนทางพิเศษฉลองรัช

2) เพื่อศึกษาผลกระทบการจราจรในทิศทางตรงกันข้าม

1.3 ขอบเขตการศึกษา

ดำเนินการศึกษารวบรวมข้อมูลบนทางพิเศษฉลองรัชขาเข้าเมืองในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้าพร้อมทั้งศึกษาผลกระทบการจราจรในทิศทางตรงกันข้าม พบว่าขาเข้ามีปริมาณการจราจร 7,849 คัน/ชม. ฝั่งขาออก มีปริมาณ 2,540 คัน/ชม. เป็นอัตราส่วนมากกว่า 70:30 ซึ่งเหมาะสมแก่การทำในทางทฤษฎี [1] หากมากว่า 60:40 และมีแนวโน้มจะเข้าใกล้ร้อยละ 80 ในช่วงเวลาเร่งด่วน

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การประเมินระบุตำแหน่งจุดติดขัดจากแผนที่รายงานสภาพการจราจร

(วิรภพ เมฆพฤกษาวงศ์, 2560) [2] ได้ทำการศึกษาการระบุตำแหน่งจุดติดขัดของโครงข่ายทางพิเศษเป็นการนำข้อมูลจากการรายงานสภาพจราจรแบบทันกาล (Real-Time) ซึ่งเป็นการรายงานสดจากเจ้าหน้าที่ควบคุมจราจรที่ไม่มีการบันทึกข้อมูลไว้นำมาพัฒนาต่อยอดเก็บเข้าฐานข้อมูลแล้วนำข้อมูลนั้นมาจัดอันดับและแสดงผลในรูปแบบเส้นสีสภาพจราจรอย่างง่าย (Schematic Map) พบว่าการประเมินผลประโยชน์ทางด้านเศรษฐศาสตร์จากแบบจำลองสภาพจราจรของเส้นสีเขียวและสีแดง พบว่าหากมีแนวทางการแก้ไขปัญหาจราจรให้สภาพจราจรเปลี่ยนจากเส้นสีแดงกลายเป็นสีเขียวได้ จะสามารถลดค่าใช้จ่ายของผู้ใช้ทางลงได้รวม 15,856 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร โดยแบ่งเป็นมูลค่าประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้ยานพาหนะเท่ากับ 7,209 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร และเป็นมูลค่าประหยัดระยะเวลาเดินทางเท่ากับ 8,647 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร

2.2 การพัฒนา API เพื่อสร้างฐานข้อมูลสภาพการจราจรและการพัฒนาอัลกอริทึมสำหรับสรุปจุดติดขัดบนโครงข่ายทางพิเศษ

(อุดมโชค สุริยะจรัสแสง, 2562) [3] ได้ทำการพัฒนา API เพื่อสร้างฐานข้อมูลสภาพการจราจร เพื่อใช้บริการประชาชนในการรายงานสภาพจราจร เพื่อให้เป็นข้อมูลการวางแผนการเดินทาง ลดปัญหาการจราจรติดขัด การมีข้อมูลสภาพการจราจรจากหลายแหล่งสามารถช่วยเพิ่มประสิทธิภาพให้เจ้าหน้าสามารถรายงานสภาพจราจรได้อย่างถูกต้องและเป็นปัจจุบัน (ธวัชชัย รักษาชาติ, 2563) [4] ได้ทำการพัฒนาอัลกอริทึมสำหรับสรุปจุดติดขัดบนโครงข่ายทางพิเศษโดยใช้การประมวลผลทางคอมพิวเตอร์เข้ามาช่วยจัดอันดับรวมถึงหาช่วงเวลาติดขัดของจุดนั้นๆ เมื่อประมวลหาจุดติดขัดเป็นที่เรียบร้อยจึงนำจุดติดขัดนั้นมาแสดงออกเป็นแผนที่ความร้อน (Heat Map) เพื่อให้เจ้าหน้าที่จัดการจราจรรวมถึงผู้เกี่ยวข้องในการแก้ปัญหาจราจรสามารถเข้าใจได้โดยง่ายและนำข้อมูลไปประกอบการตัดสินใจได้อย่างมีประสิทธิภาพ สามารถนำค่านี้มาเพื่อจัดอันดับได้ทันทีเพียงการดึงข้อมูลออกมาแล้วทำการเรียงลำดับ (Sort) จากมากไปหาน้อยเพื่อหาจำนวนค่าการติดขัด 5 อันดับแรกของแต่ละประเภทการติดขัด เมื่อได้ 5 อันดับการติดขัดแล้วสามารถ นำเอา id ของจุดติดขัดไปหาช่วงเวลาของการติดขัดน้อยที่สุด ช่วงเวลาติดขัดมากที่สุด ช่วงเวลาติดขัดโดยเฉลี่ย และร้อยละการติดขัดของแต่ละจุดได้

2.3 ตัวชี้วัดที่ใช้กำหนดระดับการให้บริการของถนนแต่ละประเภท

โดยการพิจารณาตารางที่ 1 ประเภทของถนนสำหรับทางพิเศษจะพบว่าตัวชี้วัดที่ใช้ในการกำหนดระดับการให้บริการคือ ความหนาแน่นและความเร็ว ซึ่งความหนาแน่น Density Range (pc/km/ln) นี้ สามารถหามาจากความสัมพันธ์ ปริมาณจราจรชั่วโมงเร่งด่วนสูงสุด (pc/h/ln) และความเร็ว (km/h) [5]

ตารางที่ 1 ตัวชี้วัดที่ใช้กำหนดระดับการให้บริการของถนนแต่ละประเภท

ประเภทของถนน	ตัวชี้วัดที่ใช้กำหนด LOS
Two - lane highway	ความเร็ว (Speed), ร้อยละของเวลาที่ต้องขับตาม (percent time – spent - following)
Multilane highway	ความหนาแน่น (Density)
Freeway: Basic Segment	ความหนาแน่น (Density)
Freeway: Ramp	ความหนาแน่น (Density)
Freeway: Weaving	ความเร็ว (Speed)

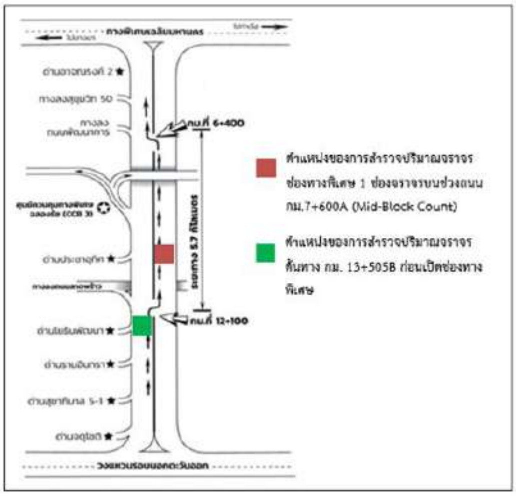
2.4 การเปิดช่องจราจรสวนทางช่วยระบายการจราจร (Reversible Traffic Lanes) [6]

การกระจายของปริมาณการจราจรบนถนนเป็นตัวแปรหลักสำหรับการพิจารณาศักยภาพของการเปิดช่องจราจรสวนทางสำหรับช่วยระบายการจราจร ซึ่งการหาปริมาณจราจรนั้นควรนับจำนวนการจราจรในหลาย ๆ ช่วงของพื้นที่ถนนที่เกี่ยวข้อง เพื่อกำหนดตำแหน่งที่เหมาะสมหรือในกรณีที่จำเป็นต้องรักษาความจุในทิศทางรองเพื่อเพิ่มความสามารถของทิศทางที่มีการจราจรหนาแน่นและลดความแออัดโดยการยืมความจุเลนที่มีจากทิศทางอื่นมาช่วยลดความแออัดในช่วงเวลาเร่งด่วนหรือในกรณีมีเหตุการณ์พิเศษหรือเมื่อมีการก่อสร้างหรือกิจกรรมการบำรุงรักษาอยู่บนท้องถนน

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 การสำรวจข้อมูลจราจร

ทำการสำรวจข้อมูลจราจรก่อนและหลังดำเนินการ ในช่วงเวลา 06:30 - 09:00 น. ก่อนวันเปิดทำการเมื่อวันที่ 19 พฤศจิกายน 2561 และหลังเปิดทำการเมื่อวันที่ 26 พฤศจิกายน 2561 โดยทำการสำรวจเป็นเวลา 5 วันทำการ (วันจันทร์ถึงวันศุกร์) จากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจร (Traffic Sensor) ที่สามารถเก็บข้อมูลปริมาณจราจร (Traffic Volume) จำแนกตามประเภทยานพาหนะ (Vehicle Classification) แบบรายคันแยกตามช่อง นอกจากนี้ยังได้มีการตรวจนับปริมาณจราจรเพิ่มเติมบนช่วงถนน กม. 7+600A (Mid-Block Count) เพื่อหาปริมาณจราจรที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษ 1 ช่องจราจร ในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า (06.30 - 09.00 น.) แบ่งออกเป็น 4 ช่วง ได้แก่ ช่วงโยธินพัฒนาถึงลาดพร้าว ช่วงลาดพร้าวถึงประชาอุทิศ ช่วงประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 และช่วงพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการ ดังแสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 จุดสำรวจข้อมูลจราจร

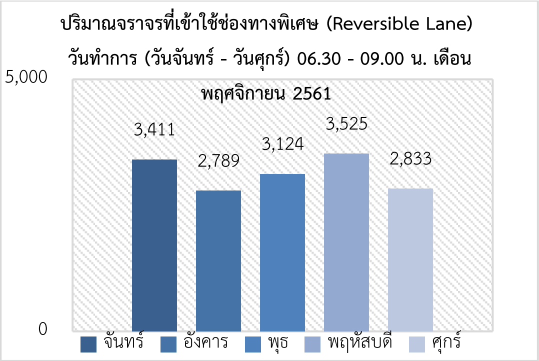
ตารางที่ 2 สรุปรายละเอียดจุดสำรวจข้อมูลจราจร

ประเภท	ช่วงถนน	ช่วงเวลา	วันสำรวจ
การสำรวจปริมาณจราจรบนช่วงถนน			
MB1	7+600A	เร่งด่วนเช้า (06.30 - 08.30 น.) เร่งด่วนเช้า (06.30 - 09.00 น.)	22 - 23 สิงหาคม 2561 (ช่วงทดลองเปิด) และ 26 - 30 พฤศจิกายน 2561
MB2	13+505B	เร่งด่วนเช้า (06.30 - 09.00 น.)	19 - 21 พฤศจิกายน 2561 และ 26 - 30 พฤศจิกายน 2561

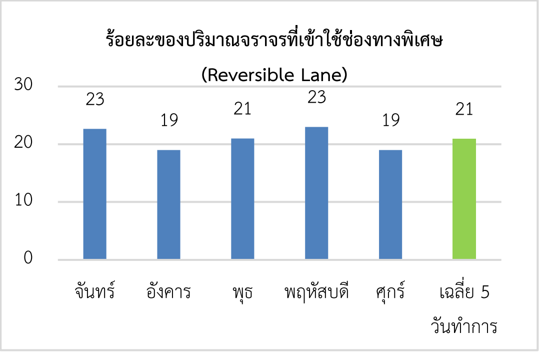
3.2 ผลปริมาณจราจรที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษวันทำการ

3.2.1 ร้อยละรถที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษเฉลี่ย

พบว่าหลังเปิดใช้ช่องทางพิเศษ (Reversible Lane) บนทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางขาเข้าวันทำการ (วันจันทร์ - วันศุกร์) เดือนพฤศจิกายน 2561 มีปริมาณจราจรที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษสูงสุด 3,525 คัน ในวันพฤหัสบดี ช่วงเวลา 06.30 - 09.00 น. (1,625 คัน/ชม. ช่วงเวลา 07.30 - 08.30 น.) รองลงมา 3,411 คัน ในวันจันทร์ แสดงดังรูปที่ 3 โดยมีร้อยละรถที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษสูงสุดในวันจันทร์และวันพฤหัสบดี และร้อยละรถที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษเฉลี่ย 5 วันทำการ เท่ากับ 21% แสดงดังรูปที่ 4



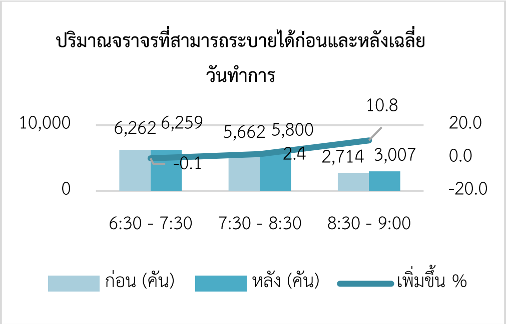
รูปที่ 3 ปริมาณจราจรที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษ (Reversible Lane)



รูปที่ 4 ร้อยละรถที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษ

3.2.1 ผลสภาพการจราจรบนเส้นทางก่อนและหลังเปิด

ทั้งนี้ก่อนการเปิดใช้อย่างเป็นทางการได้มีการทดลองเปิดช่องทางพิเศษแล้ว เมื่อวันที่ 22 - 23 สิงหาคม 2561 โดยมีรถที่เข้าใช้ช่องทางพิเศษได้มากสุด 1,577 คัน/ชม. จากการเปิดช่องทางพิเศษอย่างเป็นทางการ เมื่อวันจันทร์ที่ 26 พฤศจิกายน 2561 ได้ผลปริมาณจราจรที่สามารถระบายได้ก่อนและหลังเฉลี่ยวันทำการ (วันจันทร์ - วันศุกร์) เดือนพฤศจิกายน 2561 แสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ปริมาณจราจรที่สามารถระบายได้ก่อนและหลังเฉลี่ยวันทำการ (วันจันทร์ - วันศุกร์)

3.2.2 สภาพการจราจรติดขัดข้อมูลสภาพการจราจรผ่าน EXAT Traffic หลังการดำเนินมาตรการ

จากการศึกษางานวิจัยกระบวนการหาจุดติดขัด [4] ได้มีการแยกประเภทของจุดติดขัดและนับจำนวนการเกิดซ้ำของจุดนั้น ๆ ตลอดทั้งวันประมาณ 60 วันต่อไตรมาส เมื่อประมวลหาจุดติดขัดเป็นที่เรียบร้อยพบช่วงเวลาติดขัดของแต่ละจุด 5 อันดับ โดยการติดขัดและช่วงเวลาของการติดขัด เรียงจากน้อยที่สุดช่วงเวลาติดขัดมากที่สุด ช่วงเวลาติดขัดโดยเฉลี่ย และร้อยละการติดขัดของแต่ละจุดจะพบว่าจุดติดขัดได้หายไป หลังการเปิดช่องจราจรสวนทางเพื่อช่วยระบายรถ แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ช่วงเวลาติดขัดของแต่ละจุด [4]

ลำดับ	ชื่อ	ระยะเวลาติดขัด (นาที)			จำนวนครั้งในการติดขัด (%)
		MAX	AVG	MIN	
1	เพชรบุรี – สุขุมวิท	845	551	240	96.67
2	อโศก 2 - อโศก 3-4	590	287	145	96.67
3	สุขุมวิท - พระราม 4	550	220	110	95.00
4	รัชดาภิเษก - บางซื่อ	535	242	130	93.33
5	อโศก 2 - พหลโยธิน	435	114	75	58.00

3.3 ระยะเวลาการเดินทางและความเร็วการเดินทางเฉลี่ยก่อนและหลัง

การสำรวจระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ยใช้ข้อมูลจากอุปกรณ์บันทึกข้อมูลการเดินทาง (GPS Data Logger) จากหัวเกาะทางขึ้นด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษโยธินพัฒนาถึงหัวเกาะทางลงถนนพัฒนาการ ระยะทางประมาณ 9.3 กม. โดยแบ่งออกเป็น 5 ช่วง ได้แก่ ช่วงโยธินพัฒนาถึงลาดพร้าว ช่วงลาดพร้าวถึงประชาอุทิศ ช่วงประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 ช่วงพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการ และช่วงโยธินพัฒนาถึงพัฒนาการ แสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ยก่อนและหลัง (หน่วย: นาที)

ช่วงถนน	ระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ย		
	ก่อนเปิด*	หลังเปิดช่องทางหลัก**	หลังเปิดช่องทางพิเศษ**
โยธินพัฒนา - ลาดพร้าว	4.9	4.2	3.0
ลาดพร้าว - ประชาอุทิศ	6.0	5.3	2.2
ประชาอุทิศ - พระราม 9-2	2.6	1.8	1.0
พระราม 9-2 - พัฒนาการ	2.2	2.0	2.1
โยธินพัฒนา - พัฒนาการ	**15.7**	**13.3**	**8.3**

* สำรวจทุกวันจันทร์ ตั้งแต่เดือนสิงหาคม - พฤศจิกายน 2561
** สำรวจทุกวันจันทร์ ตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2561 - มกราคม 2562

จากตารางที่ 4 พบว่า จากการเปิดใช้ช่องทางพิเศษ ทำให้ระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ยช่วงบริเวณโยธินพัฒนาถึงพัฒนาการดีขึ้น ทั้งการใช้ช่องทางหลักและช่องทางพิเศษ โดยใช้เวลาเฉลี่ยลดลงจาก 15.7 นาที เป็น 13.3 นาที และ 8.3 นาที ตามลำดับ หรือใช้เวลาเฉลี่ยลดลงร้อยละ 15 และ 47 ตามลำดับโดยเฉพาะการใช้ช่องทางพิเศษ

กทพ. มีการสำรวจความเร็วการเดินทางเฉลี่ยใช้ข้อมูลจาก อุปกรณ์บันทึกข้อมูลการเดินทาง (GPS Data Logger) จากหัวเกาะทางขึ้นด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษโยธินพัฒนาถึงหัวเกาะทางลงถนนพัฒนาการ ระยะทางประมาณ 9.3 กม. โดยแบ่งออกเป็น 5 ช่วง ได้แก่ ช่วงโยธินพัฒนาถึงลาดพร้าว ช่วงลาดพร้าวถึงประชาอุทิศ ช่วงประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 ช่วงพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการ และช่วงโยธินพัฒนาถึงพัฒนาการ ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ความเร็วการเดินทางเฉลี่ยหลังเปิดอย่างต่อเนื่อง (หน่วย: กม./ชม.)

ช่วงถนน	ความเร็วการเดินทางเฉลี่ย		
	ก่อนเปิด*	หลังเปิดช่องทางหลัก**	หลังเปิดช่องทางพิเศษ**
โยธินพัฒนา - ลาดพร้าว	28.16	32.86	46.00
ลาดพร้าว - ประชาอุทิศ	29.00	32.83	79.09
ประชาอุทิศ - พระราม 9-2	32.31	46.67	84.00
พระราม 9-2 - พัฒนาการ	73.64	81.00	77.14
โยธินพัฒนา- พัฒนาการ	**35.54**	**41.95**	**67.23**

* สำรวจทุกวันจันทร์ ตั้งแต่เดือนสิงหาคม - พฤศจิกายน 2561
** สำรวจทุกวันจันทร์ ตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน 2561 - มกราคม 2562

จากตารางที่ 5 พบว่า จากการเปิดใช้ช่องทางพิเศษทำให้ความเร็วการเดินทางเฉลี่ยช่วงบริเวณโยธินพัฒนาถึงพัฒนาการดีขึ้น ทั้งการใช้ช่องทางหลักและช่องทางพิเศษ โดยใช้ความเร็วเฉลี่ยเพิ่ม เป็น 41.95 กม./ชม. และ 67.23 กม./ชม. หรือใช้ความเร็วเฉลี่ยเพิ่มขึ้นร้อยละ 18 และ 89 ตามลำดับ โดยเฉพาะการใช้ช่องทางพิเศษ

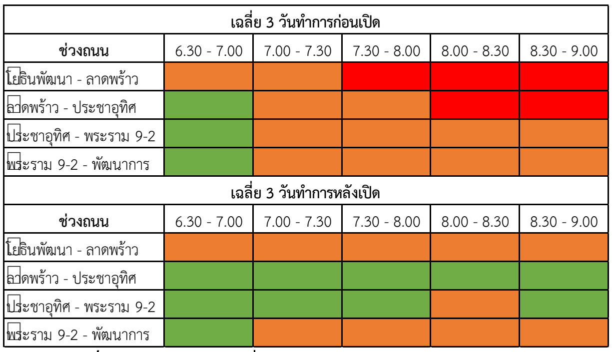
3.4 ผลกระทบการจราจรในทิศทางตรงกันข้ามและความหนาแน่น (Density) ของช่วงถนนตลอดแนวเส้นทาง

รูปที่ 6 เปรียบเทียบวันที่ทำการปิดและเปิดช่องจราจรสวนทาง

ระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transport System: ITS) มีการติดตั้ง Sensor ซึ่งตรวจวัดสภาพการจราจรบนทางพิเศษได้ในเชิงปริมาณ ได้แก่ ความเร็ว (Speed) อัตราการไหล (Flow Rate) และความหนาแน่นจราจร (Density) จากนั้นจึงแปลงค่าเหล่านี้เป็นสีที่สอดคล้องกับความรู้สึกนำไปแสดงใน Mobile Application “EXAT Traffic” โดยแต่ละสีมีความหมายในเชิงปริมาณเพื่อรายงานสภาพจราจร โดยมีเกณฑ์แบ่งออกเป็น 4 ระดับ แสดงดังตารางที่ 6 และจากการตรวจสอบสภาพการจราจร เพื่อเปรียบเทียบวันที่ทำการปิดและเปิดช่องจราจรสวนทาง พบว่า การจราจรในทิศทางฝั่งตรงข้ามช่วงที่ทำการเปิดสามารถใช้ความเร็วได้เช่นเดียวกันกับขณะปิดใช้งานแสดงดังรูปที่ 6

ตารางที่ 6 ระดับสภาพจราจรบนทางพิเศษในรูปแบบเส้นสี

ระดับ	เส้นสี	สภาพจราจร	Level of Service	Density Range (pc/km/ln)	Speed Range (km/h)
1	เขียว	คล่องตัว	A-C	0-16	>70
2	ส้ม	เริ่มชะลอตัว	D-E	>16-28	>40-70
3	แดง	หนาแน่น	F	>28	>15-40
4	แดงเข้ม	ติดขัด-หยุดชั่วขณะ	F	>28	0-15



รูปที่ 7 เปรียบเทียบวันที่ทำการเปิดและปิดช่องจราจรสวนทางในรูปแบบของระดับสภาพจราจรบนทางพิเศษในรูปแบบเส้นสี

สามารถสรุปผลการวิเคราะห์สภาพการจราจรบนเส้นทางก่อนและหลังดำเนินมาตรการ (Before & After Analysis) ตลอดแนวเส้นทาง แบ่งออกเป็น 4 ช่วง ได้แก่ ช่วงโยธินพัฒนาถึงลาดพร้าว ช่วงลาดพร้าวถึงประชาอุทิศ ช่วงประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 และช่วงพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการ แสดงผลสภาพการจราจรบนเส้นทางก่อนและหลังเปิด (เฉลี่ย 3 วันทำการ) พบว่า ช่วงถนนโยธินถึงลาดพร้าว สภาพการจราจรดีขึ้นตั้งแต่ช่วงเวลา 07.30 - 09.00 น. เปลี่ยนจากสีแดงเป็นสีส้ม (การจราจรหนาแน่นเคลื่อนที่ช้าเป็นเริ่มมีการไหลแบบชะลอตัว) ช่วงถนนลาดพร้าวถึงประชาอุทิศสภาพจราจรดีขึ้นจากสีส้มเป็นเขียว (การจราจรชะลอตัวเป็นคล่องตัว) ตั้งแต่ช่วงเวลา 07.00 - 08.00 น. และเปลี่ยนจากสีแดงเป็นสีเขียวตั้งแต่ช่วงเวลา 08.00 - 09.00 น. (การจราจรหนาแน่นเคลื่อนที่ช้าเป็นการจราจรคล่องตัว) ถนนประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 เปลี่ยนจากสีส้มเป็นสีเขียว (การจราจรชะลอตัวเป็นคล่องตัว) ตั้งแต่ช่วงเวลา 07.00- 09.00 น. ทั้งนี้ เมื่อสิ้นสุดการปิดช่องจราจรสวนทาง ช่วงถนนพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการสภาพการจราจรเหมือนเดิมคงที่ทั้งก่อนและหลังแสดงดังรูปที่ 7

จากการประเมินผลก่อนและหลังดำเนินมาตรการทำให้ได้ข้อสรุปว่า การเปิดช่องทางพิเศษ (Reversible Lane) บนทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางเข้าเมืองในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า สามารถช่วยระบายการจราจรและอำนวยความสะดวกในการเดินทางแก่ผู้ใช้ทางพิเศษฉลองรัชในช่วงเวลาดังกล่าวได้

3.5 การประเมินผลประโยชน์ทางด้านเศรษฐศาสตร์

ผลประโยชน์ที่ได้ประกอบด้วยผลประโยชน์ในด้านการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถ (บาท/pcu/กม.) โดยประเมินจากผลต่างระหว่างมูลค่าของค่าใช้จ่ายในการใช้รถในกรณีก่อนและหลังเปิด โดยค่าใช้จ่ายในการใช้รถได้จากการนำค่าใช้จ่ายในการใช้รถคูณด้วยระยะทางการเดินทางรวมของระบบที่ผู้ใช้ถนนเดินทาง (Vehicle Kilometers Travelled; VKT: pcu-กม./วัน) ซึ่งปัจจัยที่มีผลกระทบโดยตรงต่อค่าใช้จ่ายในการใช้ยานพาหนะ (Vehicle Operating Cost Saving; VOC Saving) แบ่งได้เป็น 2 ปัจจัยหลัก คือ

ปัจจัยด้านกายภาพ ได้แก่ ปัจจัยที่ไม่ขึ้นกับด้านราคา เช่น ลักษณะกายภาพของยานพาหนะและโครงข่ายถนน

ปัจจัยด้านราคา ได้แก่ ปัจจัยที่ขึ้นอยู่กับสถานการณ์ทางราคา เช่น ราคาน้ำมันเชื้อเพลิงราคายานพาหนะ ค่าอะไหล่ และค่าแรงงานในการบำรุงรักษา เป็นต้น ในการคำนวณค่าใช้จ่ายในการใช้ยานพาหนะนั้น จะทำ

การคำนวณหาปริมาณทรัพยากรที่ถูกใช้หรืออัตราการสูญเสีย แล้วนำไปคูณกับค่าใช้จ่ายต่อหน่วยเพื่อหาค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นในหมวดต่างๆ ได้แก่ ค่าน้ำมันเชื้อเพลิง (Fuel Cost) ค่ายางรถยนต์ (Tyre Cost) ค่าน้ำมันหล่อลื่น (Lubricant Cost) ค่าใช้จ่ายพนักงานประจำรถและการอำนวยการ (Crew Cost) ค่าอะไหล่ในการบำรุงรักษา (Maintenance Parts Cost) ค่าแรงงานในการบำรุงรักษา (Maintenance Labour Cost)

การคำนวณค่าใช้จ่ายในการใช้ยานพาหนะตามตารางที่ 7 จะแยกตามประเภทของยวดยาน ณ ความเร็วที่แตกต่างกัน เพื่อนำมาคำนวณผลประโยชน์ทางเศรษฐกิจที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจากการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้ยวดยาน โดยในการศึกษานี้มีการประยุกต์ใช้ ราคาต่อหน่วยเข้ากับอัตราการสิ้นเปลืองต่างๆ เพื่อหาค่าใช้จ่ายในการใช้รถสำหรับยานพาหนะตัวแทน ณ ความเร็วเฉลี่ยต่างๆ ณ ปี พ.ศ. 2555 ที่ได้ผลการคำนวณของแต่ละหมวดในการใช้รถยนต์จากโปรแกรม HDM-4 [7] ส่วน Parameter ของปัจจัยด้านกายภาพ เป็นค่าที่ต้องวิเคราะห์มาจากข้อมูลทดสอบต่างๆ จากการวิจัยเฉพาะทาง โดยได้ประยุกต์ใช้ค่าตามการศึกษา Thailand Pavement Management System (TPMS) -Thailand Road User Model ของกรมทางหลวง พ.ศ. 2541 ซึ่งเป็นการวิเคราะห์หาค่า Parameter ของปัจจัยด้านกายภาพ รายละเอียดการปรับปรุงตัวแปรของค่าใช้จ่ายในการใช้ยานพาหนะ เพื่อให้ผลลัพธ์ที่ได้ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงตามลักษณะภูมิประเทศ สภาพจราจร และชนิดของยานพาหนะ ผลประโยชน์ที่เกิดขึ้นจากการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถคำนวณ [7] ได้ดังแสดงสมการที่ (1)

$$\text{Benefit}_{\text{voc saving}} = (\text{vkt})_{\text{ก่อน}} \times (\text{voc})_{\text{ก่อน}} - (\text{vkt})_{\text{หลัง}} \times (\text{voc})_{\text{หลัง}} \qquad (1)$$

โดยที่

Benefit (VOC Saving) = ผลประโยชน์จากการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถ (บาท)

VKT = ปริมาณรถ (คัน) ตามระยะทางการเดินทางรวมในพื้นที่ (pcu-กม.)

ทั้งนี้ก่อนการเปิดใช้จริงมีการทดลองและประเมินผลการเปิดเมื่อวันที่ 22 และ23 สิงหาคม 2561 พบว่า ก่อนการเปิดเท่ากับ 1,761 คัน /ชม/กม. หลังการเปิดเท่ากับ 1,955 คัน /ชม/กม. ตลอดช่วงเวลา 6.30-8.30 น. และดำเนินการเปิดอย่างต่อเนื่องอย่างเป็นทางการ ตั้งแต่ เวลา 06.30 - 09.30 น. (เฉพาะวันทำการ) เมื่อวันที่ 26 พฤศจิกายน 2561 พบว่า ก่อนการเปิดเท่ากับ 1,464 คัน /ชม/กม. หลังการเปิดเฉลี่ย 5 วัน ทำการ เท่ากับ 1,508 คัน /ชม/กม.

VOC = ค่าใช้จ่ายในการใช้รถยนต์นั่งส่วนบุคคล (บาท/คัน-กิโลเมตร) ความเร็วเฉลี่ยก่อนเปิดเท่ากับ 13 กิโลเมตร/ชั่วโมง มีค่า VOC_{unit} เท่ากับ 14.37 บาท/คัน-กิโลเมตร และหลังการเปิดรถใช้ความเร็วเฉลี่ยเท่ากับ 34 กิโลเมตร/ชั่วโมง มีค่า VOC_{unit} เท่ากับ 7.85 บาท/คัน-กิโลเมตร ตามลำดับ โดยค่าใช้จ่ายของรถทั้ง 9 ประเภท แสดงดังตารางที่ 7

ตารางที่ 7 ค่าใช้จ่ายในการใช้รถสำหรับยานพาหนะแต่ละประเภท ณ ปี พ.ศ. 2555 หน่วย: บาท/คัน-กิโลเมตร

ประเภทรถ	ความเร็ว (กิโลเมตรต่อชั่วโมง)					
	10	20	30	40	50	60
รถจักร-ยานยนต์ (MC)	2.83	1.56	1.18	1.02	0.97	0.98
รถยนต์นั่งส่วนบุคคล (PC)	16.19	10.14	8.21	7.30	6.79	6.50
รถบรรทุกขนาดเล็ก (LT)	14.84	8.38	6.36	5.46	5.01	4.82
รถบรรทุกขนาดกลาง (MT)	24.33	14.16	10.97	9.52	8.76	8.40
รถบรรทุกขนาดใหญ่ (HT)	45.38	27.49	21.73	19.16	17.88	17.34
รถพ่วง (TR)	48.37	30.38	24.66	22.19	21.01	20.62
รถโดยสารขนาดเล็ก (LB)	28.48	15.44	11.23	9.22	8.10	7.45
รถโดยสารขนาดกลาง (MB)	35.69	19.52	14.32	11.85	10.48	9.70
รถโดยสารขนาดใหญ่ (HB)	57.75	33.46	25.51	21.71	19.60	18.39

ประเภทรถ	ความเร็ว (กิโลเมตรต่อชั่วโมง)					
	70	80	90	100	110	120
รถจักร-ยานยนต์ (MC)	1.03	1.12	1.25	1.43	1.65	1.94
รถยนต์นั่งส่วนบุคคล (PC)	6.36	6.29	6.31	6.41	6.57	6.79
รถบรรทุกขนาดเล็ก (LT)	4.81	4.87	5.09	5.42	5.86	6.40
รถบรรทุกขนาดกลาง (MT)	8.29	8.34	8.58	8.95	9.47	10.11
รถบรรทุกขนาดใหญ่ (HT)	17.27	17.51	18.06	18.87	19.89	21.11
รถพ่วง (TR)	20.75	21.19	22.06	23.23	24.70	26.45
รถโดยสารขนาดใหญ่ (LB)	7.09	6.91	6.90	7.02	7.26	7.60
รถโดยสารขนาดกลาง (MB)	9.29	9.09	9.13	9.33	9.66	10.13

ซึ่งงานวิจัยนี้จะใช้รถประเภท รถยนต์ส่วนบุคคล มาใช้ในการอ้างอิงสำหรับการหาผลประโยชน์ทางด้าน เศรษฐศาสตร์เนื่องจากมีการเก็บความเร็วจากอุปกรณ์บันทึกข้อมูลการเดินทาง (GPS Data Logger) โดยตารางที่นำมาใช้อ้างอิงนั้น ใช้มูลค่าและค่าใช้จ่ายต่อหน่วยโดยอ้างอิงจากปี พ.ศ. 2555 มาใช้ในการคำนวณซึ่งเป็นข้อมูลจากฝ่ายสถิติการขนส่ง กองวิชาการและวางแผน กรมการขนส่งทางบก พบว่าจำนวนรถยนต์นั่งส่วนบุคคลที่จดทะเบียนทั่วประเทศ ปี พ.ศ. 2554 มีจำนวนรวมทั้งสิ้น 308,804 คัน [7] และผลประโยชน์ในด้านการประหยัดเวลาในการเดินทางได้จากการประเมินผลต่างระหว่างมูลค่าของเวลาในการเดินทางก่อนและหลัง โดยค่าเวลาในการใช้รถได้จากการนำค่าเวลาในการใช้รถคูณด้วยเวลารวมของระบบผู้ใช้ถนนเดินทาง (Vehicle Hours Travelled; VHT) Value of Time Saving (VOT Saving) [7] ดังสมการที่ (2)

$$\text{VOT Saving} = (VHT_{\text{หลัง}} \times VOT_{unit}) - (VHT_{\text{ก่อน}} \times VOT_{unit}) \quad (2)$$

โดยที่

VOT Saving = ผลประโยชน์จากการประหยัดเวลาในการเดินทาง (บาท)

VHT= ระยะเวลาในการเดินทาง (pcu-ชม.) โดยก่อนและหลังดำเนินการ

ระยะเวลาการเดินทางลดลงจาก 15.7 นาที เหลือ 13.3 นาที ในช่องทางหลักและเหลือ 8.3 นาที ในช่องจราจรสวนทาง หากคิดตลอดแนวสายทาง ก่อนการเปิดใช้เวลาในการเดินทาง 93,696 นาที หลังการเปิดใช้เวลาในการเดินทาง 70,226 นาทีประหยัดเวลาการเดินทาง 23,470 นาที / ชั่วโมง (เมื่อเปิดใช้ 2.5 ชม. ทุกวัน ทำให้ประหยัดเวลา 58,675 นาที: วัน)

จากการใช้มูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคัน-ชั่วโมง ของรถยนต์ส่วนบุคคลมีมูลค่าเวลาเฉลี่ย 218.90 บาทต่อคัน-ชั่วโมง (บาท/vehicle-ชม.) ตามตารางที่ 8 จำแนกตามประเภทของรถ นำไปคำนวณมูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคันรถยนต์นั่งส่วนบุคคล-ชั่วโมง (บาท /pcu-ชม.) โดยใช้ค่าตัวแปร PCU Factor ซึ่งมีมูลค่าเวลา (VOT_{unit}) ต่อคัน ของรถยนต์นั่งส่วนบุคคล-ชั่วโมง จะกำหนดให้มีค่าเท่ากับ 115.91 บาท/ pcu-ชม. ราคา ณ ปี พ.ศ. 2555 ตามตารางที่ 9 [7]

ตารางที่ 8 มูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคัน-ชั่วโมง (บาท/vehicle-ชม.)

รถ	ผู้โดยสาร (1)	สัดส่วนการเดินทางเพื่อธุรกิจ (2)	มูลค่าเวลา		มูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคัน (5)=(1)x((2)x(3)+(1-(2))x(4))
			เพื่อธุรกิจ (3)	อื่นๆ (4)=(3)x25%	
รถจักร-ยานยนต์	1.24	47.05%	190.02	47.50	141.96
รถยนต์นั่งส่วนบุคคล	1.74	54.75%	190.02	47.50	218.90
รถโดยสารขนาดเล็ก	6.80	84.78%	125.19	31.30	754.14
รถโดยสารขนาดกลาง	12.85	89.22%	125.19	31.30	1,478.37
รถโดยสารขนาดใหญ่	28.52	44.38%	125.19	31.30	2,081.07
รถบรรทุกขนาดเล็ก 4 ล้อ	1.62	36.62%	190.02	47.50	161.33

ตารางที่ 9 มูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคันรถยนต์นั่งส่วนบุคคล-ชั่วโมง(บาท/pcu-ชม.) ปี พ.ศ. 2555

รถ	PCU Factor (1)	Vehicle Composition		Vehicle. Composition (%) PCU Equivalent (4)	Weighted VOT (Bt./pcu-hour) (5)=(4)x มูลค่าเวลาเฉลี่ยต่อคัน
		Vehicle (%) (2)	PCU (3)=(1)x(2)		
รถจักร-ยานยนต์	0.33	14.81	0.05	4.82%	6.84
รถยนต์นั่งส่วนบุคคล	1.00	53.71	0.54	52.95%	115.91
รถโดยสารขนาดเล็ก	1.50	0.65	0.01	0.95%	7.20
รถโดยสารขนาดกลาง	1.50	0.28	0.00	0.42%	6.19
รถโดยสารขนาดใหญ่	2.10	1.03	0.02	2.14%	44.58
รถบรรทุก 4 ล้อ	1.00	22.48	0.22	22.16%	35.76
รถบรรทุก 6 ล้อ	2.10	2.01	0.04	4.17%	-
รถบรรทุก 10 ล้อ	2.50	2.60	0.06	6.40%	-
รถบรรทุกพ่วงและกึ่งพ่วง	2.50	2.43	0.06	5.98%	-

เมื่อแทนตัวแปรลงในสมการที่ (1) และ (2) จะเกิดผลประโยชน์ที่เกิดขึ้นจากการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถ Benefit (VOC Saving) รวมเท่ากับ 9,975 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร และเป็นมูลค่าประหยัดระยะเวลาเดินทาง (VOT Saving) เท่ากับ 8,720 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร

4. บทสรุป

จากการประเมินผลก่อนและหลังดำเนินมาตรการตลอดแนวเส้นทางแบ่งออกเป็น 4 ช่วง ได้แก่ ช่วงโยธินพัฒนาถึงลาดพร้าว ช่วงลาดพร้าวถึงประชาอุทิศ ช่วงประชาอุทิศถึงพระราม 9-2 และช่วงพระราม 9-2 ถึงพัฒนาการ ทำให้ได้ข้อสรุปว่า การเปิดช่องทางพิเศษ (Reversible Lane) บนทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางเข้าเมือง ในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า สามารถช่วยระบายการจราจรและอำนวยความสะดวกในการเดินทางแก่ผู้ใช้ทางพิเศษฉลองรัชในช่วงเวลาดังกล่าวได้ ระหว่างเวลา 6.30 - 9.00 น. สรุปประเมินผลก่อนและหลังดำเนินการ 6.30 - 9.00 น. พบว่าระบายจราจรเฉลี่ยได้เพิ่มขึ้น 10.8% ระยะเวลาการเดินทางลดลงจาก 15.7 นาที เหลือ 13.3 นาที ในช่องทางหลักและเหลือ 8.3 นาที ในช่องจราจรสวนทาง การประเมินผลประโยชน์ที่เกิดขึ้นจากการประหยัดค่าใช้จ่ายในการใช้รถ Benefit (VOC Saving) 9,975 บาท/ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร และเป็นมูลค่าประหยัดระยะเวลาเดินทาง (VOT Saving) เท่ากับ 8,720 บาท/

ชั่วโมง/กิโลเมตร/ช่องจราจร ทั้งนี้การดำเนินการใช้เวลา 2.5 ชั่วโมงต่อวัน โดยคิดวันทำการหนึ่งปีเท่ากับ 248 วัน (ไม่รวมวันหยุด) สามารถประเมินเป็นประโยชน์ทางเศรษฐศาสตร์เท่ากับ 11.4 ล้านบาทต่อกิโลเมตรต่อปี หรือ 36 ล้านบาทต่อปี โดยงานวิจัยนี้ใช้มูลค่าและค่าใช้จ่ายต่อหน่วยโดยอ้างอิงจากปี พ.ศ. 2555 มาใช้ในการคำนวณ และพบว่าการเปิดช่องทางพิเศษ (Reversible Lane) จะเกิดประโยชน์สูงสุดและใช้ต่อเมื่อการจราจรช่วงที่เปิดนั้นมีความติดขัดหรือหยุดชั่วขณะระดับการให้บริการอยู่ในช่วงหนาแน่นหรือติดขัด ความสามารถในการใช้ความเร็วลดลงเสมือนการจราจรหยุดนิ่งในช่วงเวลาที่ทำการเปิด โดยมีสัดส่วนของปริมาณจราจรเป็นอัตราส่วนมากกว่า 70:30 และจำเป็นต้องมีกระบวนการบริหารจัดการช่องจราจรตลอดแนวเส้นทางเพื่อให้เกิดความปลอดภัยกับผู้ใช้ทาง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี เนื่องจากผู้วิจัยได้รับความช่วยเหลือจากพนักงานในสังกัดกองวิจัยและพัฒนา รวมทั้งเจ้าหน้าที่การทางพิเศษแห่งประเทศไทยทุกท่านที่ให้ข้อมูลและสนับสนุนในงานต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง ผู้วิจัยขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, American Association of State Highway and Transportation Officials., Washington, D.C., 2011.

[2] วิรภพ เมฆพฤกษาวงศ์, เกื้อกูล เอี่ยมชูแสง, เอกรินทร์ เหลืองวิลัย และ ศักดิ์ดา พรรณไวย (2560). การประเมินระบุตำแหน่งจุดติดขัดจากแผนที่รายงานสภาพการจราจร. *การประชุมวิชาการงานวิจัยและพัฒนาเชิงประยุกต์ ครั้งที่ 9*, เลย, 25-28 กรกฎาคม 2560.

[3] อุดมโชค สุริยะจรัสแสง, เอกรินทร์ เหลืองวิลัย และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร (2562). การพัฒนา API เพื่อสร้างฐานข้อมูลสภาพจราจร, *การประชุมวิชาการงานวิจัยและพัฒนาเชิงประยุกต์ ครั้งที่ 11*, อุบลราชธานี, 2562, หน้า 586-589.

[4] ธวัชชัย รักษาชาติ, พรรณทิพา พันธ์ยิ้ม และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร (2563) การพัฒนาอัลกอริทึมสำหรับสรุปจุดติดขัดบนโครงข่ายทางพิเศษ. *การประชุมวิชาการ ECTI CARD - 2020 ครั้งที่ 12*, นครสวรรค์, 26-27 พฤษภาคม 2563, หน้า 383-386.

[5] Transportation Research Board, Framework for application of the HCM, Highway Capacity Manual (HCM 2000). Transportation Research Board National Research, 2000.

[6] National Cooperative Highway Research Program. *Convertible Roadways and Lanes: Synthesis 340,* Washington, D.C., 2004.

[7] รายงานการวิเคราะห์ประสิทธิภาพของทางพิเศษที่เปิดให้บริการแล้ว งานจ้างที่ปรึกษาเพื่อดำเนินงานศึกษาความเหมาะสมทางด้านวิศวกรรม เศรษฐกิจ การเงิน และผลกระทบสิ่งแวดล้อม ของโครงการทางพิเศษสายพระราม 3 – ดาวคะนอง – วงแหวนรอบนอกกรุงเทพมหานครด้านตะวันตก, มกราคม 2556.

Modal Choice after Opening New Railway in Bangkok
- Case of Dark Red Line –

Noriyasu Tsumita[1]* Bethala Aditya[2] Varameth Vichiensan[3] Jetpan Wetwitoo[4] and Atsushi Fukuda[5]

1 Department of Transportation Systems Engineering,
Graduate School of Science and Technology, Nihon University, Japan
2,5 Department of Transportation Systems Engineering, College of Science and Technology, Nihon University, Japan
3 Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kasesart University, THAILAND
4 Creative Research and Planning Co.Ltd., Japan
**Corresponding author; E-mail address: csno18006@g.nihon-u.ac.jp*

Abstract

Although urban road traffic studies have been conducted extensively in Bangkok, the survey of demand elasticity for service levels such as travel time, fare, and frequency of the urban rail transit has not been insufficiently carried out and understood. Thus, it is impossible to estimate the number of railway passengers accurately and set the service levels for the urban railways currently being developed. Therefore, it is strongly required to clarify the influence of service levels on railway demand. For that purpose, we conducted a stated preference survey along the Dark Red Line (DRL) that is scheduled to open later this year. We estimated a discrete modal choice model and examined the choice preference concerning fare, travel time, and frequency. The survey was conducted in the vicinity of DRL stations, namely Rangsit and Thammasat University stations. Among the 243 samples collected, 174 are valid and completed. A multinomial logit (MNL) model was estimated where the likelihood-ratio and hit-ratio are satisfied. The results revealed that shorter travel time and more comfortable access transportation are significantly preferable. On the other hand, variation in fare level did not have a significant effect on mode choice.

Keywords: Multinomial Logit Model, Dark Red Line (DRL), Service Level, Urban Railway

1. Introduction

Many cities in developing countries face severe traffic problems due to traffic congestion resulting in significant delays, substantial economic losses, and environmental degradation [1-2]. These problems are caused by unorganized urban growth, high levels of suburbanization, rapid motorization, and low quality of public transportation [3-5]. Therefore, the improvement of public transport is expected to alleviate these problems; however, it is not easy. In Bangkok, the development of an urban railway system started in 1999. Due to urbanization and rapidly increasing urban population, a master plan for urban railway network has been proposed and revised from time to time. Then, a draft revision of the M-MAP (Mass Rapid transit Master Plan in the Bangkok Metropolitan Region) was proposed in 2019; [6]. To efficiently update the master plan, it is necessary to discuss the service level of the urban railway system based on elasticity for the railway service such as fare, travel time, frequency, etc.

However, so far, the railway system's service elasticities have never been measured in the travel survey in Bangkok. This is because the share of urban rail transport in Bangkok is significantly lower than in other modes [6]. As a result, it was difficult to estimate the impact of railway service levels in the demand forecasting process. This makes it very difficult to accurately assess the diversion of demand from the other modes of transport to the railway.

The objective of this study is to examine the impacts of service level for the preference of urban railway by estimating a multinomial logit (MNL) model that includes service level of urban railway based on stated preference (SP) survey data. The case study is the Dark Red Line (DRL), which is being developed in Bangkok according to its 'M-MAP' railway master plan, and the first phase is expected to open in 2021. The train will be running in the north-south direction, namely between Bang Sue and Rangsit areas. It is likely that commuters and students in north districts, including Thammasat University, will be using.

The remainder of the paper is organized as follows. The literature review will be presented in Section 2. The SP survey and MNL model will be described in Section 3. The estimation results will be presented in Section 4 with some discussion and application. The elasticity of service level will be presented in Section 5. Finally, Section 6 concludes the paper.

2. Discrete Choice Analysis in Public Transportation Studies

Many studies discussed the understanding of the traveler's attitude and preference based on the SP survey. The impacts of new public transportation systems in Southeast Asian Cities were estimated by developing discrete choice models, e.g., Binary logit, Multinomial logit and, Nested Logit model, based on the collected survey data from conducting an SP survey; [7-11]. In particular, some of the studies tried to understand each parameter's influence, such as travel time, travel cost, etc., on commuting trips; [12-16]. Moreover, some studies analyzed the elasticity of travel time and travel costs concerning various policies, such as reducing travel time and determining a fare structure for the new transit system; [17-19]. Furthermore, some studies evaluated scenarios: promotion of usage of new public transit such as Park & Ride, determination of parking fee for passenger car or motorcycle. These studies calculated the change in a modal split when increasing or decreasing the travel time and travel cost. They conducted a preliminary survey on the rail and other modal choice behavior in Bangkok to forecast the railway demand; [6,20-22].

It should be noted that the demand forecast in those studies was done by a comprehensive model where the impact of significant factors such as waiting time and transfer time was not addressed. These studies employed a discrete choice model to examine people's attitudes and preferences to use public transport and measured the effectiveness of policies. However, it was not relevant to understand the service level and its elasticity of the new public transportation (e.g., urban railway and Bus Rapid Transit, etc.). Therefore, the present study focuses on understanding people's preferences and behavior concerning changing the service level. A multinomial logit model is estimated based on the SP survey data. Besides, the elasticity of railway preference to changing service levels such as travel time, travel cost, waiting time, etc. will be presented.

3. The Case Study

3.1 SRT Dark Red Line (DRL)

Residents in the Rangsit area, including students and commuters in Thammasat University district, are having difficulty traveling from/to the city center due to traffic congestion and delay, as shown in Table 1; [23-27]. They are traveling by passenger cars, buses, or van up to Victory Monument station or Mo chit station. They have to transfer into the other modes: BTS Sukhumvit Line, MRT Blue Line, and local buses to reach their destination, illustrated in Figure. 1. According to the M-MAP railway master plan, the Dark Red Line (DRL) has been proposed, currently under construction and scheduled to open in 2021 from Bang Sue to Rangsit, and extended its service to Thammasart University in 2022. The railway is an elevated structure built on the premises of the State Railway of Thailand. Moreover, it is being considered to extend about 51 km to the north of Thammasart University. DRL will hopefully not only help daily commuters or students to access from/to the city center of Bangkok but also allow travelers to connect to the Don Mueang International Airport. In this study, the attributes of the presently available travel mode choices between Asok and Thammasat University and between Asok and Rangsit are shown in Table 1. DRL is expected to save travel time, waiting time, and travel costs.

Table 1 Attributes of the present travel modes

(Source: BTS HP, MRT HP, Transit Bangkok HP)

	Mode	Travel Time (min)	Travel Cost (THB)	Waiting and Trasfer Time (min)
Asok-Thammasat				
	Car	80	170	0
Transfer at Victory Monument	Bus+BTS	97	65	16
	Van+BTS	63	88	11
Transfer at Mo Chit	Bus+Bus	94	69	15
	Van+BTS	56	82	10
	Bus+MRT	89	60	18
	Van+MRT	51	73	13
Asok-Rangsit				
	Car	68	150	0
Transfer at Victory Monument	Bus+BTS	75	55	16
	Van+BTS	48	80	11
Transfer at Mo Chit	Bus+BTS	72	59	15
	Van+BTS	49	74	10
	Bus+MRT	67	50	18
	Van+MRT	44	65	13

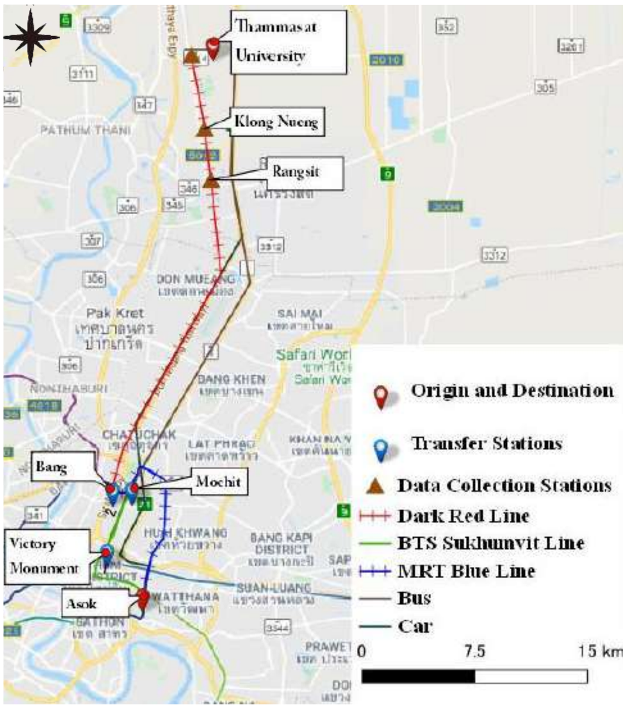


Fig.1 The Study Area

3.2 Questionnaire Design

This study employed a Stated Preference (SP) survey to consider the attribute of DRL that influences the commuter's modal choice decision. The characteristics of each mode include:

1. Travel Time, travel cost of a passenger car to reach the Asok
2. Travel Time, travel cost, waiting time of bus and bus transfer at Victory monument, and Mochit to reach the Asok
3. Travel Time, travel cost, waiting time of Van and Van transfer at Victory monument and Mochit to arrive the Asok
4. Travel Time, travel cost, waiting time of the train, and train transfer at Victory monument and Mochit to reach the Asok

In addition to the SP questions, we also asked for the other information, such as available alternative modes, the reason for choosing the mode, fare information, and personal information. These additional data were useful in the analysis of SP data and explanation of the behavioral responses.

3.3 Stated Preference (SP) Survey

The SP survey was conducted during December 2019 and January 2020 on a weekday by interviewing respondents at three locations around the two envisaged stations (Klong Nueng Station and Rangsit Station) and Thammasat University. The positions are shown in Fig. 1. We selected and conducted this area and weekday to examine the preference of commuters or students. The respondents were asked to choose among four alternative modes: Bus, Van, Passenger Car, and Train. In this study, we assumed there is no modal change between the first and second modes. Therefore, the travel choices are the passenger car, Bus-Bus, Van-Van, and Train-Train in the SP experiment. Among the 250 samples, 174 samples of them are valid. Fig. 2 shows the survey result of the Revealed Preference part. From this result, half of the respondents chose train (MRT Blue Line) as a primary mode of commuting and going to school.

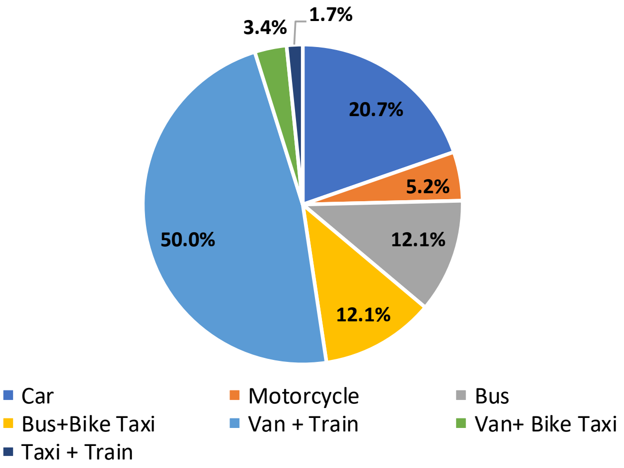


Fig.2 Modal Split from the Revealed Preference Survey

Table 2 presents the distribution of individual and household monthly income, Occupation, Age, Gender for each traveler group. Most of the passenger car users have a high salary. Moreover, 80% of the respondents are either students or

company officers reflected by their trip purposes of commuting or going to study place.

Table 2 Characteristics of the Respondents

Characteristics	User Group			
Monthly Individual Income (Unit: THB)	Bus	Van	Passenger Car	Train
10000 or less	0.0%	0.0%	1.7%	32.8%
10001-20000	2.9%	0.6%	5.2%	27.6%
20001-30000	1.1%	0.0%	4.6%	13.2%
30001-40000	0.0%	0.0%	8.6%	1.7%
Occupation				
Student	0.0%	0.0%	5.2%	43.1%
Company	1.7%	0.0%	5.7%	23.6%
Freelance	0.6%	0.6%	0.0%	2.3%
Government	1.7%	0.0%	4.0%	6.3%
Retail business Owners	0.0%	0.0%	5.2%	0.0%
Age(Unit: Years old)				
19-29	2.3%	0.6%	6.9%	59.2%
30-39	1.2%	0.0%	10.3%	14.4%
40-49	0.6%	0.0%	1.7%	1.2%
50-59	0.0%	0.0%	1.2%	0.6%
Sex				
female	2.3%	0.6%	5.2%	35.1%
male	1.7%	0.0%	14.9%	40.2%

4. Multinomial Logit Model

The multinomial logit (MNL) model is commonly employed in the analysis of choice behavior. It is based on the Random Utility Theory; [22]. It expresses each mode probability (*P*) that an individual *i* selects a specific alternative *j* as a function of the utilities among *M* alternatives available in the choice set, as expressed in Equation (1);

$$P_{ij} = \frac{e^{V_{ij}}}{\sum_{m=1}^{M} e^{V_{ij}}} \quad (1)$$

The deterministic part of the utility (*V*) of an alternative *j* is related to relevant attributes (X_{ij}) which represent the alternative and individual variables (travel time, travel cost) as defined in Equation (2);

$$V_{ij} = \sum_{k=1}^{K} \beta_{jk} X_{ijk} \quad (2)$$

The parameters (B_{ijk}) in Equation (2) can be estimated by the maximum likelihood method. Each estimated parameter may be interpreted as an estimate of the weight of the corresponding attribute *k* n the utility function *Vj* of alternative *j*.

4.1 Utility Functions

In this analysis, four alternatives for transport mode are motorcycle, van, passenger car and, bus. The utility functions of van and bus consist of an alternative specific constant (ASC), travel time, travel cost, and transit & waiting time. Note that passenger car's utility does not include transportation and waiting time, while the train's utility consists only of travel time, travel cost, and waiting and transit time. They are expressed mathematically, as shown in Eq. (3) to (5), respectively.

$$V_{Passenger\ Car} = ASC_{Passenger\ Car} + \beta_c(Travel\ Cost) + \beta_t(Travel\ Time) \quad (3)$$

$$V_{Van,Bus} = ASC_{Passenger\ Car} + \beta_c(Travel\ Cost) + \beta_t(Travel\ Time) + \beta_{wt}(Waiting\ and\ Transit\ Time) \quad (4)$$

$$V_{Train} = \beta_c(Travel\ Cost) + \beta_t(Travel\ Time) + \beta_{wt}(Waiting\ and\ Transit\ Time) \quad (5)$$

The ASC terms represent the effect that is not related to the other attributes; however, they have a contribution to the indirect utility amount. In this case, the sign for ASC is expected to be negative because people are likely to prefer the train, which provides the best services. Travel cost is in Baht where travel time and waiting time are in minutes.

4.2 Estimation and Validation

The estimated parameters are evaluated by considering the corresponding t-value under 90% and 95% confidence levels. For the overall goodness of fit, likelihood-ratio is presented to assess the power of the model with estimated coefficients concerning the null model (where all coefficients are zero). For validation, a hit-ratio is performed to determine how accurate the model can predict the choice. In this study, we estimated the parameters by using Programming language "R."

4.3 The Results

In this paper, the two MNL models are presented. Model 1 exhibits the estimated coefficients for travel time, travel cost

(fare), and the corresponding ASCs. Model 2 additionally includes the waiting and transfer time. The estimation results are shown in Table 3, where the coefficients with the corresponding t-value are shown. In Model 1, the ASCs of Bus and Car are not statistically significant. The ASC of Passenger car only has a positive sign, indicating that in general, the passenger car is preferable than rail.

Rail, in contrast, the ASCs of Van and Bus have negative signs, suggesting that they are inferior to Car and Rail. The travel time is found to be statistically significant in both models. Furthermore, in Model 2, the ASC of Bus and the Waiting and Transfer time are not statistically significant. This result indicates that transit time and waiting time do not influence the choice of travel mode. One of the possible explanations is that rail passengers have perceived the waiting and transfer time in the total trip time. In terms of the goodness of fit, Model 1 and Model 2 are nearly similar, by considering hit-ratio and likelihood-ratio. However, the significant power of the coefficients of Model 2 is more reliable than Mode 1. Therefore, Model 2 will be used for further analysis of elasticity in the next section.

Table 3 Estimation Results

	Model1	Model2
Variables	Coefficient(t-value)	Coefficient(t-value)
ASC_Bus	-0.653(-0.786)	1.327(1.521)
ASC_Van	-3.986(-3.839)*	-2.416(-3.507)**
ASC_Car	0.346(0.682)	1.484(1.832)*
Travel Cost	-0.004(-1.924)*	-0.042(-2.242)**
Travel Time	-0.034(-2.989)**	-0.061(-4.722)**
Waiting, Transfer Time		0.005(0.141)
Number of Observations	174	174
Likehood-Ratio	0.505	0.485
Hit-Ratio	75.30%	65.50%

* Significant at.10 and ** at .05 levels

5. The elasticity of the Dark Red Line

The multinomial logit (MNL) model presented in the previous section is employed to understand the effectiveness of service levels (travel time and travel cost) on the proportion of train users when DRL opens. The elasticity to train's travel time and the fare is shown in Fig. 3 (travel time) and Fig. 4 (fare), respectively. It shows the percentage of train users at each range of travel time and fare. To compare with the travel cost with the current situation, If DRL fare is at the same level of travel cost (70- 90 THB) in the current situation, DRL will be possibly used by many commuters and students (87.3 to 98.1 percent). This trend is similar for travel time. Moreover, in Figure 3 and Figure 4, the travel time reduction has more pronounced effects than the train fare having on the number of train users.

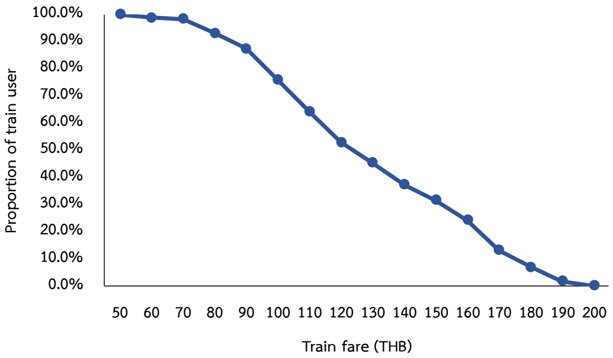


Fig. 3 Choice Probability of Train Under Various of Train Fares

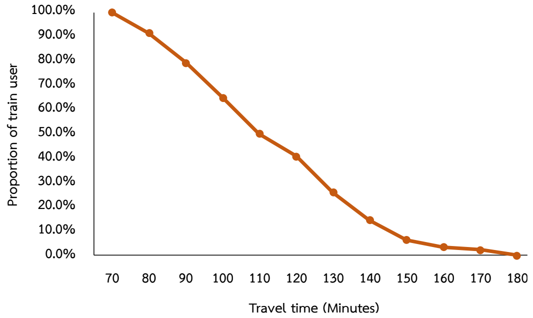


Fig. 4 Choice Probability of Train Under Various Train Travel Times

6. Conclusions

This paper has presented an analysis to examine respondents' preference towards DRL in Bangkok based on the stated preference (SP) survey. Two Multinomial Logit (MNL) model were presented. It is found that travel time is a more critical factor than travel cost for the modal choice of commuting or going to school. Moreover, the elasticity analysis of DRL has shown that at the same service level as the current situation, there is a possibility that people will choose the train to commute and go to study places. It was revealed that railways' service level (travel time and fare) has a significant influence on demand. Besides, travel time was shown to be a more influential factor than travel costs. However, this study has considered each mode's service level in a representative manner where access to each transport model is not explicitly represented, i.e., access to station or bus stops. This point is left for further studies.

References

[1] Nakamura, K., Fujita, M., Kato, H. and, Hayashi, Y. (2014). Evaluation for Quality Improvement of Transport System for Asian Developing Megacities – A Case Study of Bangkok-, *Journal of JSCE*, No. 70, Vol.5, pp. I_453-I_462.

[2] United Nations Centre forRegionalRDevelopment . (2017). Insight to Implementation of the Bangkok2020 Declaration- Policy Trends and Developments, Challenges and Opportunities, 111pp.

[3] UnitedNationsESCAP . (2011). Sustainable Urban ,Transportation Systems49pp.

[4] Doi, K. (2015)) Chapter 1: Cities and Transportation, in: Doi, K., Doi, K.Morimoto, A. (Eds.), Traffic and Safety sciences - *Interdisciplinary Wisdom of IATSS, International Association of Traffic and Safety Sciences*, pp. 12-21.

[5] Jittrapirom, P. and,Janesirisak , S. (2017). Planning Our Way ahead: A Review of Thailand' s Transport Master Plan for Urban Areas, *Transportat ,ion Research Procedia*25C, pp. 3989-4006.

[6] JICA(2019). Data Collection Survey on The Development of Blueprint for The Second Mass Rapid Transit Master Plan (M-MAP2) in The Kingdom of Thailand.

[7] Avinsyah., Soehodho, S. and, Nainggolan, J P. (2005). Public Transport User Attitude Based on Choice Model Parameter Characteristics (Case Study: Jakarta Busway System). *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol.6, pp. 480-491.

[8] Dissanayake, D. and, Morikawa, T. (2010). Investigating Household Vehicle Ownership, Modal Choice and Trip Sharing Decision Using a Combined Revealed Preference/ Stated Preference Nested Logit Model: Case Study in Bangkok Metropolitan Region. *Journal of Transport Geography*, pp. 1-26.

[9] Fillone, M A., Montalbo, M Cresencio. and, Tiglao C C N. (2007). Transportation Mode Choice Models for Metro Manila and Urban transport Policy Applications. *Proceeding of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol.6, 16pp.

[10] Kaewkluengklom, R. ,Satiennam ,W., Jaensirisak, S. and, Satiennam, T. (2017). Influence of Psychological Factors on Mode Choice Behaviour: Case Study of BRT in Khon Kaen City, Thailand, *Transportation Resea ,rch Procedia*25 ,pp . 5072-5082.

[11] Wibowo, S S. and, Chalermpong, S. (2010). Characteristics of Mode Choice within Mass Transit CatchmentcArea . *Journal of the Eastern Asia Society for Trans portation Studies*, Vol.8, pp. 1261-1274.

[12] Hayashi, Y., Anurakamonkul, K., Okuda, T., Osman, O. and, Nakamura, H.) 1998 .(Examining the Effects of a Mass Rapid Transit Systems on Easing Traffic Congestion in Auto-Dependent Bangkok. *Regional Development Studies*, Vol.4, pp. 65-85.

[13] Nguyen, C D., Hoang, D H., Hoang, T H., Buli, T Q. and, Nguyen, P L.) 2019 .(Modal Preference in Ho Chi Minh City, Vietnam: An Experiment with New Modes of Transport. *Sage Open*, pp.1 -14.

[14] Nurddern, A., Rahmat, O.K. A. R. and, Ismail A. (2007). Effect of Transportation Policies on Modal Shift from Private Car to Public Transport in Malaysia *Journal of Applied* . *Sciences*, 7(7), pp. 1013-1018.

[15] Luathep, P. ,Suttipan ,S .and ,Jaensirisak ,S) .2015 .(Challenge of Public Transport Planning in Private Vehicle Dominated Community *Journal of the Eastern Asia* . *Society for Transport ,ation Studies*Vol.11 ,pp .1122-1139.

[16] Satiennam, T. ,Jaensirisak ,S., Natevongin, N. and, Kowtanapanich, W. (2011). Public Transport Planning for a Motorcycle Dominated Community. *Journal of the Eastern Asia Society for Transport ,ation Studies*Vol.9 ,pp .970-985.

[17] Jaensirisak, S. ,Luatep ,P .and ,Paksarawan ,S) .2017 .(Willingness and Ability to Pay for a New Public Transport: a Case Study of Korat City, Thailand. *Journal of the Eastern ,Asia Society for Transportation Studies*Vol.12 ,pp.2310-2320.

[18] Nguyen, T S. and, Nguyen, D C. (2017). Travel Demand for :Metro in Ho Chi Minh CityA Discrete Choice Experiment Analysis*Journal of Economic Development* ., *24(3)* ,pp . 116-136.

[19] Satiennam, T. ,Jaensirisak ,S., Satiennam, W. and, Detdamrong, S. (2016). Potential for Modal Shift by Passenger Car and Motorcycle Users towards Bus Rapid Transit(BRT) in an Asian Developing city. *IATSS Resear ,ch* 36 ,pp .121-129.

[20] Belgiawan, P F. ,liahi ,A .and ,Axhausen ,K W) .2017 .(Influence of Pricing on Mode Choice Decision in Jakarta a Random Regret Minimization Model ,*ETH Working Paper* . 15pp.

[21] Jaensirisak, S. and, Srisurapanon, V. (2003). The Use of Stated Preference Techniques in Forecasting Travel Demand on a New Motorway in Thailand. *Journal of the ,Eastern Society for Transporation Studies*Vol.5 ,pp.1606-1620.

[22] Wulansari, N D. and, Astari, D M. (2018). Mode Choice Analysis using Discrete Choice Model from Transport User (Case Study: Jakarta LRT, Indonesia). *Matec Web of ,Conference*181 ,pp .1-10.

[23] BTS HP, URL: https://www.bts.co.th/eng/service/timetable.html.

[24] MRTA HP, URL:https://www.mrta.co.th/th/.

[25] Transit Bangkok HP, URL: https://www.transitbangkok.com/bangkok_buses.html

[26] Romerio HP, URL: https://www.rome2rio.com/map/Asok-BTS-Station/Thammasat-University.

[27] Domencich, T A. and, McFadden, D. (1975). Urban Travel Demand: A Behaioural Analysis. North-Holland, Amsterdam.

การพัฒนาวิธีประมาณระยะเวลาเดินทางบนทางยกระดับจากข้อมูลเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ
Travel Time Estimation on Tollways Based on Bluetooth Scanner Data

จุฑาทิพย์ อาจหาญ[1,*] และ สโรช บุญศิริพันธ์[2]

[1,2,3] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์*
**Corresponding author; E-mail address: chuthathip.at@ku.th*

บทคัดย่อ

ข้อมูลระยะเวลาเดินทางเป็นปัจจัยสำคัญอย่างหนึ่งช่วยในการตัดสินใจและวางแผนเลือกเส้นทางในการเดินทางจากต้นทางไปยังปลายทาง ช่วยให้ผู้ใช้ทางสามารถเลือกเส้นทางที่เหมาะสม และยังช่วยเจ้าหน้าที่บริหารจัดการและควบคุมการจราจรได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุด ในปัจจุบันมีเทคโนโลยีที่ใช้ในการคำนวณระยะเวลาเดินทางหลายวิธี เช่น การคำนวณจากข้อมูลที่ได้จากอุปกรณ์ที่ติดตั้งบนถนน (Roadside Sensor) การคำนวณจากข้อมูล Automatic Vehicle Identification (AVI) และการคำนวณจากข้อมูลสัญญาณบลูทูธ งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาวิธีการประมาณระยะเวลาเดินทางบนทางยกระดับ ซึ่งอุปกรณ์ต่าง ๆ รวมทั้งรถยนต์มีแนวโน้มที่จะมีอุปกรณ์บลูทูธเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ข้อมูลที่ใช้คือข้อมูล MAC Address ของอุปกรณ์ที่ติดตั้งในยานพาหนะและโทรศัพท์มือถือของผู้ใช้ทาง ที่สามารถตรวจวัดได้จากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ ที่ติดตั้งบนทางยกระดับอุตราภิมุข โดยผู้วิจัยได้พัฒนาการเก็บข้อมูล ขั้นตอนการกรองข้อมูล การคำนวณหาระยะเวลาเดินทาง และทำการเปรียบเทียบความถูกต้องของระยะเวลาเดินทางที่ได้จากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ และคำนวณหาสัดส่วนของปริมาณรถยนต์ที่ติดอุปกรณ์บลูทูธ กับปริมาณจราจรจริงจากกล้องบันทึกวิดีโอบนทางยกระดับ จากผลการเปรียบเทียบข้อมูลพบว่า วิธีการหาระยะเวลาเดินทางที่พัฒนาขึ้นจากการศึกษานี้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการคำนวณหาระยะเวลาเดินทาง เพื่อแจ้งให้ผู้ใช้ทางและเจ้าหน้าที่พนักงานในการบริหารจัดการระบบจราจรได้

คำสำคัญ: การประมาณระยะเวลาเดินทาง, เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ, ทางยกระดับ

Abstract

Travel time is one of the most important factors that help traveler making decisions and choosing the appropriate route. Furthermore, it also helps road authorities to manage traffic and solve traffic problems efficiently. Therefore, travel time information is necessary to be highly accurate and reliable. The objective of this paper is to develop the method for estimating travel time based on Bluetooth scanner data, which is a relatively new technology that has recently implemented in Thailand. MAC Addresses of entertainment devices and mobile phones in vehicles were detected by the Bluetooth scanners installed along the Don Mueang Tollway. The researchers have developed the process of data collection, data filtering, and travel time estimation. Moreover, we have compared Bluetooth travel time accuracy with the actual travel time. Additionally, the penetration rate calculated based on number of MAC Addresses and traffic count collected from the video image processing cameras. The results showed that travel time estimated from the Bluetooth scanners can be used to inform travelers and road authorities to manage traffic.

Keywords: travel time estimation, Bluetooth scanner, tollway

1. ที่มาและความสำคัญ

ข้อมูลระยะเวลาการเดินทางเป็นปัจจัยสำคัญอย่างหนึ่งที่ช่วยในการตัดสินใจและวางแผนเลือกเส้นทางในการเดินทางจากต้นทางไปยังปลายทาง การทราบระยะเวลาการเดินทาง จะทำให้สามารถเลือกเส้นทางที่ใช้ระยะเวลาการเดินทางที่เหมาะสม หรือในสภาพจราจรที่ไม่ติดขัดได้ และยังช่วยเจ้าหน้าที่ในการประมวลผลบริหารจัดการ และควบคุมการจราจรเพื่อแก้ไขหรือลดปัญหาจราจรติดขัด โดยใช้วิธีที่เหมาะสมและได้ประสิทธิภาพสูงสุดเพื่อประหยัดเวลามากยิ่งขึ้น ดังนั้นข้อมูลระยะเวลาเดินทางที่มีควรมีความน่าเชื่อถือในระดับนึง โดยวิธีที่ใช้ในคำนวณหาระยะเวลาเดินทางนั้น สามารถคำนวณหาระยะเวลาเดินทางทางอ้อมได้ โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากจุดสังเกตที่ไม่ใช่ค่าระยะเวลาโดยตรง เช่น ค่าความเร็ว ค่าปริมาณจราจร ค่าความหนาแน่นของจราจร ซึ่งอาจส่งผลให้ค่าระยะเวลาเดินทางที่คำนวณได้ไม่แม่นยำมากนัก [14, 16, 18] เช่น Video image processing, Loop detector และ Microwave sensors เป็นต้น และการคำนวณหาระยะเวลาเดินทางได้โดยตรง จากจุดต้นทางไปยังจุดปลายทาง [2, 4, 6, 15, 18] เช่น การใช้รถทดสอบ ที่ต้องกำหนดจำนวนกลุ่มตัวอย่างให้พอเพียงต่อการทดสอบ การคำนวณจากข้อมูล Automatic

Vehicle Identification (AVI) ที่มีข้อจำกัดด้านการติดตั้งอุปกรณ์ และการคำนวณจากข้อมูลจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ ที่จำนวนกลุ่มตัวอย่างขึ้นอยู่กับจำนวนอุปกรณ์ที่ติดตั้งบนยานพาหนะ เป็นต้น

ซึ่งในปัจจุบันมียานพาหนะที่มีการติดตั้งสัญญาณบลูทูธออกจำหน่ายมากถึง 86% และผู้ใช้ทางที่พกพาอุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์ที่สามารถส่งสัญญาณบลูทูธได้มีปริมาณเพิ่มขึ้น [9] ซึ่งส่งทำให้กลุ่มตัวอย่างยิ่งเพิ่มสูงขึ้น อุปกรณ์ที่กล่าวถึงในงานวิจัยนี้ คือ เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ ที่ใช้ในการเก็บข้อมูลระยะเวลาเดินทางจริงบนทางยกระดับ ซึ่งยังไม่ได้ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายมากนักในประเทศไทย โดยข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์เป็นข้อมูลจากโครงการงานจ้างเหมาก่อสร้างและปรับปรุงระบบควบคุมจราจรและระบบเฝ้าระวังบนทางยกระดับอุตราภิมุข ของบริษัททางยกระดับดอนเมือง จำกัด (มหาชน) ซึ่งผู้วิจัยได้นำมาใช้ในการประมาณระยะเวลาเดินทางจริงบนทางยกระดับอุตราภิมุข โดยได้พัฒนาขั้นตอนที่ใช้ในการเก็บข้อมูล คัดกรองข้อมูล เปรียบเทียบความถูกต้องข้อมูล และสรุปอภิปรายผลของผลลัพธ์ข้อมูลระยะเวลาเดินทางที่คำนวณได้

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ระยะเวลาเดินทาง (Travel Time)

"ระยะเวลาเดินทาง" คือ ระยะเวลาของเส้นทางระหว่างจุดที่สนใจสองจุด ซึ่งบ่งบอกถึงสภาพจราจร สามารถช่วยในการตัดสินใจของผู้ใช้ทางและช่วยเจ้าหน้าที่ในการประเมินและวางแผนการจัดการจราจร [15]

2.2 วิธีการหาระยะเวลาเดินทาง (Travel Time Measurement)

วิธีในการหาระยะเวลาเดินทางสามารถแบ่งออกได้ 2 ประเภท ได้แก่ การหาระยะเวลาเดินทางโดยตรง จะใช้อุปกรณ์ที่วัดค่าระยะเวลาเดินทางในรูปแบบต่าง ๆ และการหาระยะเวลาเดินทางโดยอ้อม จะใช้การคำนวณจากตัวแปรอื่นที่วัดได้จากอุปกรณ์ เช่น ความเร็ว ระยะทาง อัตราการไหล เป็นต้น สำหรับงานวิจัยนี้ได้ใช้การหาระยะเวลาเดินทางโดยตรง โดยใช้อุปกรณ์เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

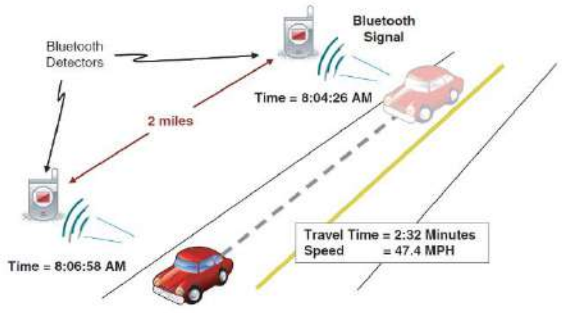
2.3 เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ (Bluetooth Scanners)

2.3.1 การทำงานของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

บลูทูธเป็นมาตรฐานเทคโนโลยีไร้สายเพื่อใช้ในการแลกเปลี่ยนข้อมูลระยะสั้นโดยใช้คลื่นความถี่วิทยุ UHF ในช่วง ISM Band ที่ความถี่ 2.4 - 2.495 GHz ซึ่งถูกคิดค้นโดยบริษัท Ericsson ในปี 1994 ในการตรวจจับสัญญาณบลูทูธ อุปกรณ์ตรวจจับสัญญาณบลูทูธจะทำหน้าที่ค้นหาอุปกรณ์ที่เปิดบลูทูธในการตรวจจับ โดยเมื่อพบอุปกรณ์ที่เปิดสัญญาณบลูทูธในรัศมีค้นหาประมาณ 100 เมตร จะบันทึกเลข Media Access Control Address หรือ MAC Address ซึ่งเป็นเลขเฉพาะที่ใช้ในการระบุตัวตนของอุปกรณ์บลูทูธ พร้อมกับเวลาที่ตรวจจับได้

2.3.2 การหาระยะเวลาเดินทางจากข้อมูลบลูทูธ

ใช้หลักการจับคู่ของเลข MAC Address ที่บันทึกไว้จากจุดสองจุดพร้อมกับบันทึก Timestamp ซึ่งเมื่อพบ MAC Address เลขเดิมซ้ำกันจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่อยู่คนละจุดจะสามารถนำเวลาที่ตรวจพบของทั้งสองจุด มาลบกันเพื่อหาเวลาเดินทางระหว่างจุดนั้นได้ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 การหาระยะเวลาเดินทางจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ [6]

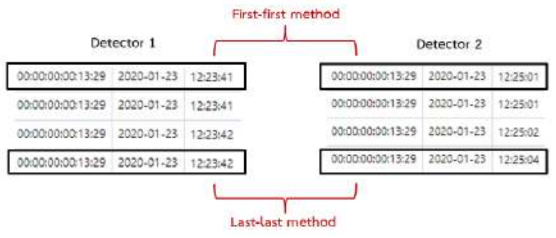
2.3.3 การตรวจจับอุปกรณ์บลูทูธ

งานวิจัยในอดีตได้คำนวณอัตราการตรวจจับของบลูทูธบนทางพิเศษอยู่ที่ 0.2-70% ค่าเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 15% [9] และยังพบว่ายานพาหนะ 20 คันจะมีอย่างน้อย 1 คันที่เปิดสัญญาณบลูทูธ [17] ซึ่งความสามารถในการตรวจจับของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธนั้น ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย [13] เช่น ตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์ ความสูงและมุมองศสการติดตั้ง ความถี่การค้นหา และจำนวนสัญญาณบลูทูธจากอุปกรณ์ในขณะนั้น เป็นต้น ในบางกรณีที่อุปกรณ์นั้นอาจอยู่ในโหมดของ Discoverable จะไม่สามารถตรวจจับได้ [3] โดยข้อมูลที่เก็บได้ 3-5% ของจำนวนยานพาหนะทั้งหมดในทุก ๆ หนึ่งชั่วโมงเพียงพอต่อการนำมาคำนวณหาระยะเวลาเดินทางและความแปรปรวนของกระแสจราจรที่เกิดขึ้น [12]

2.4 เทคนิคการจัดการข้อมูลจากบลูทูธ

2.4.1 การกรองข้อมูลที่ต้นทาง

การเก็บข้อมูลจะต้องเจอปัญหาเกี่ยวกับการตรวจจับได้มากกว่า 1 ครั้งในแต่ละจุด จึงมีวิธีในการกรองข้อมูลซ้ำกันจาก MAC Address ค่าเดียวกัน ได้แก่วิธี First-first คือการใช้ข้อมูล MAC Addressที่ตรวจจับได้จากอุปกรณ์ครั้งแรก [1, 6, 10] และวิธี Last-last คือการใช้ข้อมูล MAC Address จากการตรวจจับได้ครั้งสุดท้าย [11] และวิธีการตรวจจับตัวแรกที่จุดต้นทาง คู่กับตัวสุดท้ายที่จุดปลายทาง แสดงตัวอย่างดังรูปที่ 2 เนื่องจากแต่ละวิธีจะขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของแต่ละสถานที่ ในงานวิจัยนี้จึงได้เลือกใช้วิธี Last-last เนื่องจากอุปกรณ์จุดปลายทางติดตั้งอยู่ด้านหลังใกล้กับทางออกหรือด่านเก็บเงิน และผู้วิจัยต้องการทราบระยะเวลาเดินทางของยานพาหนะหลังจากผ่านด่านเก็บเงินแล้ว



รูปที่ 2 ตัวอย่างการเก็บข้อมูล MAC Address

2.4.2 การคัดกรองข้อมูลที่ผิดปกติ

การใช้อุปกรณ์บลูทูธในการเก็บข้อมูลยังมีข้อมูลที่ผิดพลาดในบางกรณีที่เกิดขึ้น คือ มีอุปกรณ์บลูทูธหลายตัวในยานพาหนะเดียวกัน หรือตรวจจับอุปกรณ์ได้ที่ต้นทาง แต่ไม่ตรวจจับที่ปลายทางหรือตรวจจับได้อีกครั้งในวันถัดไป [6, 8] ซึ่งสาเหตุดังกล่าวส่งผลให้ข้อมูลที่ได้รับมาทั้งหมด ไม่สามารถนำมาใช้งานได้ทันที ต้องนำมาคัดกรองข้อมูลที่เป็นค่าผิดปกติออกก่อน

2.4.3 ตัวกรองคาลมาน (Kalman Filter)

ตัวกรองคาลมาน (Kalman Filter) เป็นเทคนิคการประมาณค่าแบบวนซ้ำที่ได้รับการยอมรับและถูกนำไปใช้กันอย่างแพร่หลาย ได้มีการนำวิธี Kalman Filter ไปปรับใช้ในการประมาณระยะเวลาเดินทาง [2, 5, 7] หลักการคือการ Minimize ค่า Variance หรือ Covariance ของตัวแปรสถานะ (State Variables) ตัวก่อนหน้า เพื่อให้ได้ค่าที่เรียกว่า Kalman Gain และนำไปปรับใช้กับค่าตัวแปรสถานะตัวถัดไป โดยให้พิจารณาเป็นค่า Weighting ระหว่างค่าที่คำนวณและค่าที่วัดได้ของตัวแปรนั้น ประกอบด้วยแบบจำลองที่สร้างขึ้น 2 ส่วนคือ แบบจำลองระบบ (State Transition Model) และแบบจำลองการวัด (Measurement Model) ดังสมการที่ (1) และ (2) ตามลำดับเพื่อหาค่าประมาณของสถานะระบบที่ดีที่สุด

$$X_{k+1} = AX_k + Bu_k + Gw_k \quad (1)$$

$$Z_k = CX_k + n_k \quad (2)$$

โดย X_k คือ สภาวะของระบบ, u_k คือ สัญญาณควบคุม, Z_k คือข้อมูลที่สามารถวัดได้; A, B, G และ C เป็น Constant Matrices ที่มีขนาดสอดคล้องกับเวกเตอร์ X_k, u_k และ Z_k; w_k และ n_k เป็นตัวแปรสุ่ม (Random Variables) เรียกว่า Process Noise และ Measurement Noise ตามลำดับ โดยมีคุณสมบัติเป็น white noises และไม่มีความสัมพันธ์ซึ่งกันและกัน (Uncorrelated)

Noise Covariance Matrices นิยามดังสมการที่ (3) และสมการที่ (4)

$$Q = E\{w_k w_k^T\} \quad (3)$$

$$R = E\{n_k n_k^T\} \quad (4)$$

โดยที่ $E\{\cdot\}$ แทน Expectation ของตัวแปรในเครื่องหมาย $\{\cdot\}$, Q และ R เรียกว่า Process Noise Covariance Matrix และ Measurement Noise Covariance Matrix ตามลำดับ

ค่าความผิดพลาด (Error) ของการประมาณค่าสภาวะระบบมีค่าดังสมการที่ (5)

$$e_k = X_k - \hat{X}_k \quad (5)$$

โดย $\hat{X}_k$ คือค่าประมาณของสภาวะระบบ และ X_k คือค่าจริงของสภาวะระบบ Error Covariance Matrix นิยามดังสมการที่ (6)

$$P_k = E\{e_k e_k^T\} \quad (6)$$

Error Covariance Matrix ณ เวลาที่ $k+1$ ก่อนมีข้อมูลการวัดมีค่าดังสมการที่ (7)

$$P_{k+1}^- = AP_k A^T + GQG^T \quad (7)$$

และค่าประมาณของสภาวะระบบก่อนมีข้อมูลการวัดมีค่าสมการที่ (8)

$$\hat{X}_{k+1}^- = A\hat{X}_k^- + Bu_k \quad (8)$$

สัญลักษณ์ $-$ แทนปริมาณที่มีการประมาณค่า ก่อนมีข้อมูลการวัด

หลังการวัดข้อมูล P_{k+1} และ X_{k+1} มีค่าดังสมการที่ (9) และสมการที่ (10) ตามลำดับ

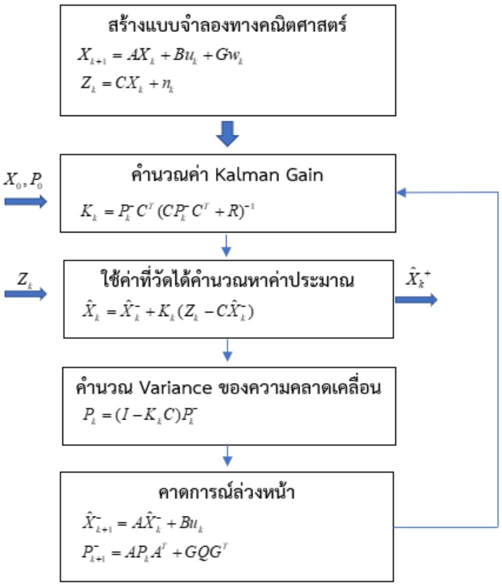
$$P_{k+1} = (I - K_{k+1}C)P_{k+1}^- \quad (9)$$

$$\hat{X}_{k+1} = \hat{X}_{k+1}^- + K_{k+1}(Z_{k+1} - C\hat{X}_{k+1}^-) \quad (10)$$

โดย

$$K_{k+1} = P_{k+1}^- C^T (CP_{k+1}^- C^T + R)^{-1} \quad (11)$$

Matrix K เรียกว่า Kalman Gain และปริมาณ $(Z_{k+1} - C\hat{X}_{k+1}^-)$ เรียกว่า Residual ซึ่งแทนปริมาณแตกต่างระหว่างค่าที่ประมาณได้ก่อนการวัด และค่าที่วัดได้จริง ซึ่งแสดงขั้นตอนการทำงานของวิธีตัวกรองคาลมานดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ขั้นตอนการทำงานของวิธีตัวกรองคาลมานที่เวลา k ใด ๆ

ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้มุ่งเน้นถึงการนำวิธีประมาณค่าแบบตัวกรองคาลมานมาใช้ประยุกต์ใช้กับการประมาณระยะเวลาเดินทางจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานวิจัยในอดีตได้พัฒนาวิธีคัดกรองข้อมูลที่เก็บได้จากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธขึ้นไว้หลายวิธี โดยผู้วิจัยได้ทำการสรุปขั้นตอนคัดกรองข้อมูลจากงานวิจัยในอดีตไว้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สรุปงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้องกับขั้นตอนวิธีคัดกรองข้อมูลจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

งานวิจัย	ขอบเขต	วัตถุประสงค์	ขั้นตอน	Accuracy
[1]	Motorway, Spain	ประมาณระยะเวลาเดินทางสำหรับ	ประยุกต์ใช้ Kalman filter กับค่าทางสถิติที่ +/-3SD	RMSE = 1.17 min

		Origin-destination matrix		
[6]	Freeway, US	คัดกรองข้อมูลความเร็วเทียบกับวิธีขับรถทดสอบ	1. ใช้วิธี Moving average ทุกช่วงระยะห่างเท่ากับ ±4 ตำแหน่งเพื่อหาค่าระยะเวลาเดินทางทางสุดและต่ำสุดในแต่ละวัน 2. คัดกรองข้อมูลที่มากกว่า 1.5เท่า SD ทุก ๆ 5 นาทีออก 3. กรองจำนวนข้อมูลที่น้อยกว่า 5% ของจำนวนรถทุก ๆ ชั่วโมง 4. กรองค่าข้อมูลที่มีค่า Coefficient of variations (COVs) มากกว่า 1 ออก	MAPE = 6.9%
[7]	Motorway, Korea	ประมาณระยะเวลาเดินทาง	Kalman filter รวมกับการ aggregate ข้อมูล ทุก ๆ 5 นาที	MAPE = 6.2%
[8]	Freeway, German	ประมาณสภาพจราจรจากข้อมูลบลูทูธ	1. กรองข้อมูล MAC ที่คาดว่าอยู่ในรถคันเดียวกัน 2. กรอง v > 250 kph และ v < 5 kph ออก 3. เปรียบเทียบข้อมูลตำแหน่งที่อยู่ใกล้เคียง ± 1 ตำแหน่งและคำนวณหาค่า factor ที่ดีที่สุดเพื่อกรองค่าที่ไม่ได้อยู่ในเกณฑ์ออก	
[10]	Motorway, US	ประมาณระยะเวลาเดินทาง	1. กรองระยะเวลาเดินทางต่ำสุดที่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของระยะเวลาเดินทางช่วงจราจรอิสระออก 2. กรองระยะเวลาเดินทางสูงสุดที่มากกว่า 2 เท่าของค่า SD ของระยะเวลาเดินทางทุก ๆ 30 นาทีออก 3. Kalman filter	MAPE = 6.7%

**v = ความเร็ว (กิโลเมตร/ชั่วโมง), SD = ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน

2.6 ดัชนีชี้วัดประสิทธิภาพแบบจำลอง

ในงานวิจัยนี้เลือกใช้ดัชนีวัดประสิทธิภาพของการประมาณระยะเวลาเดินทางเทียบกับระยะเวลาเดินทางจริง 2 ชนิด ดังนี้ Mean Absolute Error (MAE) และ Mean Absolute Percentage Error (MAPE) แสดงในสมการที่ (8) และ (9) ตามลำดับ

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left|f_i - \hat{f}_i\right| \tag{8}$$

$$MAPE = 100\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{\left|f_i - \hat{f}_i\right|}{f_i} \tag{9}$$

โดย f_i คือระยะเวลาเดินทางจริง และ $\hat{f}_i$ คือระยะเวลาเดินทางที่คำนวณจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

3. การอธิบายและการวิเคราะห์ข้อมูล

3.1 ข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย

ข้อมูลที่นำมาใช้ในงานวิจัย ผู้วิจัยได้เก็บจากอุปกรณ์เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่ติดตั้งบนทางยกระดับอุตราภิมุข ขาเข้าเมืองทิศทางมุ่งลงใต้ความยาวประมาณ 1 กิโลเมตร ดังรูปที่ 3 โดยมีการติดตั้งเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่ต้นทางและปลายทางรวม 2 จุดแสดงดังรูปที่ 4 โดยใช้ข้อมูลวันที่ 18-27 มกราคม พ.ศ. 2563 เป็นระยะเวลา 10 วัน ซึ่งเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธจะทำการจับคู่ MAC Address ของอุปกรณ์ที่เคลื่อนที่ผ่านจุดติดตั้ง โดยแสดงตัวอย่างและคำอธิบายข้อมูลที่เก็บได้จากอุปกรณ์ 6 คอลัมน์ ได้แก่ วันของสัปดาห์ เดือน วันที่ เวลาที่ตรวจจับอุปกรณ์ ปี และหมายเลข MAC Address ตามลำดับดังตารางที่ 2

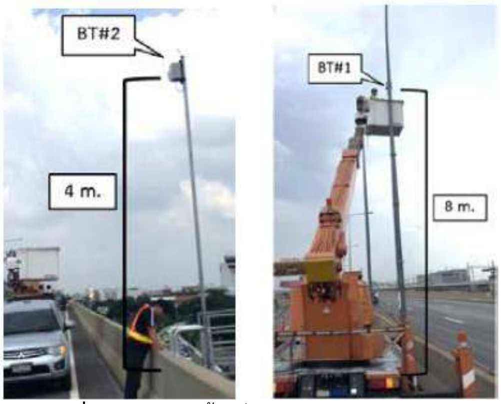
รูปที่ 4 พื้นที่ทำการศึกษา

3.2 การจัดเตรียมข้อมูล (Pre-Processing)

3.2.1 การตรวจจับซ้ำ (Multiple Detection)

ขั้นตอนแรกในการจัดการกับข้อมูล คือการกรองข้อมูลที่ตรวจจับซ้ำกันมากกว่า 1 ครั้งออก โดยผู้วิจัยได้เลือกใช้วิธี first-last คือการเลือก MAC Address ที่เวลาตรวจจับได้ครั้งแรกที่ต้นทางและตัวสุดท้ายที่จุดปลายทางในทุก ๆ 1 นาที เนื่องจากเลือกวิธีที่ใกล้ตำแหน่งกล้องที่นำมาใช้ตรวจสอบ

ความถูกต้องมากที่สุด ซึ่งหลังจากตัดค่าที่ซ้ำออกจะเหลือ MAC Address ที่ใช้อยู่ประมาณ 3-6% จากการตรวจจับอุปกรณ์บลูทูธทั้งหมด และทำการจัดระเบียบข้อมูลให้เรียบร้อยก่อนการจับคู่ MAC Address โดยทำการแปลงเวลา Timestamp ที่ตรวจจับได้เป็นหน่วยเวลา Unix Time ดังตารางที่ 3 เสียก่อนจึงทำการจับคู่



รูปที่ 5 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ (ซ้าย) จุดต้นทาง (ขวา) จุดปลายทาง

ตารางที่ 2 ตัวอย่างข้อมูลที่เก็บได้จากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

วัน	เดือน	วันที่	เวลาที่ตรวจจับได้	ปีค.ศ.	MAC Address
Fri	Jan	24	10:09:19	2020	58:6A:EF:92:98:1A
Fri	Jan	24	10:09:19	2020	58:6A:EF:92:98:1A
Fri	Jan	24	10:09:20	2020	63:20:2E:46:9E:65
Fri	Jan	24	10:09:20	2020	63:20:2E:46:9E:65

ตารางที่ 3 ข้อมูลก่อนการจับคู่ MAC Address

MAC Address	Date	Timestamp	Unix Time	Detector
74:42:6A:96:93:B2	2020-01-26	10:59:59	1580011199	BT1
34:F2:68:BE:13:AE	2020-01-28	10:59:58	1580183998	BT1
47:EB:6D:38:52:4C	2020-01-25	10:59:57	1579924797	BT2

***BT = เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ*

3.2.2 การจับคู่ (Matching)

ทำการจับคู่ MAC Address หลังจากนั้นจึงนำค่า Unix Time ของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธทั้งสองตัวมาลบกัน จะได้ค่าระยะเวลาเดินทางและจึงนำไปคำนวณหาความเร็วระหว่างจุดสองจุดต่อไปดังตารางที่ 4

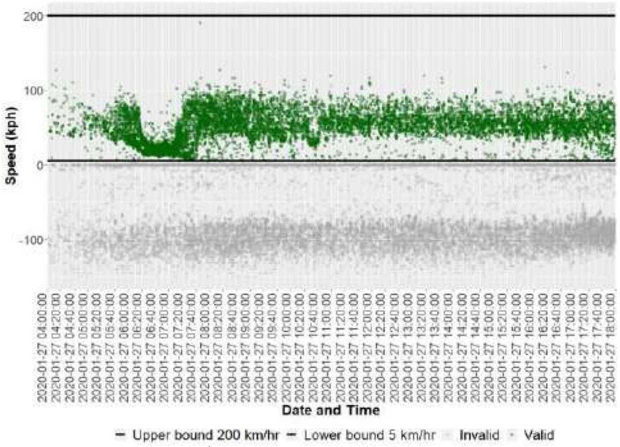
ตารางที่ 4 คำนวณข้อมูลหลังการจับคู่ MAC Address

MAC Address	Unix Time BT1	Unix Time BT2	Travel Time (sec)	Speed (km/hr)
5D:29:F9:D9:CF:C4	1579799667	1579799571	96	43.687
46:AF:4B:C6:CA:69	1579799700	1579799627	73	57.452
44:02:A1:1C:69:83	1579799722	1579799644	78	53.769

***Unix Time คือ มาตรฐานเวลาที่ถูกนับเริ่มมาตั้งแต่วันที่ 1 มกราคม ค.ศ.1970*

3.3 การคัดกรองข้อมูลที่ผิดปกติ (Outlier Filtering)

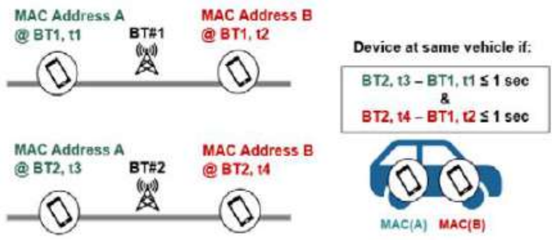
ในการวิเคราะห์ข้อมูล จำเป็นที่จะต้องคัดกรองข้อมูลที่ไม่เหมาะสมสำหรับใช้ในการวิเคราะห์และข้อมูลที่ผิดพลาดออก ซึ่งขั้นตอนแรกจะเป็นการคัดกรองค่าระยะเวลาเดินทางที่มากเกินไปออก เนื่องจากตรวจจับได้วันถัดไป และค่าระยะเวลาเดินทางที่ติดลบเนื่องจากตรวจจับยานพาหนะอีกฝั่งช่องจราจร โดยเลือกกรองเฉพาะค่าที่อยู่ในช่วงความเร็วที่กำหนดแสดงตัวอย่างวันที่ 27 มกราคม 2563 เวลา 04:00-18:00 ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ขั้นตอนการกรองข้อมูลความเร็วที่ผิดปกติ

จากกราฟจะเห็นว่าค่าความเร็วที่คัดกรองออกมีค่าความเร็วติดลบจำนวนมากประมาณ 50-60% ของปริมาณข้อมูลทั้งหมด คาดว่ามาจากสาเหตุที่เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธทั้งสองตัวได้ตรวจจับข้อมูล MAC Address บริเวณอีกฝั่งจราจร ทำให้จุดปลายทางและจุดต้นทางที่นำมาคำนวณหาระยะเวลาเดินทางสลับกันส่งผลให้มีค่าความเร็วติดลบ

ขั้นตอนต่อไปคือการคัดกรองอุปกรณ์บลูทูธที่มากกว่าหนึ่งเครื่องในยานพาหนะเดียวกัน เพราะการที่ยานพาหนะหนึ่งคันมีอุปกรณ์บลูทูธหลายเครื่องและนำมาคำนวณโดยไม่ทำการคัดกรองออกเสียก่อน อาจส่งผลทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนได้ ผู้วิจัยได้ทำการกรองข้อมูลค่า MAC Address ที่คาดว่าอยู่ในยานพาหนะเดียวออกจากสมมุติฐานว่า ถ้าเวลาที่ตรวจจับ MAC Address ตำแหน่งที่ใกล้เคียงกันได้ที่เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธต้นทางห่างกันไม่เกิน 1 วินาที กับตรวจจับได้ที่เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธปลายทางห่างกันไม่เกิน 1 วินาทีด้วยเช่นกัน ซึ่งเป็นเวลาที่น้อยที่สุดที่คาดว่าจะเป็นไปได้ จะสมมุติว่า MAC Address นั้นอยู่ในยานพาหนะเดียวกัน ดังรูปที่ 7 โดยแสดงลำดับขั้นตอนการคัดกรองข้อมูลดัง
ตารางที่ 5



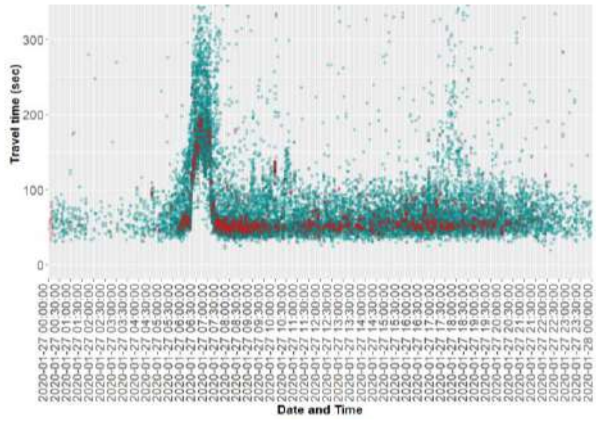
รูปที่ 7 ขั้นตอนการกรองข้อมูล MAC Address ในยานพาหนะเดียวกัน

ตารางที่ 5 ขั้นตอนการคัดกรองและข้อมูลที่เหลืออยู่

ขั้นตอน	การคัดกรอง	อุปกรณ์	MAC Address ที่เหลืออยู่ (record)	MAC Address ที่เหลืออยู่ (%)
0	ข้อมูลแรกเริ่มที่ตรวจจับได้	BT1	23M	-
		BT2	14M	
1	จัดการข้อมูลแรกเริ่มที่ซ้ำกัน	BT1	508,060	-
		BT2	893,840	
2	จับคู่ MAC Address ที่เหมือนกัน		478,821	100%
3	คัดกรอง v < 5 kph, v > 200 kph ออก		170,694	35%
4	คัดกรอง MAC Address ที่คาดว่าจะอยู่ในยานพาหนะเดียวกันออก		125,801	26%

***v = ความเร็ว (กิโลเมตร/ชั่วโมง)*

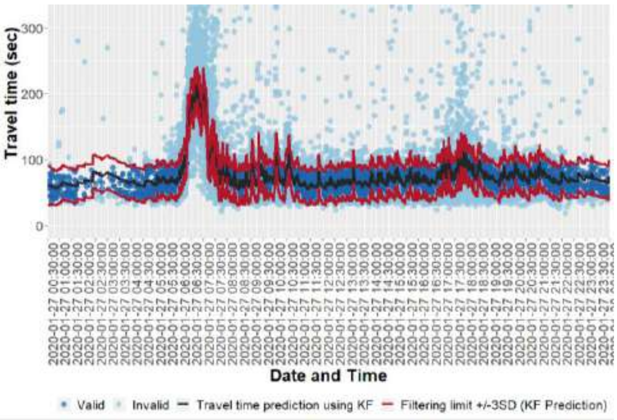
วิธีคัดกรอง MAC Address ในยานพาหนะเดียวกันขั้นตอนที่ 4 นั้นได้กรองข้อมูลออกประมาณ 26% ซึ่งสามารถตีความได้ว่าเฉลี่ยยานพาหนะทุก ๆ 4 คัน จะมีอย่างน้อยหนึ่งคันที่มีอุปกรณ์บลูทูธ 2 อุปกรณ์แทนที่จะมีเพียง 1 อุปกรณ์เท่านั้น และแสดงกราฟขั้นตอนคัดกรองจำนวน MAC Address ที่อยู่ในยานพาหนะเดียวกันออก ตัวอย่างวันที่ 27 มกราคม 2563 เวลา 00:00-23:59 น. ดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 การคัดกรองจำนวน MAC Address ที่อยู่ในยานพาหนะเดียวกันออก

หลังจากการคัดกรองข้อมูลออกตามขั้นตอนข้างต้นพบว่า ยังมีค่าระยะเวลาเดินทางที่ผิดปกติและค่าความแปรปรวนมาก

ผู้วิจัยจึงได้เลือกใช้วิธีตัวกรองคาลมานมาช่วยในการกรองข้อมูลผิดปกติออก โดยงานวิจัยในอดีตได้มีขั้นตอนการคัดกรองข้อมูลที่ +-3SD ในกรณีการคัดกรองข้อมูลด้วยวิธีตัวกรองคาลมานจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ เพื่อประมาณระยะเวลาเดินทางบนทางพิเศษการเลือกคัดกรองระยะเวลาเดินทางเฉพาะที่อยู่นอกช่วง ±3 เท่าของส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation) ของค่าระยะเวลาเดินทางที่ทำนายได้จากวิธีตัวกรองคาลมานออก [2] เพื่อกำจัดค่าระยะเวลาเดินทางที่มีความแปรปรวนมาก ก่อนที่จะนำข้อมูลไปวิเคราะห์ขั้นต่อไป ดังแสดงในรูปที่ 9

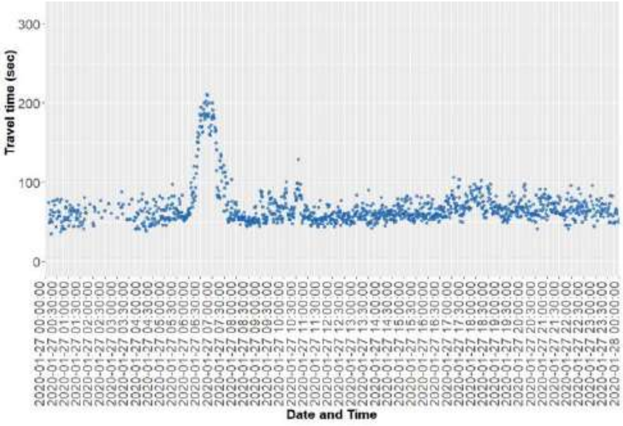


รูปที่ 9 การคัดกรองข้อมูลระยะเวลาเดินทางด้วยวิธีตัวกรองคาลมาน

จากการคัดกรองด้วยวิธีตัวกรองคาลมานเหลือข้อมูลคู่ MAC Address 86,889 คู่ซึ่งประมาณ 70% จากข้อมูลระยะเวลาเดินทางที่ผ่านการคัดกรองก่อนหน้า และจะสังเกตได้ว่าในช่วงเวลา 07:10 – 07:40 น. ในวันที่ 27 มกราคม 2563 จะมีค่าความแปรปรวนของข้อมูลมากกว่าช่วงเวลาอื่น ทำให้ช่วงในการคัดกรองระยะเวลาอยู่ในช่วงกึ่งกลาง ซึ่งอาจทำให้ดูเหมือนว่าไม่ได้คัดกรองข้อมูลในบริเวณที่เป็นค่าระยะเวลาเดินทางส่วนใหญ่

3.4 ผลลัพธ์ระยะเวลาเดินทาง (Output Travel Time)

หลังจากคัดกรองข้อมูลผิดปกติออกทั้งหมดตามขั้นตอนที่กล่าวมาข้างต้น ผู้วิจัยจึงเลือกค่าที่ตำแหน่ง 50th percentile หรือค่ากลางของข้อมูลทุก ๆ 1 นาที แสดงดังรูปที่ 10

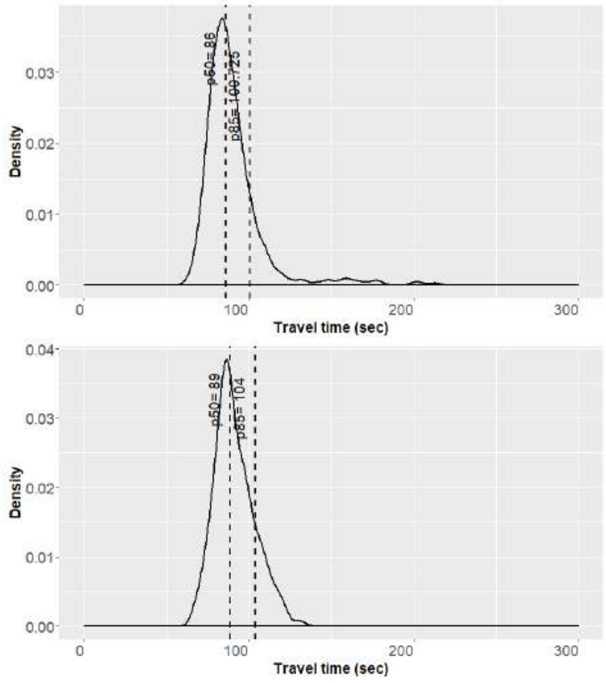


รูปที่ 10 ระยะเวลาเดินทางทุก ๆ 1 นาที

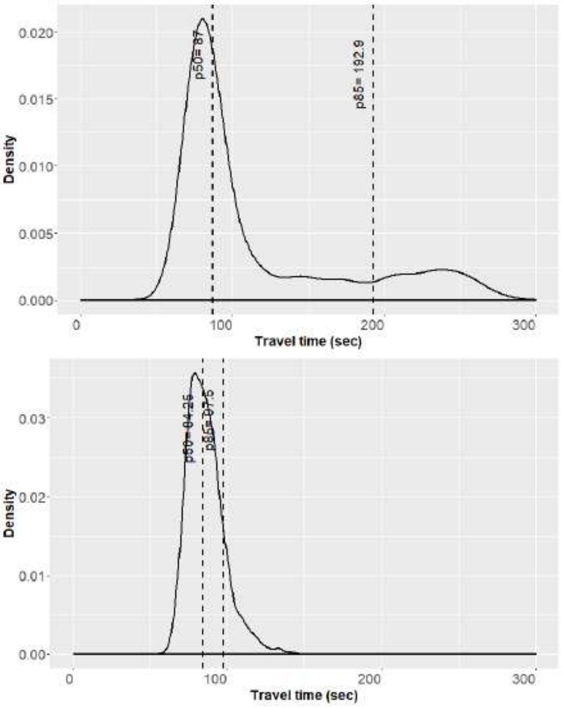
แผนภูมิแสดงการแจกแจงสะสม (Probability Density Function) แสดงการกระจายตัวของระยะเวลาเดินบนทางยกระดับอุตราภิมุข ระหว่างเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธสองจุด วันจันทร์-ศุกร์ ช่วงเวลา 06:00-

08:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 59 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 87 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 114.7 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 282.5 วินาที ช่วงเวลา 11:00-13:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 61 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 84.25 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 86.06 วินาทีค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 142 วินาที ช่วงเวลา 16:00-18:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) 64 วินาที เท่ากับ ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 86 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 87.25 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 141.50 วินาที ช่วงเวลา 22:00-00:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 65 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 88.50 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 89.93 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 139 วินาที ดังแสดงในรูปที่ 11 และ รูปที่ 12 ตามลำดับ

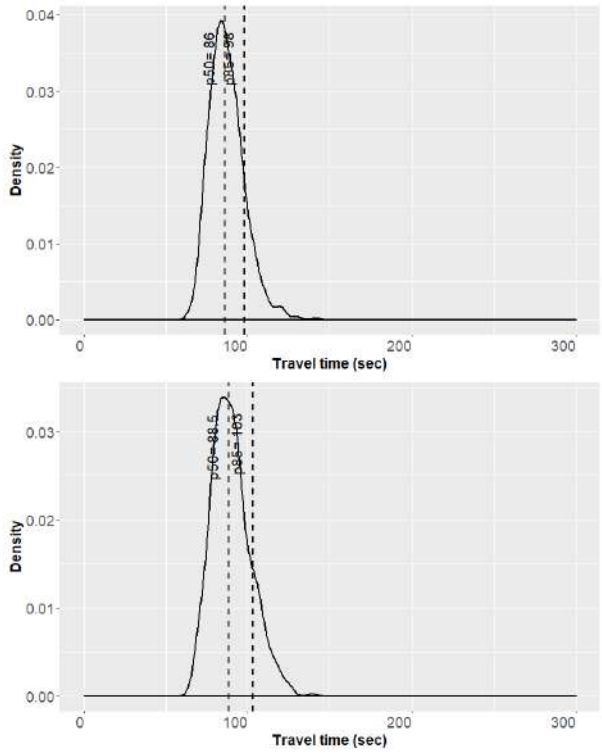
แผนภูมิแสดงการแจกแจงสะสม (Probability Density Function) แสดงการกระจายตัวของระยะเวลาเดินบนทางยกระดับอุตราภิมุข ระหว่างเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธสองจุด วันเสาร์-อาทิตย์ ช่วงเวลา 06:00-08:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 58.5 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 83 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 84.6 วินาทีค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 130 วินาที ช่วงเวลา 11:00-13:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 66.50 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 84 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 85.53 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 127.5 วินาที ช่วงเวลา 16:00-18:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 63 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) เท่ากับ 86 วินาที ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 90.22 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 213 วินาที ช่วงเวลา 22:00-00:00 ระยะเวลาเดินทางต่ำสุด (Min) เท่ากับ 67 วินาที ค่ามัธยฐาน (Median) 89 วินาที เท่ากับ ค่าเฉลี่ย (Mean) เท่ากับ 91.4 วินาที ค่าสูงสุด (Max) เท่ากับ 131 วินาทีดังแสดงในรูปที่ 13 และ



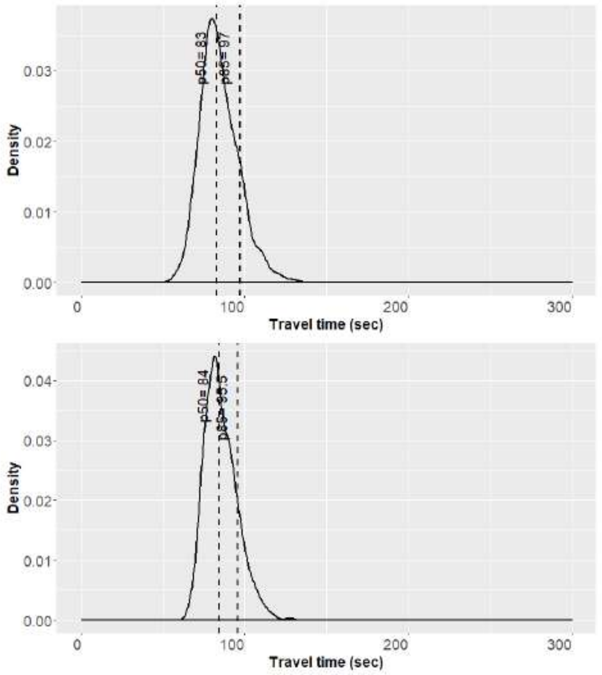
รูปที่ **14**



รูปที่ 11 การกระจายตัวของระยะเวลาเดินทางวันจันทร์-วันศุกร์ (บน) เวลา 06:00-08:00 (ล่าง) เวลา 11:00-13:00

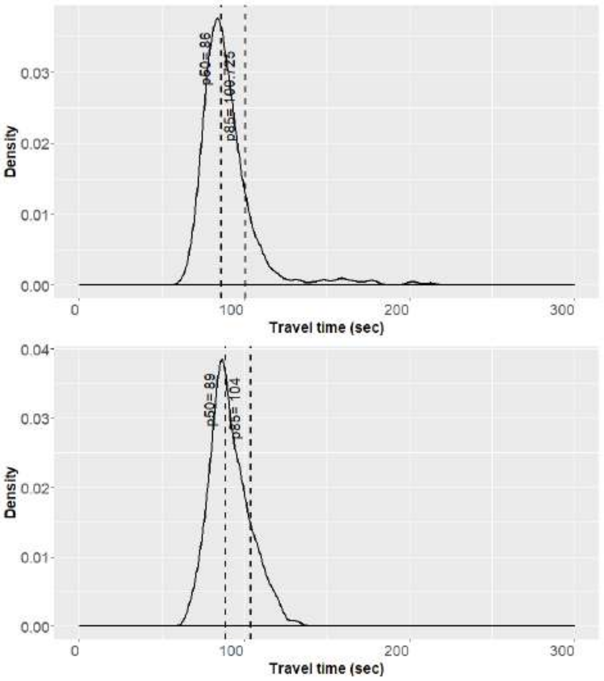


รูปที่ 12 การกระจายตัวของระยะเวลาเดินทางวันจันทร์-วันศุกร์ (บน) เวลา 16:00-18:00 (ล่าง) เวลา 22:00-00:00



รูปที่ 13 การกระจายตัวของระยะเวลาเดินทางวันเสาร์-วันอาทิตย์ (บน) เวลา 06:00-08:00 (ล่าง) เวลา 11:00-13:00

จากผลลัพธ์ข้อมูลระยะเวลาเดินทางช่วงเวลา 06:00-08:00 วันจันทร์-วันศุกร์ จะมีค่าระยะเวลาเดินทางเฉลี่ยมากที่สุดเท่ากับ 114.7 วินาที ในขณะที่ช่วงเวลาอื่น ๆ ของทั้งวันจันทร์-วันศุกร์ และวันเสาร์-อาทิตย์ มีค่าเฉลี่ยของระยะเวลาเดินทางที่ใกล้เคียงกัน



รูปที่ 14 การกระจายตัวของระยะเวลาเดินทางวันเสาร์-วันอาทิตย์ (บน) เวลา 16:00-18:00 (ล่าง) เวลา 22:00-00:00

3.5 สัดส่วนยานพาหนะที่ตรวจจับได้ (Sampling Rate)

เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธตรวจจับเฉพาะยานพาหนะส่วนหนึ่งของกระแสจราจรเท่านั้น ผู้วิจัยได้ทำการคำนวณสัดส่วนจราจรที่เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธตรวจจับได้ โดยใช้ข้อมูลยานพาหนะจริงจากกล้องบันทึกวิดีโอบนทางยกระดับดังรูปที่ 15 วันที่ 27 มกราคม 2563 ช่วงเวลาเร่งด่วนเวลา 07:00-08:00 น. และนอกเวลาเร่งด่วนเวลา 12:00-13:00 น. เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธสามารถตรวจจับยานพาหนะได้มากกว่า 40% ของกระแสจราจรทั้งหมดในเวลาเร่งด่วนและนอกเวลาเร่งด่วนดังตารางที่ 6

รูปที่ 15 ภาพจากกล้องบันทึกวิดีโอที่ติดตั้งบนทางยกระดับ

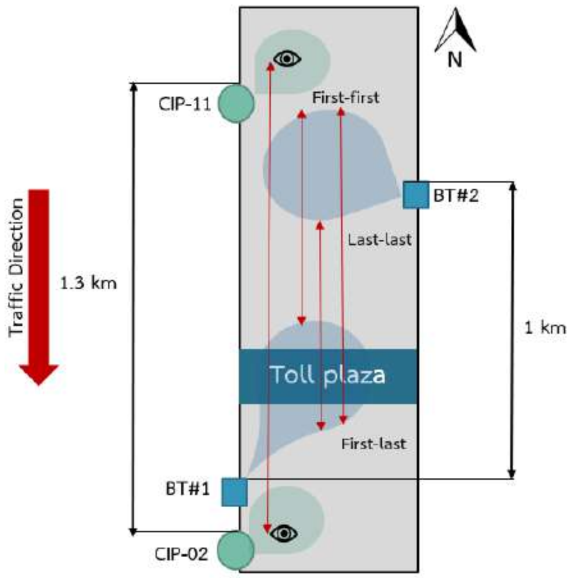
3.6 การเปรียบเทียบความถูกต้องของระยะเวลาเดินทาง

ผู้วิจัยได้ทำการเก็บข้อมูลจราจรจริงจากกล้องบันทึกวิดีโอบนทางยกระดับดอนเมือง (ยกเว้นรถยนต์ประเภทพิเศษ เช่น รถพยาบาล รถเจ้าหน้าที่บนทางพิเศษ เป็นต้น) ที่วิ่งผ่านบริเวณกล้องสองตัวที่อยู่ใกล้เคียงกับตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ วันที่ 27 มกราคม 2563 โดยตำแหน่งของกล้องบันทึกวิดีโอ และเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธมีความแตกต่างกันแสดงดังรูปที่ 16

ตารางที่ 6 สัดส่วนจราจรที่เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธตรวจจับได้

ช่วงเวลาเร่งด่วน	จำนวนรถจากกล้องบันทึกวิดีโอ (คัน)	จำนวนรถจาก BT (คัน)	สัดส่วนรถที่ BT ตรวจจับได้
7:00-7:15	937	651	69%
7:15-7:30	700	434	62%
7:30-7:45	662	363	55%
7:45-8:00	593	329	55%
รวม	2892	1777	61%
ช่วงนอกเวลาเร่งด่วน	จำนวนรถจากกล้องบันทึกวิดีโอ (คัน)	จำนวนรถจาก BT (คัน)	สัดส่วนรถที่ BT ตรวจจับได้
12:00-12:15	238	106	45%
12:15-12:30	271	151	56%
12:30-12:45	260	141	54%
12:45-13:00	300	136	45%
รวม	1069	534	50%

***BT = เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ*



รูปที่ 16 ตำแหน่งกล้องบันทึกวิดีโอและเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

โดยแบ่งเป็น 4 ช่วงเวลาคือ ช่วงเร่งด่วนเช้าเวลา 07:00-08:00 น. ช่วงกลางวันเวลา 12:00-13:00 น. ช่วงเย็นเวลา 17:00-18:00 น. และช่วงกลางคืนเวลา 21:00-22:00 น. โดยเก็บข้อมูลยานพาหนะช่วงเวลาละ 40 คันโดยเลือกเก็บทุก ๆ 15 นาที ๆ ละ 10 คัน ซึ่งให้เป็นตัวแทนของจราจรในแต่ละช่วงเวลาของวันที่ 27 มกราคม 2563 ได้ผลดังรูปที่ 17 และแสดงระยะเวลาเดินทางในแต่ละวิธีการจับคู่ MAC Address ดัง**Error! Reference source not found.**

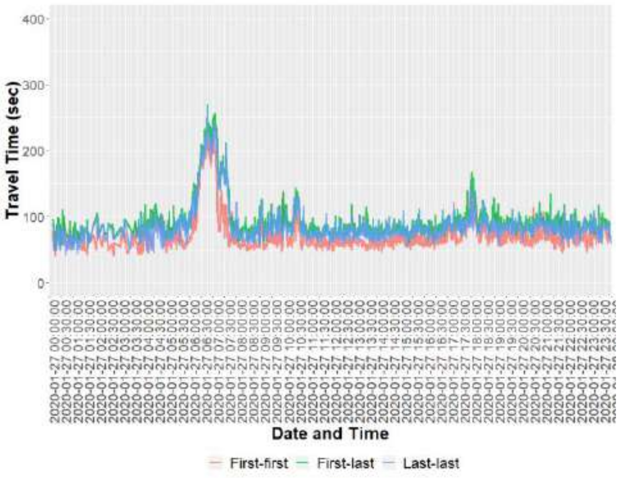
และทำการเปรียบเทียบความแม่นยำของระยะเวลาเดินทางด้วยค่า MAPE และ MAE กับระยะเวลาเดินทางที่เก็บได้จากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ แต่เนื่องจากมีหลายปัจจัยที่ก่อให้เกิดความคลาดเคลื่อนของระยะเวลาเดินทางก่อนนำมาเปรียบเทียบคือ

- ตำแหน่งการเก็บข้อมูลของกล้องบันทึกวิดีโอกับ Bluetooth Scanner ต่างกัน
- ไม่ทราบระยะการเก็บข้อมูลของ Bluetooth Scanner ที่ชัดเจน
- ความเร็วที่มีค่าไม่เท่ากันทั้งช่วงทาง เนื่องจากความเร็วที่ออกจากด่านน้อยกว่าปกติ ส่งผลให้ระยะเวลาเดินทางจากกล้องบันทึกวิดีโอมากกว่า Bluetooth Scanner
- ช่วงเร่งด่วนเช้า แถวคอยยาวถึงบริเวณกล้องที่จุดต้นทาง ส่งผลให้ระยะเวลาเดินทางที่กล้องบันทึกวิดีโอมากกว่า Bluetooth Scanner

จากสาเหตุข้างต้น ส่งผลทำให้ค่าระยะเวลาเดินทางที่ได้จากกล้องบันทึกวิดีโอ มีค่ามากกว่าเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธประมาณ 50%

ผู้วิจัยจึงทำการเลือกใช้วิธีเลือก MAC Address แบบ First-last เพื่อให้ได้ระยะใกล้เคียงกับระยะของกล้องบันทึกวิดีโอมากที่สุด และลดระยะเวลาเดินทางของกล้องโดยการเทียบระยะทางระหว่างจุดสังเกตกับเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่ลดระยะทางเหลือ 800 เมตร เนื่องจากนำระยะการเก็บข้อมูลของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธของทั้งสองจุดมาคิดด้วยรวมเป็นโดยเฉพาะจุดหลังด่านเก็บเงินที่ติดอุปกรณ์ที่ความสูง 8 เมตร อาจส่งผลให้ระยะการเก็บข้อมูลกว้างขึ้น หลังจากนั้นจึงนำค่าระยะเวลาเดินทางที่ปรับแก้แล้วมาคำนวณหาค่าความถูกต้องดัง

ดัชนีวัดประสิทธิภาพ	วิธีเลือก MAC Address	07:00-08:00	12:00-13:00	17:00-18:00	21:00-22:00
MAPE (%)	First-first	44.9	41.6	36.8	40.4
	Last-last	22.3	26.6	27.4	30.3
	First-last	21.1	24.4	22.3	23.5
MAE (sec)	First-first	84.9	42.3	45.1	48.1
	Last-last	38.3	27.1	33.7	36.1
	First-last	37.9	24.8	27.6	28.1



รูปที่ 17 ระยะเวลาเดินทางวันที่ 27 มกราคม 2563 ในแต่ละวิธี

จากผลการเปรียบความถูกต้องของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธทั้งสามวิธีในวันที่ 27 มกราคม 2563 วิธี First-last จะคำนวณระยะเวลาเดินทางได้มากกว่าวิธี First-first เฉลี่ยประมาณ 19.8% และวิธี Last-last เฉลี่ยประมาณ 6.8% ตามลำดับและเมื่อเทียบกับระยะเวลาเดินทางจริงจากกล้องบันทึกวิดีโอบนทางยกระดับ ขาเข้าบริเวณด่านดอนเมืองทุก 4 ช่วงเวลาวิธี First-first ค่า MAPE เฉลี่ยรวมเท่ากับ 40.93 % ค่า MAE เฉลี่ยรวมเท่ากับ 55.1 วินาที ส่วนวิธี Last-last ค่า MAPE เฉลี่ยรวมทั้งวันเท่ากับ 26.65% ค่า MAE เฉลี่ยรวมทั้งวันเท่ากับ 33.8 วินาที และวิธี First-last ค่า MAPE เฉลี่ยรวมทั้งวันเท่ากับ 22.83% ค่า MAE เฉลี่ยรวมทั้งวันเท่ากับ 29.6 วินาที

ตารางที่ 7 เปรียบเทียบความแม่นยำของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ

ดัชนีวัดประสิทธิภาพ	วิธีเลือก MAC Address	07:00-08:00	12:00-13:00	17:00-18:00	21:00-22:00
MAPE (%)	First-first	44.9	41.6	36.8	40.4
	Last-last	22.3	26.6	27.4	30.3
	First-last	21.1	24.4	22.3	23.5
MAE (sec)	First-first	84.9	42.3	45.1	48.1
	Last-last	38.3	27.1	33.7	36.1
	First-last	37.9	24.8	27.6	28.1

4. อภิปรายผลการศึกษา

วิธีการเลือก MAC Address แบบ First-first มีค่า MAPE มากกว่าวิธีอื่น ซึ่งสาเหตุเกิดจากอุปกรณ์ที่จุดปลายทาง คือตำแหน่งของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่จุดปลายทางติดตั้งอยู่ใกล้ด่าน และติดตั้งอยู่ที่ระดับความสูงที่มากพอสมควร ส่งผลให้ระยะเก็บข้อมูลมีการเก็บข้อมูลก่อนบริเวณที่รถจอดในด่านเก็บเงินโดยเฉพาะในช่วงเช้า ทำให้ระยะเวลาเดินทางที่คำนวณได้น้อยกว่าวิธีอื่น ค่าความคลาดเคลื่อนจึงมีค่ามากเมื่อนำมาเทียบกับกล้องบันทึกวิดิโอ และวิธี First-last กับวิธี Last-last มีค่าความคลาดเคลื่อนที่ใกล้เคียงกันถึงแม้ระยะห่างจากจุดสังเกตที่ต้นทางจะไม่เท่ากัน แต่ในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเช้าที่การจราจรติดขัดวิธีการเลือก MAC Address แบบ First-last จะให้ค่าระยะเวลาเดินทางที่ใกล้เคียงกล้องบันทึกวิดิโอมากกว่าวิธี Last-last เนื่องจากระยะทางระหว่างจุดสังเกตสองจุดที่มากกว่า และช่วงเช้าเกิดแถวคอยยาวไปจนถึงกล้องที่จุดต้นทาง นอกจากนี้ยังมีสาเหตุที่ทำให้ค่าระยะเวลาเดินทางเมื่อเทียบกับกล้องบันทึกวิดิโอมีความคลาดเคลื่อนมากกว่าปกติ คือ ความเร็วที่ออกจากด่านไม่ใช่ความเร็วปกติ และช่วงเวลาเร่งด่วนเช้าเกิดแถวคอยขึ้นบริเวณหลังด่านทำให้รถหยุดเป็นเวลานานพอสมควร ส่งผลให้ระยะเวลาเดินทางที่กล้องบันทึกวิดิโอมากกว่าเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธมากยิ่งขึ้นโดยเฉพาะในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า

5. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อพัฒนาขั้นตอนการหาระยะเวลาเดินทางโดยใช้เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธที่ติดตั้งบนทางยกระดับ โดยใช้ขั้นตอนการคัดกรองข้อมูลเบื้องต้นใกล้เคียงกับงานวิจัยอื่น และใช้ตัวกรองคาลมานมาช่วยคัดกรองค่าที่ผิดปกติออก และใช้ข้อมูลจากกล้องบันทึกวิดิโอในการคำนวณหาระยะเวลาเดินทางจริงเพื่อวัดค่าความถูกต้องของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ แสดงให้เห็นว่า วิธีการเลือก MAC Address แบบจับคู่ตัวแรกที่ต้นทางกับตัวสุดท้ายที่ป้ายทางมีค่าใกล้เคียงความจริงมากที่สุดเพราะตำแหน่งกล้องที่ใช้ในการเปรียบเทียบอยู่ก่อนตำแหน่งของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธ และวิธีการเลือก MAC Address ที่ตรวจจับได้ครั้งสุดท้ายในการนำมาจับคู่จะได้ค่าระยะเวลาเดินทางที่ใกล้เคียงระยะเวลาเดินทางจริงรองลงมา ตามด้วยวิธีการเลือก MAC Address ที่ตรวจจับได้ครั้งแรกได้ค่าความถูกต้องที่ต่ำที่สุด และจากงานวิจัยยังพบว่าเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธตรวจจับยานพาหนะได้มากกว่า 40% ของกระแสจราจรทั้งในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน

อย่างไรก็ตามในงานวิจัยนี้ ตำแหน่งที่ติดตั้งกล้องบันทึกวิดิโอและเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธอยู่ในตำแหน่งที่ต่างกัน ทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนจากหลายปัจจัย และเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธจุดปลายทางได้ติดตั้งใกล้หลังด่านเก็บเงินมาก ทำให้ระยะเวลาเดินทางของทั้งเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธเมื่อเทียบกับกล้องบันทึกวิดีโอเกิดความคลาดเคลื่อนมากกว่าปกติ และการคำนวณระยะเวลาจากกล้องบันทึกวิดีโอเป็นการนับด้วยตัวเอง อาจเกิดความคลาดเคลื่อนเรื่องของระยะทางได้และการปรับแก้ระยะเวลาเดินทางของเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธตามงานวิจัยนี้เป็นค่าที่คำนวณทางอ้อมซึ่งอาจจะไม่ใช่ค่าจริงจากอุปกรณ์ และค่าความถูกต้องของทุกวิธีมีข้อจำกัดเฉพาะตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตามงานวิจัยนี้เท่านั้น และจากการตรวจจับยานพาหนะพบว่าเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธไม่เหมาะกับการใช้เก็บข้อมูลจราจรแบบเฉพาะช่องจราจร

สุดท้ายผู้วิจัยหวังว่างานวิจัยนี้จะมีส่วนช่วยในการพัฒนาขั้นตอนในการประมาณระยะเวลาเดินทางโดยใช้เครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธในประเทศไทยให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณข้อมูลระยะเวลาเดินทางจากเครื่องตรวจจับสัญญาณบลูทูธและกล้องบันทึกวิดีโอที่ใช้ในงานวิจัยนี้ จากโครงการงานจ้างเหมาก่อสร้างและปรับปรุงระบบควบคุมจราจร และระบบเฝ้าระวังบนทางยกระดับอุตราภิมุข และการเอื้อเฟื้อสถานจากบริษัททางยกระดับดอนเมือง จำกัด (มหาชน)

เอกสารอ้างอิง

[1] Barceló Bugeda J, Montero Mercadé L, Marqués L, Carmona Bautista C, editors. A Kalman-filter approach for dynamic OD estimation in corridors based on bluetooth and Wi-Fi data collection. 12th World Conference on Transportation Research WCTR, 2010; 2010.

[2] Barceló J, Montero L, Bullejos M, Serch O, Carmona C. A kalman filter approach for exploiting bluetooth traffic data when estimating time-dependent od matrices. 2013;17(2):123-41.

[3] Bhaskar A, Chung E. Fundamental understanding on the use of Bluetooth scanner as a complementary transport data. 2013;37:42-72.

[4] Chan KS, Tam ML, Tam ML, Lam WH, editors. Using automatic vehicle identification data for estimating current travel times in Hong Kong. Proceedings of the 86th Transportation Research Board Annual Meeting {CD-ROM}, Washington, DC (January 21-25, 2007); 2007.

[5] Chu L, Oh S, Recker W, editors. Adaptive Kalman filter based freeway travel time estimation. 84th TRB Annual Meeting, Washington DC; 2005: Citeseer.

[6] Haghani A, Hamedi M, Sadabadi KF, Young S, Tarnoff P. Data collection of freeway travel time ground truth with bluetooth sensors. 2010;2160(1):60-8.

[7] JANG J. Short-Term Travel Time Prediction Using the Kalman Filter Combined with a Variable Aggregation Interval Scheme. 2013;10:1884-95.

[8] Margreiter M, editor Fast and Reliable Determination of the Traffic State Using Bluetooth Detection on German Freeways. World Conference on Transport Research, Shanghai, China (submitted and accepted for publication); 2016.

[9] Margreiter M, Busch F, Carstensen C, editors. The Evolution of Bluetooth Detection Rates. Transportation Research Board; 2019.

[10] Moonam HM. Developing Sampling Strategies and Predicting Freeway Travel Time Using Bluetooth Data. 2016.

[11] Porter JD, Kim DS, Magana ME. Wireless data collection system for real-time arterial travel time estimates. Oregon. Dept. of Transportation. Research Section; 2011.

[12] Sharifi E, Hamedi M, Haghani A, Sadrsadat H, editors. Analysis of vehicle detection rate for bluetooth traffic sensors: A case study in maryland and delaware. 18th World Congress on on Intelligent Transport Systems; 2011.

[13] Sintonen H. Bluetooth based travel time estimation: literature review. 2012.

[14] Sun L, Yang J, Mahmassani HJTRPAP, Practice. Travel time estimation based on piecewise truncated quadratic speed trajectory. 2008;42(1):173-86.

[15] Turner SM, Eisele WL, Benz RJ, Holdener DJ. Travel time data collection handbook. United States. Federal Highway Administration; 1998.

[16] Vanajakshi LD, Williams BM, Rilett LRJJoTE. Improved flow-based travel time estimation method from point detector data for freeways. 2009;135(1):26-36.

[17] Wasson JS, PE; Sturdevant, James R, PE; Bullock, Darcy M, PE. Real-time travel time estimates using media access control address matching. 2008.

[18] Xiao Y, Qom SF, Hadi M, Al-Deek H. Use of data from point detectors and automatic vehicle identification to compare instantaneous and experienced travel times. 2014;2470(1):95-104.

การศึกษาเปรียบเทียบระหว่างการประยุกต์ใช้ข้อมูล Mobile Probe กับ Fixed Sensor เพื่อรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ กรณีศึกษา ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์)

Comparative Evaluation of Mobile Probeand Fixed Sensor for Traffic Report System : A Case Study on Kanchanapisek Expressway (Bang Phli - Suksawat)

ศิวัช ปัญญาชัยวัฒนากูล[1,*]พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร[2] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[3]

[1,3]กองวิจัยและพัฒนา [2]กองวางแผนและปฏิบัติการ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย
**Corresponding author; E-mail address: siwat.exat@gmail.com*

บทคัดย่อ

การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) ได้ทำการศึกษาความเหมาะสมของการประยุกต์ใช้ข้อมูลจาก Mobile Probe เพื่อการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ โดยคำนึงถึงประสิทธิภาพและความแม่นยำของการรายงานสภาพจราจรให้กับผู้ใช้ทางพิเศษ และหาแนวทางในการลดงบประมาณในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบติดตั้งบนทางที่ต้องมีต้นทุนในการดำเนินการค่อนข้างสูง การศึกษานี้ได้คัดเลือกพื้นที่ศึกษาบนทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์) ซึ่งมีโครงข่ายอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบอัตโนมัติที่สมบูรณ์จากการพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะ (ITS) ระยะทางทั้งสิ้น 22.5 กิโลเมตร ในการวิเคราะห์คณะผู้วิจัยได้เลือกใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค (Microscopic Simulation Model) ที่พัฒนาขึ้นด้วยโปรแกรม AIMSUN 7.0 เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์สัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Mobile Probe ที่สามารถรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษที่ถูกต้องที่ระดับ 85 เปอร์เซ็นต์โดยปรับเทียบแบบจำลองด้วยข้อมูลจราจรที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบอัตโนมัติที่ติดตั้งบนทางพิเศษ โดยตัวแปรทางด้านจราจรที่ใช้ในพิจารณา ประกอบด้วยอัตราการไหลผ่านจุดอ้างอิงบนทางพิเศษ (Flow Rate ; คัน/ชั่วโมง) ความเร็วเฉลี่ยของการจราจรที่ผ่านจุดอ้างอิง (Average Speed ; กิโลเมตร/ชั่วโมง)ความหนาแน่นของการจราจรที่ผ่านจุดอ้างอิง (Density ; คัน/กิโลเมตร) จากผลการศึกษาพบว่า จำนวนข้อมูลที่ได้จาก Mobile Probe เพียงแค่ 3-5 % ของจำนวนรถในระบบก็เพียงพอต่อการรายงานสภาพความเร็วบนทางที่ระดับความเชื่อมั่น 85 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้ ผู้วิจัยยังได้ทำการศึกษาถึงข้อจำกัด ระหว่าง Mobile Probe และอุปกรณ์ตรวจวัดจราจรที่ติดตั้งบนทางพิเศษในเชิงเปรียบเทียบการนำข้อมูลไปใช้เพื่อการวิเคราะห์เชิงวิศวกรรมจราจร

คำสำคัญ: ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์), แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค

Abstract

The evaluation of Mobile Probe utilization for reporting traffic conditions system on expressways was conducted by focusing on the accuracy results of using probe to report traffic conditions of expressway comparing with the fixed sensors which were installed onsite and more costly than probe. The Kanchanapisek Expressway (Bang Phli-Suksawat) with the total length of 22.5 Km was selected to be a study area since all essential traffic data for constructing and calibrating the simulation model are available in this route due to prior implementation of the fixed sensors network for EXAT ITS corridor project. The Microscopic Simulation Model developed by AIMSUN 7.0 program was employed to analyze and evaluate the performance of Mobile Probe for reporting traffic conditions. The Traffic Simulation Model was calibrated and validated with 85 percent of accuracy by using traffic flow rate, average speed, and traffic density measured onsite by the ITS sensor network system. The traffic volumes at relevant toll plaza were gathered from Revenue Audit Database and used as input traffic parameter. The results show that only 3-5 percent of mobile probe data can be represented the average vehicle speed of road users with 85 percent of accuracy. Beside, others issues regarding the utilization of mobile probe comparing with fixed sensors have been discussed on matter of the transportation engineering basis.

Keywords: Mobile Probe, Kanchanapisek Expressway, Microscopic Simulation Model,AIMSUN Program

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

งานพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะ คือ การพัฒนาระบบเก็บข้อมูลจราจรแบบทันกาลและเป็นอัตโนมัติ ข้อมูลสภาพจราจรที่ถูกต้องจะทำให้ข้อมูลที่ได้จากการประมวลผลมีความถูกต้องและน่าเชื่อถือดังนั้นการเลือกใช้และบำรุงรักษาอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรที่เหมาะสมจึงมีความสำคัญต่อระบบจราจรอัจฉริยะอย่างยิ่ง ปัจจุบันงบประมาณในการติดตั้งและบำรุงรักษาอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรอยู่ในระดับสูงเนื่องจากเป็นอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรไม่สามารถผลิตได้ในประเทศเนื่องจากต้องใช้เทคโนโลยีอะไหล่และซอร์ฟแวร์ควบคุมจากต่างประเทศอีกทั้งยังเป็นความลับทางธุรกิจของผู้ผลิตด้วย

เพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดต่อการดำเนินงานพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะและการใช้งบประมาณอย่างมีประสิทธิภาพของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) กองวิจัยและพัฒนา (กวพ.) ซึ่งเป็นหน่วยงานที่รับผิดชอบในการพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะจึงมีแนวคิดในการศึกษาความเหมาะสมในการประยุกต์ใช้ข้อมูลประเภท Probe Data เพื่อการพัฒนาแบบจำลองด้านการจราจรที่มีประสิทธิภาพ โดยเป็นการประเมินความเหมาะสมในการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรจาก Probe Data เพื่องานวิศวกรรมจราจรทางพิเศษ โดยพิจารณาประสิทธิภาพและความแม่นยำในการรายงานข้อมูลจราจร

1.2 วัตถุประสงค์

1. เพื่อศึกษาทบทวนแนวคิดและผลการศึกษาจากการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data สำหรับการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ

2. เพื่อวิเคราะห์หาสัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ที่เหมาะสมสำหรับประยุกต์ใช้ในการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ

3. เพื่อประเมินความเหมาะสมในการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ในระบบจราจรอัจฉริยะของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย

4. เพื่อเสนอแนะแนวทางการดำเนินการในการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ร่วมกับข้อมูลสภาพจราจรจาก Fixed Sensor ในการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ

1.3 ขอบเขตการศึกษา

การศึกษานี้พิจารณาใช้โครงข่ายทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์) เป็นพื้นที่ศึกษา เนื่องจากโครงข่ายดังกล่าว เป็นสายทางหลักที่มีการนำร่องพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะ (ITS) และการศึกษานี้พิจารณาใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค (Microscopic Simulation Model) ด้วยใช้โปรแกรม AIMSUN เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์เปรียบเทียบการรายงานผลสภาพจราจรที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรประเภท Fixed Sensor และจาก Probe Data

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 โปรแกรมจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค AIMSUN

AIMSUN (Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks) เป็นโปรแกรมสำหรับการจำลองสภาพการจราจรที่ถูกพัฒนาขึ้นตั้งแต่ปี ค.ศ. 1997 โดยได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อใช้ในการจำลองสภาพจราจรระดับกึ่งจุลภาค (Mesoscopic simulator) และระดับจุลภาค (Microscopicsimulator) การจำลองคนเดินเท้า (Pedestrian simulator) ที่มีพื้นฐานแบบจำลองความต้องการเดินทาง (Travel demand modelling) ที่ครอบคลุมการเกิดการเดินทาง (Tripgeneration) การกระจายการเดินทาง (Trip distribution) และการเลือกรูปแบบการเดินทาง (Modal split) รวมไปถึงการวิเคราะห์ข้อมูลจราจรต่างๆ ที่มีการนำไปประยุกต์ใช้ในหลายหน่วยงานทั่วโลกสำหรับการศึกษาวิเคราะห์ทางด้านวิศวกรรมจราจร การจำลองสภาพการจราจร การวางแผนการขนส่ง และการศึกษาอพยพฉุกเฉิน นอกจากนี้ยังสามารถใช้เพื่อประเมินแนวทางการปรับปรุงโครงสร้างพื้นฐาน การวิเคราะห์เกี่ยวกับมลภาวะ และการวิเคราะห์สภาพจราจรติดขัดในพื้นที่เมือง

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

สำหรับการศึกษาทบทวนทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง การศึกษานี้ได้ดำเนินการศึกษาทบทวนแนวคิดและผลการศึกษาจากการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภทต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการรายงานสภาพจราจรบนโครงข่ายถนน โดยสามารถสรุปได้ดังนี้

Shi Q. et al [1] ศึกษาการบริหารจัดการข้อมูลขนาดใหญ่สำหรับการเพิ่มประสิทธิภาพการจัดการจราจรและความปลอดภัยบนโครงข่ายทางพิเศษในเขตเมือง โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อลดระดับความติดขัดและความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุบนโครงข่ายทางพิเศษในเขตเมือง การศึกษานี้ได้ทำการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรจากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบไมโครเวฟ จำนวน 275 ชุด (ระยะห่างในการติดตั้งน้อยกว่า 1 ไมล์) ที่ติดตั้งอยู่บนทางพิเศษในเขตเมืองออร์แลนโด ครอบคลุมระยะทาง 75 ไมล์ ซึ่งมีการเก็บข้อมูลพารามิเตอร์ด้านจราจร (ความหนาแน่น, อัตราการไหล, ความเร็ว) ทุก 1 นาที อย่างต่อเนื่อง เป็นเครือข่ายข้อมูลขนาดใหญ่ในการพิจารณา ผลการศึกษาพบว่าการประเมินความแออัดของโครงข่ายทางพิเศษในแบบ Real Time จะช่วยสนับสนุน

การวิเคราะห์ด้านความปลอดภัยโดยสามารถแสดงผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงภายในกระแสจราจรที่เกิดขึ้นต่อโอกาสในการเกิดอุบัติเหตุ

Jenelius E. et al [2] พัฒนาแบบจำลองทางสถิติสำหรับประมาณระยะเวลาการเดินทางบนโครงข่ายถนนด้วยการใช้ข้อมูลการเดินทางของยานพาหนะที่ได้จาก GPS โดยที่รูปแบบการเดินทางจะถูกพิจารณาแบ่งตามช่วงถนนและความล่าช้าที่เกิดขึ้นบริเวณทางแยก หลังจากนั้นจากพิจารณาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างระยะเวลาการเดินทางในช่วงถนนที่แตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับค่าเฉลี่ยในการเคลื่อนที่ (Spatial moving average) ทั้งนี้ แบบจำลองที่พัฒนาจะทำหน้าที่ประมาณค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ที่สำคัญของโครงข่ายถนน ซึ่งประกอบด้วยความสัมพันธ์ของการเคลื่อนที่ของยานพาหนะในช่วงที่กลุ่มตัวอย่างมีความถี่ต่ำ ดังนั้น พารามิเตอร์ภายในช่วงถนนที่ใช้อธิบายสภาพจราจรจึงประกอบด้วย การจำกัดความเร็ว ลักษณะของถนน ช่วงเวลา สภาพอากาศ เป็นต้น ผลจากการศึกษาพบว่าการเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่และความเร็วที่เกิดขึ้นในแต่ละช่วงเวลาจะเป็นประโยชน์สำหรับการวางแผนจัดการจราจรและคาดการณ์เหตุการณ์ในอนาคต ด้วยการใช้ความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum Likelihood) เมื่อพิจารณานำมาประยุกต์ใช้เป็นกรณีศึกษาในพื้นที่โครงข่ายถนนภายในกรุงสตอกโฮล์ม ประเทศสวีเดน ซึ่งมีการเชื่อมโยงข้อมูลสภาพอากาศเป็นหนึ่งในปัจจัยในการวิเคราะห์การเดินทาง พบว่ามีผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญต่อระยะเวลาการเดินทางและตำแหน่งของยานพาหนะในช่วงถนน

Jimenez-Meza A. et al [3] นำเสนอแนวคิดในการประยุกต์ใช้ข้อมูล GPS ในการประมาณค่าเวลาการเดินทาง ระยะทาง และความเร็วในช่วงถนน สำหรับการคำนวณระดับการให้บริการและแสดงผลสถานะของถนนด้วยแถบสีด้วยระดับการให้บริการ โดยผลจากกรณีศึกษาข้อมูลการติดตามยานพาหนะด้วยระบบ GPS จำนวน 1,012 ชุดข้อมูลในกรุงปักกิ่ง ประเทศจีน เปรียบเทียบกับข้อมูลที่ได้จากแท็กซี่ภายในพื้นที่ดังกล่าว พบว่าข้อมูลที่ได้จากการติดตามยานพาหนะด้วย GPS สามารถให้ข้อมูลสภาพจราจรรายคันของยานพาหนะได้อย่างถูกต้อง และสามารถใช้ในการประมาณระดับการให้บริการของช่วงถนนต่างๆ ได้ด้วยการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วเฉลี่ยของยานพาหนะกับช่วงของระดับการให้บริการ

Steenbruggen J. et al [4] ศึกษาทบทวนการประยุกต์ใช้ข้อมูลจากโครงข่ายโทรคมนาคมสำหรับการบริหารจัดการอุบัติการณ์ จากการทดลองใช้ในกรุงอัมเตอร์ดัม ประเทศเนเธอร์แลนด์ โดยสามารถสรุปได้ว่าผลที่ตามมาจากการเกิดอุบัติเหตุด้านจราจรนั้น ไม่ได้จำกัดอยู่เฉพาะผู้เดินทางเท่านั้น แต่จะส่งผลกระทบไปสู่พื้นที่โดยรอบเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นด้วย หากสามารถประเมินผลกระทบที่เกิดขึ้นจากอุบัติเหตุในแบบ Real Time ได้จะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในด้านการจัดการความปลอดภัยในการขนส่ง ทั้งนี้ ได้นำเสนอศักยภาพของข้อมูลอิเล็กทรอนิกส์ในการสนับสนุนการจัดการจราจร โดยมุ่งเน้นความสนใจไปที่การประยุกต์ใช้ข้อมูลที่ได้จากเครือข่ายโทรศัพท์มือถือในการบริการจัดการด้านความปลอดภัยในการขนส่ง

Gao H. et al [5] ศึกษาประสิทธิภาพของข้อมูลสภาพจราจรบนทางพิเศษจากข้อมูลพิกัดตำแหน่งที่ได้จากโทรศัพท์มือถือ โดยพิจารณาในกรณีที่มีโทรศัพท์มือถือหลายเครื่องอยู่ในตำแหน่งเดียวกัน และนำเสนอเทคนิคในการจัดกลุ่มของข้อมูลเพื่อให้สามารถระบุได้ว่าเป็นข้อมูลการเดินทางที่อยู่ในยานพาหนะคันเดียวกัน ด้วยการพิจารณาความเร็วการจราจร การแบ่งแยกประเภทของยานพาหนะ และความหนาแน่นของการจราจร ผ่านการพัฒนาแบบจำลองที่มีความซับซ้อนครอบคลุมสภาพการจราจรและตำแหน่งของโทรศัพท์มือถือที่แตกต่างกัน ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าความถูกต้องแม่นยำของตำแหน่งโทรศัพท์มือถือเป็นปัจจัยสำคัญในการประเมินสภาพจราจรโดยเฉพาะในกรณีที่ความถี่ของข้อมูลเกิดขึ้นในตำแหน่งเดียวกัน

Bar-Gera H. [6] ทำการประเมินประสิทธิภาพของข้อมูลสภาพจราจรที่ได้จากโทรศัพท์มือถือ (ความเร็วและเวลาในการเดินทาง) ด้วยการประยุกต์ใช้ฐานข้อมูลจากผู้ให้บริการเครือข่ายสัญญาณโทรศัพท์มือถือ การศึกษานี้ได้ทำการพิจารณาความน่าเชื่อถือของข้อมูลบนทางพิเศษที่มีปริมาณจราจรหนาแน่น ระยะทาง 14 กิโลเมตร ครอบคลุมตำแหน่งทางแยกต่างระดับ จำนวน 10 จุด ด้วยการเปรียบเทียบความเร็วของการจราจรและระยะเวลาการเดินทางที่ได้จากสัญญาณโทรศัพท์มือถือด้วยการใช้อุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบขดลวดเหนี่ยวนำและการใช้รถทดสอบ ซึ่งมีช่วงเวลาในการรายงานผลทุก 5 นาที ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าข้อมูลสภาพจราจรที่ได้จากสัญญาณโทรศัพท์มือถือสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในระบบรายงานสภาพจราจร การวางแผน และการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองได้เป็นอย่างดี

Herrera J. et al [7] ทำการประเมินประสิทธิภาพของข้อมูลสภาพจราจรที่ได้จากอุปกรณ์ GPS ที่ติดตั้งบนโทรศัพท์มือถือ บนทางหลวงสาย I-880 ระยะทาง 10 ไมล์ ภายในรัฐแคลิฟอร์เนีย ด้วยการเก็บข้อมูลการเดินทางในรูปแบบของความเร็วที่เกิดขึ้นจากสภาพการจราจรในแต่ละช่วงถนน ผลจากการศึกษาพบว่าข้อมูลสภาพจราจรที่ได้จากอุปกรณ์ GPS ที่ติดตั้งบนโทรศัพท์มือถือเพียงพอต่อการประยุกต์ใช้ในการรายงานสภาพจราจร ในขณะเดียวกันก็สามารถบริหารจัดการความเป็นส่วนตัวของผู้ใช้งานโทรศัพท์มือถือได้เป็นอย่างดี นอกจากนี้ในการศึกษายังประสบความสำเร็จในการรายงานสภาพจราจรแบบ Real Time ผ่านระบบอินเตอร์เน็ต โดยผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าจำนวนผู้ขับขี่ที่ใช้โทรศัพท์

เพียงแค่ 2-3 % ก็เพียงพอต่อความถูกต้องในการตรวจวัดความเร็วในการจราจร

พรณรงค์ และคณะ [8] ศึกษาการประเมินระยะห่างในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรบนทางพิเศษที่เหมาะสมสำหรับการประยุกต์ใช้ในระบบจราจรอัจฉริยะ (ITS) โดยพิจารณาค่าร้อยละความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการรายงานสภาพจราจร (ปริมาณจราจร, ความเร็ว, ความหนาแน่น และความยาวแถวคอย) และมูลค่าการลงทุนในการติดตั้งอุปกรณ์ (Installation Cost)ที่เกิดขึ้นในช่วงระยะห่างตั้งแต่ 500 เมตร 1,000 เมตร 2,000 เมตร และกรณีไม่มีการติดตั้งเพิ่ม (ระยะ 5,000 เมตร) ผลการศึกษาพบว่าระยะห่างที่เหมาะสมสำหรับการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรอยู่ในช่วงระยะ1,500 – 2,000 เมตร ซึ่งเป็นตำแหน่งที่มีความเหมาะสมในแง่ของประสิทธิภาพการรายงานผลข้อมูลสภาพจราจร (ค่าร้อยละความผิดพลาดไม่เกิน 15%) และงบประมาณที่เหมาะสมในการลงทุนติดตั้ง (อยู่ในช่วง10-20 ล้านบาท)

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

3.1 กรอบแนวคิดในการศึกษา

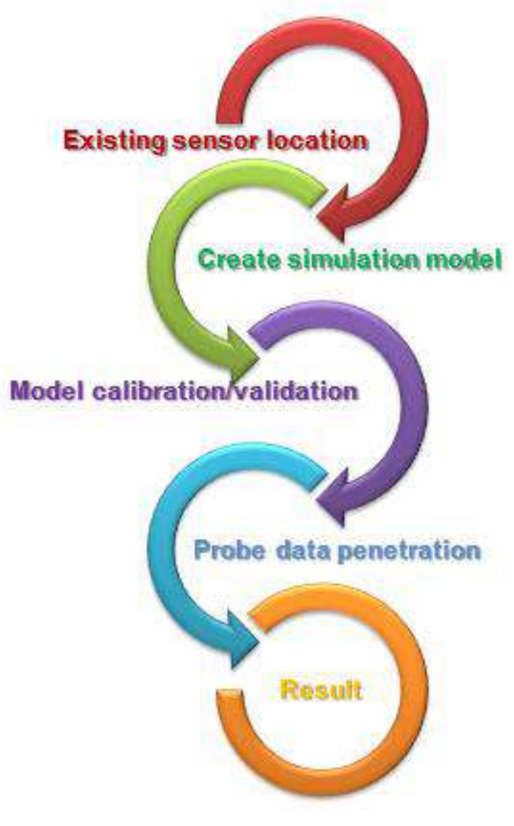
ภายหลังจากการศึกษาทบทวนแนวคิดและผลการศึกษาจากการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภทต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการรายงานสภาพจราจรบนโครงข่ายถนน สามารถสรุปในเบื้องต้นได้ว่ามีความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data สำหรับการรายงานสภาพจราจร อย่างไรก็ตามค่าสัดส่วนที่เหมาะสมในการประยุกต์ใช้อาจมีความแตกต่างกันตามลักษณะทางกายภาพและพฤติกรรมของกระแสจราจร ดังนั้น การศึกษานี้จึงได้พิจารณากำหนดกรอบแนวคิดที่เหมาะสมสำหรับการประยุกต์ใช้ข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data สำหรับการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษ โดยแบ่งการพิจารณาเป็น 2 ขั้นตอนหลัก ประกอบด้วย

3.2 ขั้นตอนที่ 1 การทดสอบสมมุติฐาน

จากผลการศึกษาของ Herrera J. et al [7] พบว่าจำนวน Probe Data จำนวนน้อย (2-3%) ก็เพียงพอต่อความถูกต้องในการตรวจวัดความเร็วในการจราจร ซึ่งค่าสัดส่วนดังกล่าวมีความแตกต่างกันตามลักษณะทางกายภาพและพฤติกรรมของกระแสจราจร ดังนั้น กรณีของทางพิเศษ กทพ. จึงได้พิจารณาทดสอบสมมุติฐานที่มีความสอดคล้องกับลักษณะทางกายภาพและพฤติกรรมของกระแสจราจรบนทางพิเศษในปัจจุบัน (ระยะห่างระหว่างอุปกรณ์ประมาณ 1,500 เมตร) โดยดำเนินการศึกษาวิเคราะห์หาสัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ที่สามารถผลรายงานสภาพจราจรได้ใกล้เคียงกันกับสภาพจราจรที่ได้จากแบบจำลอง

3.3 ขั้นตอนที่ 2 การจำลองสภาพจราจรบนทางพิเศษ

ภายหลังจากที่สามารถประมาณค่าสัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data แล้ว นำแนวคิดดังกล่าวมาใช้ในการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคบนโครงข่ายทางพิเศษ โดยการใช้ข้อมูลสภาพจราจรจากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรที่ติดตั้งอยู่บนทางพิเศษในการสอบเทียบและปรับเทียบแบบจำลองหลังจากนั้นทดลองใช้ค่าสัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ที่ได้ในการพิจารณาเปรียบเทียบสัดส่วนที่เหมาะสมสำหรับการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษต่อไปดังนั้น กรอบแนวคิดสำหรับการศึกษานี้สามารถแสดงไดดังผังการทำงานใน**รูปที่ 1**



รูปที่ 1 กรอบแนวคิดสำหรับการศึกษา

4. ผลการศึกษา

4.1 ลักษณะทางกายภาพของโครงข่ายทางพิเศษที่ใช้เป็นพื้นที่ศึกษา

ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์) เดิมมีชื่อว่า “ทางพิเศษสายบางพลี-สุขสวัสดิ์” และเมื่อวันที่ 13 สิงหาคม 2553 ได้รับพระราชทานพระบรมราชานุญาตให้ใช้ชื่อทางพิเศษว่า “ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี - สุขสวัสดิ์)”

ทางพิเศษกาญจนาภิเษกเป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างทางหลวงวงแหวนรอบนอกกรุงเทพมหานคร (ถนนกาญจนาภิเษก) เป็นทางยกระดับขนาด 6 ช่องจราจร มีแนวสายทางต่อเชื่อมกับทางหลวงวงแหวนกาญจนาภิเษกด้านใต้ ช่วงถนนพระรามที่ 2- ถนนสุขสวัสดิ์ เริ่มต้นจากถนนสุขสวัสดิ์บริเวณพระประแดงข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาไปทางทิศตะวันออกผ่านถนนสุขุมวิท ถนนศรีนครินทร์ และถนนเทพารักษ์ ไปบรรจบกับทางหลวงหมายเลข 34 (บางนา-บางปะกง) บริเวณบางพลี ระยะทาง 22.5 กม. มีทางแยกต่างระดับ 5 แห่ง แสดงดัง**รูปที่ 2**

รูปที่ 2 ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี - สุขสวัสดิ์)

4.2 การปรับเทียบแบบจำลองสภาพจราจร

การปรับเทียบแบบจำลองเป็นกระบวนการที่ทำการเปลี่ยนค่าตัวแปรบางตัวในแบบจำลองเพื่อให้ผลลัพธ์ที่ได้จากการประมวลแบบจำลองมีค่าที่เสมือนกับค่าที่ได้จากการสำรวจ โดยแบบจำลองที่ถูกพัฒนาขึ้นในการศึกษาครั้งนี้จะถูกนำมาประมวลผลและนำผลลัพธ์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับข้อมูลสภาพการจราจรที่สำรวจซึ่งผลเปรียบเทียบ จึงสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์การวางแผนการจราจรต่อไป

จากเป้าประสงค์ของการศึกษา แบบจำลองสภาพจราจรตามระดับจุลภาค (Microscopic Simulation Model) จะมีความเหมาะสมมากที่สุดรวมทั้งพิจารณาสร้างแบบจำลองเฉพาะทางหลักเท่านั้น โดยในแบบจำลองจะประกอบด้วยNode ซึ่งใช้แทนตำแหน่งทางขึ้น ทางลงทางพิเศษใช้ Link แทนช่วงถนน และมี Centroid แทนจุดกำเนิดการเดินทางและดึงดูดการเดินทางระหว่างทางขึ้น – ลงต่าง ๆ ของทางพิเศษ โครงข่ายในแบบจำลองที่สร้างขึ้นจะมีคุณสมบัติพื้นฐานความยาว ความเร็วอิสระ ความจุของถนน ตามกายภาพของถนนจริง แบบจำลองครั้งนี้มุ่งเน้นการจำลองความเร็วเฉลี่ยบนทางพิเศษโดยเทียบกับข้อมูลจากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรอัตโนมัติแบบ IDS ที่ติดตั้งบนสายทางทั้ง 12 จุด

ข้อมูลที่นำมาใช้ในการสอบเทียบแบบจำลองสภาพจราจรสำหรับการศึกษานี้ คือ ความเร็วกระแสจราจรบนทางพิเศษ อัตราการไหลของกระแสจราจรจราจร และความหนาแน่นของสภาพจราจร

ในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองใช้เกณฑ์ในการปรับเทียบ 2 เกณฑ์ ดังนี้

1) ค่าเฉลี่ยของค่าสัมบูรณ์ร้อยละความคลาดเคลื่อน (Mean Absolute Percentage Error : MAPE)

$$\text{Mean Absolute Percent Error (MAPE)} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left|\frac{\text{ค่าจริง}_i - \text{ค่าพยากรณ์}_i}{\text{ค่าจริง}_i}\right| \times 100$$

การวัดความถูกต้องของการพยากรณ์โดยใช้ค่าร้อยละความคลาดเคลื่อนสัมบูรณ์เฉลี่ย หรือ MAPE นั้นจะมีข้อได้เปรียบกว่าวิธี Mean Absolute Error เนื่องจากเป็นการวัดความคลาดเคลื่อนของการพยากรณ์เทียบกับค่าข้อมูลจริงจึงสามารถที่จะใช้ในการประเมินการพยากรณ์ได้เหมาะสมกว่า โดยค่า MAPE ยิ่งน้อย หมายถึงการพยากรณ์ยิ่งแม่นยำ

2) ค่าทางสถิติ GEH เป็นการเปรียบเทียบความถูกต้องของแบบจำลองตามที่แนะนำไว้ในเอกสารแนวทางการพัฒนาแบบจำลองทางวิศวกรรมจราจร ของรัฐบาลประเทศนิวซีแลนด์และ Design Manual for Roads and Bridges (DMRB) โดยค่า GEH ไม่ควรมากกว่าร้อยละ 10

$$GEH = \sqrt{\frac{(M_{S,F,D} - C_{S,F,D})^2}{\frac{(M_{S,F,D}+C_{S,F,D})}{2}}}$$

เมื่อ M คือ ข้อมูล (S,F,D) ที่ได้จากแบบจำลอง

C คือข้อมูล (S,F,D) ที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจจับสภาพจราจรบนทางพิเศษ (IDS Sensor)

4.3 การวิเคราะห์สัดส่วนข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ที่เหมาะสม

การศึกษาสัดส่วนข้อมูลประเภท Probe Data ที่เหมาะสมต่อการรายงานสภาพจราจรบนทางพิเศษกาญจนาภิเษก โดยทำการวิเคราะห์ประสิทธิภาพการให้ข้อมูลจากแบบจำลองใน 4 รูปแบบดังนี้

1) ความเร็วของช่วงถนน (Model Section Speed) ที่ได้จากแบบจำลองซึ่งถือเป็นความเร็วที่สอดคล้องกับสภาพจราจรจริง (Ground Truth)

2) ค่าความเร็วที่ได้จาก Probe Car (Probe Speed) ในสัดส่วนมีปริมาณ Probe Car ต่อปริมาณ Car บนทางพิเศษแตกต่างกันที่ร้อยละ 0.5, 1, 2, 3, 5

3) ค่าความเร็วที่ได้จากแบบจำลองในตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจร (Fixed Sensor Speed)

4) ค่าเฉลี่ยความเร็วที่ได้จากจากแบบจำลองที่ติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรตำแหน่งต้นน้ำและปลายน้ำ (Average Upstream and Downstream Fixed Sensor Speed)

จากการวิเคราะห์สหสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างความเร็วอ้างอิงของช่วงถนนในแบบจำลอง (Model Section Speed) กับค่าความเร็วที่ได้จากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจร (Avg Fixed Sensor Speed) และค่าความเร็วจาก Probe Car Speed ที่มีสัดส่วนที่ทำการศึกษาสามารถสรุปได้ดัง**ตารางที่ 1**

ตารางที่ 1 สรุปผลความถูกต้องของการรายงานความเร็วบนทางพิเศษโดยมีสัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data ที่แตกต่างกันเทียบกับ ความถูกต้องของการรายงานความเร็วบนทางพิเศษจากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจร

สัดส่วนของข้อมูลสภาพจราจรประเภท Probe Data	ร้อยละของความถูกต้องของการรายงานด้วย Probe Data	ร้อยละของความถูกต้องของการรายงานด้วย Fixed Sensor
ร้อยละ 0.5	96.89	96.74
ร้อยละ 1	98.89	97.44
ร้อยละ 2	99.88	96.85
ร้อยละ 3	99.71	96.98
ร้อยละ 5	99.79	95.97

จากผลการศึกษาพบว่า สัดส่วนข้อมูล Probe Data ที่สามารถรายงานข้อมูลความเร็วการเดินทางที่แม่นยำเพียงพอ (มากกว่าร้อยละ 85) เมื่อมีข้อมูล Probe Data ที่ร้อยละ 0.5 ของปริมาณจราจรในแต่ละช่วงถนน โดยสามารถรายงานความเร็วในการเดินทางระดับความแม่นยำร้อยละ 96.89

เมื่อเปรียบเทียบความแม่นยำของการรายงานระยะเวลาการเดินทางโดยใช้ข้อมูล Probe Data กับการใช้ข้อมูลจาก Fixed Sensor พบว่าจากการจำลองสภาพจราจร ข้อมูลจาก Fixed Sensor ระยะห่าง 1.5 กิโลเมตรให้ความแม่นยำในการรายงานความเร็วในการเดินทางได้น้อยกว่าและเมื่อปริมาณข้อมูลของ Probe Data มีสัดส่วนเพิ่มมากขึ้น ข้อมูลจาก Probe Data จะยิ่งให้ความแม่นยำในการรายงานความเร็วของกระแสจราจรที่ความถูกต้องมากยิ่งขึ้น ในขณะที่ความถูกต้องของการรายงานด้วย Fixed Sensor ระยะห่าง 1.5 กิโลเมตรอยู่ระหว่างร้อยละ 95.9-97.4

5. บทสรุป

1) สัดส่วนข้อมูลจากProbe Data ให้ความแม่นยำเพียงพอต่อการประเมินความเร็วการเดินทางบนทางพิเศษกาญจนาภิเษกที่ความถูกต้องมากกว่าร้อยละ 85 เมื่อใช้ข้อมูลจาก Probe Data ที่มีสัดส่วนร้อยละ 0.5 ของปริมาณจราจร ซึ่งจากการศึกษาพบว่าสามารถให้ความแม่นยำได้ถึงร้อยละ 96.89ซึ่งอยู่ในระดับความแม่นยำใกล้เคียงกับ Fixed Sensor

2) เมื่อเปรียบเทียบความแม่นยำของการรายงานระยะเวลาการเดินทางโดยใช้ข้อมูล Probe Data กับการใช้ข้อมูลจาก Fixed Sensor พบว่าจากการจำลองสภาพจราจร ข้อมูลจาก Fixed Sensor ที่ติดตั้งบนทางพิเศษกาญจนภิเษกระยะห่าง 1.5 กิโลเมตรให้ความแม่นยำในการรายงานความเร็วในการเดินทางได้น้อยกว่าการใช้ข้อมูลจาก Probe Data เพียงร้อยละ 5 และเมื่อปริมาณข้อมูลของ Probe Data มีสัดส่วนเพิ่มมากขึ้น ข้อมูลจาก Probe Data จะยิ่งให้ความแม่นยำในการรายงานความเร็วของกระแสจราจรที่ความถูกต้องมากยิ่งขึ้น

3) ข้อมูลที่ได้จาก Probe Data เป็นค่าความเร็วและพิกัดของรถยนต์รายคัน ซึ่งเพียงพอต่อแอปพลิเคชันที่ใช้ตัวแปรประเภทความเร็ว ได้แก่ ระบบประมาณและคาดการณ์ระยะเวลาการเดินทางบนทางพิเศษและระบบประเมินและคาดการณ์สภาพจราจรบนทางพิเศษ อย่างไรก็ตามไม่เพียงพอต่องานวิจัยและศึกษาพฤติกรรมเพื่อพัฒนาการให้บริการบนทางพิเศษแต่อย่างใด

4) อุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรแบบ Microwave Radar และ Image Processing ที่ติดตั้งบนทางพิเศษกาญนาภิเษก สามารถให้ข้อมูลที่จำเป็นต่องานวิศวกรรมจราจรเช่น ความเร็ว (Speed) ปริมาณจราจร (Flow) และความหนาแน่นของการจราจร (Density) อัตราการครอบครองพื้นที่ (Occupancy) การตรวจจับรถหยุด (Stop Vehicle) ระยะห่างระห่างรถ (Headway) และการจำแนกประเภทรถ (Classification) ซึ่งสามารถนำมาจัดทำเป็นฐานข้อมูลเพื่อใช้ในการพัฒนาระบบจราจรอัจฉริยะและการศึกษาเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการให้บริการบนทางพิเศษได้ในอนาคต รวมทั้ง กทพ. ยังเป็นผู้ทำการจัดเก็บข้อมูลเองทั้งหมด

5) การให้ข้อมูลจาก Mobile Probe ยังคงมีประเด็นเรื่องการละเมิดความเป็นส่วนตัวซึ่ง กทพ. ให้ความสำคัญในการดำเนินการอย่างยิ่ง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณพนักงานและลูกจ้างการทางพิเศษแห่งประเทศไทยทุกท่าน ที่ได้เอื้อเฟื้อข้อมูลและให้ความช่วยเหลือในการดำเนินการวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Shi, Q. and M. Abdel-Aty, Big Data applications in real-time traffic operation and safety monitoring and improvement on urban expressways. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 2015(0).

[2] Jenelius, E. and H.N. Koutsopoulos, Travel time estimation for urban road networks using low frequency probe vehicle data. Transportation Research Part B: Methodological, 2013. 53(0): p. 64-81.

[3] Jiménez-Meza, A., J. Arámburo-Lizárraga, and E. de la Fuente, Framework for Estimating Travel Time, Distance, Speed, and Street Segment Level of Service (LOS), based on GPS Data.Procedia Technology, 2013. 7(0): p. 61-70.

[4] Steenbruggen, J., et al., Data from telecommunication networks for incident management: An exploratory review on transport safety and security. Transport Policy, 2013. 28(0): p. 86-102.

[5] Gao, H. and F. Liu, Estimating freeway traffic measures from mobile phone location data. European Journal of Operational Research, 2013. 229(1): p. 252-260.

[6] Bar-Gera, H., Evaluation of a cellular phone-based system for measurements of traffic speeds and travel times: A case study from Israel. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 2007. 15(6): p. 380-391.

[7] Herrera, J.C., et al., Evaluation of traffic data obtained via GPS-enabled mobile phones: The Mobile Century field experiment. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 2010. 18(4): p. 568-583.

[8] นายพรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร, นายสัณห์ พันธ์อุไร และ นายศักดิ์ดา พรรณไวย, “การศึกษาระยะห่างที่เหมาะสมในการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรบนทางพิเศษสำหรับการประยุกต์ใช้ในระบบจราจรอัจฉริยะ”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, 14-16 พฤษภาคม 2557, หน้า 2346-2353

การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่
Behavioral Factor Analysis of Road Pricing Measures Acceptance in Chiang Mai Urban Area

ปกรณ์ จินายะ[1*] อรรถวิทย์ อุปโยคิน[2,*] เกรียงไกร อรุโณทยานันท์[3] และ สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์[4]

[1,2,3]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[4]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: pakorn300194@gmail.com*

บทคัดย่อ

การเจริญเติบโตทางด้านเศรษฐกิจ และสังคมของจังหวัดเชียงใหม่ส่งผลต่อการขยายตัวทางด้านการค้า การใช้ประโยชน์ที่ดิน ทั้งเชิงพาณิชย์ และที่อยู่อาศัย รวมถึงการเดินทางที่เพิ่มขึ้นอย่างมากเข้าสู่ศูนย์กลางเมืองที่เป็นแหล่งดึงดูดกิจกรรมการเดินทาง ทำให้เกิดการจราจรที่แออัดบริเวณเขตเมืองเชียงใหม่ แนวทางการแก้ไขปัญหาการจราจรติดขัด จากการศึกษาที่ผ่านมา นโยบายที่มีประสิทธิภาพที่ประสบความสำเร็จในทางปฏิบัติ อาทิ การเก็บค่าธรรมเนียมการใช้ถนน การเก็บค่าธรรมเนียมการเข้าพื้นที่ในประเทศสิงคโปร์ และประเทศอังกฤษ อย่างไรก็ตามการนำนโยบายดังกล่าวไปปฏิบัติในต่างพื้นที่จำเป็นที่จะต้องได้รับการยอมรับจากผู้ใช้ยานพาหนะส่วนใหญ่ และในหลายเมืองพบว่าไม่สามารถดำเนินการได้ในทางปฏิบัติ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีจุดประสงค์เพื่อวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับมาตรการจัดการ อุปสงค์การเดินทาง โดยการเสียค่าธรรมเนียมการใช้ถนนภายในพื้นที่เมืองเชียงใหม่ โดยเก็บรวบรวมข้อมูลจากการสัมภาษณ์ผู้ใช้รถจักรยานยนต์และรถยนต์จำนวน 120 ตัวอย่าง เพื่อวิเคราะห์ปัจจัยในการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่ด้วยเทคนิคการวิเคราะห์องค์ประกอบเชิงสำรวจ (Exploratory Factor Analysis) โดยจะทำการสอบถามความคิดเห็นในการยินยอมจ่ายค่าธรรมเนียมการใช้ถนนภายในบริเวณถนนวงหวนมหิดล สำหรับปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับนโยบายด้านราคา ประกอบด้วย ปัจจัยด้านความเชื่อ (Awareness of Consequences) ปัจจัยด้านความรู้สึก (Anticipated Emotion) ปัจจัยด้านการคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง (Subjective Norm) และพฤติกรรมในอดีต (Past Behavior)

คำสำคัญ: วิเคราะห์ปัจจัย, การยอมรับ, มาตรการด้านราคา, โมเดลสมการโครงสร้าง, ที่จอดรถ, นโยบาย

Abstract

Socio–economic growth in Chiang Mai province can affect the development of trade, land use, commerce and household. Also, it can increase the number of trips to the Central Business District (CBD) area and cause traffic congestion in the inner area of Chiang Mai city. Previous studies present an effective policies such as toll road, and Area Pricing in Singapore and London. However, the implementation of those schemes seems to be difficult and needed the acceptance of road users in other cities. Therefore, this research aims to analyze factors influencing the acceptance of Pricing Scheme in Chiang Mai province. Interviewed motorcycle and private car users are collected by 120 examples randomly. Then, various factors related to the Area Pricing Scheme are analyzed using Exploratory Factor Analysis technique. The analysis results indicate that the sets of variables such as awareness of consequences, anticipated emotion, subjective norm and past behavior can significant the acceptability of Area Pricing Scheme in Chiang Mai.

Keywords: Factor Analysis, Acceptability, Road pricing, Structure Equation Modeling, Parking, Policy

1. ความเป็นมาของปัญหา

การเจริญเติบโตทางด้านเศรษฐกิจ และสังคมของจังหวัดเชียงใหม่ส่งผลต่อการขยายตัวทางด้านการค้า และการใช้ประโยชน์ที่ดิน ทั้งในเชิงพาณิชย์ และที่อยู่อาศัย รวมถึงการเดินทางที่เพิ่มขึ้นอย่างมากเข้าสู่ศูนย์กลางจังหวัดเชียงใหม่ เพื่อไปทำกิจกรรมต่าง ๆ เช่น ไปทำงาน เรียนหนังสือ ท่องเที่ยว เป็นต้น ในช่วงระหว่างปีพ.ศ. 2559 ถึงปีพ.ศ. 2560 จำนวนนักท่องเที่ยวในจังหวัดเชียงใหม่เพิ่มขึ้นในสัดส่วนร้อยละ 8.46 [1] โดยการเดินทางส่วนใหญ่จะอยู่ภายในบริเวณถนนวงแหวนมหิดล ซึ่งลักษณะทางกายภาพของถนนวงแหวนรอบใน (ทางหลวงหมายเลข 11) และถนนมหิดล (วงแหวนรอบ1) เป็นถนน 2 -4 ช่องจราจร มีทางแยกจำนวนมาก จึงก่อให้เกิดการจราจรที่คับคั่งและติดขัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งในช่วงเวลาเร่งด่วน จากรายงานจากสถาบันพัฒนาระบบขนส่งอาเซียน [2] พบว่าจังหวัดเชียงใหม่มีการจราจรติดขัด เป็นลำดับที่ 2 (ปี 2560) เทียบกับหัวเมืองในภูมิภาคอื่น สร้างปัญหามลพิษทางอากาศ และมลพิษทางเสียง โดยเป็นผลพวงจากการใช้ยานพาหนะส่วนตัวในการเดินทางเป็นหลัก การเดินทางในจังหวัดเชียงใหม่จำแนกตามจุดปลายทาง (Trip Ends) ประกอบด้วย การเดินทางระหว่างอำเภอ การเดินทางผ่านจังหวัดเชียงใหม่

การเดินทางภายในเขตวงแหวนรอบกลาง การเดินทางในเขตวงแหวนมหิดล การเดินทางระหว่างพื้นที่คูเมืองและพื้นที่โดยรอบ ซึ่งส่วนใหญ่ของความต้องการเดินทางเกิดขึ้นบริเวณภายในถนนวงแหวนมหิดล และบริเวณวงแหวนรอบกลาง [3]

จากปัญหาที่กล่าวมาข้างต้น การแก้ปัญหาที่มีประสิทธิภาพประการหนึ่งคือการควบคุมความต้องการการเดินทาง (Travel Demand Management) ต่อจากนี้ขอเรียกย่อ ๆ ว่า TDM โดยการกำหนดมาตรการควบคุมปริมาณจราจร งานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาปัจจัยการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในเขตพื้นที่เมืองเชียงใหม่เพื่อควบคุมจำนวนยานพาหนะ โดยมุ่งเน้นการยอมรับมาตรการการเก็บค่าธรรมเนียมการเข้าพื้นที่ และการจอดรถ เพื่อให้ทราบทัศนคติการยอมรับด้านราคา การเก็บค่าธรรมเนียมเข้าพื้นที่ และที่จอดรถ ของผู้เดินทางในจังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งจะทำให้ภาครัฐได้ทราบแนวทางที่เหมาะสม สำหรับมาตรการที่จะช่วยบรรเทาปัญหาติดขัด และลดมลพิษที่เกิดจากยานพาหนะในจังหวัดเชียงใหม่

2. งานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Piriyawat, C., Narupiti, S., and Suthiranart, Y [4] ได้ศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่มีผลต่อการยอมรับมาตรการควบคุมความต้องการการเดินทาง (TDM) และตรวจสอบมาตรการ TDM โดยกลุ่มเป้าหมายเป็นผู้เดินทางในเขตบางรักถึงการยอมรับการใช้มาตรการของ TDM โดยศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการเดินทาง สถานะทางเศรษฐกิจและสังคมของผู้เดินทาง และทัศนคติเกี่ยวกับการยอมรับการใช้งานมาตรการ TDM จำนวน 20 มาตรการ โดยการสำรวจด้วยแบบสอบถามแบ่งออกเป็น 6 ส่วน ประกอบด้วย 1) ส่วนข้อมูลพื้นฐานและสภาพทางเศรษฐกิจ และสังคม เช่น อายุ เพศ ระดับการศึกษา และรายได้ เป็นต้น 2) ข้อมูลด้านการเดินทาง เช่น จุดประสงค์ในการเดินทาง จุดเริ่มต้น – สิ้นสุดการเดินทาง ระยะเวลาในการเดินทาง และเดินทางอย่างไร เป็นต้น 3) คำถามเชิงถามความเห็นของสาเหตุและแรงดึงดูดของการเลือกใช้รถยนต์ส่วนบุคคล 4) คำถามเชิงทัศนคติเกี่ยวกับการเปลี่ยนการเดินทางจากรถยนต์ส่วนบุคคลเป็นการขนส่งสาธารณะ หรือการเดินทางที่ไม่ใช้เครื่องยนต์ 5) คำถามสำรวจนักท่องเที่ยวเกี่ยวกับปัญหาสิ่งแวดล้อมในท้องถิ่น เช่น มลพิษทางอากาศ มลพิษทางเสียง และทัศนคติของนักท่องเที่ยวที่มีต่อมาตรการ TDM ในพื้นที่ศึกษา และ 6) คำถามเชิงความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับมาตรการ TDM รวมถึงความคาดหวังจากมาตรการ TDM นั้น ๆ โดยมาตรการ TDM ในงานวิจัยนี้สามารถแบ่งกลุ่มออกเป็น 8 มาตรการใหญ่ ได้แก่ 1. มาตรการด้านการใช้ยานพาหนะร่วมกัน (Sharing mode strategy) 2. มาตรการบังคับไม่ให้จอดรถ (Parking restraint strategy) 3. มาตรการส่งเสริมรูปแบบการเดินทางทางเลือก (Alternative mode enhancement strategy) 4. มาตรการปรับปรุงระบบขนส่งสาธารณะ (Public transportation improvement strategy) 5. มาตรการการใช้ที่ดิน (Land use strategy) 6. มาตรการควบคุมการจราจร (Traffic restraint strategy) 7. มาตรการแบบยืดหยุ่นเวลา (Flex time strategy) และ 8. มาตรการด้านการเงิน (Financial strategy) ทำทำการวิเคราะห์ข้อมูลด้วยเทคนิคต่างๆ ได้แก่ วิธี Factor analysis, Discriminant analysis ผลของการวิเคราะห์พบว่ามาตรการด้านการเงิน (Financial strategy) ประกอบไปด้วย มาตรการเก็บเงินค่าเข้าพื้นที่ (Area license scheme, ALS) และการเก็บธรรมเนียมค่าที่จอดรถ (Parking tax) เป็นมาตรการควบคุมความต้องการการเดินทาง (TDM) ที่ได้รับการยอมรับและสามารถนำมาปรับใช้จริง ส่วนมาตรการที่ได้รับการยอมรับรองลงมา คือ มาตรการปรับปรุงรูปแบบทางเลือก ประกอบด้วย ช่องทางพิเศษในการใช้รถประจำทาง (Exclusive bus lane) ปรับปรุงทางเดิน และทางจักรยาน (Walking and bicycling enhancement) และมาตรการตั๋วร่วม (Intermodal fare ticket) เป็นต้น

Ison and Wall [5] ได้ทำการศึกษาเพื่อตรวจสอบมาตรการการยอมรับ (Acceptability) มาตรการการเก็บเงินค่าที่จอดรถ (Parking price) ของผู้เดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคลในการเดินทางไปทำงาน โดยวิเคราะห์ด้วยสถิติเชิงพรรณนา โดยตัวแปรที่นำมาวิเคราะห์ข้อมูล ประกอบด้วย สถานะภาพทางเศรษฐกิจและสังคม ข้อมูลการเดินทาง เช่น เวลาในการเดินทาง, ค่าใช้จ่ายในการเดินทาง, ค่าที่จอดรถ และกับทัศนคติต่อการเก็บเงินค่าที่จอดรถ เป็นต้น ผลการศึกษา พบว่า ความต้องการทราบการจัดการกับเงินที่ได้จากการเก็บเงินค่าที่จอดรถ (Revenue allocation) เป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อการยอมรับมาตรการ

รัตนาภรณ์ แก้วกลึงกลม [6] ศึกษาเรื่องการประยุกต์ใช้ทฤษฎีพฤติกรรมตามแผน (Theory of Planned Behavior, TPB) ในการทำนายความตั้งใจใช้รถประจำทางด่วนพิเศษของผู้คนในจังหวัดขอนแก่น โดยทำการสำรวจกลุ่มตัวอย่างจำนวน 618 คน ด้วยกรอบความคิดทฤษฎีพฤติกรรมตามแผน TPB รวมถึงการวัดความตรง และความเชื่อในการควบคุมพฤติกรรม ผลการศึกษาพบว่า ความตั้งใจในการใช้รถประจำทางด่วนพิเศษ ได้รับอิทธิพลจากปัจจัยการคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง (Subjective norm : SN) และการรับรู้ถึงการควบคุมตัวเองในการแสดงพฤติกรรม (Perceived Behavioral Control : PBC) โดยปัจจัย TPB สามารถอธิบายความตั้งใจใช้รถประจำทางด่วนพิเศษ BRT ได้กว่าร้อยละ 61 ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจใช้รถ BRT ได้แก่ การคล้อยตามอิทธิพลของกลุ่มอ้างอิง (SN) และการรับรู้ถึงการควบคุมตัวเองในการแสดงพฤติกรรม (PBC) โดยความตั้งใจในการใช้รถประจำทางด่วนพิเศษเกิดจากปัจจัยด้าน การให้บริการระบบ BRT ที่ได้มาตรฐาน การจราจรที่ติดขัดของจังหวัดขอนแก่นบนท้องถนน และความสะดวกในการเข้าถึงสถานีตามลำดับ

ธนาภรณ์ ติยะบุตร [7] ได้ศึกษาการประยุกต์ใช้ทฤษฎีพฤติกรรมตามแบบแผน (TPB) เพื่อวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อความตั้งใจของผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ในการฝ่าสัญญาณไฟแดง งานวิจัยนี้ทำการสำรวจกลุ่มตัวอย่างจำนวน 205 ตัวอย่าง ด้วยการทำแบบสอบถามเพื่อวัดปัจจัยแฝงทั้งทางตรงและทางอ้อม ผลการสำรวจพบว่า ผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ส่วนมากไม่ได้ตั้งใจฝ่าไฟแดง และมีทัศนคติเชิงลบต่อพฤติกรรมการฝ่าไฟแดง ผู้คนรอบข้างหรือกลุ่มอ้างอิง (SN) ไม่สนับสนุนให้ขับขี่ฝ่าไฟแดง ซึ่งปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อความตั้งใจในการฝ่าสัญญาณไฟแดง ได้แก่ การรับรู้ถึงการควบคุมตัวเองในการแสดงพฤติกรรม (PBC) และพฤติกรรมในอดีต (Past Behavior) อีกทั้งยังมีการวิเคราะห์ความเชื่อ 3 ด้าน ของปัจจัยแฝงตามทฤษฎีพฤติกรรม

ตามแผน ได้แก่ 1. ผลที่ตามมาจากการฝ่าสัญญาณไฟ 2. กลุ่มอ้างอิงกลุ่มหนึ่งที่มีอิทธิพลต่อความคิดของผู้ขับขี่ที่มีเหตุอยากทำตาม และ 3. ปัจจัยภายนอก เช่น สถานการณ์บางสถานการณ์ที่มีผลขัดขวาง/ส่งเสริมให้มีการฝ่าสัญญาณไฟ

Ruisong et al. [8] ได้ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการเลือกที่จอดรถของผู้ขับขี่ที่จอดรถตามขอบถนนและนอกขอบถนน โดยสัมภาษณ์ผู้สัญจรไป - มาทั้งที่เป็นผู้ที่ใช้งานอยู่เป็นประจำสม่ำเสมอ และผู้ใช้งานใหม่ และสร้างแบบจำลอง Binary logistic regression โดยศึกษาความสัมพันธ์ของปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเลือกที่จอดรถยนต์ ดังนี้ 1. ปัจจัยด้านคุณลักษณะทางเศรษฐกิจ และสังคม เช่น อายุ อาชีพ รายได้ เป็นต้น 2. ปัจจัยด้านระดับการให้บริการของที่จอดรถ เช่น ค่าที่จอดรถ ระยะเวลาในการเดินจากจุดจอดไปยังจุดปลายทาง และความปลอดภัยของที่จอดรถ ผลการศึกษาพบว่าพฤติกรรมของผู้สัญจรที่ไม่คุ้นชินกับสถานที่จอดรถมีแนวโน้มการไม่ให้ความสำคัญกับระยะทางการเดินจากจุดจอดไปยังจุดปลายทาง, ความปลอดภัย และค่าที่จอดรถ ในขณะที่ผู้ที่ใช้บริการสม่ำเสมอจะให้ความสำคัญกับระยะทางจากจุดจอดถึงจุดปลายทาง ความปลอดภัย และค่าที่จอดรถ

Brooke [9] ได้ทำการศึกษาเรื่องปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อระยะเวลาการหาที่จอดรถบนขอบถนนในภูมิภาคตะวันออกของประเทศอังกฤษ ด้วยแบบจำลองความถดถอยเชิงเส้นแบบผสมหลายระดับ (Multilevel mixed effects linear regression models) โดยเก็บแบบสอบถามของผู้เดินทางที่เลือกจอดรถยนต์ริมขอบถนนจำนวน 1,003 ตัวอย่าง ผลการศึกษาพบว่า เพศ อายุ รายได้ วัตถุประสงค์ในการเดินทาง ค่าบริการ ความถี่ในการจอดรถริมขอบทาง ระยะทางจากจุดจอดถึงจุดปลายทาง เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดถึงจุดปลายทาง เวลาในการหาที่จอดในแต่ละครั้ง ทิศทางของกระแสจราจร ความกว้างของถนน ขนาดของช่องจอด และ ความยาวของช่องจอด ผลการศึกษาพบว่า ระยะเวลาในการหาที่จอดรถริมขอบทางขึ้นอยู่กับปัจจัยความสำคัญต่าง ๆ ดังนี้ ระยะทางจากจุดจอดถึงจุดปลายทาง ระยะเวลาในการหาที่จอด เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดถึงจุดปลายทาง ค่าบริการ และสภาพอากาศ ตามลำดับ

Van der Waerden [10] ได้ศึกษาแบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่จอดรถสำหรับทำนายผลกระทบเฉพาะพื้นที่ (Parking Analysis Model for Prediction Effects in Local Area) ที่สามารถอธิบายการตัดสินใจเลือกที่จอดรถของผู้เดินทางได้ โดยทำการวิเคราะห์ในสถานที่จอดรถแตกต่างกันออกไปในแต่ละพื้นที่ สำหรับการตัดสินใจในการเดินทางของผู้เดินทางตั้งแต่ออกจากบ้าน จนถึงเวลาเสร็จธุระ แล้วออกจากพื้นที่จอดรถ โดยทำการสอบถามผู้อาศัยอยู่ในเมืองเวนด์โฮเวน (Veldhoven) และ เมือง ไอนด์โฮเวน (Eindhoven) ของประเทศเนเธอร์แลนด์ การศึกษานี้ได้วิเคราะห์ปัจจัยในการตัดสินใจ ได้แก่ เพศ อายุ จุดประสงค์ในการเดินทาง จุดประสงค์ในการใช้ที่จอดรถ ระยะเวลาในการจอดรถในแต่ละครั้ง ลักษณะของพื้นที่จอดรถ ความจุของพื้นที่จอดรถ ราคาที่จอดรถ ระยะทางจากจุดจอดรถไปถึงจุดปลายทาง ระยะเวลาในการเข้าถึงพื้นที่จอดรถ เป็นต้น ซึ่งผลการศึกษาชี้ให้เห็นว่า ราคาที่จอดรถ เวลาในการจอดรถ และระยะทางจากจุดจอดไปถึงจุดปลายทาง มีผลสำคัญตามลำดับในการตัดสินใจของผู้เดินทางและผู้ใช้ที่จอดรถในการเลือกจอดรถดังกล่าว

Parkany, Gallagher, and Viveiros [11] ทำการศึกษาความสำคัญของทัศนคติที่มีต่อการเลือกรูปแบบในการเดินทาง โดยตรวจสอบปัจจัยด้านความตั้งใจ (Intention) แทนปัจจัยด้านความต้องการ (Desire) ของผู้เดินทาง สำหรับปัจจัยที่นำมาอธิบายและตรวจสอบความตั้งใจของกลุ่มตัวอย่าง ได้แก่ ทัศนคติเกี่ยวกับความรู้ ความเข้าใจ (Cognitive attitude) ความรู้สึก (Affective attitude) และทัศนคติเชิงพฤติกรรม (Behavioral attitude) โดยสร้างแบบจำลอง Discrete choice modeling มาวิเคราะห์พฤติกรรมในการเลือกเดินทาง ผลการวิจัยพบว่า ข้อมูลด้านทัศนคติมีนัยสำคัญอย่างยิ่งต่อพฤติกรรมการเดินทางของกลุ่มตัวอย่าง นอกจากนี้ผลการวิจัยยังบอกถึงการใช้ตัวแปรด้านพฤติกรรม และทัศนคติของผู้เดินทางมาประกอบการอธิบายพฤติกรรมการเลือกเดินทางของผู้เดินทางว่าสามารถอธิบายผลได้ดีกว่าการใช้ตัวแปรด้านทัศนคติเกี่ยวกับความเข้าใจและความรู้สึกเพียงอย่างเดียว

สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์ และจัตุรงค์ อินทะนู [12] ได้ทำการศึกษาเรื่องอิทธิพลของพฤติกรรมในอดีต ทัศนคติ บรรทัดฐานบุคคลเชิงสังคม และความรู้สึกเชิงบวก ที่มีต่อการใช้จักรยานในชีวิตประจำวัน กรณีศึกษาตำบลบางคล้า จังหวัดฉะเชิงเทรา โดยบทความนี้ได้ใช้ทฤษฎีของพฤติกรรมตามหาเป้าหมาย (MGB) ในการอธิบายถึงพฤติกรรมของคนที่ใช้รถจักรยานของผู้เดินทางในพื้นที่เมืองบางคล้า ฉะเชิงเทรา ได้ทำการสำรวจตัวอย่างจำนวน 500 ตัวอย่าง และทำการกรองแบบสอบถามทำให้เหลือจำนวนตัวอย่างที่ใช้ได้ทั้งสิ้น 420 ตัวอย่าง ด้วยแบบสอบถาม และวิเคราะห์ด้วยวิธีโมเดลสมการโครงสร้าง (SEM) เพื่อหาความสัมพันธ์ และอิทธิพลของตัวแปรต่อความตั้งใจในการใช้จักรยาน ซึ่งมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องในการวิเคราะห์ครั้งนี้ประกอบด้วย 9 กลุ่มปัจจัยดังนี้ 1. ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับทัศนคติ (Attitudes) ได้แก่ บรรทัดฐานส่วนบุคคล (Personal Norm) การตระหนักถึงผลที่ตามมา (Awareness of Consequences) และการให้เหตุผลของความรับผิดชอบ (Ascriptions of Responsibility) เป็นต้น 2. บรรทัดฐานบุคคลเชิงสังคม (Subjective Norm) ได้แก่ อิทธิพลจากครอบครัว (Family's Influences) และอิทธิพลจากสังคม (Social's Influences) 3. การรับรู้ถึงการควบคุมพฤติกรรมของตนเองในการแสดงพฤติกรรมใด ๆ (Perceived Behavioral Control) 4. ความรู้สึกเชิงบวกต่อการใช้รถจักรยาน (Positive Anticipated Emotions) 5. ความรู้สึกเชิงลบที่มีต่อการใช้จักรยาน (Negative Anticipated Emotions) 6. ความปรารถนาที่จะใช้จักรยาน (Desire) 7. ความตั้งใจที่จะปรับพฤติกรรมไปใช้จักรยาน (Behavioral Intention) 8. พฤติกรรมในอดีต (Past Behavior) และ 9. ความพยายามที่จะปรับพฤติกรรมไปใช้จักรยาน (Trying) ผลการวิเคราะห์ข้อมูลตามปัจจัยของตัวแปรและโครงสร้างความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรตามทฤษฎี MGB ด้วยแบบจำลองสมการเชิงโครงสร้าง (SEM) พบว่า มีการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของปัจจัยด้วยการหาค่า Cronbach's α มีค่ามากกว่า 0.65 ได้แก่ ปัจจัยทัศนคติ, บรรทัดฐานบุคคลเชิงสังคม, การรับรู้ถึงการควบคุมพฤติกรมของตนเองในการแสดงพฤติกรรมใด ๆ , ความรู้สึกเชิงบวกต่อการใช้รถจักรยาน, ความรู้สึกเชิงลบต่อการใช้รถจักรยาน, ความปรารถนาที่จะใช้รถจักรยาน และความตั้งใจที่จะปรับพฤติกรรมไปใช้จักรยาน อีกทั้งตัวแปร

ประสบการณ์ในอดีต หรือพฤติกรรมในอดีต ยังส่งผลต่อความพยายามที่จะใช้จักรยานในชีวิตประจำวันอย่างมีนัยสำคัญ

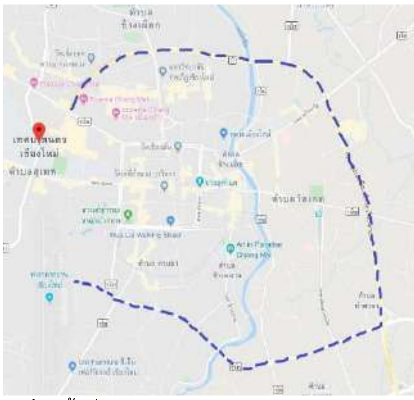
โดยสรุปปัจจัยในงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการยอมรับมาตรการด้านราคา แสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกจอดรถริมขอบทาง และค่าธรรมเนียมเข้าสู่พื้นที่

ผู้ศึกษา (ปี)	ประเทศ	วิธีการวิเคราะห์	ปัจจัย
Piriyawat, C., Narupiti, S., and Suthiranart, Y. (2003)	ไทย	Multivariate analysis Factor Analysis Discriminate Analysis	- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - มาตรการเก็บเงินค่าเข้าพื้นที่ - มาตรการเก็บเงินค่าจอดรถ - มาตรการเก็บเงินภาษีที่จอดรถ
Ison and Wall (2002)	สหราชอาณาจักร	Descriptive Statistic	- สถาณะทางเศรษฐกิจ และสังคม - ค่าใช้จ่ายในการเดินทาง - ค่าที่จอดรถ - ทัศนคติเกี่ยวกับการเก็บเงินจอดรถ
Schade J. and Schlag B. (2003)	เยอรมนี	Descriptive Statistic Multivariate results	- ทัศนคติที่จอดรถ - มาตรการด้านราคา - การคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง - ความตระหนักรู้ - ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม
รัตนาภรณ์ แก้วกลึงกลม (2558)	ไทย		- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - การคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง - บรรทัดฐานทางสังคม
ธนาภรณ์ ติยะบุตร (2558)	ไทย		- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - การคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง - บรรทัดฐานทางสังคม
Ruisong et all. (2009)	จีน	Binary logistic regression	- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - ราคาที่จอดรถ - ระยะทางจากจุดจอดไปยังจุดปลายทาง - ความปลอดภัยในการเดินทาง
Brooke (2015)	สหรัฐอเมริกา	Multilevel mixed effects linear regression	- ข้อมูลทาเศรษฐกิจ และสังคม - ราคาที่จอดรถ - ระยะเวลาในการจอดรถ - ระยะทางจากจุดจอดไปยังจุดปลายทาง - ระยะเวลาในการหาที่จอดรถ - ลักษณะทางกายภาพของถนน - ความถี่ในการจอดรถริมถนน
Van der Waerden (2012)	เนเธอร์แลนด์	Factor analysis	- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - ราคาที่จอดรถ - ระยะทางจากจุดจอดไปยังจุดปลายทาง - ระยะเวลาในการหาที่จอดรถ - จุดประสงค์ในการจอดรถ - ลักษณะทางกายภายของถนน
Parkany, Gallagher, and Viveiros (2003)	สหรัฐอเมริกา	Structural Equation Model Hybrid Choice	- ข้อมูลทางเศรษฐกิจ และสังคม - ทัศนคติ - ความตั้งใจ - ความตระหนักรู้ - ข้อมูลที่ได้รับ (Information) - เวลาล่าช้าที่รับได้ในการเดินทาง - พฤติกรรมการเดินทาง
สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์ และจัตุรงค์ อินทะนู (2561)	ไทย	Structure Equation Model (SEM)	- ทัศนคติ - ความตระหนักรู้ - อิทธิพลเชิงบวก/ลบ - บรรทัดฐานบุคคลเชิงสังคม - การรับรู้ถึงการควบคุมพฤติกรรมตนเอง - ความปรารถนา -ความตั้งใจ - พฤติกรรมในอดีต

2.2 พื้นที่ศึกษา

การศึกษานี้ได้กำหนดให้พื้นที่ภายในถนนวงแหวนรอบใน (ทางหลวงหมายเลข 11) และถนนมหิดล พื้นที่กว่า 40 ตารางกิโลเมตร ซึ่งเป็นพื้นที่หลักในการเดินทางเข้ามาทำกิจกรรมของผู้เดินทาง ทั้งเพื่อไปทำงาน เพื่อไปเรียน และเพื่อไปท่องเที่ยว [15] โดยพื้นที่ภายในถนนวงแหวนมหิดล จะมีทางเชื่อม (Access road) เข้าสู่ถนนมหิดลมากมาย อีกทั้งถนนมหิดลมีความกว้างถนนไม่มากเมื่อมีรถจอดริมขอบทางจะทำให้การจราจรติดขัด พื้นที่ที่สำคัญที่เป็นแหล่งกิจกรรมมีอยู่มาก ในบริเวณภายในถนนวงแหวนมหิดล เช่น โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ ห้างสรรพสินค้าเซ็นทรัลกาดสวนแก้วเชียงใหม่ เซ็นทรัลพลาซ่าเชียงใหม่แอร์พอร์ต บริเวณย่านสรรพสินค้าเมญ่า บริเวณตลาดต่าง ๆ บริเวณอนุสาวรีย์สามกษัตริย์ บริเวณเจดีย์หลวง เป็นต้น ทั้งนี้ การสำรวจพื้นที่ที่แตกต่างกัน เพื่อให้ทราบถึงทัศนคติในการยอมรับมาตรการควบคุมการเดินทาง โดยการกำหนดราคาค่าธรรมเนียมในการเข้าพื้นที่ และการจออดรถที่แตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษาถนนวงแหวนรอบในและถนนมหิดล

2.3 กลุ่มเป้าหมาย

งานศึกษานี้ได้ทำการสำรวจผู้เดินทางภายในวงแหวนรอบใน (ถนนวงแหวนมหิดล, วงแหวนรอบ 1) หรือผู้ที่เดินทางผ่านถนนวงแหวนรอบใน (วงแหวนรอบ 1) ที่ใช้รถส่วนบุคคล เช่น รถจักรยานยนต์ รถยนต์ เป็นต้น กลุ่มเป้าหมายนี้จะถูกสุ่มแบบไม่เจาะจง (Simple Random Sampling) เพื่อให้ได้ข้อมูลครบโดยรอบวงแหวนรอบใน (วงแหวนรอบ 1) จึงทำการเก็บข้อมูลในแหล่งกำเนิดและแหล่งดึงดูดกิจกรรมผู้เดินทาง 8 แห่ง ได้แก่ 1) โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ 2) ห้างสรรพสินค้าเซ็นทรัลกาดสวนแก้วเชียงใหม่ 3) บริเวณห้างสรรพสินค้าเมญ่า 4) บริเวณตลาดธานินท์ 5) บริเวณอนุสาวรีย์สามกษัตริย์ 6) บริเวณวัดเจดีย์หลวง 7) บริเวณโรงเรียนนวมินทร์ และ 8) บริเวณย่านนิมมานเหมินท์ เป็นต้น

2.4 เครื่องมือในการวิจัย

ในการเก็บรวบรวมข้อมูลของการศึกษาครั้งนี้ ใช้แบบสอบถาม (Questionnaire) โดยให้ผู้ตอบแบบสอบถามตอบแบบสอบถามด้วยตัวเอง ในการเก็บแบบสอบถามครั้งนี้ แบบสอบถามได้แบ่งออกเป็น 3 ส่วน ได้แก่

ส่วนที่ 1 เป็นแบบสอบถามส่วนของข้อมูลโดยทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม เช่น เพศ อายุ ระดับการศึกษา เป็นต้น

ส่วนที่ 2 เป็นแบบสอบถามเกี่ยวกับทัศนคติและความคิดเห็นทั่วไปในการใช้รถ ใช้ถนน เช่น ความเชื่อด้านการจอดรถริมขอบทาง การเก็บค่าธรรมเนียมเข้าพื้นที่ ความรู้สึกเมื่อจำเป็นต้องเสียค่าธรรมเนียมในการจอดรถ หรือเข้าพื้นที่ เป็นต้น

ส่วนที่ 3 เป็นแบบสอบถามเกี่ยวกับปัจจัยการยอมรับทัศนคติ และนโยบายเมื่อมีการเก็บค่าธรรมเนียมในการจอดรถริมขอบทาง หรือการเข้าพื้นที่ โดยปัจจัยที่มีความสนใจได้แก่ ปัจจัยด้านความเชื่อ (Believe) ปัจจัยด้านความตั้งใจ (Intention) ปัจจัยการคล้อยตามกลุ่มอ้างอิง (Norm) หรือปัจจัยที่เป็นพฤติกรรมในอดีต (Past Behavior) โดยลักษณะของคำถามเป็นการวัดแบบ Likert's Scale 5 ระดับ ให้ผู้ตอบแบบสอบถามได้แสดงความเห็น ดังนี้

ตารางที่ 2 การอธิบายผลของค่าคะแนนเฉลี่ยความคิดเห็น

คะแนน	ค่าเฉลี่ย	การแปลผล
1	1.00 - 1.80	เห็นด้วยน้อยที่สุด
2	1.81 - 2.60	เห็นด้วยน้อย
3	2.61 3.40	ปานกลาง
4	3.41 – 4.20	เห็นด้วยมาก
5	4.21 – 5.00	เห็นด้วยมากที่สุด

3. ผลการวิเคราะห์

จากการเก็บแบบสอบถามตัวอย่างจำนวน 120 ชุด [13] เพื่อหาการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนน ดังแสดงในตารางที่ 3 ซึ่งเป็นข้อมูลพื้นฐานของผู้ตอบแบบสอบถาม

ตารางที่ 3 ข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

จำนวนข้อมูล = 120 ข้อมูล		จำนวน	ร้อยละ
เพศ	ชาย	58	48.33
	หญิง	62	51.67
ระดับการศึกษา	ต่ำกว่าปริญญาตรี	79	65.83
	ปริญญาตรี	25	20.83
	สูงกว่าปริญญาตรี	16	13.33
อายุเฉลี่ย 41.06 ปี (S.D. = 13.15)			
รายได้เฉลี่ย 49,000 บาท (S.D. = 28,000)			
จำนวนรถที่ครอบครองเฉลี่ย 3.33 คัน (S.D. = 1.71)			

จากการสำรวจแบบสอบถาม พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามเป็นเพศชายร้อยละ 48.33 เป็นเพศหญิงร้อยละ 51.67 ระดับการศึกษารดับต่ำกว่าปริญญาตรีร้อยละ 65.83 ปริญญาตรีร้อยละ 20.83 และสูงกว่าปริญญาตรีร้อยละ 13.33 โดยอายุเฉลี่ยของผู้ทำแบบสอบถามอยู่ที่ 41 ปี

3.1 การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงสำรวจ (Exploratory factor analysis; EFA)

เทคนิคที่ใช้ในการจำแนกตัวแปรออกเป็นกลุ่ม ๆ คือ เทคนิคการวิเคราะห์ปัจจัย (Factor Analysis) หรือเอาไปใช้สำหรับรวมตัวแปรที่มีความสัมพันธ์กันไว้ในกลุ่มเดียวกัน โดยตัวแปรที่อยู่กลุ่มเดียวกัน จะมีความสัมพันธ์กันมาก ความสัมพันธ์อาจอยู่ในลักษณะทิศทางเดียวกัน (ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เป็นบวก) หรือทิศทางตรงกันข้ามกัน (ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เป็นลบ) หากตัวแปรอยู่คนละกลุ่มกัน จะไม่มีความสัมพันธ์กัน หรือมีความสัมพันธ์กันน้อย

การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงสำรวจ (Exploratory factor analysis; EFA) สามารถใช้ลดจำนวนตัวแปรสังเกตได้ โดยสร้างเป็นตัวแปรใหม่ในรูปของตัวแปรร่วม การวิเคราะห์ปัจจัยเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่ ว่ามีปัจจัยเท่าใด ใช้เหตุผลในการอธิบายความหมายของปัจจัยแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอน ดังนี้

ขั้นที่ 1 การตรวจสอบเบื้องต้นก่อนการวิเคราะห์องค์ประกอบว่าข้อมูลที่ได้มา มีความสัมพันธ์กันพอต่อการวิเคราะห์ปัจจัยหรือไม่ โดยพิจารณา

จากค่าสถิติของไคเซอร์-ไมเยอร์-โอลคิน (Kaiser-Meyer-Olkin; KMO) และค่าสถิติบาร์ทเลท (Bartlett's Test) ดังตารางที่ 4 พบว่า ค่า KMO ต้องมีค่าระหว่าง 0 ถึง 1 ค่าที่ได้ออกมามีค่าเท่ากับ 0.447 ค่าสถิติบาร์ทเลทที่ใช้ทดสอบมีค่าเท่ากับ 372.154 ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 แสดงให้เห็นว่าเมตริกซ์สหสัมพันธ์มีความสัมพันธ์กัน จึงใช้การวิเคราะห์ปัจจัยได้ [14]

ตารางที่ 4 KMO and Bartlett's Test

Kaiser-Meyer-Olkin Measure of Sampling Adequacy.		0.447
Bartlett's Test of Sphericity	Approx. Chi-Square	372.154
	Df	325
	Sig.	.037

ขั้นที่ 2 การสกัดปัจจัย ด้วยวิธีการวิเคราะห์ปัจจัยสำคัญ (Principal Component Analysis; PCA) ดังแสดงในตารางที่ 5 พบว่ามี 11 ปัจจัยแฝงที่มีค่าไอเกน (Eigen) มากกว่า 1 ซึ่งถือว่าปัจจัยแฝงทั้ง 6 ตัวนี้เป็นตัวแทนของตัวแปรสังเกตได้ทั้ง 26 ปัจจัย

ตารางที่ 5 จำนวนปัจจัย ค่าไอเกน ร้อยละความแปรปรวน และความแปรปรวนสะสม

Component	Initial Eigenvalues		
	Total	% of Variance	Cumulative %
1	2.292	8.816	8.816
2	1.757	6.759	15.575
3	1.665	6.404	21.979
4	1.595	6.136	28.115
5	1.471	5.658	33.773
6	1.394	5.361	39.134
7	1.356	5.217	44.351
8	1.302	5.007	49.358
9	1.263	4.856	54.214
10	1.181	4.540	58.755
11	1.037	3.988	62.743
12	.993	3.821	66.564
13	.911	3.503	70.067
14	.899	3.457	73.524
15	.852	3.277	76.802
16	.813	3.126	79.928
17	.731	2.811	82.739
18	.719	2.764	85.503
19	.688	2.648	88.150
20	.584	2.245	90.395
21	.548	2.107	92.502
22	.465	1.789	94.291
23	.427	1.642	95.933
24	.397	1.527	97.460
25	.348	1.340	98.800
26	.312	1.200	100.000

ขั้นที่ 3 การหมุนแกนปัจจัย และอธิบายความหมายของแต่ละปัจจัย โดยได้ใช้วิธีการหมุนแกนปัจจัยเพื่อให้ได้ตัวแปรที่มีลักษณะชัดเจนมากยิ่งขึ้น ผู้วิจัยได้ใช้วิธีหมุนแกนแบบมุมฉาก (Orthogonal Rotation) ด้วยวิธีการแวริแมกซ์ (Varimax Method) ดังตารางที่ 6 พบว่าปัจจัยใหม่ที่ได้จากการหมุนจากค่า PCA เรียกว่าค่าน้ำหนักปัจจัย (Component Score) ซึ่งใช้อธิบายแต่ละปัจจัยการเลือกใช้มาตรการด้านราคาการเข้าใช้ถนน

ตารางที่ 6 ตัวอย่าง ค่าน้ำหนักปัจจัยหลังจากการหมุนแกน

	Component										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
PACC1								.114			.572
PEFF1		-.127		.279	.238		.105	.276		.114	.104
PEFF2	.444			-.110							.105
PEFF3			.399			-.169		-.126	-.103		
PEFF4				.475							
PFDM1	.193			.101				.169	-.384	-.164	-.154
PFDM2			.127			.108	.232	-.133	.144	-.331	.307
SN1		-.228	.371		-.133						
SN2	.209	.169	-.106	.187		.185		-.209			
SN3	-.115		.429						.171		
SN4		.294	-.132	-.251	-.116	.197		.221		.108	
SN5										.635	
SN6	.309		.201		-.105		.104	.119	.101	.125	
SN7	-.119		.113		.114	.106	.337	.111	-.114		-.433
PPA1					.168	.347	-.361	.259			
PPA2								.559			
PPA3		.407					.160		.184	.173	
PPA4					.458			-.203		.134	.115
PPA5	-.111				.510					-.152	
PPA6							.563				
PFAIR1		.431					-.123			-.157	
PFAIR2			-.100	.476	-.148		-.128			.101	
PFAIR3				-.102		.452		-.200	-.176	.177	-.169
PFAIR4	.324	-.162	-.157				.100		.259	-.152	-.173
PFAIR5	-.126					.481			.176		
PFAIR6	.120								.560		

จากปัจจัยแฝงที่ได้ ผู้วิจัยจึงได้ตั้งชื่อให้กับปัจจัยเพื่อให้เรียกแทนปัจจัยสังเกต ได้แก่ ทัศนคติการยอมรับมาตรการ การรับรู้ประสิทธิภาพของมาตรการด้านราคา อิสระในการเลือกใช้ บรรทัดฐานสังคม การตระหนักถึงปัญหา และความยุติธรรม ซึ่งค่าน้ำหนักของแต่ละปัจจัยสังเกตได้ ดังแสดงในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 สรุปการวิเคราะห์ปัจจัยแฝง

ปัจจัยแฝง	ค่าไอเกน	ปัจจัยสังเกตได้	น้ำหนักปัจจัย
ทัศนคติการยอมรับมาตรการ	2.292	การยอมรับมาตรการด้านราคา (PACC1)	0.572
การรับรู้ประสิทธิภาพของมาตรการ	1.757	ประสิทธิภาพในการลดปัญหาจราจร (PEFF1)	0.279
		ประสิทธิภาพลดมลพิษทางอากาศ (PEFF2)	0.444
		ประสิทธิภาพทำได้จริง (PEFF3)	0.399
		ประสิทธิภาพทำให้เมืองน่าอยู่ (PEFF4)	0.475

ปัจจัยแฝง	ค่าไอเกน	ปัจจัยสังเกตได้	น้ำหนักปัจจัย
อิสระในการเลือกใช้	1.665	อิสระต่อตัวเองเมื่อใช้มาตรการ (PFDM1)	-0.384
		อิสระต่อครอบครัวเมื่อใช้มาตรการ (PFDM2)	-0.331
บรรทัดฐานสังคม	1.595	คนรอบข้างสนับสนุนมาตรการ (SN1)	0.371
		ท่านยอมรับผลประทบจากการก่อสร้าง (SN2)	0.209
		ครอบครัวท่านจะสนับสนุนการใช้มาตรการด้านราคา (SN3)	0.429
		ท่านให้ความสำคัญกับสิ่งแวดล้อมของเมือง (SN4)	0.294
		ท่านให้ความสำคัญกับการประหยัดน้ำมัน (SN5)	0.635
		ท่านให้ความสำคัญกับอุบัติเหตุ (SN6)	0.309
		ท่านคิดว่าไม่มีหน่วยงานใดทำได้จริง (SN7)	-0.433
การตระหนักถึงปัญหา	1.471	ปัญหาจราจรกำลังเกิดขึ้นในเชียงใหม่ (PPA1)	-0.361
		ปัญหาจราจรมีผลต่อท่านโดยตรง (PPA2)	0.559
		ท่านทำให้เกิดปัญหาสิ่งแวดล้อม (PPA3)	0.407
		การใช้รถของท่าเกิดปัญหาในครอบครัว (PPA4)	0.458
		การใช้รถของท่านทำให้มีผลเกิดอุบัติเหตุ (PPA5)	0.510
		คนไม่ใช้รถสาธารณะเกิดจากใช้รถส่วนบุคคล (PPA6)	0.563
ความยุติธรรม	1.394	มาตรการด้านราคายุติธรรมสำหรับทุกคน (PFAIR1)	0.431
		งดเว้นค่าธรรมเนียมสำหรับผู้อาศัยในวงแหวนรอบ 1 (PFAIR2	0.476
		การใช้มาตรการช่วยลดการใช้รถยนต์ (PFAIR3)	0.452
		การใช้มาตรการ ทำให้ท่านลดการใช้รถยนต์ (PFAIR4)	0.324
		การใช้มาตรการลดอิสระการเดินทางท่าน (PFAIR5)	0.481
		การใช้มาตรการท่านจะต่อต้าน (PFAIR6)	0.560

ปัจจัยด้านทัศนคติการยอมรับด้านราคามีค่าไอเกนมากที่สุด 2.292 ซึ่งประกอบด้วยการยอมรับมาตรการด้านราคา หากมีการนำมาใช้จริง แสดงให้เห็นว่าผู้คนที่ใช้ถนนวงแหวนรอบใน (ทางหลวงหมายเลข 11) และถนนมหิดล มีการยอมรับได้หากนำมาตรการด้านราคา เช่น การเก็บค่าธรรมเนียมการใช้ถนน หรือการเก็บค่าธรรมเนียมที่จอดรถริมขอบทางเพื่อช่วยลดปัญหาการจราจรติดขัดได้ ปัจจัยแฝงที่มีอิทธิพลต่อมาคือ การรับรู้ถึงประสิทธิภาพของมาตรการด้านราคา (1.757) ประกอบด้วยตัวแปรสังเกต 4 ตัวคือ ประสิทธิภาพในการลดปัญหาด้านจราจร ประสิทธิภาพลดปัญหามลพิษทางอากาศ ประสิทธิภาพการใช้มาตรการได้จริง และประสิทธิภาพทำให้เมืองน่าอยู่ขึ้น ปัจจัยแฝงรองลงมาคือ อิสระในการเลือกใช้ (1.665) ประกอบด้วยอิสระในการใช้มาตรการของตัวเอง และของครอบครัว ปัจจัยแฝงรองลงมาคือ บรรทัดฐานทางสังคม (1.595) การตระหนักถึงปัญหา (1.471) และความยุติธรรม (1.394) ตามลำดับ

จากปัจจัยข้างต้นที่กล่าว จะทำให้ผู้วางแผนกำหนดนโยบายทราบทิศทางในการวางแผนประยุกต์ใช้นโยบายด้านราคาการใช้ถนน ซึ่งนอกจากปัจจัยหลักทางด้านราคาเข้าใช้พื้นที่ถนนวงแหวนรอบใน ที่จะต้องกำหนดให้เหมาะสมแล้ว ผู้ใช้ถนนยังให้ความสำคัญต่อปัจจัยด้านอื่น ๆ ในการยอมรับนโยบาย โดยการประชาสัมพันธ์ให้ประชาชนยอมรับ และตระหนักถึงประสิทธิภาพของนโยบาย ซึ่งสามารถช่วยบรรเทาปัญหาการจราจรและการลดมลภาวะทางอากาศสำหรับเมืองเชียงใหม่ จะช่วยส่งผลต่อการยอมรับต่อมาตรการด้านราคามากยิ่งขึ้น

4. บทสรุปและวิจารณ์

งานวิจัยนี้ ได้สำรวจปัจจัยเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่ โดยเก็บข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างที่เป็นผู้ใช้ทางสัญจรไปมาภายในถนนวงแหวนรอบใน (ทางหลวงหมายเลข 11) และถนนมหิดล มีพื้นที่ประมาณ 40 ตารางกิโลเมตร ประกอบด้วยพื้นที่สำคัญต่าง ๆ โดยรอบ เช่น โรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่ ห้างสรรพสินค้าเซ็นทรัลกาดสวนแก้วเชียงใหม่ เซ็นทรัลพลาซ่าเชียงใหม่ แอร์พอร์ต บริเวณย่านห้างสรรพสินค้าเมญ่า เป็นต้น ที่ผู้สัญจรไปมามีโอกาสจอดรถริมขอบทาง และมีโอกาสผ่านเข้า – ออก ถนนบริเวณดังกล่าว ผลการวิเคราะห์แสดงถึงปัจจัยที่มีผลต่อการสำรวจเชิงพฤติกรรมของการยอมรับมาตรการด้านราคาการใช้ถนนในพื้นที่เมืองเชียงใหม่ 6 ปัจจัยได้แก่ ทัศนคติการยอมรับมาตรการ การรับรู้ประสิทธิภาพของมาตรการด้านราคา อิสระในการเลือกใช้ บรรทัดฐานสังคม การตระหนักถึงปัญหา และความยุติธรรม โดยปัจจัยด้านทัศนคติการยอมรับมาตรการด้านราคามีอิทธิพลต่อการใช้มาตรการด้านราคามากที่สุดไม่ว่าจะเป็น การเก็บค่าธรรมเนียมเข้าพื้นที่ หรือการจอดรถริมขอบทางเพื่อลดปัญหาการจราจรติดขัดในจังหวัดเชียงใหม่ จากผลการศึกษานี้ จะเป็นประโยชน์ต่อนักวางแผนและผู้กำหนดนโยบายการใช้มาตรการด้านราคาเพื่อใช้ควบคุมปริมาณการจราจรได้อย่างมีประสิทธิภาพสำหรับจังหวัดเชียงใหม่ต่อไป

เนื่องด้วยข้อจำกัดของงบประมาณและเวลา การสำรวจข้อมูลที่มากยิ่งขึ้นอาจให้ค่าปัจจัยแฝงที่สามารถอธิบายได้ดียิ่งขึ้น โดยแนวทางการประยุกต์ใช้ต่อไปอาจทำการพิจารณาสร้างแบบจำลองเพื่อคาดการณ์พฤติกรรมการยอมรับมาตรการจากกลุ่มตัวแปรแฝงที่ได้จากงานวิจัยนี้

ปัจจัยแฝงเป็นปัจจัยที่มีความสำคัญในการวางแผนเกี่ยวกับการควบคุมความต้องการในการเดินทางอย่างมีประสิทธิภาพ หากมีการศึกษาปัจจัยแฝงในวางแผนการศึกษา และนำผลการวิจัยที่ได้ไปใช้ประกอบเป็นข้อมูลหลักในการตัดสินใจการกำหนดนโยบายและมาตรการการเดินทาง จะ

สามารถปรับพฤติกรรมการเดินทางและช่วยบรรเทาปัญหาจราจรติดขัดในเมืองให้มีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณความกรุณาจาก ท่านผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. อรรถวิทย์ อุปโยคิน อาจารย์ที่ปรึกษางานวิจัยที่กรุณาสละเวลาอันมีค่าให้การช่วยเหลือ ให้ความรู้ ทุนการศึกษา คำแนะนำตลอดจนตรวจสอบแก้ไขข้อบกพร่องให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงด้วยดี ผู้ทำวิจัยขอกราบขอบพระคุณอย่างสูงไว้ ณ ที่นี้

ขอขอบพระคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ดร. เกรียงไกร อรุโณทยานันท์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ดร .สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์ ที่ให้คำแนะนำพร้อมช่วยแก้ไขข้อบกพร่องให้งานวิจัยชิ้นนี้สมบูรณ์

ขอขอบพระคุณคณาจารย์ภาควิศวกรรมขนส่ง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้ความรู้ และขอบพระคุณบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่สำหรับทุนงานวิจัยที่สนับสนุนงานวิจัยมา ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กระทรวงการท่องเที่ยวและกีฬา. (2560). *สถิตินักท่องเที่ยวภายในประเทศปี 2560 (จำแนกตามภูมิภาคและจังหวัด)*. สืบค้นเมื่อ กันยายน 2562. แหล่งที่มา. www.mots.go.th

[2] โพสต์ทูเดย์. (2563). คพ.ชง ครม. 12 มาตรการแก้ฝุ่นพิษ. สืบค้นเมื่อ มกราคม 2563. แหล่งที่มา. www.posttoday.com

[3] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร. (2560). โครงการศึกษาและจัดทำแผนแม่บทการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะ จังหวัดเชียงใหม่. กรุงเทพมหานคร.

[4] Piriyawat, C., Narupiti, S., and Suthiranart, Y. (2003). Factors Affecting the Achievement of Private Car Usage Reduction Scheme: A Case Study On Travelers' Attitudes and Acceptance Toward Transportation Demand Management Programs in Bangkok. The 9th International Student Seminar On Transport Research (ISSOT) Symposium, Sustainable Transport Development in Asian Cities, Bangkok, Thailand.

[5] Ison, S. and Wall, S. (2002). Attitudes to traffic-related issues in urban areas of the UK and the role of workplace charges. Journal of Transport Geography 10: 21-28.

[6] รัตนาภรณ์ แก้วกลึงกลม. (2558). การประยุกต์ใช้ทฤษฎีพฤติกรรมตามแผนในการทำนายความตั้งใจใช้รถประจำทางด่วนพิเศษ. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, ชลบุรี.*

[7] ธนากรณ์ ติยะบุตร. (2558). การประยุกต์ใช้ทฤษฎีพฤติกรรมตามแผนเพื่อศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อความตั้งใจของผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ในการฝ่าฝืนสัญญาณไฟแดง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, ชลบุรี.

[8] Ruisong, Y., Meiping, Y. and Xiaoguang, Y. (2009). *Study on driver's parking location choicebehavior considering drivers' information acquisition.* Second International Conference on Intelligent Computation Technology and Automation, 2009, ICICTA'09, vol. 3. IEEE, pp. 764 770.

[9] Brooke, S.L., Ison, S.G. and Quddus, M.A. (2015). *Factors influencing parking search time using multilevel modelling: A case study of East Midlands*, UK.Conference proceedings presented at the Transportation Research Board (TRB), January 2015, Washington, D.C., USA.

[10] Van der Waerden, P. (2012). *Pamela, A Parking Analysis Model for Predicting Effects in Local Areas*, Ph.D. dissertation. Technische Universiteit Eindhoven Department of Architecture, Building and Planning.

[11] Parkany, E., Gallagher, R., and Viveiros, P. (2003). *Are Attitudes important in travel choices?* Transportation Research Board Annual Meeting 2005, USA.

[12] สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์ และ จัตุรงค์ อินทะนู. (2561). อิทธิพลของพฤติกรรมในอดีต ทัศนคติ บรรทัดฐานบุคคลเชิงสังคม และความรู้สึกเชิงบวกที่มีต่อการใช้จักรยานในชีวิตประจำวัน: กรณีศึกษาตำบลบางคล้า ฉะเชิงเทรา. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23, นครนายก

[13] เพชรน้อย สิงห์ช่างชัย. (2549). หลักการและการใช้สถิติการวิเคราะห์ตัวแปรหลายตัวสำหรับการวิจัยทางการพยาบาล. (Principles and using multivariate statistics analysis for nursing research). (พิมพ์ครั้งที่ 3). สงขลา: ชานเมืองการพิมพ์.

[14] กัลยา วานิชยบัญชา. (2556). *การวิเคราะห์สมการโครงสร้าง (SEM) ด้วย AMOS.* (พิมพ์ครั้งที่ 1.). กรุงเทพฯ: ห้างหุ้นส่วนจำกัดสามลดา.

[15] สำนักงานจังหวัดเชียงใหม่. (2562). *แผนยุทธศาสตร์การพัฒนาเมืองอัจฉริยะ*. เชียงใหม่.

แบบจำลองเชิงพฤติกรรมการใช้คาร์แชริ่ง: กรณีศึกษาผู้ใช้งานรถจักรยานยนต์รับจ้างในเขตกรุงเทพมหานคร

Modeling Behavior of Car-Sharing Platform: A Case Study of Motorcycle Taxi Users in Bangkok Metropolitan Area

วีรชัย โสธนนันทน์[1] และ พงษ์สันธ์ บัณฑิตสกุลชัย[2,*]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร*
** Corresponding author; E-mail address: Pongsun.B@chula.ac.th*

บทคัดย่อ

รถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นรูปแบบการเดินทางที่ได้รับความนิยมและมีความสำคัญอย่างมากในกรุงเทพมหานคร เป็นรูปแบบการขนส่งผู้โดยสารที่มีความคล่องตัวสูง สามารถอำนวยความสะดวกแก่ผู้เดินทางในช่วงเวลาเร่งด่วน และใช้เชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งสาธารณะได้ อย่างไรก็ตามในปัจจุบันพบว่าการให้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างในกรุงเทพมหานคร ยังประสบปัญหาหลายประการ เช่น ราคาค่าบริการที่ไม่แน่นอน ความไม่เพียงพอของจำนวนรถในบางช่วงเวลา พฤติกรรมการขับขี่ที่ไม่ปลอดภัย เป็นต้น ดังนั้น บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งจะเป็นทางเลือกในเดินทางที่จะช่วยยกระดับคุณภาพชีวิตในด้านการเดินทางของประชาชนได้ งานวิจัยนี้มุ่งเน้นวิเคราะห์หาปัจจัยที่ส่งผลต่อการตัดสินใจเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างมาเป็นการใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง โดยเจาะจงกลุ่มตัวอย่างเป็นผู้โดยสารที่ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในพื้นที่ย่านศูนย์กลางทางธุรกิจของกรุงเทพมหานครจำนวน 372 ตัวอย่าง โดยใช้วิธีเก็บรวบรวมข้อมูลเชิงกล่าวอ้าง และใช้แบบจำลองโลจิสติคทวินามบนพื้นฐานของทฤษฎีอรรถประโยชน์ในการวิเคราะห์ ผลการศึกษาพบว่าตัวแปรที่ส่งผลเชิงบวกต่อการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งอย่างมีนัยสำคัญ คือ เพศ อายุ รายได้ การมีใบอนุญาตขับขี่รถจักรยานยนต์ ในขณะที่ จำนวนจักรยานยนต์และจำนวนรถยนต์ที่ครอบครอง ส่งผลเชิงลบต่อการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง โดยที่แบบจำลองโลจิสติกแบบทวินามที่สร้างขึ้นสามารถพยากรณ์ได้ถูกต้องร้อยละ 73.43 และมีค่า Adjusted-R^2 เท่ากับ 0.2504 ทั้งนี้ ปัจจัยด้านเวลาเดินทาง ค่าโดยสาร และมูลค่าเวลาของผู้เดินทางในพื้นที่ศึกษา สามารถนำมาใช้เพื่อกำหนดรูปแบบและอัตราค่าบริการที่เหมาะสมสำหรับการให้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งต่อไป

คำสำคัญ: พฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทาง, ข้อมูลเชิงกล่าวอ้าง, แบบจำลองโลจิสติคทวินาม, มอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง

Abstract

Motorcycle taxi is the popular and important mode of transport in Bangkok due to its high flexibility, accessibility and convenience, especially the rush hours. It is also well serving as the feeder system to the main mass rapid transit line. However, the motorcycle taxi services in Bangkok are facing several problems such as the unreliable fare rate, unavailability during the peak hours and non-safe driving behavior of service providers. The motorcycle-sharing service is, therefore, served as the effective alternative to the traditional one and is expected to help enhancing the livability and the quality of life of people living in Bangkok. This research aims to analyze the factors influencing the behavior of motorcycle taxi passengers and to determine the underlying mechanisms that make them shift their modal choice to a motorcycle-sharing service. Our 372 samples are selected from passengers who use motorcycle taxi as a feeder to mass rapid transit systems (BTS and MRT) in the central business area of Bangkok. The analysis is implemented based on the stated preference approach and the binary logit model based on a random utility theorem. We found that the factors that significantly affect the selection of motorcycle-sharing are gender, age, income and the availability of motorcycle license. On the other hand, the ownership of motorcycles and private cars have the adverse effect on the preference of motorcycle-sharing. The accuracy of prediction based on our binary logit model is 73.43% with the adjusted-R^2 of 0.2504. Our results can be used to design the appropriate schemes of fare system trading-off the increment in the travel time with the reduction in the travel cost, or vice versa, to stimulate the attractiveness of a motorcycle-sharing service.

Keywords: Discrete choice, State preference, Binary logit model, Motorcycle-sharing

1. บทนำ

การศึกษานี้จึงมุ่งศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทางของผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในพื้นที่ย่านศูนย์กลางทางธุรกิจของกรุงเทพมหานครมาเป็นรูปแบบมอเตอร์ไซค์แชริ่ง (คาร์แชริ่ง) เช่น ระยะเวลา ค่าใช้จ่าย ความสามารถในการเข้าถึงระบบ (Accessibility) ความพร้อมในการใช้งาน (Availability) เป็นต้น โดยใช้การจำลองสถานการณ์สมมติ หรือ Stated Preference

นอกจากนี้ การประมาณมูลค่าเวลา (Value of Time: VOT) สำหรับผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้าง เปรียบเทียบกับผู้โดยสารที่เปลี่ยนมาใช้มอเตอร์ไซค์แชริ่ง จะช่วยให้ผู้วิจัยสามารถกำหนดอัตราค่าโดยสารที่เหมาะสมของบริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งสำหรับหน่วยงานในภาครัฐและภาคเอกชน รวมถึงบริษัทสตาร์ทอัพ เพื่อกำหนดรูปแบบโมเดลทางธุรกิจเพื่อที่จะสามารถดึงดูดและสอดคล้องกับความต้องการการเดินทางของผู้โดยสารได้ ทั้งนี้ นิยามของการประมาณมูลค่าเวลา คือ ค่าโดยสารที่เพิ่มขึ้น (ซึ่งผู้ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างยอมรับได้ เปรียบเทียบกับค่าโดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างในปัจจุบัน) เพื่อชดเชยกับการใช้เวลาในการเดินทางที่ลดลงเล็กน้อย

คาร์แชริ่ง (Car-sharing) เป็นการบริการเช่ารถยนต์ระยะสั้นให้แก่สมาชิก ซึ่งสมาชิกจะสามารถทำการจองรถยนต์ผ่านแอปพลิเคชันในมือถือและเดินไปยังจุดจอดต่าง ๆ ที่กระจายอยู่รอบบริเวณเมืองเพื่อเปิดใช้งานรถ โดยการคิดราคาค่าบริการจะถูกคิดในส่วนของค่าธรรมเนียมในการเป็นสมาชิก ระยะเวลาในการใช้งาน ระยะทางในการเดินทาง อย่างไรก็ตามในการคิดค่าบริการนั้นก็จะแตกต่างออกไปตามบริษัทที่ให้บริการ ซึ่งการให้บริการคาร์แชริ่งนี้จะมีความแตกต่างจากการบริการเช่ารถ หรือการบริการรถแท็กซี่ คาร์แชริ่งนั้นเป็นทางเลือกที่สะดวกสบาย และไม่แพงสำหรับผู้มีความต้องการใช้รถยนต์เป็นครั้งเป็นคราว ซึ่งการให้บริการแบบนี้ค่อนข้างเป็นที่แพร่หลายค่อนข้างเป็นที่นิยมในต่างประเทศ และมีต้นกำเนิดมาจากประเทศในโซนยุโรปเพราะมีการคำนึงถึงผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมในการใช้รถยนต์ที่เพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณาถึงระบบการขนส่งรองในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานครในปัจจุบัน หนึ่งในรูปแบบการเดินทางที่ได้รับความนิยมอย่างมากสำหรับการเดินทางในระยะสั้น ๆ คือ รถจักรยานยนต์รับจ้างหรือวินมอเตอร์ไซค์ ซึ่งเป็นการขนส่งผู้โดยสารแบบรับจ้าง (Paratransit) ที่มีความรวดเร็ว คล่องตัวสูง สามารถอำนวยความสะดวกแก่ผู้เดินทางในชั่วโมงเร่งด่วน อย่างไรก็ตามรูปแบบการขนส่งด้วยจักรยานยนต์รับจ้างพบปัญหาทางด้านคุณภาพ ความปลอดภัย และค่าโดยสารที่ค่อนข้างแพง ดังนั้นผู้วิจัยจึงต้องการศึกษาว่าหากมีทางเลือกของการเดินทางในรูปแบบการใช้รถจักรยานยนต์ร่วมกันหรือมอเตอร์ไซค์แชริ่ง (Motorcycle-sharing) จะส่งผลต่อพฤติกรรมของผู้ใช้งานรถจักรยานยนต์รับจ้างในพื้นที่เขตย่านศูนย์กลางทางธุรกิจ (Central Business District: CBD) ของกรุงเทพมหานครอย่างไร

2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ณภัทร เลขะวัฒนะ และศิรดล ศิริธร [1] ได้ศึกษาวิเคราะห์หาพฤติกรรมการเลือกยานพาหนะของนักเรียนในเขตเทศบาลนครราชสีมาระหว่างรถยนต์ส่วนบุคคลและรถรับส่งนักเรียน โดยใช้วิธี Stated Preference โดยใช้แบบสอบถาม 2 ชุด โดยชุดแรกจะเป็นการเก็บข้อมูลพื้นฐานด้านพฤติกรรมการเดินทางโดยปกติของนักเรียนโดยจะเป็นคำถามแบบ Reveal Preference และนำปัจจัยต่าง ๆ ไปสร้างสถานการณ์สมมติเพื่อใช้สอบถามในแบบสอบถามชุดที่ 2 จากการศึกษาพบว่าหากมีการทำโครงการรถรับส่งนักเรียนที่จุดจอดอยู่ห่างจากบ้านไม่เกิน 10-20 นาที เวลาในการรอคอยรถนักเรียนไม่เกิน 5-10 นาที และค่าใช้จ่ายในการให้บริการไม่เกิน 5-15 บาท จะทำให้สามารถเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทางได้ถึงร้อยละ 58.63

วีรยา เลี่ยมเงิน [2] ได้วิเคราะห์มูลค่าเวลาในการเดินทางของประชากรในเขตพื้นที่นครสวรรค์ กำหนดให้ผู้เดินทางเลือกรูปแบบการเดินทาง 2 รูปแบบคือ รถยนต์ส่วนตัวและรถโดยสารสาธารณะ โดยใช้วิธี Reveal Preference ในการสำรวจข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่าง 150 ตัวอย่าง และสร้างสถานการณ์ทางเลือกจำนวน 9 สถานการณ์จากความแตกต่างในด้านเวลาและค่าใช้จ่ายในการเดินทาง โดยแต่ละสถานการณ์จะมีรูปแบบการเดินทาง 2 รูปแบบให้เลือก ผลการศึกษาพบว่าประชากรจังหวัดนครสวรรค์ยินดีที่จะจ่ายเงินเพิ่มขึ้น 0.50 บาทถ้าสามารถเดินทางได้เร็วขึ้นกว่าเดิม

จรินทร์ กังใจ [3] เป็นการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทางเปรียบเทียบก่อนและหลังการให้บริการรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน โดยใช้วิธี Stated Preference (SP) และแบ่งกลุ่มข้อมูลออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่ 1. กลุ่มผู้ที่เดินทางโดยใช้รถยนต์ส่วนตัว 2. กลุ่มผู้เดินทางโดยใช้รถไฟฟ้าบีทีเอส และ 3. กลุ่มผู้เดินทางที่เลือกใช้รถประจำทาง งานวิจัยนี้พบว่ากลุ่มของผู้ใช้รถยนต์ส่วนตัวที่มีอายุมากขึ้นมีแนวโน้มที่จะใช้รถยนต์ส่วนตัวเหมือนเดิมมากกว่าการเปลี่ยนไปใช้ระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน ซึ่งสอดคล้องกับรายได้ที่สูงขึ้นและจำนวนการครอบครองรถยนต์ส่วนตัว และผู้เดินทางในกลุ่มนี้จะให้ความสำคัญกับเวลาในการเดินทางในช่วงรองมากกว่าเพราะการเดินทางรองนั้นค่อนข้างมีความยากลำบากและไม่สะดวกสบาย ซึ่งมูลค่าเวลาของการเดินทางส่วนตัวเท่ากับ 3.11 บาทหรือคิดเป็นร้อยละ 94.52 ของรายได้เฉลี่ย กลุ่มของผู้ใช้รถไฟฟ้าบีทีเอสพบว่าเพศหญิงมีแนวโน้มที่จะใช้รถไฟฟ้าบีทีเอสแบบเดิม ยกเว้นผู้มีที่พักอาศัยอยู่ในรัศมี 2 กิโลเมตรมีแนวโน้มที่จะเปลี่ยนมาใช้รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงินโดยมูลค่าเวลาในการเดินทางด้วยรถไฟฟ้าคิดเป็นร้อยละ 7.67 ของรายได้เฉลี่ย กลุ่มผู้ที่เลือกใช้รถโดยสารประจำทางหรือรถตู้ที่เป็นเพศหญิงมีแนวโน้มที่จะเปลี่ยนมาเลือกใช้รถไฟฟ้าขนส่งมวลชนและให้ความสำคัญกับเวลาการเดินทางบนรถโดยสารประจำทางหรือรถตู้มากกว่ารถไฟฟ้าขนส่งมวลชน โดยมูลค่าของเวลาคิดเป็นร้อยละ 21.81 ของรายได้เฉลี่ย

Fukuda และคณะ [4] ได้ศึกษาการเลือกรูปแบบการเดินทางด้วยระบบ Car-sharing โดยเน้นผู้เดินทางในพื้นที่เขตกรุงเทพมหานคร โดยวิธี Stated Preference จำนวน 600 ตัวอย่าง โดยข้อมูลที่เก็บแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ 1. แบบ Rating scale ซึ่งเป็นการให้คะแนนจากทัศนคติของผู้เดินทางที่

มีต่อ Car-sharing และ 2. การเลือกรูปแบบการเดินทางจากสถานการณ์สมมติที่กำหนด 9 สถานการณ์ และทำการวิเคราะห์ข้อมูลทั้งแบบ (1) Binary logit ซึ่งเป็นการเปรียบเทียบระหว่าง Car-sharing กับ ระบบการขนส่งรอง และ (2) Multinomial logit ซึ่งเป็นเปรียบเทียบระหว่าง Carsharing รถยนต์ส่วนตัว และรถโดยสารประจำทาง ซึ่งจากการศึกษาสรุปได้ว่าการที่จะทำให้ผู้เดินทางมีแนวโน้มที่จะหันมาใช้บริการ Car-sharing มากขึ้นจะต้องมีการ 1.กำหนดกลุ่มเป้าหมายให้เหมาะสม 2.เลือกสถานีจอดรถให้เหมาะสม และ 3.ระดับการให้บริการควรสอดคล้องกับความต้องการของผู้ใช้

Yanyong Guo และคณะ [5] ได้ศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการใช้งาน Bike-sharing และระดับความพึงพอใจของนักศึกษาภายในเมืองมหาวิทยาลัย Ningbo โดยทำการวิเคราะห์แบบจำลอง Bivariate Ordered Probit Model และ 12 ปัจจัยที่ส่งผลต่อการใช้งาน Bike-sharing อย่างมีนัยสำคัญ ผลการศึกษาพบว่า กลุ่มตัวอย่างที่มีจักรยานหรือจักรยานไฟฟ้าที่บ้านจะมีความถี่ในการใช้ Bike-sharing มากกว่ากลุ่มที่ไม่มี อีกทั้งเพศชายก็มีแนวโน้มที่จะใช้ Bike-sharing มากกว่าเพศหญิง และถ้าหากจุดจอด Bike-sharing อยู่ในระยะไม่เกิน 500 เมตรจะส่งผลทำให้ความน่าจะเป็นในการใช้ Bike-sharing เพิ่มขึ้นร้อยละ 11.18

3. วิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 การเก็บรวมรวบข้อมูล

เนื่องจากการให้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งยังไม่มีในประเทศไทย ทำให้ผู้ตอบแบบสอบถามไม่มีประสบการณ์ในการใช้งานมอเตอร์ไซค์แชริ่งและไม่สามารถเข้าใจถึงรูปแบบในการให้บริการ ดังนั้นในการเก็บแบบสอบถามจะต้องเป็นการสัมภาษณ์ตัวต่อตัวเพื่ออธิบายรายละเอียดและลักษณะของการให้บริการรมอเตอร์ไซค์แชริ่ง ซึ่งวิธีนี้จะค่อนข้างใช้เวลานานในการสัมภาษณ์แต่มีข้อดีคือจะได้รายละเอียดที่แม่นยำจากผู้ตอบแบบสอบถาม ในการเก็บข้อมูล ผู้ตอบแบบสอบถามจำนวน 372 ตัวอย่าง คือ ผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นระบบขนส่งรอง (Feeder) เพื่อเชื่อมต่อการเดินทางกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน (BTS หรือ MRT) ในพื้นที่เขตย่านศูนย์กลางทางธุรกิจของกรุงเทพมหานคร โดยจะเน้นไปที่กลุ่มคนวัยทำงานหรือผู้ที่พักอาศัยอยู่ใกล้บริเวณแนวสถานีรถไฟฟ้า นอกจากนี้ ผู้วิจัยได้แบ่งผู้ตอบแบบสอบถามออกเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่ม A คือ ผู้ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นระบบขนส่งรองที่มีระยะการเดินทางไม่เกิน 2 กิโลเมตรจากสถานีรถไฟฟ้า และกลุ่ม B คือ ผู้ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นระบบขนส่งรองที่มีระยะการเดินทางมากกว่า 2 กิโลเมตรจากสถานีรถไฟฟ้า ซึ่งทั้งสองกลุ่มจะถูกกำหนดสถานการณ์สมมติที่มีรายละเอียดของปัจจัยแตกต่างกัน

3.2 ขั้นตอนในการดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้จะสำรวจโดยใช้แบบสอบถามเป็นเครื่องมือในการสำรวจ โดยแบบสอบถามแบ่งออกเป็น 4 ส่วน ดังนี้

- <u>ส่วนที่ 1</u>: เป็นการสอบถามเกี่ยวกับรายละเอียดข้อมูลการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างที่เกิดขึ้นจริงในปัจจุบัน
- <u>ส่วนที่ 2</u>: ผู้ตอบแบบสอบถามจะต้องเลือกรูปแบบการเดินทางระหว่างรถจักรยานยนต์รับจ้างหรือมอเตอร์ไซค์แชริ่งตามสถานการณ์ที่กำหนดให้ รวม 6 สถานการณ์ โดยกำหนดปัจจัยที่มีความแตกต่างกัน 2 ปัจจัย คือ (1) ค่าโดยสาร และ (2) เวลาในการเดินทาง โดยในส่วนนี้ผู้ตอบแบบสอบถามทั้งสองกลุ่ม (กลุ่ม A และ B) จะได้รับชุดคำถามที่ไม่เหมือนกัน ดังแสดงในรูปที่ 1 และรูปที่ 2
- <u>ส่วนที่ 3</u>: ผู้ตอบแบบสอบถามจะต้องเลือกปัจจัยที่ตนเองให้ความสำคัญสูงสุด 3 อันดับแรก เมื่อเลือกรูปแบบของการเดินทาง (Travel Mode) จากทั้งหมด 9 ปัจจัย เช่น ค่าเดินทาง เวลาเดินทาง ความสะดวกสบาย ความปลอดภัย ความเป็นส่วนตัว ความยากง่ายในการเชื่อมต่อการเดินทางไประบบอื่น เป็นต้น
- <u>ส่วนที่ 4</u>: ข้อมูลส่วนตัวของผู้ทำแบบสอบถามประกอบไปด้วย เพศ อายุ อาชีพ สถานภาพ ระดับการศึกษา รายได้ส่วนบุคคลต่อเดือน จำนวนรถยนต์ส่วนตัวและรถจักรยนต์ส่วนตัวที่ครอบครอง และการมีใบอนุญาตขับขี่รถจักรยานยนต์

	1. รถจักรยานยนต์รับจ้าง	2. มอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง
เวลาทั้งหมดในการเดินทาง	**10 นาที**	**10 นาที**
ค่าโดยสารในการเดินทาง	**30 บาท**	**20 บาท**
ลักษณะการขับขี่	เป็นผู้โดยสาร	เป็นผู้ขับขี่ด้วยตัวเอง
จำนวนผู้โดยสารสูงสุด	1 คน	2 คน
ลักษณะการใช้บริการ	เรียกรถตามจุดจอดวิน	จองรถผ่านแอปพลิเคชัน
ความเป็นส่วนตัว	-	+
ความปลอดภัย	ขึ้นอยู่กับวินมอเตอร์ไซค์	ขึ้นอยู่กับผู้ขับขี่เอง

รูปแบบการเดินทางที่ท่านเลือก

❑ 1. รถจักรยานยนต์รับจ้าง ❑ 2. มอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง

รูปที่ 1 ตัวอย่างสถานการณ์สมมติสำหรับผู้ตอบแบบสอบถามกลุ่ม A

	1. รถจักรยานยนต์รับจ้าง	2. มอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง
เวลาทั้งหมดในการเดินทาง	**ปกติ**	**±0 นาที (ไม่แตกต่าง)**
ค่าโดยสารในการเดินทาง	**ปกติ**	**-30% (ถูกลง 30%)**
ลักษณะการขับขี่	เป็นผู้โดยสาร	เป็นผู้ขับขี่ด้วยตัวเอง
จำนวนผู้โดยสารสูงสุด	1 คน	2 คน
ลักษณะการใช้บริการ	เรียกรถตามจุดจอดวิน	จองรถผ่านแอปพลิเคชัน
ความเป็นส่วนตัว	-	+
ความปลอดภัย	ขึ้นอยู่กับวินมอเตอร์ไซค์	ขึ้นอยู่กับผู้ขับขี่เอง

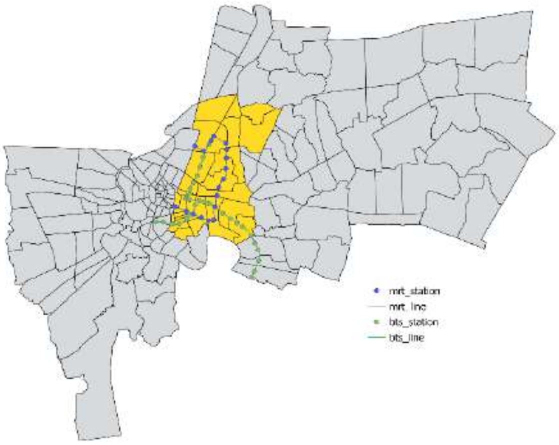
รูปแบบการเดินทางที่ท่านเลือก

❑ 1. รถจักรยานยนต์รับจ้าง ❑ 2. มอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง

รูปที่ 2 ตัวอย่างสถานการณ์สมมติสำหรับผู้ตอบแบบสอบถามกลุ่ม B

3.3 พื้นที่การศึกษา

เนื่องจากงานวิจัยนี้กำหนดให้กลุ่มตัวอย่าง คือ ผู้เดินทางที่ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างในพื้นที่เขตย่านศูนย์กลางทางธุรกิจ เพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน (BTS หรือ MRT) ดังนั้น ผู้วิจัยจึงกำหนดให้พื้นที่สำรวจข้อมูลในการวิจัยนี้ ประกอบไปด้วย 11 เขตของกรุงเทพมหานคร ได้แก่ เขตลาดพร้าว เขตห้วยขวาง เขตดินแดง เขตพญาไท เขตราชเทวี เขตปทุมวัน เขตสาทร เขตบางรัก เขตวัฒนา และเขตคลองเตย ดังแสดงด้วยพื้นที่แรเงาสีเหลืองในรูปที่ 3



รูปที่ 3 พื้นที่ในการเก็บข้อมูล

3.4 ขนาดของกลุ่มตัวอย่าง

จำนวนผู้โดยสารที่ใช้บริการระบบรถไฟฟ้าในเขตพื้นที่การศึกษามีจำนวนเฉลี่ยประมาณ 200,000 คนต่อวัน [6] และจำนวนผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อเข้าสู่สถานีรถไฟฟ้าคิดเป็นสัดส่วนโดยเฉลี่ยอยู่ที่ร้อยละ 16 ของปริมาณผู้โดยสารระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน [7] ในการประมาณจำนวนกลุ่มที่ตัวอย่างที่เหมาะสมกับการสำรวจในงานวิจัยนี้จะใช้สมการของเครซี่และมอร์แกน [8] ซึ่งเป็นวิธีการคำนวณที่ต้องทราบขนาดของประชากรและสัดส่วนลักษณะของประชากรที่สนใจ โดยกำหนดให้สัดส่วนของลักษณะประชากรที่สนใจ เท่ากับ 0.16 ที่ระดับความเชื่อมั่น 95% ดังนั้นจำนวนกลุ่มตัวอย่างที่ต้องการเท่ากับ จะได้ขนาดของกลุ่มตัวอย่างขั้นต่ำ คือ 206 ตัวอย่าง

3.5 การวิเคราะห์ข้อมูล

การวิเคราะห์ข้อมูลในงานวิจัยนี้ ใช้วิธีการวิเคราะห์ความถดถอยแบบโลจิสติก (Logistic Regression) ซึ่งเป็นเทคนิคการวิเคราะห์เชิงทำนาย (Predictive Analysis) และค่าความน่าจะเป็นจะอยู่ในรูปของฟังก์ชันซิกมอยด์ (Sigmoid) หรือฟังก์ชันรูปตัว S โดยแบบจำลองของงานวิจัยนี้มีเซตของทางเลือก 2 ทางเลือก หรือ แบบจำลองโลจิตทวินาม (Binary logit Model) โดยกำหนดให้ เมื่อตัวแปรตาม Y=1 หมายถึง กรณีเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง และเมื่อ Y=0 หมายถึง กรณีไม่เลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง (เลือกใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเหมือนเดิม)

4. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

4.1 สถิติข้อมูลเบื้องต้น

แบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 372 ชุดซึ่งรวบรวมได้จากผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นระบบขนส่งรอง (Feeder) เพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าในพื้นที่เขตย่านศูนย์กลางทางธุรกิจของกรุงเทพมหานคร แบ่งออกเป็น 2 กลุ่ม คือ กลุ่มผู้ที่เดินทางในระยะทางไม่เกิน 2 กิโลเมตร (กลุ่ม A) จำนวน 275 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 73.9 และกลุ่มผู้ที่เดินทางในระยะทางตั้งแต่ 2 กิโลเมตรขึ้นไป (กลุ่ม B) จำนวน 97 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 26.1 โดยกลุ่มตัวอย่างแบ่งเป็นเพศชายจำนวน 212 คน และเพศหญิง 160 คน และกลุ่มตัวอย่างทั้งหมดอยู่ในช่วงอายุตั้งแต่ 19-52 ปี ตารางที่ 1 แสดงลักษณะทั่วไปทางด้านเศรษฐกิจและสังคมของกลุ่มตัวอย่าง

เมื่อพิจารณาลักษณะทั่วไปของการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างของกลุ่มตัวอย่าง พบว่า มีผู้โดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อกับรถไฟฟ้าบีทีเอส (BTS) จำนวน 205 ตัวอย่าง และมีผู้โดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อกับรถไฟฟ้าเอ็มอาร์ที (MRT) จำนวน 167 ตัวอย่าง และเนื่องจากกลุ่มตัวอย่างทั้งหมดเป็นผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างในรูปแบบขนส่งทางรองเพื่อเชื่อมต่อการเดินทางเป็นประจำ ทำให้ระยะทางของการเดินทางเฉลี่ยอยู่ที่ 2.1 กิโลเมตร มีค่าโดยสารเฉลี่ยประมาณ 28 บาท และใช้เวลาในการเดินทางเฉลี่ยต่อเที่ยว 13 นาที โดยมีความถี่ในการใช้บริการเท่ากับ 4.5 ครั้งต่อสัปดาห์ ดังแสดงในตารางที่ 2 และ 3

4.2 ปัจจัยที่ส่งผลต่อพฤติกรรมในการเลือกรูปแบบการเดินทาง

จากการให้ผู้ตอบแบบสอบถามเรียงลำดับปัจจัยที่ส่งผลต่อพิจารณาการเลือกรูปแบบการเดินทาง ที่มีความสำคัญมากที่สุด 3 ลำดับแรก โดยแต่ละปัจจัยที่ได้รับเลือกจะได้รับคะแนนซึ่งแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ดังนี้

- 5 คะแนน เมื่อปัจจัยนั้นมีความสำคัญอันดับที่ 1
- 3 คะแนน เมื่อปัจจัยนั้นมีความสำคัญอันดับที่ 2
- 1 คะแนน เมื่อปัจจัยนั้นมีความสำคัญอันดับที่ 3

จากตารางที่ 4 พบว่า ผู้เดินทางให้ความสำคัญกับเวลาในการเดินทางมากที่สุดเป็นอันดับแรก โดยคิดเป็นร้อยละ 33.87 ในขณะที่ความสะดวกสบายเป็นปัจจัยที่ผู้โดยสารให้ความสำคัญมากเป็นอันดับสอง ในสัดส่วนที่สูงถึงร้อยละ 25.54 รองลงมา คือ ปัจจัยในด้านราคาค่าโดยสารและความปลอดภัย ที่ร้อยละ 14.78 และ 13.44 ตามลำดับ

ตารางที่ 1 ลักษณะทั่วไปด้านเศรษฐกิจและสังคมของกลุ่มตัวอย่าง

จำนวนข้อมูล 372 ตัวอย่าง		
เพศ	ชาย	212 (56.99%)
	หญิง	160 (43.01%)
อายุ (ปี)	เฉลี่ย = 28.33	SD = 4.92
สถานภาพ	โสด	299 (80.38%)
	สมรส	73 (19.62%)
ระดับการศึกษา	ต่ำกว่าปริญญาตรี	23 (6.18%)
	ปริญญาตรี	286 (76.88%)
	ปริญญาโท หรือ สูงกว่า	63 (16.93%)
รายได้ส่วนบุคคล (บาท/เดือน)	เฉลี่ย = 25,659	SD = 11179.98
	≤ 10000	22 (5.91%)
	10,001-20,000	83 (22.31%)
	20,001-30,000	176 (47.31%)
	30,001-40,000	60 (16.13%)
	40,001-50,000	15 (4.03%)
	≥ 50,000	16 (4.30%)
จำนวนรถยนต์ส่วนตัว (คัน)	เฉลี่ย = 1.153	SD = 1.178
จำนวนรถจักรยานยนต์ส่วนตัว (คัน)	เฉลี่ย = 0.475	SD = 0.757
การมีใบอนุญาตขับขี่รถจักรยานยนต์	มี	175 (47.04)
	ไม่มี	197 (52.96)

หมายเหตุ – ตัวเลขในวงเล็บคือค่าร้อยละ

ตารางที่ 2 การใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนของกลุ่มตัวอย่าง

	จำนวน (คน)	ร้อยละ
รถไฟฟ้าเฉลิมพระเกียรติ 6 รอบ พระชนมพรรษา (BTS)	205	55.11
รถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (MRT)	167	44.89

ตารางที่ 3 รายละเอียดการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างของกลุ่มตัวอย่าง

ข้อมูล	ค่าเฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	ค่าสูงสุด	ค่าต่ำสุด
เวลาในการเดินทาง (นาที)	13.06	7.2	45	3
ค่าโดยสาร (บาท)	27.64	17.92	200	10
ความถี่ในการใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้าง (ครั้ง/สัปดาห์)	4.50	2.98	15	1
ระยะในการเดินทางต่อเที่ยว (กิโลเมตร)	2.066	1.746	12	0.3

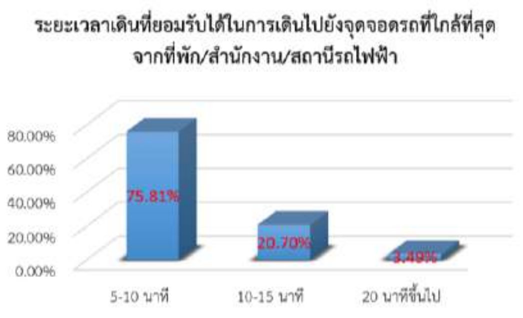
ตารางที่ 4 ปัจจัยที่ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสำคัญในการเลือกรูปแบบการเดินทาง (หน่วย: คน) และคะแนนเฉลี่ย

	อันดับที่ 1	อันดับที่ 2	อันดับที่ 3	คะแนนเฉลี่ย
A: ความสะดวกสบาย	95 (25.54)	90 (24.19)	60 (16.13)	2.164
B: ความปลอดภัย	50 (13.44)	45 (12.10)	47 (12.63)	1.161
C: ราคาค่าโดยสาร	55 (14.78)	64 (17.20)	64 (17.20)	1.427
D: เวลาในการเดินทาง	126 (33.87)	72 (19.35)	68 (18.28)	2.457
E: ความถี่และเวลาในการรอรถโดยสาร	14 (3.76)	37 (9.95)	35 (9.41)	0.581
F: ความพร้อมของระบบการให้บริการ	7 (1.88)	18 (4.84)	25 (6.72)	0.306
G: ความยากง่ายในการเชื่อมต่อการเดินทางไประบบอื่น	13 (3.49)	23 (6.18)	27 (7.26)	0.433
H: ความยากง่ายในการเข้าถึงบริการ/รับบริการ	9 (2.42)	15 (4.03)	35 (9.41)	0.336
I: ความแน่นอนของราคาค่าโดยสาร (ไม่มี Surged Price)	3 (0.81)	8 (2.15)	11 (2.96)	0.134

หมายเหตุ – ตัวเลขในวงเล็บคือค่าร้อยละของจำนวนผู้ตอบแบบสอบถาม

4.3 มุมมองในการใช้งานมอเตอร์ไซค์แชริ่ง

เป็นเรื่องที่ค่อนข้างยากในการคาดการณ์ปริมาณผู้โดยสารหากมีการให้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งในอนาคต เนื่องจากยังเป็นรูปแบบการเดินทางแบบใหม่ ทำให้ผู้โดยสารยังไม่มีประสบการณ์ในการใช้งานยังไม่เกิดความคุ้นชิน นอกจากนี้ ตำแหน่งของสถานีจอดรถรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งก็เป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญในการให้บริการ ถ้าหากสถานีจอดรถอยู่ไกลกว่าจุดจอดวินมอเตอร์ไซค์ก็เป็นการยากที่ผู้เดินทางจะเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางจากรถจักรยานยนต์รับจ้างมาใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง ดังนั้น ผู้วิจัยจึงเพิ่มคำถามเพื่อสอบถามระยะเวลาเดินที่ยอมรับได้ของผู้ใช้บริการไปในการเดินจากที่พักหรือสำนักงาน ไปยังสถานีจอดรถที่อยู่ใกล้ที่สุด



รูปที่ 4 ระยะเวลาเดินที่ยอมรับได้

จากรูปที่ 4 พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ยินดีที่จะเดินไปยังจุดจอดรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งที่ใกล้ที่สุดจากจากที่พัก/สำนักงาน ในระยะเวลา 5-

10 นาทีจำนวนร้อยละ 75.81 และระยะเวลาเดิน 10-15 นาที ร้อยละ 20.70 โดยกำหนดให้สถานีจอดรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งอยู่ใกล้กับสถานีรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนทั้งบีทีเอส (BTS) และเอ็มอาที (MRT) เพื่อให้ผู้โดยสารสามารถจอดรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งและเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางไปยังรถไฟฟ้าได้โดยสะดวก

4.4 การสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์สมการถดถอย

การศึกษานี้ใช้โปรแกรม R-Studio ในการวิเคราะห์เพื่อคัดเลือกตัวแปรที่เหมาะสมสำหรับการสร้างแบบจำลองพฤติกรรมการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชร์ริ่ง และเมื่อพิจารณาความสมเหตุสมผลของเครื่องหมายหน้าสัมประสิทธิ์ตัวแปร ค่าสหสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสระ และค่าความคลาดเคลื่อน (Type I Error) ที่น้อยกว่า 0.05 พบว่า มีตัวแปรทั้งหมด 17 ตัวที่เป็นปัจจัยที่ส่งผลต่อพฤติกรรมการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งดังแสดงในตารางที่ 5 เนื่องจากกลุ่มตัวอย่างทั้งหมด 372 ตัวอย่าง จะต้องเลือกรูปแบบการเดินทางจากสถานการณ์จำลองที่แตกต่างกันทั้งหมด 6 สถานการณ์ ทำให้มีจำนวนข้อมูลทั้งสิ้นรวม 2,232 ตัวอย่าง จากนั้น เมื่อทำการวิเคราะห์โดยใช้ความถดถอยแบบโลจิสติก (Logistic Regression) ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 5 ตัวแปรที่มีผลการต่อการพยากรณ์การเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง

ตัวแปร	คำอธิบาย
Y	การเลือกรูปแบบการเดินทาง (1=เลือกมอเตอร์ไซค์แชริ่ง, 0=เลือกรถจักรยานยนต์รับจ้าง)
TT_{Win}	เวลาการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างในสถานการณ์สมมติ (นาที)
TC_{Win}	ค่าโดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างในสถานการณ์สมมติ (บาท)
TT_{MS}	เวลาการเดินทางโดยมอเตอร์ไซค์แชร์ริ่งในสถานการณ์สมมติ (นาที)
TC_{MS}	ค่าโดยสารมอเตอร์ไซค์แชร์ริ่งในสถานการณ์สมมติ (บาท)
Frequency	ความถี่ในการใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างต่อสัปดาห์
Gender	เพศ (1=ชาย, 0=หญิง)
Age	อายุ (ปี)
Inc	รายได้ส่วนบุคคลต่อเดือน
No_MC	จำนวนรถจักรยานยนต์ส่วนตัว
No_Car	จำนวนรถยนต์ส่วนตัว
MC_Lic	การมีใบอนุญาตขับขี่รถจักรยานยนต์ (1=มี, 0 =ไม่มี)
Accep_Walk	ระยะเวลาเดินที่ยอมรับได้ในการเดินไปยังจุดจอดรถที่ใกล้ที่สุด (นาที)
Will_Pay	ค่าใช้จ่ายที่ยอมรับได้ในการใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งที่ระยะทาง 5 กิโลเมตร (บาท)
Rk_A	ปัจจัยในด้านความสะดวกสบาย
Rk_D	ปัจจัยในด้านเวลาในการเดินทาง
Rk_E	ปัจจัยในด้านความถี่และเวลาในการรอรถโดยสาร
Rk_F	ปัจจัยในด้านความพร้อมของการให้บริการ

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์แบบจำลองโลจิตของตัวแปรที่มีผลต่อการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง

ตัวแปร	ค่าสัมประสิทธิ์	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	ค่าสถิติ t	Exp (β)
ค่าคงที่	-0.184	0.3885	-0.47	0.832
TT_{Win}	0.324	0.0223	14.51	1.382
TC_{Win}	0.048	0.0106	4.52	1.049
TT_{MS}	-0.289	0.0182	-15.88	0.749
TC_{MS}	-0.087	0.0138	-6.30	0.917
Frequency	0.129	0.0212	6.08	1.138
Gender	0.311	0.1168	2.66	1.364
Age	0.009	0.0049	-1.85	1.009
Inc	$1.15x10^{-5}$	0.0000	-2.63	1.000
No_MC	-0.385	0.0787	-4.89	0.680
No_Car	-0.130	0.0499	-2.60	0.878
MC_Lic	0.302	0.1278	2.37	1.353
Accep_Walk	0.066	0.0191	3.45	1.068
Will_Pay	0.042	0.0053	7.89	1.043
Rk_A	-0.073	0.0321	-2.26	0.930
Rk_D	-0.283	0.0310	-9.14	0.753
Rk_E	-0.126	0.0445	-2.83	0.882
Rk_F	-0.159	0.0625	-2.55	0.853

จากตารางที่ 6 พบว่า เวลาในการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้าง (TT_{WIN}) มีอิทธิพลต่อการเลือกใช้รถมอเตอร์ไซค์แชริ่งสูงที่สุดอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.001 และมีค่าสัมประสิทธิ์เท่ากับ 0.324 รองลงมา ได้แก่ ตัวแปรเพศ (Gender) และการมีใบอนุญาตในการขับขี่รถจักรยานยนต์ (MC_Lic) มีอิทธิพลอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.01 มีค่าสัมประสิทธิ์เท่ากับ 0.311 และ 0.302 ตามลำดับ สำหรับตัวแปรที่มีความสัมพันธ์เชิงลบต่อการเลือกใช้รถมอเตอร์ไซค์แชริ่งมากที่สุด คือ จำนวนรถจักรยานยนต์ส่วนตัวที่มีในครอบครอง (No_MC) โดยมีค่าสัมประสิทธิ์เท่ากับ -0.385

เมื่อพิจารณาถึงปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการเลือกรูปแบบการเดินทาง พบว่า ถ้าหากผู้เดินทางให้ความสำคัญเกี่ยวกับเวลาในเดินทาง (Rk_D) มากขึ้น 1 ลำดับ จะส่งผลทำให้ความพึงพอใจหรืออรรถประโยชน์ที่ได้รับจากการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งมีค่าลดลง เนื่องจากการใช้งานมอเตอร์ไซค์แชริ่งจะต้องมีการเดินไปยังสถานีจอดซึ่งอาจจะทำให้ใช้เวลาในการเดินทางรวมมากกว่าการเลือกใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้าง โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ของตัวแปรเท่ากับ -0.283 และหากผู้เดินทางให้ความสำคัญเกี่ยวกับความพร้อมของระบบให้บริการ (Rk_F) มากขึ้น 1 ลำดับ ก็จะส่งผลทำให้ความพึงพอใจหรืออรรถประโยชน์ที่ได้รับจากการใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งลดลงเช่นกัน โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ของตัวแปรเท่ากับ -0.159

เมื่อพิจารณาค่า Odds Ratio หรือ Exp (β) ซึ่งเป็นค่าที่อธิบายสัดส่วนของความน่าจะเป็นของการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งต่อความน่าจะเป็นที่จะไม่เลือกใช้บริการ พบว่า เพศชายจะมีความน่าจะเป็นในการเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งมากกว่าเพศหญิงอยู่ 1.364 เท่า และกลุ่มผู้

ที่มีใบอนุญาตขับขี่รถจักรยานยนต์มีโอกาสเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่ง 1.353 เท่าเมื่อเทียบกับกลุ่มไม่มีใบอนุญาต นอกจากนี้ หากพิจารณาความถี่ของการใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างใน 1 สัปดาห์ (Frequency) จะพบว่า ถ้ามีการใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างเพิ่มขึ้น 1 ครั้งจะส่งผลให้มีโอกาสเลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งเพิ่มขึ้น 1.138 เท่าหรือคิดเป็นร้อยละ 13.8

การทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างชุดของตัวแปรอิสระกับตัวแปรตาม พบว่าค่า Log-Likelihood ที่คำนวณโดยสมมติให้ค่าพารามิเตอร์ทุกตัวของแบบจำลองเท่ากับ 0 หรือ LL(0) มีค่าเท่ากับ -1404.2 และค่า Log-Likelihood ที่ได้เมื่อประมาณค่าสัมประสิทธิ์ที่ดีที่สุด หรือ LL(β_{MLE}) มีค่าเท่ากับ -1035.65 ทำให้ค่า Likelihood Ratio เท่ากับ 737.1 โดยค่าวิกฤติไคสแควร์ที่มีค่าองศาอิสระ (Degree of freedom) 18 ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 มีค่าเท่ากับ 34.81 ดังนั้นจึงสามารถปฏิเสธสมมติฐานว่าง (ค่าสัมประสิทธิ์ทุกตัวมีค่าเท่ากับศูนย์) ได้ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 จึงกล่าวได้ว่าสมการถดถอยโลจิตทวินามที่ได้ประมาณค่านั้นสามารถอธิบายตัวแปรตามได้ค่อนข้างดี

จากตัวอย่างทั้งหมด 2,232 ตัวอย่าง แบบจำลองมีการพยากรณ์ผู้ที่เลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งถูกต้อง 1,639 ตัวอย่าง มีการพยากรณ์ผิดพลาด 593 ตัวอย่าง ซึ่งคิดเป็นร้อยละของการพยากรณ์ความถูกต้อง (Percent Correction Prediction) ของแบบจำลองอยู่ที่ร้อยละ 73.43 ซึ่งถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่ค่อนข้างดีและมีความสอดคล้องกับข้อมูล

4.5 มูลค่าเวลาในการเดินทาง

เมื่อพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ของเวลาในการเดินทาง (β_{time}) ด้วยวิธี Marginal Effect จะทำให้ทราบว่าเมื่อเวลาในการเดินทางเพิ่มขึ้น 1 นาที จะส่งผลทำให้อรรถประโยชน์ของผู้โดยสารที่เลือกเดินทางด้วยมอเตอร์ไซค์แชริ่งลดลงเท่ากับ 0.289 สาเหตุที่เปลี่ยนแปลงไปในทิศทางลบเนื่องจากผู้โดยสารจะมีความพึงพอใจต่อรูปแบบการเดินทางลดลง ถ้าเวลาที่ใช้ในการเดินทางเพิ่มขึ้น ในส่วนของสัมประสิทธิ์ค่าโดยสารในการเดินทาง (β_{Cost}) หากค่าโดยสารในการให้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่มีค่าเพิ่มขึ้น 1 บาท จะทำให้อรรถประโยชน์ของผู้โดยสารที่เลือกเดินทางโดยมอเตอร์ไซค์แชริ่งลดลงเท่ากับ 0.087 ดังนั้น จึงสามารถคำนวณมูลค่าของเวลาของผู้โดยสารที่เลือกใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งได้เท่ากับ -0.289/-0.0097 หรือ 3.32 บาทต่อนาที

ในทำนองเดียวกัน หากคำนวณสัมประสิทธิ์ของเวลาและค่าโดยสารในการเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างจะได้มูลค่าเวลาของผู้โดยสารเท่ากับ -0.324/-0.048 หรือ 6.75 บาทต่อนาที กล่าวคือผู้โดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างยินดีที่จะจ่ายเงินเพิ่มขึ้น 6.75 บาท เพื่อเดินทางเร็วขึ้น 1 นาที

จากผลการคำนวณเปรียบเทียบมูลค่าของเวลาของทั้ง 2 รูปแบบการเดินทาง ทำให้ทราบว่าผู้โดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างมีมูลค่าของเวลามากกว่าผู้โดยสารมอเตอร์ไซค์แชริ่ง 2.032 เท่า

5. อภิปรายผลการศึกษา

5.1 สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเพื่อวิเคราะห์ทางเลือกแบบไม่ต่อเนื่องทางด้านพฤติกรรมและทัศนคติต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางระหว่างรถจักรยานยนต์รับจ้างกับรถมอเตอร์ไซค์แชริ่ง โดยสร้างสถานการณ์สมมติที่มีปัจจัยทางด้านเวลาและค่าโดยสารที่แตกต่างกัน และแยกตัวแปรออกเป็น 3 กลุ่มหลัก ได้แก่ (1) ตัวแปรเวลาและค่าโดยสารในการเดินทาง (2) ตัวแปรด้านลักษณะทางสังคมและเศรษฐกิจ และ (3) ตัวแปรปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการเลือกรูปแบบการเดินทาง

ผลการศึกษาพบว่า ค่าโดยสารรถจักรยานยนต์รับจ้างส่งผลต่อความน่าจะเป็นในการเลือกใช้บริการรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งอย่างมีนัยสำคัญมากที่สุด กล่าวคือถ้าผู้เดินทางมีความรู้สึกว่าค่าโดยสารของรถจักรยานยนต์รับจ้างแพงเกินไป ผู้เดินทางจะมีความรู้สึกต้องการที่จะใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งมากขึ้น สำหรับตัวแปรด้านลักษณะทางเศรษฐกิจและสังคม พบว่า เพศมีผลต่อความน่าจะเป็นในการเลือกใช้บริการมากที่สุด โดยเพศหญิงมีแนวโน้มที่จะใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งน้อยกว่าเพศชาย และสำหรับตัวแปรปัจจัยที่มีความสำคัญต่อการเลือกรูปแบบการเดินทาง พบว่าผู้โดยสารจะให้ความสำคัญกับเวลาในการเดินทางมากที่สุด จะส่งผลทำให้มีแนวโน้มในการใช้บริการรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งลดลง อาจจะเป็นเพราะผู้โดยสารที่ใช้บริการรถจักรยานยนต์รับจ้างในปัจจุบันเป็นผู้เดินทางที่ต้องการความรวดเร็วในการเดินทางเพื่อเชื่อมต่อไปยังสถานีรถไฟฟ้าให้รวดเร็วที่สุด ซึ่งการใช้บริการมอเตอร์ไซค์แชริ่งอาจจะมีความยุ่งยากในการใช้งาน เช่น การใช้งานผ่านทางแอปพลิเคชัน หรือการเดินไปยังสถานีจอดรถที่ไม่มีความคุ้นชินเท่ากับเดินไปยังจุดจอดวินมอเตอร์ไซค์ที่ใช้อยู่เป็นประจำ

5.2 ข้อจำกัดของการศึกษา

1) เนื่องจากมอเตอร์ไซค์แชริ่งยังไม่มีการให้บริการจริง ในการทำแบบสอบถามในงานวิจัยนี้จะต้องมีการอธิบายรายละเอียดเกี่ยวกับรูปแบบของการให้บริการ ขั้นตอนและวิธีการใช้งาน รวมถึงลักษณะของรถจักรยานยนต์ไฟฟ้าที่ให้บริการโดยละเอียดเพื่อไม่ให้เกิดความคลาดเคลื่อน ทำให้ต้องใช้เวลานานในการทำแบบสอบถามแต่ละชุด ซึ่งในบางครั้งผู้โดยสารรถจักรยนต์รับจ้างค่อนข้างรีบในช่วงเช้าที่เป็นเวลาในการไปทำงาน ทำให้ในการเก็บข้อมูลอาจจะได้ไม่ครบถ้วน
2) งานวิจัยนี้ทำการศึกษาเฉพาะกลุ่มผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นระบบรอง (Feeder) เพื่อเชื่อมต่อกับระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนเท่านั้น ซึ่งยังขาดกลุ่มผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเดินทางออกจากที่พักไปยังป้ายจอดรถประจำทาง หรือกลุ่มผู้โดยสารที่ใช้รถจักรยานยนต์รับจ้างเป็นรูปแบบการเดินทางหลักในการเดินทางจากที่หนึ่งไปยังอีกที่หนึ่ง
3) การกำหนดเวลาในการเดินทางในรูปแบบของมอเตอร์ไซค์แชริ่งอาจจะไม่ใช่เวลาที่แท้จริงในการเดินทาง เพราะผู้ใช้งานจริงอาจจะไม่มีความคุ้นชินในการใช้บริการผ่านทางแอปพลิเคชันมือถือ
4) การกำหนดจุดจอดรถมอเตอร์ไซค์แชริ่งที่ใกล้ที่สุด ในระยะเดินไม่เกิน 5 นาที อาจจะไม่มีความเหมาะสมในการให้บริการจริง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ อ.ดร.พงษ์สันธ์ บัณฑิตสกุลชัย ที่ให้คำปรึกษาและชี้แนะแนวทางในการทำงาน ตลอดจนการหาแนวทางในการแก้ไขปัญหาต่าง ๆ งานวิจัยชิ้นนี้ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาจากทุนอุดหนุนวิทยานิพนธ์สำหรับนิสิต บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เอกสารอ้างอิง

[1] ณภัทร เลขะวัฒนะ และศิรดล ศิริธร. (2557) การพัฒนาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางสำหรับนักเรียนระหว่างรถยนต์ส่วนบุคคลและรถรับส่งนักเรียน. *วารสารวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ*, ปีที่ 9 ฉบับที่ 1 เดือนมกราคม – มิถุนายน พ.ศ. 2557: หน้า 61-67.

[2] วีรยา เลี่ยมเงิน. (2557). *การพัฒนาแบบจำาลองเพื่อหามูลค่าเวลาในการเดินทาง.* ปริญญาวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต, สาขาวิชาการจัดการโลจิสติกส์และโซ่อุปทาน คณะโลจิสติกส์ มหาวิทยาลัยบูรพา.

[3] จรินทร์ กังใจ (2549). *การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทางภายหลังการเปิดให้บริการของระบบขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ : การศึกษาก่อนและหลังของระบบรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงินในกรุงเทพมหานคร.* วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[4] Fukuda, T., Kashima, S., Fukuda, A. and Narupiti, S. (2005) "Analysis of Car Sharing Application on Consumer Orientation and Their Modal Selection in Bangkok". *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies* Vol. 6, pp. 1971 - 1986.

[5] Guo Y, Zhou J, Wu Y, Li Z (2017) Identifying the factors affecting bike-sharing usage and degree of satisfaction in Ningbo, China . *PLOS ONE,* 12(9): e0185100.

[6] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (2561). *การศึกษาสำรวจความต้องการการเดินทาง (Travel Demand Survey) และปรับปรุงฐานข้อมูลการเคลื่อนย้ายสินค้า เพื่อการวางแผนระบบขนส่งประเทศ*. ศูนย์เทคโนโลยีสารสนเทศการขนส่งและจราจร (ศทท.).

[7] Chalermpong, S. and Wibowo, S. (2007) Transit Station access Trips and Factors Affecting Propensity to Walk to Transit Stations in Bangkok, Thailand. *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies* Vol. 7.

[8] Krejcie, R.V. and Morgan, D.W. (1970) Determining Sample Size for Research Activities. *Educational and Psychological Measurement*, 30, pp. 607-610.

การศึกษาการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ กรณีก่อสร้างหรือซ่อมบำรุง

A Study of Toll Plaza Traffic Control In The Case of Construction and Maintenance.

ปิยภัค มหาโพธิ์[1,*] จิรวัฒน์ เพลิงศรีทอง[2] นันทวรรณ พิทักษ์พานิช[3] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[4]

[1,2,3,4] กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900
**Corresponding author; E-mail address: piyapak1991@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การดำเนินการก่อสร้าง หรือซ่อมบำรุงรักษาทางพิเศษจะส่งผลกระทบต่อการใช้บริการและความปลอดภัยของผู้ใช้ทาง หรือแม้แต่ผู้ปฏิบัติงานจึงจำเป็นต้องมีการจัดการจราจรเพื่อให้เกิดความปลอดภัยแก่ผู้ใช้ทางและผู้ปฏิบัติงาน การจัดการจราจรกรณีก่อสร้างหรือซ่อมบำรุงบริเวณด่านฯ และบนทางพิเศษนั้นมีความแตกต่างกัน โดยในประเทศไทยยังไม่มีรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ที่ชัดเจน การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์หารูปแบบการจัดการจราจรที่ปลอดภัยกับการปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ โดยทำการเก็บข้อมูลการเปลี่ยนแปลงความเร็วรถขณะขับผ่านด่านฯ ที่มีลักษณะทางกายภาพของด่านฯ ที่แตกต่างกัน นำความเร็วรถที่ได้คำนวณเพื่อหาระยะเบี่ยงที่ปลอดภัย แล้วจึงนำมาเปรียบเทียบกับระยะการเบี่ยงการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษตามมาตรฐานของ FDOT (Florida Department of Transportation) Design Standard, (2013) ประเทศสหรัฐอเมริกา จากการเก็บข้อมูลความเร็วเฉลี่ยบริเวณด่านฯ อยู่ที่ 35 - 61 กิโลเมตรต่อชั่วโมง คำนวณหาระยะเบี่ยงการจราจรได้เท่ากับ 20 - 70 เมตร ซึ่งคล้ายคลึงกับการจัดการจราจรตามมาตรฐานของ FDOT จากข้อมูลที่ได้สามารถกำหนดรูปแบบการจัดการจราจรที่ปลอดภัยต่อผู้ใช้ทางและผู้ปฏิบัติงานมากที่สุดคือการแบ่งพื้นที่จัดการจราจรบริเวณด่านฯ ออกเป็น 3 กรณี คือ 1) กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ 2) การปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ และ 3) การปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ

คำสำคัญ: การจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ, ระยะเบี่ยงการจราจร, FDOT

Abstract

The Expressway construction or maintenance is effected to user and officer's safety. A traffic control is needed to be managing in order to protect user and officer from accident. There are different between toll plaza traffic control and road traffic control. The standard for toll plaza traffic control in Thailand is not complete currently. The aim of this study is to analyses a safety traffic control which suitable for toll plaza work zone. Speed information on different physical type of toll plaza is collected. An average vehicle speed at the toll plaza is 35 – 61 kilometers per hour. Calculate the taper length from speed information; the suitable taper length is 20 – 70 meters. The taper length is similar when compare with FDOT (Florida Department of Transportation) Design Standard, (2013). In conclusion, it can define 3 cases which are 1) In front of toll plaza 2) At toll plaza and 3) Behind toll plaza.

Keywords: Toll Plaza Traffic Control, Taper Length, FDOT

1. คำนำ

การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) เป็นหน่วยงานในสังกัดกระทรวงคมนาคมที่มีวิสัยทัศน์ที่มุ่งมั่นพัฒนาทางพิเศษ เพื่อให้บริการที่ดี มีความคุ้มค่า สะดวก รวดเร็ว ปลอดภัย อย่างยั่งยืน โดยมีการให้บริการรวม 8 สายทาง ระยะทางทั้งสิ้น 224.6 กิโลเมตร มีจำนวนด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษทั้งสิ้น 144 ด่าน ดังนั้นเพื่อให้การบริการทางพิเศษสอดคล้องกับวิสัยทัศน์ขององค์กร การซ่อมบำรุงทางพิเศษให้มีสภาพดีอยู่เสมอจึงเป็นอีกหนึ่งภารกิจหลักของ กทพ. โดยการซ่อมบำรุงทางพิเศษจำเป็นจะต้องมีการปิดหรือเบี่ยงช่องจราจร เพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทางพิเศษ และพนักงานผู้ปฏิบัติงานของ กทพ. ซึ่งจะช่วยลดโอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษได้

ปัจจุบันการปฏิบัติงานซ่อมบำรุงบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษในประเทศไทยยังไม่มีมาตรฐานการจัดการจราจรที่เป็นมาตรฐานและเป็นลายลักษณ์อักษร ดังนั้นงานวิจัยนี้ จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อ

1) ศึกษารูปแบบการจัดการจราจรกรณีการซ่อมบำรุงบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษที่เหมาะสมกับ กทพ.

2) วิเคราะห์ระยะเบี่ยงการจราจร เพื่อเปรียบเทียบรูปแบบการจัดการจราจรกับมาตรฐาน FDOT

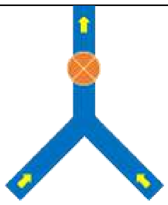
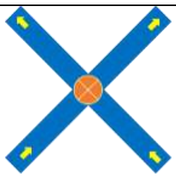
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ลักษณะทางกายภาพของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ

ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษมักตั้งอยู่ในเขตเมือง บริเวณทางขึ้นและลง (Ramp Plaza) โดยด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบ่งออกตามลักษณะทางกายภาพซึ่งมาจากทิศทางของกระแสจราจรทั้งขาเข้าและขาออกจากด่านฯ โดยมีตัวอย่างลักษณะด่านฯ แสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ตัวอย่างลักษณะด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษลักษณะทางกายภาพของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษในประเทศไทย สามารถแบ่งออกเป็น 4 รูปแบบ ซึ่งมีทิศทางของกระแสจราจรทั้งก่อนเข้าด่านฯ และหลังออกจากด่านฯ แตกต่างกัน และในการศึกษานี้ได้ทำการคัดเลือกด่านฯ ที่เป็นตัวแทนของรูปแบบด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษในประเทศไทย โดยสามารถสรุปลักษณะทางกายภาพของด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ลักษณะทางกายภาพของด่านฯ ในประเทศไทย

ลักษณะทางกายภาพของด่านฯ	ทิศทางกระแสจราจร
ตัววายหงาย	เข้า 1 ทิศทาง ออก 2 ทิศทาง
 ตัววายคว่ำ	เข้า 2 ทิศทาง ออก 1 ทิศทาง
ตัวไอ	เข้า 1 ทิศทาง ออก 1 ทิศทาง
 ตัวเอ็กซ์	เข้า 2 ทิศทาง ออก 2 ทิศทาง

2.2 พื้นที่การจัดการจราจร

การจัดการจราจรบนทางพิเศษกรณีงานก่อสร้าง หรือซ่อมบำรุงบริเวณด่านฯ มีวัตถุประสงค์เพื่อแจ้งเตือนให้ผู้ใช้ทางพิเศษทราบถึงกายภาพของด่านเก็บค่าผ่านทางที่เปลี่ยนแปลงไป โดยแบ่งพื้นที่การจัดการจราจรออกเป็น 4 ส่วนสำคัญ คือ พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า พื้นที่เบี่ยงการจราจร พื้นที่ปฏิบัติงาน และพื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ส่วนประกอบของพื้นที่การจัดการจราจร

พื้นที่การจัดการจราจร	ส่วนเกี่ยวข้องในพื้นที่การจัดการจราจร
1) พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า	เป็นส่วนที่ใช้แจ้งเตือนผู้ใช้ทางให้ทราบถึงเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นด้านหน้า เพื่อให้สามารถตัดสินใจที่จะหยุด เบี่ยงช่องจราจร หรือลดความเร็วได้อย่างปลอดภัย [2] โดยสามารถคำนวณหาได้จากระยะมองเห็นตัดสินใจได้ทัน (Decision Sight Distance, DSD) ดังสมการที่ 1 ก่อนการปฏิบัติงานจะมีการแสดงสัญลักษณ์เตือนงานก่อสร้างข้างหน้า หรือสัญลักษณ์แนะนำการเบี่ยงช่องจราจรบนป้ายสัญญาณจราจรปรับได้ (Matrix Sign, MS) และแสดงข้อความแจ้งเตือนบนป้ายปรับเปลี่ยนข้อความได้ (Variable Matrix Sign, VMS) รวมถึงการเปลี่ยนสัญญาณไฟบนหลังคาด่านฯ (Over Traffic Light, OTL) เพื่อแจ้งเตือนให้ผู้ใช้ทางพิเศษทราบล่วงหน้า
2) พื้นที่เบี่ยงการจราจร	เป็นพื้นที่เริ่มเบี่ยงทิศทางการจราจร (Transition Area) ซึ่งประกอบไปด้วยระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length, L) ที่แปรผันกับความเร็วของยานพาหนะ [1] [2] กล่าวคือ พื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงความกว้างของช่องจราจากปกติ โดยมีการวางอุปกรณ์แบ่งช่องจราจร เช่น กรวยจราจร (Traffic Cone), ไฟวับวาบ และป้ายสัญญาณไฟลูกศร เป็นต้น เพื่อเบี่ยงกระแสจราจออกจากพื้นที่ปฏิบัติงาน โดยมีการคำนวณระยะเบี่ยงการจราจรแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ 1) ยานพาหนะมีความเร็ว<u>น้อยกว่า</u> 70 กม./ชม. ดังสมการที่ 2 2) ยานพาหนะมีความเร็ว<u>มากกว่า</u> 70 กม./ชม. ดังสมการที่ 3
3) พื้นที่ปฏิบัติงาน	พื้นที่สำหรับการปฏิบัติงานของผู้ปฏิบัติงานก่อสร้างหรือซ่อมบำรุงทางพิเศษ โดยมีส่วนประกอบที่สำคัญ 2 ส่วน คือ ระยะกันชน (Buffer Length) และรถคุ้มครอง (Shadow Vehicle) โดยการคำนวณระยะกันชนจะมีความสอดคล้องกับการคำนวณระยะหยุดปลอดภัย (Stopping Sight Distance) ดังสมการที่ 4
4) พื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน	ส่วนสุดท้ายของพื้นที่การจัดการจราจร เพื่อแจ้งให้ผู้ใช้ทางทราบว่าสามารถใช้ความเร็วเป็นปกติได้ [1] [2] ซึ่งมีระยะเบี่ยงคืนการจราจรประมาณ 15 – 30 เมตร หลังพื้นที่ปฏิบัติงาน

2.2.1 การคำนวณระยะมองเห็นตัดสินใจได้ทัน

$$Decision\ Sight\ Distance = 0.278Vt_1 \quad (1)$$

โดยที่ V คือ ความเร็วของยานพาหนะ (กม./ชม.)

t_1 คือ ระยะเวลารับรู้เพื่อลดความเร็ว/เปลี่ยนช่องทาง (วินาที) = 10.2 ถึง 14.5 วินาที

2.2.2 ระยะเบี่ยงการจราจรกรณีที่ยานพาหนะมีความเร็วน้อยกว่า 70 กม./ชม.

$$Taper\ Length = \frac{WS^2}{155} \quad (2)$$

2.2.3 ระยะเบี่ยงการจราจรกรณีที่ยานพาหนะมีความเร็วมากกว่า 70 กม./ชม.

$$Taper\ Length = \frac{WS}{1.6} \quad (3)$$

โดยที่ W คือ ความกว้างของช่องจราจรที่ปิด (เมตร)

S คือ ความเร็วของยานพาหนะ (กม./ชม.)

2.2.4 การคำนวณระยะหยุดปลอดภัย (Stopping Sight Distance)

$$Buffer\ Length = 0.278Vt_2 + \frac{0.039V^2}{a} \quad (4)$$

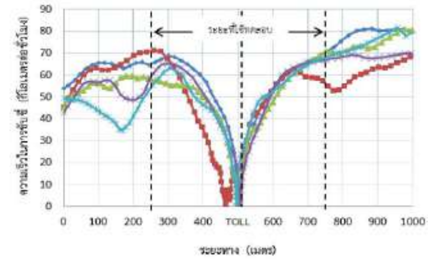
โดยที่ V คือ ความเร็วของยานพาหนะ (กม./ชม.)

t_2 คือ ระยะเวลาตอบสนองการเบรก (วินาที) = 2.5 วินาที

a คือ อัตราหน่วงความเร็ว (เมตรต่อวินาที^{2}) = 3.4 เมตร/วินาที^{2}

2.3 การศึกษาระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติกรณีไม่มีไม้กั้น (Non-Stop Lane, NSL) [3]

ได้ประเมินประสิทธิภาพของระบบ NSL เปรียบเทียบผลลัพธ์ด้านวิศวกรรมจราจร ด้านผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม และด้านความปลอดภัยทางถนนกับระบบเก็บค่าผ่านทางรูปแบบอื่น ๆ (ระบบเงินสด และระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ แบบมีไม้กั้น) โดยทำการเก็บข้อมูลจากการขับขี่จริง (GPS Probe Vehicle) ผ่านด่านฯ รูปแบบตัวไอ จำนวน 2 ด่านฯ จากการศึกษานี้พบว่าระยะที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงความเร็วอย่างมีนัยสำคัญบริเวณหน้าด่านฯ และหลังด่านฯ มีค่าเท่ากับ 250 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วและระยะทางที่ใช้ในการขับขี่ผ่านด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ

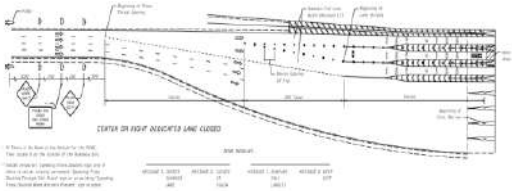
ผลการศึกษาสรุปได้ว่าระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบ NSL มีประสิทธิภาพมากกว่าระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษรูปแบบอื่น ๆ คือ ผู้ขับขี่สามารถขับขี่ผ่านช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษได้ที่ความเร็วเฉลี่ย 60 กม./ชม. ซึ่งเร็วกว่าระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (Easy Pass) แบบมีไม้กั้น ซึ่งจะช่วยประหยัดน้ำมันและมลพิษทางอากาศได้ 20 เปอร์เซ็นต์ และจากการวิเคราะห์ Acceleration Noise ยังสามารถช่วยลดอุบัติเหตุที่จะเกิดขึ้นบริเวณด่านฯ ได้อย่างมีนัยสำคัญ

2.4 มาตรฐาน State of Florida Department of Transportation (FDOT) Design Standard

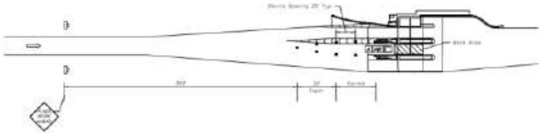
FDOT ได้กำหนดมาตรฐานการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ และบริเวณทางแยกทางพิเศษ FDOT ได้กำหนดระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length, L) สำหรับการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ (สำหรับปิดซ่อมหรือก่อสร้างจำนวน 1 ช่องจราจร) แสดงดังตารางที่ 3 โดยการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ แบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

1) กรณีที่ส่งผลกระทบต่อการจราจร หมายถึง พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่บริเวณหน้าด่านฯ ดังแสดงในรูปที่ 3

2) กรณีที่ไม่ส่งผลกระทบต่อการจราจร หมายถึง พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่ภายในบริเวณช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 3 การจัดการจราจรกรณีส่งผลกระทบต่อการจราจร



รูปที่ 4 การจัดการจราจรกรณีไม่ส่งผลกระทบต่อการจราจร

ตารางที่ 3 สรุประยะเบี่ยงการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษตามมาตรฐาน FDOT

กรณี	ระยะเบี่ยงการจราจร (เมตร)

1. กรณีส่งผลกระทบต่อการจราจร (พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่บริเวณหน้าด่านฯ)	
1.1 พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า มีระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า	150, 150 และ 500 เมตร
1.2 พื้นที่เบี่ยงการจราจร มีระยะเบี่ยงการจราจร	60 – 100 เมตร
1.3 พื้นที่ปฏิบัติงาน มีระยะกันชน	ไม่ได้กำหนด
1.4 พื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน มีระยะเบี่ยง	ไม่ได้กำหนด
2. กรณีไม่ส่งผลกระทบต่อการจราจร (พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่ภายในบริเวณช่องเก็บค่าผ่านทาง)	
2.1 พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า มีระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า	100 เมตร
2.2 พื้นที่เบี่ยงการจราจร มีระยะเบี่ยงการจราจร	15 เมตร
2.3 พื้นที่ปฏิบัติงาน มีระยะกันชน	ไม่ได้กำหนด
2.4 พื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน มีระยะเบี่ยง	ไม่ได้กำหนด

3. วิธีการศึกษา

3.1 การคัดเลือกด่านฯ

เนื่องจากการศึกษาครั้งนี้จำเป็นต้องเก็บข้อมูลความเร็วของยานพาหนะบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางที่มีลักษณะทางกายภาพแตกต่างกัน 4 รูปแบบ ผู้วิจัยจึงได้พิจารณาเลือกด่านฯ ที่เป็นตัวแทนในแต่ละรูปแบบ จำนวน 4 ด่านฯ ซึ่งมีลักษณะทางกายภาพแสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ลักษณะทางกายภาพของด่านฯ ที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

กายภาพ	ด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ			
	พระราม 9-1 (ฉลองรัช)	โยธินพัฒนา	รามอินทรา 1	วงแหวนรอบนอก (บางแก้ว)
1. จำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางพิเศษ	8	4	4	4
3. รูปแบบด่านฯ	ตัวเอ็กซ์	ตัวไอ	ตัววายคว่ำ	ตัววายหงาย
4. ลักษณะทางกายภาพหน้าด่านฯ	ทางตรงและทางโค้ง	ทางตรง	ทางตรง	ทางตรง
5. ลักษณะทางกายภาพหลังด่านฯ	ทางตรงและทางโค้ง	ทางตรง	ทางโค้ง	ทางตรง
6. ระยะทางในการสำรวจบริเวณหน้า/หลังด่านฯ	200/200 เมตร	200/200 เมตร	200/200 เมตร	200/200 เมตร

การเก็บข้อมูลความเร็วใช้เวลาดำเนินการทั้งหมด 15 วัน ตั้งแต่วันที่ 16 - 30 มีนาคม พ.ศ. 2563 โดยการเก็บข้อมูลความเร็วครั้งนี้ จะเก็บข้อมูลในช่วงนอกเวลาเร่งด่วน (Off - Peak Hour) เพื่อให้สอดคล้องกับการปฏิบัติงานจริง เนื่องจากการศึกษาการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ เป็นการศึกษาเพื่อหาแนวทางในการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ กรณีที่มีการก่อสร้างหรือซ่อมบำรุง ซึ่งโดยทั่วไปการปฏิบัติงานดังกล่าวจะทำในช่วงนอกเวลาเร่งด่วน

จำนวนตัวอย่างของข้อมูลในการศึกษานี้สามารถคำนวณหาได้จากสมการของคอแครน (Cochran , 1977) แสดงดังสมการที่ 5 เนื่องจากไม่ทราบขนาดของจำนวนประชากรที่แน่นอน แต่ทราบว่ามีจำนวนมากและต้องการประมาณค่าสัดส่วนของประชากรที่ต้องการเก็บข้อมูลต่อด่านฯ โดยจากการคำนวณพบว่าจำนวนประชากรที่ต้องเก็บข้อมูลความเร็วต่อด่านฯ ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 384 ตัวอย่าง

$$n = \frac{Z^2}{4e^2} \quad (5)$$

โดยที่ n คือ ขนาดของกลุ่มตัวอย่างที่ต้องการ

Z คือ ค่า Z ที่ระดับความเชื่อมั่นหรือระดับนัยสำคัญ

- ถ้าระดับความเชื่อมั่น 95% หรือระดับนัยสำคัญ 0.05 มีค่า Z = 1.96

e คือ ระดับความคลาดเคลื่อนของการสุ่มตัวอย่างที่ยอมให้เกิดขึ้นได้, e = 5%

3.2 การเก็บข้อมูลความเร็วเฉพาะตำแหน่ง

การเก็บข้อมูลความเร็วเฉพาะตำแหน่งปกติสามารถทำได้ 2 วิธี คือ วิธีการวัดความเร็วทางตรง และวิธีการวัดความเร็วทางอ้อม [5] ดังนี้

3.2.1 วิธีการวัดความเร็วทางตรง

วิธีการวัดความเร็วทางตรงจะใช้อุปกรณ์ที่เรียกว่า ปืนวัดความเร็ว (Speed Gun) เพื่อวัดความเร็วโดยตรง ซึ่งอุปกรณ์จะปล่อยคลื่นไมโครเวฟความถี่สูงไปยังยานพาหนะที่เคลื่อนที่และคลื่นจะสะท้อนกลับมา โดยค่าความถี่ของคลื่นที่ปล่อยออกและสะท้อนกลับมาจะแตกต่างกันไปตามความเร็วของยานพาหนะ และอุปกรณ์จะคำนวณหาค่าความเร็วของยานพาหนะออกมา

รูปที่ 5 อุปกรณ์ตรวจวัดความเร็ว

ข้อมูลความเร็วที่ได้จากปืนวัดความเร็วจะมีความแม่นยำมากที่สุดเมื่อวัดแบบตั้งฉากกับยานพาหนะ หากมุมองศาในการวัดไม่ตั้งฉากกับยานพาหนะ จะเกิดความคลาดเคลื่อนของความเร็วที่วัดได้ โดยปืนแต่ละรุ่นมีระยะที่สามารถวัดความเร็วได้แตกต่างกัน [5] ดังนั้นการเก็บตัวอย่างข้อมูลที่ได้จากวิธีการวัดความเร็วทางตรงจะทำได้ยากและมีจำนวนน้อยกว่าตัวอย่างข้อมูลที่ได้จากวิธีการวัดความเร็วทางอ้อม

3.2.2 วิธีการวัดความเร็วทางอ้อม

วิธีการวัดความเร็วทางอ้อมคือใช้การจับเวลาที่ยานพาหนะใช้ในการเคลื่อนที่ผ่านจุด 2 จุดด้วยการใช้ข้อมูลทางกายภาพบริเวณด่านฯ ที่ กทพ. มีมาเทียบกับมาตราส่วนในแผนที่บน Google Map และกำหนดระยะห่างระหว่างจุด 2 จุดให้ครอบคลุมบริเวณตำแหน่งที่สำคัญในระยะ 200, 100 และ 50 เมตร ตามตารางที่ 5 และดังแสดงในรูปที่ 6 แล้วจึงนำข้อมูลที่ได้ไปทำการคำนวณความเร็ว (Velocity, v) ด้วยสมการที่ 6

$$v = \frac{s}{t} \qquad (6)$$

โดยที่ v คือ ความเร็วของยานพาหนะ (กิโลเมตร/ชั่วโมง)

s คือ ระยะทางระหว่างจุด 2 จุด (เมตร)

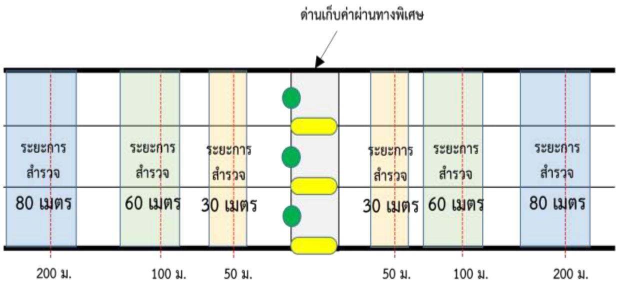
t คือ ระยะเวลาในการเคลื่อนที่ระหว่างจุด 2 จุด (วินาที)

การเก็บข้อมูลความเร็วทางอ้อมนี้สามารถใช้กล้องวีดีทัศน์บันทึกภาพการเคลื่อนที่ของยานพาหนะ แล้วนำเทปบันทึกภาพมาแยกข้อมูลในภายหลัง ซึ่งจะเหมาะกับการเก็บข้อมูลจำนวนมาก [5]

ทั้งนี้ สามารถสอบเทียบความถูกต้องของข้อมูลความเร็วที่ได้จากการเก็บข้อมูลทางตรงและทางอ้อมทำได้โดยวิธีการวัดค่า Correlation Coefficient (r) และ R-Squared (R^2)

ตารางที่ 5 ระยะห่างระหว่างจุดกำหนดการตรวจจับความเร็ว

ความเร็วเฉลี่ย (กิโลเมตร/ชั่วโมง)	ระยะห่างระหว่างจุดเริ่มต้นและจุดสิ้นสุด (เมตร)
< 40	30
40 – 60	60
> 60	80



รูปที่ 6 ผังการสำรวจข้อมูลวิธีการวัดความเร็วทางอ้อม

3.3 การกำหนดรูปแบบการจัดการจราจรจากข้อมูลความเร็ว

ขั้นตอนนี้จะนำข้อมูลความเร็วเฉลี่ยที่ได้ มาทำการวิเคราะห์เพื่อหารูปแบบการจัดการจราจรที่เหมาะสมกับการปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ โดยการวิเคราะห์แบ่งออกเป็น 2 ส่วน ดังนี้

3.3.1 รูปแบบการจัดการจราจร

คือการคำนวณระยะปลอดภัย (เมตร) ในพื้นที่จัดการจราจร จากนั้นนำระยะปลอดภัยที่ได้มากำหนดรูปแบบการจัดการจราจรให้เป็นไปตามทฤษฎีและมีความเหมาะสมกับการปฏิบัติงานของ กทพ.

3.3.2 การเปรียบเทียบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ กับมาตรฐาน FDOT

เป็นการนำรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ที่เหมาะสมกับการปฏิบัติงานของ กทพ. มาเปรียบเทียบกับรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ตามมาตรฐานของ FDOT เพื่อพิจารณาผลการศึกษารูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ที่มีความสอดคล้องหรือขัดแย้งกับมาตรฐานของ FDOT หรือไม่ อย่างไร

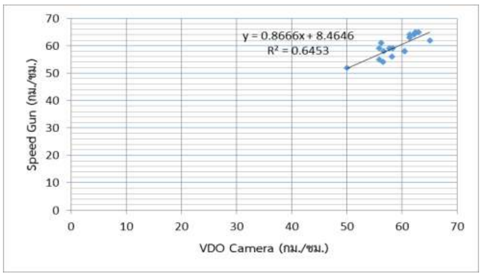
4. กรณีบทความภาษาอังกฤษ

4.1 ผลการศึกษาความเร็วของยานพาหนะบริเวณด่านฯ

ในงานวิจัยนี้ ใช้ข้อมูลความเร็วจากการเก็บข้อมูลทั้ง 2 ส่วน คือข้อมูลความเร็วทางตรงและข้อมูลความเร็วทางอ้อม

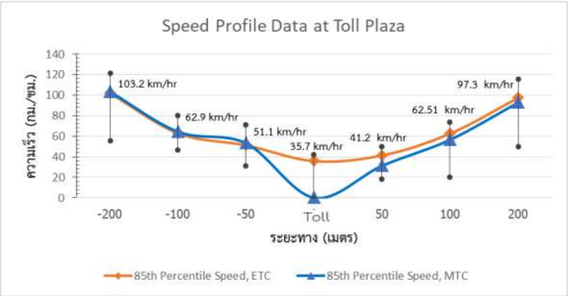
ข้อมูลความเร็วทางตรงได้จากปืนวัดความเร็ว โดยรุ่นที่ใช้สามารถวัดความเร็วยานพาหนะที่ระยะสูงสุด 100 เมตร แต่เนื่องจากการออกแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ จะต้องมีข้อมูลความเร็วยานพาหนะที่ระยะ 200 เมตร จึงจำเป็นต้องใช้ข้อมูลความเร็วทางอ้อมมาประกอบในระยะตั้งแต่ 101 เมตร เป็นต้นไป แต่ก่อนที่จะนำข้อมูลความเร็วทางอ้อมมาใช้ประกอบนั้น จะต้องมีการสอบเทียบความถูกต้องของข้อมูลทางอ้อมก่อนโดยวิธีการวัดค่า Correlation Coefficient (r) และ R-Squared (R^2)

ผลการสอบเทียบความถูกต้องของข้อมูลความเร็วยานพาหนะทางอ้อมด้วยวิธีการวัดค่า Correlation Coefficient (r) และ R-Squared (R^2) ของกลุ่มตัวอย่างข้อมูลความเร็วทางตรงและทางอ้อมที่ระยะ100 เมตร บริเวณหน้าด่านฯ จำนวน 20 ตัวอย่าง แสดงในรูปที่ 7 พบว่า มีสมการความสัมพันธ์ระหว่างวิธีการวัดความเร็วทางตรงและทางอ้อม คือ $y = 0.8666x + 8.4646$ และมีค่า $r = 0.8033$ ซึ่งมีค่าอยู่ในเกณฑ์ High Positive Correlation แสดงถึงความสัมพันธ์ของข้อมูลที่ได้จากวิธีการวัดทางตรงและวิธีการวัดทางอ้อมเป็นไปในทิศทางเดียวกัน และมีค่า $R^2 = 0.6453$ แสดงถึงความแปรปรวนของข้อมูล ที่หมายความว่าข้อมูลวิธีการวัดทางตรงอธิบายข้อมูลวิธีการวัดทางอ้อมได้ประมาณ 65% จึงสรุปได้ว่าการเก็บข้อมูลความเร็วยานพาหนะด้วยวิธีการวัดทางอ้อมสามารถเชื่อถือได้และใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงในการศึกษาได้



รูปที่ 7 ความถูกต้องของข้อมูลความเร็วยานพาหนะจากการวัดวิธีการวัดความเร็วทางตรงและวิธีการวัดความเร็วทางอ้อม

จากการเก็บข้อมูลความเร็วทั้งทางตรงและทางอ้อมสามารถนำมากำหนดความเร็วออกแบบ (85th Percentile Speed) ของยาพานะที่วิ่งผ่านด่านฯ ทั้งระบบเงินสด (MTC) และระบบเก็บค่าผ่านทางพิเศษอัตโนมัติ (ETC) ดังแสดงในรูปที่ 8

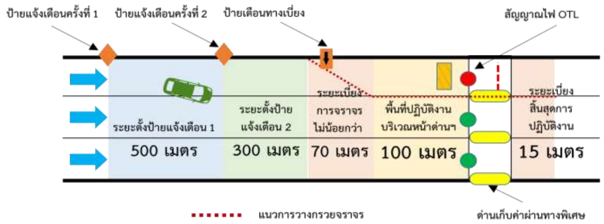


รูปที่ 8 ความเร็วเฉลี่ย

ข้อมูลความเร็วที่ได้นี้ จะทำให้ทราบความเร็วออกแบบสูงสุดของยานพาหนะบริเวณด่านฯ ที่ระยะต่าง ๆ เพื่อนำมาคำนวณหาระยะปลอดภัย (เมตร) และกำหนดรูปแบบการจัดการจราจรให้ปลอดภัยต่อความเร็วนั้น ๆ

4.2 การกำหนดระยะของพื้นที่การจัดการจราจร

พื้นที่การจัดการจราจรจะแบ่งออกเป็น 4 ส่วน ได้แก่ พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า พื้นที่เบี่ยงการจราจร พื้นที่ปฏิบัติงาน และพื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน โดยกำหนดระยะปลอดภัยตามความเร็วออกแบบที่ได้จากการเก็บข้อมูลความเร็วแสดงในรูปที่ 9 ดังนี้



รูปที่ 9 ระยะปลอดภัยสำหรับพื้นที่การจัดการจราจรบริเวณด่านฯ

4.2.1 พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า

ระยะแจ้งเตือนล่วงหน้าจะอ้างอิงความเร็วเฉลี่ยสูงสุดของยานพาหนะบริเวณด่านฯ ที่ระยะ 200 เมตร (103 กม./ชม.) ซึ่งสอดคล้องกับความเร็วจำกัดของทางพิเศษตามปกติ ที่ความเร็วจำกัดไม่เกิน 100 - 110 กม./ชม. ดังนั้นจะมีการแจ้งเตือนด้วยป้ายสัญญาณจราจรปรับได้ (Matrix Sign, MS) หรือป้ายปรับเปลี่ยนข้อความได้ (Variable Matrix Sign, VMS) ที่ระยะ 300 และ 500 เมตร ก่อนถึงพื้นที่เบี่ยงการจราจร

4.2.2 พื้นที่เบี่ยงการจราจร

ระยะเบี่ยงการจราจรสามารถแบ่งเป็น 2 กรณี คือระยะเบี่ยงการจราจรกรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ และระยะเบี่ยงการจราจรกรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

1) ระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length) กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ ต้องมีระยะเบี่ยงการจราจรที่ไม่น้อยกว่า 70 เมตร โดยใช้ความเร็วออกแบบของยานพาหนะนะที่ระยะ 100 เมตร (61.4 กม./ชม.) ในการคำนวณระยะเบี่ยง

2) ระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length) กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ มีระยะเบี่ยงการจราจรที่ต้องไม่น้อยกว่า 20 เมตร โดยใช้ความเร็วออกแบบของยาพานหะที่ด่านฯ (35.3 กม./ชม.)

4.2.3 พื้นที่ปฏิบัติงาน

ระยะกันชน (Buffer Length) จะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 86 เมตร (กรณีไม่มีรถคุ้มกัน) โดยคำนวณได้จากความเร็วออกแบบของยานพาหนะนะที่ระยะ 100 เมตร (61.4 กม./ชม.) และต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 40 เมตร (กรณีมีรถคุ้มกัน) [1] ดังแสดงในรูปที่ 10

4.2.4 พื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน

มีระยะเบี่ยงประมาณ 15 เมตรหลังจากจุดสิ้นสุดการปฏิบัติงานเพื่อให้ยานพาหนะเคลื่อนออกจากบริเวณพื้นที่ปฏิบัติงานได้อย่างปลอดภัย

For Shadow Vehicles Weighing 10 000 kg [22,000 lb] or More					
Operating Speed/Speed Limit[a]		Recommended Spacing[b]			
		Stationary Operation		Moving Operation[c]	
km/h	[mph]	m	[ft]	m	[ft]
Greater than 90	[Greater than 55]	45	[150]	52.5	[172]
70–90	[45–55]	30	[100]	45	[150]
Less than 70	[Less than 45]	22.5	[74]	30	[100]
For Shadow Vehicles Weighing Less than 10000 kg [22,000 lb] but Greater than 4500 kg[d] [9,900 lb]					
Operating Speed/Speed Limit[a]		Recommended Spacing[b]			
		Stationary Operation		Moving Operation[c]	
km/h	[mph]	m	[ft]	m	[ft]
Greater than 90	[Greater than 55]	52.5	[172]	67.5	[222]
70–90	[45–55]	37.5	[123]	52.5	[172]
Less than 70	[Less than 45]	30	[100]	30	[100]

Footnotes:
a) Should use operating speed if higher than posted speed limit.
b) Recommended spacing is distance between front of shadow vehicle and beginning of work area, that is, the first worker/operation/vehicle to be protected.
c) Distances are appropriate for shadow vehicle speeds up to 25 km/h [15.5 mph].
d) Shadow vehicles shall weigh 8000 kg to 9000 kg [17,600 to 19,800 lb] on all department construction projects.

Notes:
1. The heaviest shadow vehicle should be used to optimize protection of maintenance or construction workers. Because roll-ahead is minimized with heavier shadow vehicles, they can be placed closer to the work space to minimize the risk of vehicles cutting in ahead of the shadow vehicles.
2. The spacing distance is good with or without a TMA. A vehicle equipped with a TMA may move less than a truck not equipped with a TMA. However, the recommended spacing is conservative enough to allow the same spacing for a TMA versus a vehicle without a TMA.
3. Distances are intended as guidelines. However, engineering judgment should be used to alter distance to take into account traffic conditions, vehicle mix, sight distance, and other site conditions.

รูปที่ 10 ระยะกันชนที่เหมาะสมกรณีที่มีรถคุ้มกัน

4.3 รูปแบบการจัดการจราจรการปฏิบัติบริเวณด่านฯ

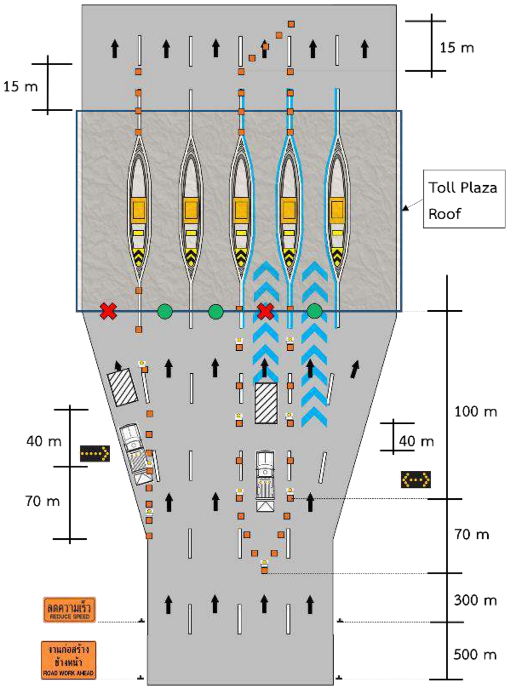
การกำหนดรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษของ กทพ. ออกเป็น 3 รูปแบบ คือ กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ, กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ และกรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ ดังนี้

4.3.1 กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ

หมายถึง การปฏิบัติงานนอกหลังคาอาคารด่านฯ ห่างจากด่านฯ ไม่เกิน 100 เมตร ประกอบไปด้วยพื้นที่จัดการจราจรทั้ง 4 ส่วนดังแสดงการคำนวณและรูปแบบการจัดการจราจรในตารางที่ 6 และรูปที่ 11 โดยมีระยะปลอดภัยดังนี้

ตารางที่ 6 ระยะปลอดภัยกรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ

1. กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ	
พื้นที่การจัดการจราจร	ระยะปลอดภัย
1. ระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า (Decision Sight Distance, DSD)	DSD = 300 ถึง 500 เมตร [0.278 x 103 x 10.2 = 300] [0.278 x 1030 x 14.5 = 430]
2. ระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length) - ยานพาหนะมีความเร็วน้อยกว่า 70 กม./ชม.	Taper Length = 70 เมตร เป็นอย่างน้อย [3 x 61.4^2 / 155 = 72.9 เมตร]
3. ระยะกันชน (Buffer Length) - กรณีไม่มีรถคุ้มกัน	Buffer Length = 85.9 เมตร [(0.278x61.4x2.5)+(0.039x61.4^2/3.4)]
- กรณีมีรถคุ้มกัน	Buffer Length = 40 เมตร เป็นอย่างน้อย
4. ระยะสิ้นสุดการปฏิบัติงาน	ประมาณ 15 เมตร



รูปที่ 11 การปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ

4.3.2 กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

หมายถึง การปฏิบัติงานใต้หลังคาอาคารด่านฯ ประกอบไปด้วยพื้นที่จัดการจราจรทั้ง 3 ส่วนดังแสดงการคำนวณและรูปแบบการจัดการจราจรในตารางที่ 7 และรูปที่ 12 โดยมีระยะปลอดภัยดังนี้

ตารางที่ 7 ระยะปลอดภัยกรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

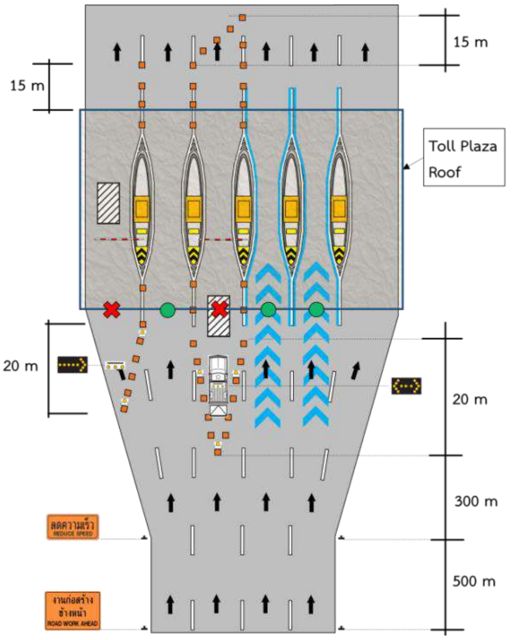
2. กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ	
พื้นที่การจัดการจราจร	ระยะปลอดภัย
1. ระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า (Decision Sight Distance, DSD)	DSD = 300 ถึง 500 เมตร [0.278 x 103 x 10.2 = 300] [0.278 x 103 x 14.5 = 430]
2. ระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length) - ยานพาหนะมีความเร็วน้อยกว่า 70 กม./ชม.	Taper Length = 20 เมตร เป็นอย่างน้อย [3 x 35.3^2 / 155 = 24.1 เมตร]
3. ระยะสิ้นสุดการปฏิบัติงาน	ประมาณ 15 เมตร

4.3.3 กรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ

หมายถึง การปฏิบัติงานนอกหลังคาอาคารด่านฯ ห่างจากด่านฯ ไม่เกิน 100 เมตร ประกอบไปด้วยพื้นที่จัดการจราจรทั้ง 3 ส่วนดังแสดงการคำนวณและรูปแบบการจัดการจราจรในตารางที่ 8 และรูปที่ 13 โดยมีระยะปลอดภัยดังนี้

ตารางที่ 8 ระยะปลอดภัยกรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ

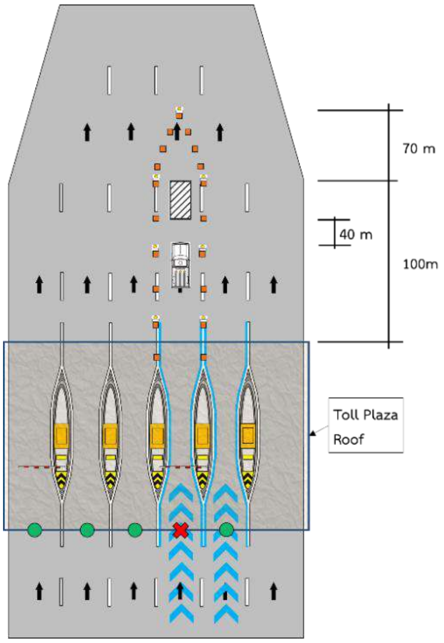
3. กรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ	
พื้นที่การจัดการจราจร	ระยะปลอดภัย
1. ระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า (Decision Sight Distance, DSD)	เปิดสัญญาณไฟ OTL แจ้งเตือนผู้ใช้งาน
2. ระยะกันชน (Buffer Length) - กรณีไม่มีรถคุ้มกัน - กรณีมีรถคุ้มกัน	Buffer Length = 85.9 เมตร [(0.278x61.4x2.5)+(0.039x61.4^2/3.4)] Buffer Length = 40 เมตร เป็นอย่างน้อย
3. ระยะเบี่ยงการจราจร (Taper Length) - ยานพาหนะมีความเร็วน้อยกว่า 70 กม./ชม.	Taper Length = 70 เมตร เป็นอย่างน้อย [3 x 61.4^2 / 155 = 72.9 เมตร]



รูปที่ 12 การปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

4.4 การเปรียบเทียบรูปแบบการจัดการจราจรกับมาตรฐาน FDOT

รูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ที่เหมาะสมกับ กทพ. แบ่งได้เป็น 3 กรณี คือ กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ และกรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบพื้นที่จัดการจราจรกับมาตรฐาน FDOT พบว่ามีความสอดคล้องกัน โดยมีรายละเอียดการเปรียบเทียบพื้นที่การจัดการจราจรแสดงในตารางที่ 9



รูปที่ 13 การปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

ตารางที่ 9 เปรียบเทียบพื้นที่การจัดการจราจร

พื้นที่การจัดการจราจร	FDOT	EXAT's
1. พื้นที่แจ้งเตือนล่วงหน้า - ระยะแจ้งเตือนล่วงหน้า	อย่างน้อย 3 ป้าย ระยะ 150, 150 และ 500 เมตรก่อนเข้าพื้นที่เบี่ยงการจราจร	อย่างน้อย 2 ป้าย ระยะ 300 และ 500 เมตรก่อนเข้าพื้นที่เบี่ยงการจราจร
2. พื้นที่เบี่ยงการจราจร - ระยะเบี่ยงกรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ - ระยะเบี่ยงกรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ	60 – 100 เมตร 15 เมตร	ไม่น้อยกว่า 70 เมตร ไม่น้อยกว่า 20 เมตร
3. พื้นที่ปฏิบัติงาน - ระยะกันชนกรณีไม่มีรถคุ้มกัน - ระยะกันชนกรณีมีรถคุ้มกัน	ไม่ได้กำหนด ไม่ได้กำหนด	ไม่น้อยกว่า 86 เมตร ไม่น้อยกว่า 40 เมตร
4. พื้นที่สิ้นสุดการปฏิบัติงาน - ระยะเบี่ยงสิ้นสุดการปฏิบัติงาน	ไม่ได้กำหนด	ประมาณ 15 เมตร

5. บทสรุป

การศึกษารูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษนี้สามารถทราบถึงข้อมูลความเร็วออกแบบของยานพาหนะบริเวณด่านฯ ที่มีลักษณะทางกายภาพที่แตกต่างกัน 4 รูปแบบ ซึ่งครอบคลุมลักษณะกายภาพของด่านฯ ในประเทศไทย และนำมากำหนดรูปแบบการจัดการจราจรที่เหมาะสมกับพฤติกรรมการขับขี่ของผู้ใช้ทางและลักษณะการปฏิบัติงานก่อสร้างหรือซ่อมบำรุงรักษาของ กทพ.เพื่อให้เกิดความปลอดภัย

ในกรณีที่มีการปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ โดยข้อมูลความเร็วออกแบบเป็นข้อมูลที่สำคัญที่สุดในการกำหนดรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ เพราะความเร็วของยานพาหนะถือเป็นตัวแปรหลักในการกำหนดระยะปลอดภัยต่าง ๆ

จากการศึกษาพบว่ารูปแบบการจัดการจราจรของ กทพ. สามารถนำไปประยุกต์ใช้กับการปฏิบัติงานก่อสร้างหรือบำรุงรักษาบริเวณด่านฯ ในประเทศไทยได้ เนื่องจากการเก็บข้อมูลความเร็วที่ครอบคลุมทุกกายภาพของด่านฯ ในประเทศไทย ซึ่งมีความสัมพันธ์สอดคล้องกับทฤษฎีการจัดการจราจร และมาตรฐานในระดับสากล อาทิ AASHTO, MUTCD และ FDOT เป็นต้น โดยสามารถแบ่งรูปแบบการจัดการจราจรบริเวณด่านฯ ตามตำแหน่งของพื้นที่ปฏิบัติงานออกเป็น 3 กรณี ดังนี้

5.1 กรณีปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ

การปฏิบัติงานบริเวณหน้าด่านฯ จะหมายถึง พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่นอกหลังคาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ และห่างจากตัวด่านฯ ไม่เกิน 100 เมตร ติดตั้งป้ายเตือนล่วงหน้าเพื่อแจ้งให้ผู้ใช้ทางทราบที่ระยะ 300 และ 500 เมตร ก่อนพื้นทีเบี่ยงการจราจรหรือเปิดใช้ป้าย MS/VMS แจ้งเตือนก่อนถึงบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ มีระยะเบี่ยงการจราจรที่ 70 เมตร มีรถคุ้มกันปิดท้ายและมีระยะกันชนระหว่างหน้ารถคุ้มกันจนถึงพื้นที่ปฏิบัติงานอย่างน้อย 40 เมตร และระยะเบี่ยงสิ้นสุดการปฏิบัติงาน 15 เมตร

5.2 กรณีปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ

การปฏิบัติงานบริเวณด่านฯ หมายถึง พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่ใต้หลังคาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ ติดตั้งป้ายเตือนล่วงหน้าเพื่อแจ้งให้ผู้ใช้ทางทราบที่ระยะ 300 และ 500 เมตร หรือเปิดใช้ป้าย MS/VMS แจ้งเตือนก่อนถึงบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ มีระยะเบี่ยงการจราจร 20 เมตร และระยะเบี่ยงสิ้นสุดการปฏิบัติงาน 15 เมตร

5.3 กรณีปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ

การปฏิบัติงานบริเวณหลังด่านฯ หมายถึง พื้นที่ปฏิบัติงานอยู่นอกหลังคาด่านเก็บค่าผ่านทางพิเศษ และห่างจากตัวด่านฯ ไม่เกิน 100 เมตร เปลี่ยนสัญญาณไฟ OTL เป็นสีแดงเพื่อแจ้งให้ผู้ใช้ทางทราบว่าช่องเก็บค่าผ่านทางฯ ปิดใช้งานชั่วคราว มีรถคุ้มกันปิดท้ายและมีระยะกันชนระหว่างหน้ารถคุ้มกันจนถึงพื้นที่ปฏิบัติงานอย่างน้อย 40 เมตร และมีระยะเบี่ยงการจราจร 70 เมตร

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยความอนุเคราะห์ของบุคคลหลายท่าน ขอขอบพระคุณ นายเทพฤทธ์ รัตนปัญญากร ผอ.กวพ. ที่ให้โอกาสจัดทำงานศึกษาวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบคุณนางสาวนันทวรรณ พิทักษ์พานิช ห.ทส. รวมทั้งบุคลากรทุกท่านในกองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย ที่ให้ความอนุเคราะห์ตลอดการศึกษาในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2001). *A Policy Geometric Design of Highway and Streets.* Page 110 - 117, 256 - 258.

[2] Federal Highway Administration (FHWA). (2009). *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways* (MUTCD). Page 547 – 557.

[3] รัฐพงศ์ มีสิทธ์, เอกรินทร์ เหลืองวิลัย และ ศักดิ์ดา พรรณไวย. (2557). การศึกษาระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติกรณีไม่มีไม้กั้น (Non-Stop Lane). การประชุมวิชาการขนส่งแห่งชาติ ครั้งที่ 9, 20 - 21 พฤศจิกายน 2557, หน้า 4 - 6.

[4] Florida Department of Transportation (FDOT). (2017). Toll Plaza Traffic Control Standards. Page 1 – 6.

[5] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร. (2559). ร่างรายงานคู่มือมาตรฐานด้านการจัดระบบจราจร เรื่อง การสำรวจและวิเคราะห์ข้อมูลด้านจราจร, หน้า 2 - 7 ถึง 2 - 13, 5 - 4 ถึง 5 - 7.

การวิเคราะห์การจัดการอุปสงค์การเดินทางเพื่อสนับสนุนระบบขนส่งสาธารณะในเมืองเชียงใหม่

Analysis of Travel Demand Management for Supporting Public Transport System in Chiang Mai City

กานต์ชนก ทองทิพย์[1,*] อรรถวิทย์ อุปโยคิน[2] เกรียงไกร อรุโณทยานันท์[3] และ สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์[4]

[1]บัณฑิตศึกษา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[2,3]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[4]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: kantchanok_thongthip@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

ปัญหาการจราจรติดขัดในเมืองเชียงใหม่ช่วงเวลาเร่งด่วน เป็นสาเหตุหนึ่งทำให้เกิดความล่าช้าในการเดินทาง วิธีที่นิยมใช้ในการบรรเทาการจราจรติดขัด คือ การจัดการอุปสงค์การเดินทาง (Travel Demand Management) เนื่องจากเป็นการควบคุม หรือลดการเดินทางโดยรถส่วนบุคคล และสนับสนุนการเดินทางรูปแบบอื่นแทนการใช้รถส่วนบุคคล งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างกรอบงานในการวิเคราะห์หาปัจจัยในการกำหนดมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทางที่เหมาะสม สำหรับหน่วยงานท้องถิ่นและหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง โดยการคัดกรองด้วยวิธีการวิเคราะห์สวอท (SWOT) และจัดอันดับความสำคัญของปัจจัยโดยใช้เทคนิคความสอดคล้อง (Concordance technique) การศึกษานี้ได้สำรวจข้อมูลเชิงลึกจากกลุ่มผู้เชี่ยวชาญจากหน่วยงานท้องถิ่น และหน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับการแก้ปัญหาการจราจรในเมืองเชียงใหม่ ผลการศึกษาทำให้ทราบข้อได้เปรียบ และข้อจำกัดของแต่ละมาตรการ รวมถึงความสำคัญของปัจจัยต่าง ๆ เช่น ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน ปัจจัยด้านการยอมรับ ปัจจัยด้านเศรษฐกิจ ที่มีผลต่อการนำไปประยุกต์ใช้ในเมืองเชียงใหม่

คำสำคัญ: การจราจรติดขัด, การจัดการอุปสงค์การเดินทาง, การวิเคราะห์สวอท, เทคนิคความสอดคล้อง

Abstract

Traffic congestion problem in Chiang Mai City during peak hours mainly causes travel delays. To alleviate this problem, Travel Demand Management (TDM) is practically utilized as an effective method to control and/or reduce the uses of private vehicles. Moreover, it also can promote other alternative transportation modes. This research aims to create a framework to analyze factors which can influence the application of TDM measures for local and relevant agencies using the SWOT analysis and Concordance technique to screen and prioritize important factors. This study explores insights from expert groups from local and relevant agencies to give the TDM information. The results show the pros and cons of all measures and also indicate important factors for TDM application in Chiang Mai city including social impacts, acceptance, economy, etc.

Keywords: Traffic congestion, Travel Demand Management, SWOT analysis, Concordance technique, PROMETHEE II

1. คำนำ

การเป็นศูนย์กลางด้านการค้าและการท่องเที่ยวของภาคเหนือ ส่งผลให้จังหวัดเชียงใหม่ มีการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจอย่างต่อเนื่อง ก่อให้เกิดความต้องการในการเดินทางและขนส่งเป็นจำนวนมาก โดยมีอัตราการเพิ่มขึ้นของจำนวนยานพาหนะจดทะเบียนเฉลี่ยอยู่ที่ร้อยละ 5.87 ต่อปี ในช่วงปี พ.ศ.2554-2558 [1] การเพิ่มขึ้นของยานพาหนะเหล่านี้ได้ก่อให้เกิดความล่าช้าในการเดินทางต่อผู้ใช้ถนน อีกทั้งยังส่งผลกระทบโดยอ้อมของต่อคุณภาพชีวิตความเป็นอยู่ของประชาชนเชียงใหม่ จากมลพิษทางอากาศที่เกิดจาก ไอเสียของรถยนต์ และมลพิษทางเสียงจากการวิ่งของรถบรรทุก และรถโดยสารขนาดใหญ่

ที่ผ่านมาการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะในเมืองเชียงใหม่เพื่อบรรเทาปัญหาการจราจรติดขัดภายในเขตเมือง โดยใช้ระบบรถโดยสารประจำทางหรือรถเมล์ ได้แก่ รถเมล์โดยสารของเทศบาลนครเชียงใหม่ และระบบรถโดยสารไม่ประจำทางในเมืองเชียงใหม่ ประกอบด้วย รถแท็กซี่ (Taxi) และรถสี่ล้อแดง มักประสบปัญหาในเรื่อง อัตราค่าโดยสารที่มีราคาแพงและไม่แน่นอน การให้บริการที่มีลักษณะเป็นแบบ Shared Taxi [1] ซึ่งคนขับรถสามารถรับคนเพิ่มเติมและสามารถเปลี่ยนแนวเส้นทางการวิ่งตลอดเส้นทาง

เพื่อส่งเสริมการใช้ระบบขนส่งสาธารณะในจังหวัดเชียงใหม่ให้ดียิ่งขึ้น งานวิจัยนี้ได้จัดทำการศึกษาความเหมาะสมของมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (Travel Demand Management, TDM) ซึ่งคาดว่าจะเข้ามา

ช่วยกำหนดแนวทางการในการพัฒนาระบบขนส่งควบคู่กับการพัฒนาเมืองเชียงใหม่ โดยมุ่งเน้นการลดการใช้รถส่วนบุคคล สนับสนุนการเดินทางในรูปแบบระบบขนส่งสาธารณะ ได้แก่ รถโดยสารประจำทาง และ ระบบรถไฟฟ้ารางเบา Light Rail Transit System (LRT) ในอนาคต

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 มาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM)

มาตรการ TDM เป็น การนำมาตรการ หรือนโยบาย เข้ามาช่วยในการจัดการความต้องการในการเดินทาง โดยมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อปรับเปลี่ยนพฤติกรรมการเดินทางในชีวิตประจำวันของผู้เดินทาง ที่แต่เดิมใช้รถยนต์ส่วนบุคคล มาใช้ระบบขนส่งสาธารณะหรือรูปแบบการเดินทางที่มีประสิทธิภาพสูงกว่ารถยนต์ส่วนบุคคล เพื่อลดการติดขัดของยานพาหนะบนท้องถนน [2]

มาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง แบ่งออกเป็น 2 ประเภท ดังนี้

1) มาตรการเชิงบังคับ (Coercive Measures) คือ มาตรการที่มีจุดมุ่งหมายเพื่อควบคุม และบังคับผู้เดินทาง หรือเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมการเดินทางจากการใช้รถยนต์ส่วนบุคคลไปใช้ระบบขนส่งรูปแบบอื่น ๆ เช่น มาตรการเก็บเงินค่าผ่านเข้าใช้ถนน (Road Pricing) มาตรการจัดเก็บค่าธรรมเนียมการจอดรถ มาตรการขึ้นภาษีน้ำมัน มาตรการจัดการพื้นที่จอดรถ (Parking Management) มาตรการจำกัดการจราจร (Traffic Calming) มาตรการจำกัดการใช้รถยนต์ (Vehicle Restriction) และมาตรการระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transportation System, ITS) เป็นต้น [3, 4]

2) มาตรการเชิงสนับสนุน (Non-Coercive Measures) คือ มาตรการที่เน้นการส่งเสริมและสนับสนุนการใช้ระบบขนส่งสาธารณะรูปแบบอื่นแทนที่การใช้รถยนต์ เช่น มาตรการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาทำงาน (Alternative Work Schedules) มาตรการพัฒนาการเดินทางโดยการเดินเท้า (Walkability Improvements) มาตรการการใช้รถร่วมกัน (Car Sharing) มาตรการจอดแล้วจร (Park and Ride) มาตรการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะ (Public Transit Improvements) มาตรการให้ความสำคัญกับรถที่มีคนนั่งหลายคน (High Occupancy Vehicle, HOV) และมาตรการการทำงานอยู่ที่บ้านผ่านทางอินเทอร์เน็ต (Telecommuting) เป็นต้น [3, 4]

2.1.1 การประยุกต์ใช้มาตรการ TDM

จากการศึกษามาตรการ TDM ที่มีการประยุกต์ใช้ในต่างประเทศและในกรุงเทพฯ พบว่า ส่วนใหญ่มีการประยุกต์ใช้ระบบจราจรอัจฉริยะ (ITS) เข้ามาเป็นส่วนสำคัญในการแก้ไขปัญหาการจราจร สำหรับมาตรการรองลงมา ได้แก่ มาตรการควบคุมการจอดรถ มาตรการสนับสนุนการเดินเท้าและจักรยาน และมาตรการปรับเวลาทำงาน โดยสรุปได้ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สรุปรายละเอียดมาตรการ TDM ที่มีการนำมาประยุกต์ใช้ในต่างประเทศ และกรุงเทพฯ

มาตรการ TDM	USA	ออสเตรเลีย	ญี่ปุ่น	เกาหลีใต้	สิงคโปร์	อังกฤษ	กทม.
ควบคุมการจอดรถ	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
สนับสนุนการเดินเท้าและจักรยาน	✓	✓	✓	✓	✓	✓	Partial[5]
ระบบจราจรอัจฉริยะ (ITS)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
ปรับเวลาทำงาน	✓	✓	✓	✓		✓	✓
ทำงานที่บ้าน	✓	✓				✓	
การวางแผนการเดินทาง	✓	✓				✓	
การใช้รถร่วมกัน (Car Sharing)	✓	✓	✓			✓	
ให้สิทธิในการให้ทางกับรถขนส่งสาธารณะ		✓	✓	✓	✓	✓	Partial[5]
การสนับสนุนค่าโดยสารรถขนส่งสาธารณะ	✓					✓	
ITF[1] P&R[2] TOD[3]			✓	✓		✓	Partial[5]
ลดปริมาณจราจรเข้าเขตเมือง			✓		✓	✓	
เก็บค่าใช้ถนน (Road Pricing)		สะพาน	FS[4]	อุโมงค์	✓	✓	
มาตรการจูงใจด้านภาษี			✓	✓	✓	✓	
การควบคุมป้ายทะเบียน				✓	✓		
ปรับเกณฑ์การจดทะเบียนรถใหม่			✓	✓	✓		
มาตรการด้านราคาน้ำมัน					✓	✓	
ลดปริมาณรถสินค้าในเขตเมือง			✓			✓	✓
การรณรงค์			✓	✓	✓	✓	

ที่มา : (สนข., 2558) [5]

หมายเหตุ. [1] Intermodal Transfer Facilities
[2] Park and Ride
[3] Transit Oriented Development
[4] Feasibility Study
[5] บางพื้นที่

2.2 ปัจจัยที่มีผลต่อการประยุกต์ใช้มาตรการ TDM

การกำหนดมาตรการ TDM ในการประยุกต์ใช้ในแต่ละโครงข่ายถนนและพื้นที่เมืองนั้นมีความซับซ้อน ประกอบด้วยหลายปัจจัยเกี่ยวข้องกับ

ผู้ใช้ยานพาหนะเดินทาง ประเภทของกิจกรรม คุณลักษณะของถนน และจราจร การบังคับใช้ในแต่ละหน่วยงาน เนื่องจากเกี่ยวข้องกับความเป็นไปได้ในการนำมาตรการ TDM ไปใช้ในทางปฏิบัติ โดยมีรายละเอียดปัจจัยต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการนำมาตรการ TDM ไปประยุกต์ใช้ ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 สรุปปัจจัยที่มีผลต่อการประยุกต์ใช้มาตรการ TDM

ปัจจัย	รายละเอียด
โครงสร้างพื้นฐาน	ถนน ทางเดินเท้า ที่จอดรถ เส้นทาง และถนนไม่ควรออกแบบมาเพื่อรองรับรถขนาดใหญ่เพียงอย่างเดียว
ยานพาหนะ	ความเป็นเจ้าของรถส่วนบุคคลขึ้นอยู่กับรายได้
การเดินทางส่วนบุคคล	บุคคลผู้มีรายได้สูงมีการเดินทางมากกว่าบุคคลผู้มีรายได้น้อย
ความหลากหลายในการขนส่ง	มีระบบการขนส่งที่หลากหลาย
หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง	มีหน่วยงานเฉพาะ หรือหน่วงงานที่มีส่วนเกี่ยวข้องมาช่วยวางแผนการขนส่ง
การใช้จ่ายของรัฐ	มีข้อจำกัดในการลงทุน การก่อสร้าง
ค่าใช้จ่ายของผู้เดินทาง	ค่าใช้จ่ายในการเดินทางของแต่ละครอบครัว
ความปลอดภัย	เมื่อมีปริมาณการจราจรที่มากขึ้น ความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุเพิ่มขึ้นตาม
ความสะดวกสบาย	ในการเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะมีความสะดวกสบายต่ำกว่าการเดินทางด้วยรถส่วนบุคคล
สิ่งแวดล้อม	ยกตัวอย่างเช่น ปัญหาด้านมลพิษในเขตเมืองมีสูงกว่านอกเมือง
การใช้ที่ดิน	การเข้าถึงพื้นที่ภายในเมืองมีการเข้าถึงที่ง่ายกว่านอกเมือง เนื่องจากอาจมีข้อจำกัดในการเข้าพื้นที่
เศรษฐกิจ	การขนส่งสินค้าเข้า-ออก มีผลต่อเศรษฐกิจ

ที่มา : (Broaddus et al., 2009) [6]

จากการทบทวนทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการวิเคราะห์สวอท (SWOT) เพื่อเป็นแนวทางในการวางแผนการดำเนินงานในองค์กรและวิธีการจัดอันดับความสำคัญของปัจจัยที่มีผลต่อมาตรการ TDM โดยเทคนิคแนวทางความสอดคล้อง (Concordance) และวิธีการจัดอันดับโดยค่าถ่วงน้ำหนัก (Ranking system for obtaining weights)

2.3 การวิเคราะห์สวอท (SWOT)

การศึกษานี้ใช้วิธีการวิเคราะห์สวอทในการหาจุดเด่นและจุดด้อยของแต่ละมาตรการ TDM สำหรับการนำไปประยุกต์ใช้ในองค์กร การวิเคราะห์สวอท โดยทั่วไปจะจัดกลุ่มตามปัจจัยต่าง ๆ ในรูปแบบของตารางเมทริกซ์สองคูณสอง (Matrix) โดยแยกตามการส่งผลของปัจจัย (ดังแสดงในรูปที่ 1) [7]

Strengths (จุดแข็งหรือจุดเด่น)	Weaknesses (จุดอ่อนหรือข้อด้อย)
Opportunity (โอกาส)	Threats (อุปสรรค)

รูปที่ 1 การวิเคราะห์สวอท (SWOT Analysis) ในรูปแบบตารางเมทริกซ์

Strengths (จุดแข็งหรือจุดเด่น) คือ ปัจจัยหรือคุณลักษณะทางบวกภายในองค์กร ที่ส่งผลให้มีศักยภาพที่โดดเด่นให้องค์กรสามารถบรรลุเป้าหมายได้

Weaknesses (จุดอ่อนหรือจุดด้อย) คือ ปัจจัยหรือคุณลักษณะทางลบที่เป็นข้อจำกัดและข้อบกพร่องภายในองค์กรที่ยากต่อการบรรลุเป้าหมาย

Opportunity (โอกาส) คือ ปัจจัยหรือสถานการณ์ทางบวกภายนอกองค์กรที่ไม่สามารถควบคุมได้ ช่วยส่งเสริมและมีผลต่อองค์กรในการบรรลุเป้าหมายได้

Threats (อุปสรรค) คือ ปัจจัยหรือสถานการณ์ทางลบภายนอกองค์กรที่เป็นอุปสรรคขัดขวางหรือข้อจำกัดในการดำเนินงานขององค์กร

2.4 การวิเคราะห์ความสอดคล้อง (Concordance)

เป็นเทคนิคที่สามารถระบุอันดับของทางเลือกหรือกลุ่มของตัวเลือกโดยการจัดอันดับแบบต้นไม้ (Ranking Tree) วิธีการความสอดคล้อง (Concordance) จะทำการเปรียบเทียบตัวเลือก (Options) แบบเป็นคู่เช่นเดียวกับวิธีการอันดับชั้นเชิงวิเคราะห์ (Analytic Hierarchy Process , AHP) การระบุความสำคัญของแต่ละคู่เปรียบ จะพิจารณาจากความเด่น (Dominance) ของแต่ละเกณฑ์ โดยทางเลือกที่เด่นกว่าหรือดีกว่าอีกทางเลือกจะถูกให้คะแนนเท่ากับ 1 และทางเลือกที่ด้อยกว่าถูกกำหนดคะแนนเท่ากับ 0 และคะแนนที่ได้จะเรียกว่า คะแนนความสอดคล้อง (Concordance Score) การพิจารณาเลือกเทคนิคในการจัดอันดับความสำคัญนั้นขึ้นอยู่กับคุณลักษณะของข้อมูลที่ได้มา ซึ่งแนวทางความสอดคล้องนั้นจะเหมาะสมกับข้อมูลเชิงคุณภาพ โดยไม่จำเป็นที่จะต้องทราบความแตกต่างของแต่ละทางเลือกคู่เปรียบในแต่ละเกณฑ์ (Trade-off) สำหรับแนวทางในการให้ คะแนนความสอดคล้อง (Concordance Score) สำหรับคู่ของตัวเลือกที่กำหนด (a, b) มีการเปรียบเทียบแต่ละกรณีดังนี้ [8]

กรณีที่ 1 ถ้า ตัวเลือก a > ตัวเลือก b จะได้

$C(a, b) = 1.0$

กรณีที่ 2 ถ้าตัวเลือก a < ตัวเลือก b จะได้

$C(a, b) = 0$

กรณีที่ 3 ถ้า ตัวเลือก a = ตัวเลือก b จะได้

$C(a, b) = 1.0$

โดย

C คือ ค่าความสอดคล้องของเกณฑ์ที่ใช้ในการคัดเลือก (Criterion)

a คือ ทางเลือกที่ a

b คือ ทางเลือกที่ b

ค่าคะแนนความสอดคล้อง (Concordance Score) ระหว่างทางเลือก (a, b) จะถูกนำมาสร้างเป็นตารางเมทริกซ์ความสอดคล้องของทางเลือกใดๆ ยกตัวอย่างสมการค่าคะแนนความเด่นระหว่างทางเลือก a และ b ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$C(a, b) = \frac{1}{W}\sum_{j:g_j(a)\geq g_j(b)} w_j \quad (1)$$

โดย

C คือ ค่าคะแนนความเด่นของทางเลือก a เปรียบเทียบกับทางเลือก b

W คือ ค่าน้ำหนักคะแนนทั้งหมดของทุกเกณฑ์ตัดสินใจ

$g_j(a)$ คือ คะแนนสำหรับเกณฑ์ j ภายใต้ตัวเลือก a

$g_j(b)$ คือ คะแนนสำหรับเกณฑ์ j ภายใต้ตัวเลือก b

เมื่อได้ตารางเมทริกซ์ความสอดคล้อง (Concordance Matrix) จะถูกนำมาจัดอันดับเพื่อหาค่าคะแนนแถว (Row) และคะแนนหลัก (Column) ของแต่ละตัวเลือก โดยใช้แบบจำลอง PROMETHEE I โดยการจัดอันดับคะแนนของแถว (Row) แต่ละตัวเลือก ตัวเลือกที่มีคะแนนสูงสุดจะให้คะแนนอันดับที่หนึ่ง ตัวเลือกที่มีคะแนนรองลงมาจะให้คะแนนอันดับที่สอง ตามลำดับ และในทางตรงกันข้ามการจัดอันดับคะแนนของหลัก (Column) แต่ละตัวเลือก ตัวเลือกที่มีคะแนนน้อยที่สุดจะให้คะแนนอันดับที่หนึ่ง ตัวเลือกที่มีคะแนนรองลงมาจะให้คะแนนอันดับที่สอง ตามลำดับ จากการจัดอันดับคะแนนของแถว (Row) และการจัดอันดับคะแนนของหลัก (Column) สามารถนำมาจัดอันดับโดยรวมเป็นลำดับต่อไป

การหาค่าเฉลี่ยของคะแนนความเด่นระหว่างคู่เปรียบเทียบ a และ b ด้วยวิธี PROMETHEE II นั้นหาได้จากผลรวมคะแนนของแถว (Row) แต่ละตัวเลือก ลบด้วยผลรวมคะแนนของหลัก (Column) แต่ละตัวเลือก

ค่าเฉลี่ยของคะแนนความเด่นสามารถถูกนำมาใช้ในการจัดลำดับความสำคัญของทางเลือก ก่อนที่จะทำการหาค่าความสำคัญของของตัวแปรแต่ละทางเลือกอย่างง่าย โดยงานวิจัยนี้ได้ใช้เทคนิคการจัดอันดับโดยค่าถ่วงน้ำหนัก (Ranking system for obtaining weights) ซึ่งเป็นการให้คะแนนโดยเรียงตามลำดับความสำคัญของปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับปัญหา โดยการให้ “1” สำหรับปัจจัยที่ดีที่สุดและให้ 2, 3, 4,.. ตามลำดับความสำคัญที่รองลงมา คะแนนจะถูกกำหนดเป็นคะแนนเฉลี่ย เกณฑ์ที่สำคัญน้อยที่สุดจะจบลงด้วยคะแนน n เท่ากับจำนวนเกณฑ์ที่ใช้กำหนดความสำคัญของปัญหา ดังแสดงในสมการที่ (2)

$$W_i = \frac{n-r_i+1}{\sum_{i=1}^{n}(n-r_i+1)} \quad (2)$$

โดย

W_i คือ น้ำหนักมาตรฐานสำหรับเกณฑ์ที่ i

n คือ จำนวนเกณฑ์การตัดสินใจ

r_i คือ คะแนนการจัดอันดับสำหรับเกณฑ์ที่ i

2.5 การสำรวจด้วยเทคนิคเดลฟาย (Delphi Technique)

เป็นวิธีการหรือกระบวนการรวบรวมความคิดเห็นของผู้เชี่ยวชาญที่เกี่ยวข้องกับประเด็นที่ศึกษา โดยผู้เชี่ยวชาญอาจมาจากหลายสาขาวิชา การศึกษาโครงการอาจจะเป็นผู้เชี่ยวชาญจากหลายสาขาวิชา สำหรับการศึกษานี้มีแนวทางในการสอบถามกลุ่มผู้เชี่ยวชาญ มีขั้นตอนดังนี้ [9]

1) กำหนดปัญหาที่จะศึกษา

2) เลือกกลุ่มผู้เชี่ยวชาญ

3) เก็บข้อมูลด้วยแบบสอบถาม จากผู้เชี่ยวชาญอย่างน้อย จำนวน 2 รอบ เพื่อให้ทราบปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับประเด็นที่ศึกษา และได้ข้อสรุปที่ชัดเจนของความสำคัญของเกณฑ์ในการกำหนดความสำคัญของปัจจัยการกลุ่มผู้เชี่ยวชาญทั้งหมด (Consensus Agreement)

2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Eriksson et al. [10] ได้ศึกษาเรื่อง “การยอมรับมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM) ความสำคัญของการตระหนักถึงปัญหาบรรทัดฐานส่วนบุคคล เสรีภาพ และความเป็นธรรม” เพื่อลดการใช้รถยนต์ส่วนบุคคล การศึกษานี้ได้ศึกษา ปัจจัยที่คาดว่าจะมีผลต่อการยอมรับของมาตรการ TDM เช่น ปัจจัยทางด้านบรรทัดฐานทางสังคม ปัจจัยในด้านความเต็มใจที่จะลดการใช้รถยนต์ และปัจจัยด้านการรับรู้ถึงปัญหา นอกจากนี้ได้มีการเปรียบเทียบระหว่างการประเมินผู้ใช้รถยนต์เกี่ยวกับมาตรการ TDM ที่บังคับ และไม่บังคับ โดยรวบรวมข้อมูลจากการสำรวจทางไปรษณีย์ในประเทศสวีเดน สอบถามกลุ่มผู้ใช้รถยนต์โดย มาตรการ TDM ที่ใช้ในการศึกษานี้ ได้แก่ 1) การรณรงค์ข้อมูล 2) การขึ้นภาษีน้ำมัน 3) การปรับปรุงขนส่งสาธารณะ โดยวิเคราะห์ข้อมูลด้วยแบบจำลองสมการเชิงโครงสร้าง (Structural Equation Modeling, SEM) จากการศึกษาพบว่า มาตรการปรับปรุงระบบขนส่งสาธารณะเป็นมาตรการที่ยุติธรรมและเป็นที่ยอมรับได้ และเหมาะสมที่สุดต่อการประยุกต์ใช้ สำหรับมาตรการเก็บภาษีที่เพิ่มขึ้นจากน้ำมันเชื้อเพลิง และมาตรการการรณรงค์ให้ข้อมูลถูกมองว่าเป็นการละเมิดเสรีภาพถือว่าไม่ยุติธรรมและยอมรับไม่ได้

Rahman and Al-Ahmadi [11] ได้ศึกษาเรื่อง“การประเมินแนวทางการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM) ของประเทศซาอุดิอาระเบีย” เนื่องจากแนวโน้มการเพิ่มขึ้นของรถยนต์นั่งส่วนบุคคลที่เพิ่มมากขึ้น ทำให้นักวางแผนเล็งเห็นถึงความสำคัญของมาตรการ TDM เพื่อเป็นการควบคุมการใช้ยานพาหนะ และลดความแออัดของปริมาณยานพาหนะบนท้องถนน ผลการวิจัย พบว่า มาตรการการทำงานทางไกล (Teleworking) มาตรการรัฐบาลอิเล็กทรอนิกส์ (E-Government) มาตรการการช้อปปิ้งอิเล็กทรอนิกส์ มาตรการลดความแออัด และการกำหนดราคาที่จอดรถ มาตรการกำหนดราคาเชื้อเพลิงที่เพิ่มขึ้น มาตรการการรักษาสิทธิพิเศษของ HOV และ Light Rail Transit (LRT) และมาตรการการปรับปรุงด้านการบริการของขนส่งสาธารณะ ช่วยให้ผู้เดินทางเปลี่ยนไปใช้บริการขนส่งสาธารณะ และควรใช้มาตรการ TDM ควบคู่ไปกับการวางแผนการ เช่น มาตรการการลดการปล่อยก๊าซมลพิษ เช่น คาร์บอนมอนอกไซด์ (CO), ไนตริกออกไซด์ (NO), ซัลเฟอร์ไดออกไซด์ (SO_2) เป็นต้น

Šimunović et al. [12] ได้ศึกษาเรื่อง “ทางเลือกของมาตรการจัดการการขนส่งที่เหมาะสม โดยใช้การวิเคราะห์แบบหลายหลักเกณฑ์: กรณีศึกษาเมืองซาเกร็บ” งานวิจัยนี้ได้แสดงถึงวิธีในการแก้ปัญหาการจราจรในเมือง 2 วิธี คือ การก่อสร้างถนน และการจัดการอุปสงค์การจราจร TDM เพื่อลดหรือเปลี่ยนแปลงความต้องการ โดยลดปริมาณการเดินทางด้วยรถยนต์ที่ไม่จำเป็นเพื่อให้การสัญจรให้มีประสิทธิภาพดียิ่งขึ้น และส่งเสริมระบบขนส่งที่ไม่ใช้เครื่องยนต์ (Non-Motorized Transport) งานวิจัยนี้ได้ประยุกต์ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบหลายหลักเกณฑ์ (Multi Criteria Analysis) โดย

วิเคราะห์ข้อมูลด้วยโปรแกรมซอฟต์แวร์ ระบบผู้เชี่ยวชาญ Expert Choice 11 (EC11) โดยมีมาตรการในการวิเคราะห์ ได้แก่ 1) มาตรการด้านการปรับปรุงการขนส่งสาธารณะ 2) มาตรการด้านชั่วโมงการทำงานที่มีความยืดหยุ่น 3) มาตรการด้านการเดินและปั่นจักรยาน 4) มาตรการด้านการทำงานทางไกล และ 5) มาตรการด้านการใช้รถร่วมกัน (Car Sharing) ผลการศึกษา พบว่า แนวทางสำหรับการจัดการจราจรในเมืองซาเกร็บ ควรเริ่มจากมาตรการด้านปรับปรุงการขนส่งสาธารณะ คิดเป็น 27.1% ตามด้วยมาตรการชั่วโมงการทำงานที่มีความยืดหยุ่น คิดเป็น 23.1% มาตรการการเดินเท้าและปั่นจักรยาน คิดเป็น 20.7% มาตรการการทำงานทางไกล (Teleworking) คิดเป็น 15.6% และ มาตรการการใช้รถร่วมกัน คิดเป็น 13.4%

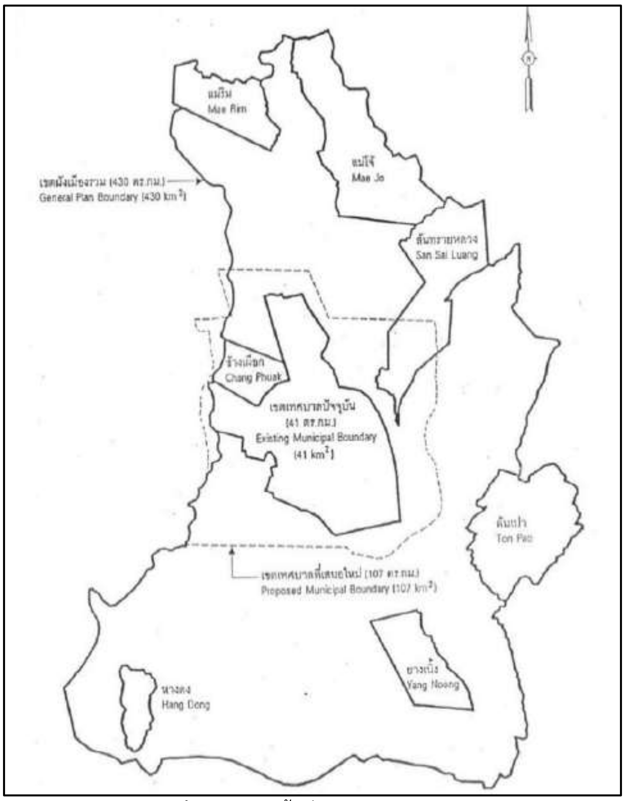
Soltani et al. [13] ได้ศึกษาเรื่อง“ความเป็นไปได้ของการจัดการอุปสงค์การเดินทาง TDM ด้วยวิธีการวางแผน Bottom-Up” ได้ทำการประเมินมาตรการ TDM และกำหนดลำดับความสำคัญของนโยบาย TDM ในเมืองชีราซ ประเทศอิหร่าน การศึกษานี้ได้สอบถามผู้เชี่ยวชาญจำนวน 21 คน เพื่อทำการจัดอันดับความสำคัญของแต่ละมาตรการ TDM ในการแก้ปัญหาความแออัดของการจราจรในเมืองชีราซ โดยแบ่งมาตรการ TDM ออกตาม แนวทางด้านการขนส่งที่ยั่งยืน แนวทางด้านวิศวกรรม และแนวทางการควบคุมการจราจร แต่ละหมวดหมู่ประกอบด้วย 10 มาตรการ TDM และปัจจัยที่ใช้เป็นเกณฑ์ในการพิจารณาทั้งหมด 4 ปัจจัย ได้แก่ 1) ปัจจัยที่นำไปปฏิบัติได้จริง 2) ปัจจัยทางด้านสังคม 3) ปัจจัยทางด้านเศรษฐกิจ และ 4) ปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อม ใช้วิธีการรวมแบบถ่วงน้ำหนักอย่างง่าย (SAW) และ ใช้เทคนิควิธีการวิเคราะห์ลำดับชั้น (AHP) ถูกใช้เพื่อหาอันดับความสำคัญของแต่ละมาตรการ TDM ผลการวิจัย พบว่า มาตรการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานของรถโดยสารสาธารณะ และ ทางสำหรับจักรยานเป็นมาตรการที่ได้รับความนิยมสูงสุด โดยมีคะแนนเท่ากับ 1.605 และ 1.367 ตามลำดับ และ แนวทางด้านการขนส่งที่ยั่งยืนเป็นแนวทางที่ต้องการมากที่สุดด้วยวิธีการวางแผนจากล่างขึ้นบน (Bottom-Up) มีคะแนนเท่ากับ 0.749 ตามด้วย แนวทางด้านวิศวกรรม มีคะแนนเท่ากับ 0.718 และอันดับสุดท้ายคือ แนวทางการควบคุมจราจร มีคะแนนเท่ากับ 0.539

Vanoutrive [14] ได้ศึกษาเรื่อง “การแปรเปลี่ยน, การจับคู่เชิงพื้นที่ และการจัดการอุปสงค์การขนส่ง: กรณีศึกษาเกตเวย์” ในประเทศเบลเยี่ยม โดยมีวัตถุประสงค์ในการจัดการอุปสงค์การขนส่งเพื่อปรับปรุงการเข้าถึงเกตเวย์ (สนามบิน และท่าเรือ) เพื่อให้การเดินทางสะดวกขึ้นและลดผลกระทบทางสิ่งแวดล้อมของสถานที่ทำงาน โดยทำการสอบถามผู้ประกอบการขนาดใหญ่ และเลือกปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับมาตรการ TDM ผลการศึกษาพบว่า มาตรการ TDM ที่เหมาะสมในการประยุกต์ใช้ ได้แก่ 1) มาตรการการใช้จักรยาน 2) มาตรการใช้รถขนส่งสาธารณะ 3) มาตรการใช้รถประจำทางของบริษัท 4) มาตรการเดินทางด้วยระบบราง และ 5) มาตรการตำแหน่งของสถานที่ทำงานที่ส่งเสริมระบบขนส่งสาธารณะ โดยมาตรการใช้รถประจำทางของบริษัท ที่นายจ้างจัดไว้ให้ ทำให้การใช้รถยนต์ลดลงร้อยละ 12

3. วิธีการดำเนินงาน

3.1 ขอบเขตการศึกษา

กำหนดให้พื้นที่ศึกษาครอบคลุมพื้นที่เขตผังเมืองรวมจังหวัดเชียงใหม่ พื้นที่ประมาณ 430 ตารางกิโลเมตร ประกอบด้วย พื้นที่อำเภอเมืองเชียงใหม่ เทศบาลนครเชียงใหม่ และพื้นที่เทศบาลตำบลโดยรอบ ได้แก่ เทศบาลตำบลช้างเผือก เทศบาลตำบลแม่ริม เทศบาลตำบลแม่โจ้ เทศบาลตำบลสันทรายหลวง เทศบาลตำบลต้นเปา เทศบาลตำบลยางเนิ้ง และเทศบาลตำบลหางดง โดยขอบเขตพื้นที่ศึกษาเมืองเชียงใหม่ (ดังแสดงในรูปที่ 2)



รูปที่ 2 ขอบเขตพื้นที่ศึกษาเมืองเชียงใหม่
ที่มา : (สนข., 2560) [1]

3.2 การสำรวจข้อมูล

การสำรวจข้อมูลในงานวิจัยนี้จัดทำโดยใช้แบบสอบถาม เพื่อให้ผู้เชี่ยวชาญของหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ประกอบด้วย หน่วยงานด้านหน่วยงานด้านการบังคับใช้มาตรการ หน่วยงานด้านนำมาตรการไปปฏิบัติ และ หน่วยงานด้านวิชาการ ประเมิน และแสดงความคิดเห็นเกี่ยวกับมาตรการ TDM ที่เกี่ยวข้อง โดยมีตัวเลือกให้ผู้ตอบแบบสอบถามสามารถเลือกตอบได้ ลักษณะคำถามจะเป็นแบบมาตรวัดความคิดเห็น (Likert Scale) ใช้เพื่อให้คะแนนระดับความคิดเห็นระหว่าง 1-5 ต่อเกณฑ์ทางเลือกมาตรการ TDM และแบบสอบถามความคิดเห็นปลายเปิด โดยให้ผู้ตอบแบบสอบถามสามารถตอบได้อย่างอิสระ โดยใช้วิธีการสำรวจด้วยเทคนิคเดลฟาย (Delphi Technique)

4. ผลการวิจัย

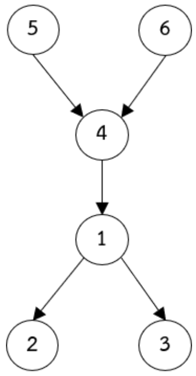
จากการสำรวจข้อมูลโดยผู้เชี่ยวชาญจำนวน 14 คน จากหน่วยงานท้องถิ่น และหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ สำนักงานทางหลวงที่ 1 เชียงใหม่ แขวงทางหลวงเชียงใหม่ที่ 1 แขวงทางหลวงเชียงใหม่ที่ 2 แขวงทางหลวงชนบทเชียงใหม่ สำนักงานโยธาธิการและผังเมืองจังหวัดเชียงใหม่ เทศบาลนครเชียงใหม่ องค์การบริหารส่วนจังหวัดเชียงใหม่ เทศบาลตำบลสุเทพ เทศบาลตำบลต้นเปา เป็นต้น ได้นำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์ด้วยเทคนิคความสอดคล้อง (Concordance) เพื่อหาปัจจัยที่ส่งผลต่อการนำมาตรการไปประยุกต์ใช้ และค่าคะแนนน้ำหนักของปัจจัยที่พิจารณา ที่ส่งผลต่ออันดับความสำคัญของแต่ละมาตรการ จากนั้นใช้วิธีการวิเคราะห์ SWOT เพื่อประเมินข้อได้เปรียบ และข้อจำกัดของมาตรการ TDM

จากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องพบว่า ปัจจัยที่สำคัญต่อการนำมาตรการ TDM ไปประยุกต์ใช้ ประกอบด้วย 6 ปัจจัย ได้แก่ ปัจจัยด้านความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ ปัจจัยด้านงบประมาณ ปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อม ปัจจัยด้านเศรษฐกิจ ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน และปัจจัยด้านการยอมรับ เมื่อนำไปวิเคราะห์ด้วยเทคนิคความสอดคล้อง (Concordance) โดยได้ผลรวมแถว และผลรวมหลัก ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลรวมการจัดอันดับแถว และหลัก โดยวิธีวิเคราะห์ความสอดคล้อง (Concordance)

ปัจจัยที่พิจารณา	ผลรวมแถว (Row sum)	ผลรวมหลัก (Column sum)
1. ด้านความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ (C_1)	2.87	3.07
2. ด้านงบประมาณ (C_2)	2.67	3.40
3. ด้านสิ่งแวดล้อม (C_3)	2.67	3.33
4. ด้านเศรษฐกิจ (C_4)	3.00	3.00
5. ด้านผลกระทบต่อประชาชน (C_5)	3.20	2.13
6. ด้านการยอมรับ (C_6)	3.40	2.73

สำหรับผลรวมแถว และผลรวมหลัก ใช้วิธี PROMETHEE I เพื่อนำมาจัดอันดับความสำคัญของปัจจัยที่พิจารณา จากผลลัพธ์ที่ได้ทำให้ทราบถึงอันดับของปัจจัยที่มีผลต่อการกำหนดมาตรการ TDM สามารถจัดอันดับโดยรวมผลรวมแถว และผลรวมหลัก เข้ารวมกัน (ดังแสดงในรูปที่ 3) ตามลำดับดังนี้ ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน ปัจจัยด้านการยอมรับ ปัจจัยด้านเศรษฐกิจ ปัจจัยด้านความเป็นไปได้ในการปฏิบัติ ปัจจัยด้านงบประมาณ และปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อม



รูปที่ 3 ผลรวมการจัดอันดับโดยวิธีวิเคราะห์ความสอดคล้อง (Concordance) ด้วยวิธี PROMETHEE I

จากการจัดอันดับความสำคัญโดยการวิเคราะห์ความสอดคล้อง (Concordance Analysis) เพื่อหาอันดับความสำคัญของแต่ละปัจจัย ด้วยวิธี PROMETHEE I พบว่า ปัจจัยที่ 5, 6 และปัจจัยที่ 2, 3 ไม่สามารถเปรียบเทียบได้ชัดเจนว่า ปัจจัยใดมีความสำคัญมากที่สุด จึงใช้วิธี PROMETHEE II เพื่อหาอันดับโดยตรงจากคะแนนของผลรวมแถว ผลรวมหลัก (จากตารางที่ 3) ซึ่งผลลัพธ์ ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 การจัดอันดับความสำคัญโดยการวิเคราะห์ความสอดคล้อง (Concordance Analysis) ด้วยวิธี PROMETHEE II

ปัจจัยที่พิจารณา (Criteria, C)	ผลรวมแถว(Row sum) - ผลรวมหลัก(Column sum)	ผลการจัดอันดับ
1. ด้านความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ (C_1)	-0.20	4
2. ด้านงบประมาณ (C_2)	-0.73	6
3. ด้านสิ่งแวดล้อม (C_3)	-0.67	5
4. ด้านเศรษฐกิจ (C_4)	0.00	3
5. ด้านผลกระทบต่อประชาชน (C_5)	+1.07	1
6. ด้านการยอมรับ (C_6)	+0.53	2

ในการศึกษานี้ได้ใช้วิธีการหาค่าน้ำหนักในแต่ละปัจจัยใช้วิธีการจัดอันดับโดยค่าถ่วงน้ำหนัก (Ranking system for obtaining weights) ซึ่งผลที่ได้อาจได้ค่าน้ำหนักที่แตกต่างกันค่อนข้างมาก จึงควรทำการวิเคราะห์ความอ่อนไหว (Sensitivity Analysis) เพิ่มเติม สำหรับผลลัพธ์ของการวิเคราะห์ (ดังแสดงในตารางที่ 5) พบว่า จากการหาน้ำหนักความสำคัญของแต่ละปัจจัย พบว่า ปัจจัยที่มีผลมากที่สุดในการกำหนดมาตรการ TDM ตามลำดับดังนี้ ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน มีค่าน้ำหนักเท่ากับ 0.286 ปัจจัยด้านการยอมรับ มีค่าน้ำหนักเท่ากับ 0.238 ปัจจัยด้านเศรษฐกิจ มีค่าน้ำหนักเท่ากับ 0.190 ปัจจัยด้านความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ มีค่าน้ำหนัก 0.143 ปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อม มีค่าน้ำหนัก 0.095 และปัจจัยด้านงบประมาณ มีค่าน้ำหนัก 0.048

ตารางที่ 5 การคำนวณหาค่าน้ำหนักจากการจัดอันดับด้วยวิธี Ranking system for obtaining weights

ปัจจัยที่พิจารณา (Criteria, C)	ผลการจัดอันดับ	คะแนนการจัดอันดับ (r_i)	$n-r_i+1$	น้ำหนักของปัจจัย (W_i)
ด้านผลกระทบต่อประชาชน (C_5)	1	1	6	0.286
ด้านการยอมรับ (C_6)	2	2	5	0.238
ด้านเศรษฐกิจ (C_4)	3	3	4	0.190
ด้านความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ (C_1)	4	4	3	0.143
ด้านสิ่งแวดล้อม (C_3)	5	5	2	0.095
ด้านงบประมาณ (C_2)	6	6	1	0.048

สำหรับมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM) จากการสำรวจข้อมูลรอบที่ 1 โดยใช้แบบสอบถามประเมินโดยผู้เชี่ยวชาญ เมื่อทำการจัดอันดับมาตรการ TDM แต่ละมาตรการโดยใช้คะแนนเฉลี่ย เพื่อบ่งชี้ความสำคัญของมาตรการ TDM สำหรับการสำรวจข้อมูลรอบที่ 2 พบว่ามาตรการที่มีความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้สำหรับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องได้แก่

- มาตรการระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transportation System, ITS) คือ การนำเทคโนโลยีเข้ามาช่วยในการจัดการ และควบคุมการจราจร เช่น การใช้กล้องตรวจ และแสดงความเร็วรถยนต์ เพื่อให้ผู้ขับขี่ปรับความเร็วให้เหมาะสม การใช้กล้องวงจรปิด เพื่อตรวจสอบสภาพการจราจร เป็นต้น
- มาตรการปรับปรุงช่องทางจราจร (Road Space Reallocation) คือ การเปลี่ยนพื้นที่ผิวจราจร เพื่อรองรับการจราจร หรือกิจกรรมเฉพาะทางการขนส่ง สนับสนุนการเดินทางรูปแบบอื่น เช่น การปรับปรุงสิ่งอำนวยความสะดวกสำหรับคนเดินเท้า ทางจักรยาน ช่องสำหรับรถโดยสารประจำทาง เป็นต้น [5, 15]
- มาตรการจุดจอดแล้วจร (Park and Ride, P&R) คือ การเพิ่มสถานที่จอดรถสำหรับรถส่วนบุคคลเพื่อให้ผู้เดินทางสามารถจอดรถและเดินทางต่อด้วยระบบขนส่งสาธารณะ เป็นต้น
- มาตรการระบบตั๋วร่วมโดยสาร (Ticketing) คือ ระบบตั๋วโดยสารสำหรับระบบขนส่งสาธารณะหลายรูปแบบ เช่น ระบบตั๋วร่วมรถเมล์ รถสองแถว หรือรถไฟฟ้ารางเบา (LRT) สามารถใช้ตั๋วร่วมใบเดียวกันในการจ่ายค่าบริการได้ เป็นต้น
- มาตรการส่งเสริมการวางแผนการเดินทางสำหรับหน่วยงาน/องค์กร (Travel Plan) คือ มาตรการจัดการการเดินทาง เพื่อลดความต้องการการใช้รถส่วนบุคคลในการเดินทาง เช่น การจัดรถรับ-ส่ง บุคลากรในการเดินทาง เป็นต้น
- มาตรการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาทำงาน (Alternative Work Schedules) คือ การอนุญาตให้ลูกจ้างสามารถปรับเปลี่ยนเวลาการเข้างานจากเวลาปกติ 8.30 น.เป็นช่วงเวลาอื่น เพื่อหลีกเลี่ยงการเดินทางในช่วงเวลาเร่งด่วน เป็นต้น

จากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี SWOT (ดังแสดงในตารางที่ 6 ถึงตารางที่ 11) พบว่า มาตรการที่มีความเป็นไปได้ที่หน่วยงานภาครัฐ สามารถปรับใช้ได้ คือ มาตรการระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transportation System, ITS) เพื่อเพิ่มการเดินทางให้มีประสิทธิภาพที่ดียิ่งขึ้น เช่น การตรวจสอบสภาพการจราจรแบบทันทีทันใด (Real-time) กรณีที่มีความหนาแน่นมากจากบริเวณทางแยก สามารถควบคุมได้ทันที แต่ข้อจำกัดคือไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่ ทั้งนี้รวมถึงภายในหน่วยงานอาจมีมาตรการรณรงค์ประชาสัมพันธ์ถึงข้อดี หรือประโยชน์ของการใช้รถสาธารณะ และรองลงมาคือ มาตรการปรับปรุงช่องทางจราจร (Road Space Reallocation) เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในการเดินทางที่ดีขึ้น มาตรการส่งเสริมการวางแผนการเดินทางสำหรับหน่วยงาน/องค์กร (Travel Plan) มาตรการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาทำงาน (Alternative Work Schedules) เนื่องจากด้วยข้อจำกัดด้านเวลาปฏิบัติงาน ที่อยู่อาศัยมีความห่างไกลจากสถานที่ทำงาน จึงควรมีมาตรการจุดจอดแล้วจร (Park and Ride, P&R) เพื่อรองรับการเดินทางเพื่อให้ผู้เดินทางมีความสะดวกสบาย และสามารถกำหนดเวลาเดินทางได้แน่ชัด และมาตรการที่มีความเป็นไปได้น้อยที่สุดคือ มาตรการระบบตั๋วร่วมโดยสาร (Ticketing) การรวมบัตรโดยสารให้เป็นใบเดียวเป็นไปได้ยาก เนื่องจากความร่วมมือจากหน่วยงานที่เกี่ยวข้องค่อยข้างน้อย และปัจจัยที่มีผลต่อการนำมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM) ไปประยุกต์ใช้ซึ่งมีความสำคัญ และควรที่จะคำนึงถึงเป็นอันดับแรกคือ ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน และปัจจัยด้านการยอมรับ

ตารางที่ 6 การวิเคราะห์มาตรการระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transportation System, ITS)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• มีกล้องวงจรปิด CCTV ตรวจสอบสภาพการจราจร โดยการส่งสัญญาณจากตู้ควบคุมบริเวณทางแยกสัญญาณไฟไปยังศูนย์ควบคุมได้ • มีกล้องตรวจจับความเร็วของยานพาหนะ โดยใช้ loop Detector ตรวจวัดความเร็ว • ศูนย์ควบคุมสามารถควบคุมการจราจรได้ เช่น การเปลี่ยนเฟสสัญญาณไฟจราจร เป็นต้น	• กล้อง CCTV ไม่ครอบคลุมทุกพื้นที่ • กล้อง CCTV ไม่สามารถควบคุมการจราจรที่มาจากพื้นที่อื่นได้
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• มีโครงการเพิ่มการติดกล้องตรวจจับสภาพจราจรให้ครอบคลุม • ถ้าข้อมูลจากกล้อง CCTV สามารถเชื่อมโยงกันได้ เป็นโครงข่าย ทำให้สามารถควบคุมการจราจรที่มาจากพื้นที่อื่นได้	• เป็นโครงการระยะยาวซึ่งใช้เวลาในการดำเนินงานเป็นระยะเวลานาน • กล้องจะควบคุมเฉพาะในส่วนของพื้นที่ที่หน่วยงานรับผิดชอบ • ข้อมูลในพื้นที่ทับซ้อนกันไม่สามารถประมวลผลร่วมกันได้

ตารางที่ 7 การวิเคราะห์มาตรการปรับปรุงช่องทางจราจร (Road Space Reallocation)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• สามารถดำเนินการภายในพื้นที่ ที่รับผิดชอบ • สามารถแบ่งแยกทางจักยานออกจากช่องจราจรทั่วไป เพื่อให้มีความปลอดภัยมากขึ้น	• การปรับปรุงช่องจราจรมีความยากลำบาก ในพื้นที่ที่จำกัด • เส้นทางจักรยานไม่ต่อเนื่องกัน และไม่ค่อยมีความปลอดภัย ส่งผลกระทบต่อผู้ใช้งาน
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• มีโครงการศึกษาเส้นทางรถไฟฟ้ารางเบา (LRT) ซึ่งในอนาคตอาจมีการก่อสร้างทางเฉพาะรถไฟฟ้ารางเบาร่วมกับช่องจราจรทั่วไป	• ใช้ระยะเวลาในการดำเนินงานค่อนข้างนาน เช่น การก่อสร้างทางเฉพาะรถไฟฟ้ารางเบา • ใช้งบประมาณสำหรับการก่อสร้างมูลค่าค่อนข้างสูง

ตารางที่ 8 การวิเคราะห์มาตรการจุดจอดแล้วจร (Park and Ride, P&R)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• สามารถดำเนินการภายในพื้นที่ ที่รับผิดชอบ	• พื้นที่ที่ใช้ในการก่อสร้างอาจต้องมีการเวนคืนที่ดิน ซึ่งใช้ระยะเวลานานและส่งผลกระทบต่อประชาชน • ความเข้าใจของประชาชน ซึ่งมีทั้งผู้ที่เห็นด้วย และไม่เห็นด้วย
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• มีโครงการศึกษาเส้นทางรถไฟฟ้ารางเบา (LRT) ซึ่งอาจมีการก่อสร้างจุดจอดรถในอนาคต • เกิดประโยชน์สำหรับผู้เดินทางที่ไม่ชำนาญทาง สามารถเดินทางไปยังจุดหมายปลายทางได้สะดวกขึ้น	• พื้นที่ไม่เพียงพอสำหรับการสร้างที่จอดรถ • การเวนคืนที่ดินเพื่อสร้างจุดจอดรถเป็นไปค่อยข้างยาก ซึ่งส่งผลกระทบต่อประชาชน

ตารางที่ 9 การวิเคราะห์มาตรการระบบตั๋วร่วมโดยสาร (Ticketing)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• มีตั๋วโดยสารสำหรับรถประจำทางแต่ละประเภทในแต่ละพื้นที่	• ตั๋วโดยสารมีไม่เพียงพอต่อความต้องการของประชาชน
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• ผู้เดินทางสามารถเดินทางไปยังจุดหมายได้สะดวกขึ้น เมื่อมีตั๋วร่วมโดยสาร	• การรวมบัตรโดยสารให้เป็นใบเดียวมีความเป็นไปได้ยาก เนื่องจากหน่วยงานในพื้นที่รวมถึงหน่วยงานเอกชน มีรถประจำหน่วยงาน รวมถึงหน่วยงานเอกชน • การปรับตั๋วร่วมกันของกลุ่มรถขนส่งสาธารณะค่อยข้างยาก

ตารางที่ 10 การวิเคราะห์มาตรการส่งเสริมการวางแผนการเดินทางสำหรับหน่วยงาน/องค์กร (Travel Plan)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• บ้านพักราชการตั้งอยู่ใกล้บริเวณสถานที่ทำงาน ทำให้สามารถเดินหรือปั่นจักรยานมาทำงานได้	• จำนวนบ้านพักมีไม่เพียงพอต่อบุคลากรในหน่วยงาน
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• ได้รับการสนับสนุนจากสังกัดในการสร้างบ้านพักเพิ่มขึ้น	• ใช้ระยะเวลาในการดำเนินการนาน • งบประมาณจำกัดจึงไม่เพียงพอต่อจำนวนบุคลากร • ความเป็นไปได้สำหรับการเพิ่มที่อยู่อาศัยในเขตเมืองมีจำกัด

ตารางที่ 11 การวิเคราะห์มาตรการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาทำงาน (Alternative Work Schedules)

จุดเด่น (Strengths)	จุดด้อย (Weaknesses)
• มีเวลาการทำงานที่ชัดเจน	• การปรับเปลี่ยนช่วงเวลาการทำงานของหน่วยงานภาครัฐมีความเป็นไปได้น้อยมาก
โอกาส (Opportunity)	**อุปสรรค (Threats)**
• หากสถานที่ทำงานอยู่บริเวณใกล้เคียงกัน เมื่อปรับเวลาการทำงานสามารถลดการจราจรติดขัด ซึ่งเกิดจากช่วงเวลาปฏิบัติงานพร้อมกัน	• การร่วมมือของประชาชนมีความเป็นไปได้น้อย เช่น เรื่องการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาการทำงานจากช่วงเวลาเดิม

5. บทสรุปและวิจารณ์

การศึกษานี้เป็นการนำเสนอแนวทางในการคัดเลือกปัจจัยที่ส่งผลต่อความเป็นไปได้ในการนำมาตรการ TDM ไปประยุกต์ใช้สำหรับหน่วยงานต่างๆ ด้วยวิธีวิเคราะห์แบบสวอท (SWOT Analysis) และ ความสอดคล้อง (Concordance) พบว่า

การวิเคราะห์มาตรการด้วยวิธีการสวอท (SWOT) จากทั้ง 6 มาตรการ พบว่า มาตรการระบบจราจรอัจฉริยะ (Intelligent Transportation System, ITS) มีความเป็นไปได้มากที่สุดในการนำมาประยุกต์ใช้สำหรับหน่วยงานของภาครัฐ มาตรการปรับปรุงช่องทางจราจร (Road Space Reallocation) มาตรการส่งเสริมการวางแผนการเดินทางสำหรับหน่วยงาน/องค์กร (Travel Plan) มาตรการปรับเปลี่ยนช่วงเวลาทำงาน (Alternative Work Schedules) มาตรการมาตรการจุดจอดแล้วจร (Park and Ride, P&R) และมาตรการระบบตั๋วร่วมโดยสาร (Ticketing) มีความเป็นไปได้รองลงมาตามลำดับ

ปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อการนำมาตรการจัดการจัดการอุปสงค์การเดินทาง (TDM) ซึ่งมีความสำคัญควรคำนึงถึงเป็นอันดับแรก คือ ปัจจัยด้านผลกระทบต่อประชาชน และปัจจัยด้านการยอมรับ ส่วนปัจจัยด้านเศรษฐกิจ ความเป็นไปได้ในการนำไปปฏิบัติ สิ่งแวดล้อม และงบประมาณมีความสำคัญรองลงมาตามลำดับ

ทั้งนี้ผลที่ได้จากการวิเคราะห์เป็นเพียงการสอบถามข้อมูลจากกลุ่มผู้เชี่ยวชาญเฉพาะในจังหวัดเชียงใหม่เท่านั้น ซึ่งอาจไม่เหมาะสมต่อการนำไปประยุกต์ใช้กับหน่วยงานในจังหวัดอื่นๆ ที่มีกรอบงบประมาณ ความพร้อม และศักยภาพในการดำเนินการที่แตกต่างกัน

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.อรรถวิทย์ อุปโยคิน ท่านอาจารย์ที่ปรึกษา ที่ให้คำปรึกษาแนะนำแนวทางการทำวิจัยนี้ ขอขอบคุณผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.เกรียงไกร อรุโณทยานันท์ และผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์ ที่ให้คำแนะนำงานวิจัยนี้ ทำให้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ขอขอบคุณบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ขอบคุณคณาจารย์ บุคลากร ภาควิชาวิศกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ผู้เชี่ยวชาญที่เกี่ยวข้องทุกท่าน ขอบคุณหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง สำนักงานทางหลวงที่ 1 เชียงใหม่ แขวงทางหลวงเชียงใหม่ที่ 1 แขวงทางหลวงเชียงใหม่ที่ 2 แขวงทางหลวงชนบทเชียงใหม่ สำนักงานโยธาธิการและผังเมืองจังหวัดเชียงใหม่ เทศบาลนครเชียงใหม่ องค์การบริหารส่วนจังหวัดเชียงใหม่ เทศบาลตำบลสุเทพ เทศบาลตำบลต้นเปา ที่ให้ข้อมูล และให้การสนับสนุนงานวิจัยนี้ ผู้เขียนขอขอบพระคุณทุกท่านมา ณ โอกาสนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและการจราจร (2560). การศึกษาและจัดทำแผนแม่บทการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะจังหวัดเชียงใหม่. *รายงานฉบับสมบูรณ์* ตุลาคม 2560.

[2] Michael D. Meyer, (1999). Demand management as an element of transportation policy: using carrots and sticks to influence travel behavior. *Transportation Research Part A*, 33(7-8), 575-599.

[3] จิราคม สิริศรีสกุลชัย (2551). ผลสนองตอบต่อมาตรการจัดการอุปสงค์การเดินทางโดยแบบจำลองมิกซ์โลจิตกรณีศึกษาค่าธรรมเนียมการเข้าพื้นที่เขตเมืองเชียงใหม่ (วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

[4] Victoria Transport Policy Institute. (2014). *TDM Encyclopedia*. Retrieved November 14, 2019, from http://www.vtpi.org/tdm/tdm12.htm.

[5] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและการจราจร (2558). การศึกษาจัดทำโครงการบริหารจัดการความต้องการในการเดินทาง (Demand Management) เพื่อรองรับการพัฒนาโครงข่ายการจราจรและระบบขนส่งสาธารณะในเขตกรุงเทพมหานคร. *รายงานฉบับสมบูรณ์* กันยายน 2558.

[6] Broaddus, A., Litman, T., and Menon, G. (2009). *Transportation Demand Management*. Training Document, Deutsche Gesellschaft fur Technische Zusammenarbeit.

[7] Albert Humphrey. (2005). SWOT Analysis for Management Consulting. SRI Alumni Newsletter. SRI International.

[8] Rogers, M. (2001). *ENGINEERING PROJECT APPRAISAL*. Chippenham, UK: Blackwell.

[9] นิภาพรรณ เจนสันติกุล (2560). การนำเทคนิคเดลฟายไปใช้สำหรับการวิจัย. *วารสารรัฐศาสตร์ปริทรรศน์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์*, ปีที่ 4, ฉบับที่ 2, หน้า 48-64.

[10] Eriksson, L., Garvill, J., and Nordlund, A. M. (2006). Acceptability of travel demand management measures: The importance of problem awareness, personal norm, freedom, and fairness. *Journal of Environmental Psychology, 26*(1), 15-26.

[11] Rahman, S. M., and Al-Ahmadi, H. M. (2010). Evaluation of Transportation Demand Management (TDM) Strategies and Its Prospect in Saudi Arabia. *Jordan Journal of Civil Engineering, 4*(2), 170-182.

[12] Šimunović, L., Brčić, D., and Sadić, H. (2013). Choice of an Optimal Management Strategy of Transport Demand Using Multi-Criteria Analysis: City of Zagreb Case Study. *International Journal for Traffic and Transport Engineering*, 3(1), 54-63.

[13] Soltani, A., Namdarian, A., and Dayarian, N. (2012). FEASIBILITY OF TRANSPORT DEMAND MANAGEMENT THROUGH A BOTTOM-UP PLANNING APPROACH. *Theoretical and Empirical Researches in Urban Management, 7*(4), 63-71.

[14] Vanoutrive, T. (2019). Commuting, spatial mismatch, and Transport Demand Management: The case of gateways. *Case Studies on Transport Policy*, 7(2), 489-496.

[15] Victoria Transport Policy Institute. (2019). *Road Space Reallocation*. Retrieved May 15, 2020, from https://www.vtpi.org/tdm/tdm56.htm?fbclid=IwAR1zpgDaQyobaiWcu2Dby5kAhQgsgkpgobsh8aea03B-rZInebX-7EcNcEo.

การวิเคราะห์ผลของการผันแปรอุณหภูมิ ต่อกำลังต้านทานการวิบัติของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน

Analysis of The Effect of Temperature Variation on Failure Resistance of Recycle Material Stabilized with Bitumen Emulsion

สิริกมล สายน้ำเย็น[1,*] และ บุญชัย แสงเพชรงาม[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
[2] ศูนย์เชี่ยวชาญด้านการบริหารจัดการโครงสร้างพื้นฐาน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
** E-mail address: sirikamon.singto@gmail.com, boonchai.sa@chula.ac.th*

บทคัดย่อ

วัสดุที่ได้รับการปรับปรุงด้านความเชื่อมแน่นด้วยบิทูเมนอิมัลชัน และ/หรือซีเมนต์ ภายใต้หน่วยแรงกระทำเท่ากันจะมีคุณสมบัติเชิงกลด้านกำลังต้านทานการวิบัติมากกว่าวัสดุไม่เชื่อมแน่นหลายเท่า ทำให้อายุการใช้งานยาวนานขึ้น ทั้งนี้บางการศึกษาไม่ได้คำนึงถึงการผันแปรอุณหภูมิในขณะที่ทำการทดสอบ ซึ่งอุณหภูมิเป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่จะเป็นตัวบ่งชี้ถึงพฤติกรรมเชิงกลด้านกำลังต้านทานการวิบัติ ที่มีความสำคัญร่วมกับปัจจัยอื่น ในการศึกษาด้านกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันแบบผสมเย็น จะใช้การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยไม่มีแรงดันล้อมรอบ อัตราส่วนของโครงสร้างชั้นผิวทางเดิมต่อโครงสร้างชั้นพื้นทางเดิม เป็นร้อยละ 25 ต่อ ร้อยละ 75 วัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 2% และ 3% โดยน้ำหนัก, ใช้/ไม่ใช้ ซีเมนต์เป็นสารผสมเพิ่ม, ระดับอุณหภูมิ 30, 40 และ 50 องศาเซลเซียส ผลของการศึกษาทำให้ทราบถึงความสอดคล้องของปัจจัยที่ได้กล่าวมา นั่นคือ ระดับอุณหภูมิ ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน และปริมาณซีเมนต์ ที่จะส่งผลถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ

คำสำคัญ: บิทูเมนอิมัลชัน, วัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมน, การผันแปรอุณหภูมิต่อวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมน

Abstract

This study uses cold recycling method to improve material performance which would evidently improve adhesion, mechanical strength and resistance of failure. These give the stabilized material a longer life span. The Unconfined compressive strength testing is used to study the material behavior in terms of resistance of shear strength. Also, this study takes the thermal variation into consideration since we assume that this variable would play a significant role in the resistance of shear strength. In this study, Unconfined compressive strength testing. The stabilized material is blended from reclaimed asphalt pavement 25 percent and reclaimed crush rock 75 percent and mixed with 2 - 3 percent bitumen emulsion and admixtures. Testing at 30 – 50 degree Celsius. The results show the compatibility of resistance of shear strength for bitumen stabilized material on each factor.

Keywords: bitumen emulsion, bitumen stabilized material, the thermal variation of bitumen stabilized material

1. บทนำ

ประเภทของถนนในประเทศไทยนั้นสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่ ถนนลาดยางหรือแอสฟัลต์คอนกรีต (Flexible Pavement) และถนนคอนกรีต (Rigid Pavement) โดยสาเหตุที่ก่อให้ถนนเกิดความเสียหายนั้นมีด้วยกันหลายสาเหตุ เช่น เนื่องจากปริมาณจราจรที่สะสม น้ำหนักบรรทุก ความล้า และด้านอุณหภูมิที่ก่อให้เกิดปัญหาด้านการเกิดรอยแตกร้าวและการเกิดร่องล้อได้ โดยปัญหาที่กล่าวมาจะต้องได้รับการซ่อมแซมให้ถูกต้องตามหลักวิศวกรรม เพื่อที่ถนนหรือผิวทางนั่นๆ มีโครงสร้างที่มีคุณภาพและมีความแข็งแรงทนทาน

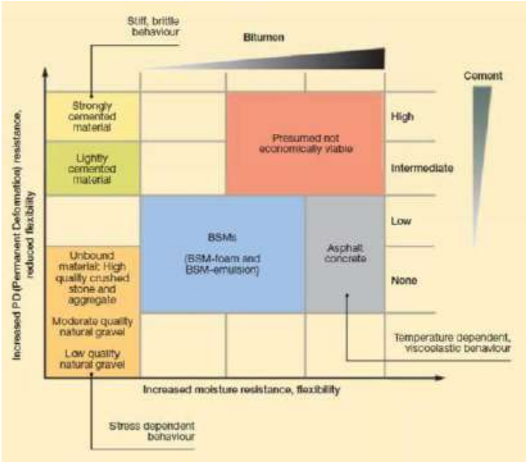
ในปัจจุบันนั้นได้มีการนำวัสดุโครงสร้างทางเดิมกลับมาปรับปรุงคุณภาพให้สามารถใช้งานใหม่โดยแบ่งได้เป็น 2 วิธี ได้แก่ กระบวนการร้อน (Hot recycling) และ กระบวนการเย็น (Cold Recycling) ซึ่งเทคนิคที่กรมทางหลวงนำมาใช้ในปัจจุบัน คือ วิธีการนำวัสดุชั้นโครงสร้างทางเดิมมาปรับปรุงคุณภาพโดยกระบวนการเย็นแบบในที่ (Cold In-Place Recycling) มาใช้ในการก่อสร้างบูรณะถนน โดยใช้ซีเมนต์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุผสมเพิ่ม และยังมีทางเลือกของสารผสมเพิ่มอีก 2 ชนิด คือ การใช้บิทูเมนอิมัลชัน และการใช้โฟมบิทูเมน

สารปรับปรุงคุณภาพกลุ่มบิทูเมน (Bitumen Stabilizing Agent) มีทั้งที่เป็นบิทูเมนอิมัลชัน และโฟมบิทูเมน บิทูเมนอิมัลชันเกิดจากการนำวัสดุบิทู

เมนไปแขวนลอยในน้ำ โดยใช้สาร Emulsifying agent ช่วยให้แขวนลอยได้ ซึ่งสาร Emulsifying agent นี้จะเป็นตัวกำหนดประจุของบิทูเมนอิมัลชัน โดยปกติแล้วบิทูเมนอิมัลชันจะมีอายุในการเก็บรักษาผลิตภัณฑ์ ดังนั้นการผลิตบิทูเมนอิมัลชันจึงต้องทำในจำนวนที่เหมาะกับการใช้งาน

เมื่อบิทูเมนอิมัลชันผสมกับหินแล้ว ประจุของบิทูเมนอิมัลชันจะถูกดึงดูดโดยประจุตรงข้ามที่อยู่บนผิวของวัสดุมวลรวมทำให้เกิดการยึดเกาะกัน ดังนั้นความชื้นในหินและชนิดของหินเป็นสิ่งสำคัญต่อการกระจายตัวของบิทูเมนจากน้ำในบิทูเมนอิมัลชันในขณะผสม สำหรับการปรับปรุงคุณภาพโดยใช้บิทูเมนอิมัลชันจะกำหนดให้บิทูเมนอิมัลชันเป็นเหมือนสารหล่อลื่น (Lubricating agent) ดังนั้นการแตกตัวควรเกิดขึ้นหลังจากการบดอัดเรียบร้อยแล้ว

หนังสือคู่มือการปรับปรุงคุณภาพวัสดุด้วยวิธีผสมเย็น [1] ได้แสดงพฤติกรรมของวัสดุที่จะเกิดขึ้นจากการเลือกใช้วัสดุปรับปรุงคุณภาพชนิดต่างๆ ดังแสดงรูปที่ 1 ซึ่งในการปรับปรุงคุณภาพด้วยบิทูเมนอิมัลชันนั้น จะทำให้พฤติกรรมของวัสดุที่ปรับปรุงแล้วไม่ต่างจากวัสดุหินคลุก (Unbound granular material) แต่การปรับปรุงจะช่วยเป็นการเพิ่มแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) และลดผลกระทบที่จะเกิดจากความชื้น (Moisture sensitivity)



รูปที่ 1 แผนภูมิพฤติกรรมของโครงสร้างชั้นทางจากการเลือกใช้วัสดุชนิดต่างๆ [1]

การศึกษาการนำวัสดุโครงสร้างทางเดิมกลับมาใช้ใหม่ ธัญรดี ก่อตั้งสัมพันธ์ [2] นำวัสดุโครงสร้างทางเดิมกลับมาใช้ใหม่ มีการปรับปรุงคุณภาพโดยการใช้แอสฟัลต์อิมัลชันชนิด CMS-2 และ CSS-1 ผสมกับวัสดุโครงสร้างทางเดิม (RAP) และผสมกับวัสดุชั้นหินคลุกเดิม (RCR) โดยกำหนดสัดส่วนการผสมระหว่างวัสดุโครงสร้างทางเดิม (RAP) ต่อวัสดุชั้นหินคลุกเดิม (RCR) เป็น 0:100, 25:75, 50:50, 75:25, 100:100 มีการบดอัดก้อนตัวอย่างด้วย Superpave Gyratory Compactor (SGC) ให้มีค่าความหนาแน่นที่ 90, 95 และ 100 เปอร์เซ็นต์ของความหนาแน่นสูงสุด และได้นำก้อนตัวอย่างบ่มอบในตู้อบอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 48 ชั่วโมง จากนั้นนำไปหาคุณสมบัติทั่วไป ได้แก่ ขนาดคละมวลรวม ความหนาแน่นแห้งสูงสุด ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) และคุณสมบัติเชิงวิศวกร ได้แก่ ค่า CBR ค่าความต้านทานรับแรงอัด (Unconfined compressive strength) ค่าความต้านทานแรงดึงทางอ้อม ที่อุณหภูมิ 25 และ 40 องศาเซลเซียส (Static Indirect Tensile Strength) ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus) ที่อุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส แรงกระทำ 20%, 30% และ 40% ของค่าความต้านทานแรงดึงทางอ้อมทั้งแช่น้ำและไม่แช่น้ำ

ผลการทดสอบ พบว่า ยาง CSS-1 สามารถทำการผสมได้ง่ายกว่ายาง CMS-2 ค่าการต้านทานแรงอัดดีที่สุดของยาง CMS-2 และ CSS-1 อัตราส่วนผสมวัสดุโครงสร้างทางเดิม (RAP) กับวัสดุชั้นหินคลุกเดิม (RCR) จะอยู่ที่ 50:50 และ 25:75 ตามลำดับ ส่วนค่าความต้านทานแรงดึงทางอ้อมดีที่สุดของยาง CMS-2 และ CSS-1 อัตราส่วนผสมวัสดุโครงสร้างทางเดิม (RAP) กับวัสดุชั้นหินคลุกเดิม (RCR) อยู่ที่ 100:0 และ 75:25 ตามลำดับ โดยที่วัสดุที่ผสมด้วยแอสฟัลต์อิมัลชันชนิด CSS-1 สามารถรับกำลังได้ดีกว่าแอสฟัลต์อิมัลชันชนิด CMS-2

การศึกษาเชิงวัสดุกลศาสตร์ของวัสดุที่ถูกปรับปรุงด้วยบิทูเมน (Bitumen Stabilized Materials, BSM) นั้น Sufian และคณะ [3] ได้ศึกษาปัจจัยของระยะเวลาบ่ม ปริมาณความชื้น และสารผสมเพิ่ม ต่อวัสดุโครงสร้างทางเดิมที่ถูกปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันและโฟมบิทูเมน โดยวัดจากค่ากำลังที่ได้จากการทดสอบ Unconfined Compressive Strength (UCS) ค่า Indirect Tensile Strength (ITS) และค่า Resilient Modulus (MR) โดยวัสดุโครงสร้างทางเดิมที่นำมานั้นเป็นการผสมระหว่างวัสดุผิวทางเดิม(Reclaim Asphalt Pavement, RAP) กับหินคลุก(Crush Rock, CR) มีอัตราส่วนคือ 100:0, 75:25, 50:50 25:75, 0:100

ผลการศึกษาค่า UCS และ ITS พบว่าวัสดุมวลรวมที่มีอัตราส่วน CR:RAP เป็น 0:100 ไม่ผ่านเกณฑ์ข้อกำหนดภายใต้ปัจจัยระยะเวลาการบ่ม 7 วัน และสำหรับปัจจัยด้านสารผสมเพิ่มต้องเติมสารผสมเพิ่มปริมาณร้อยละ 2-3 โดยน้ำหนักในวัสดุมวลรวมที่มีอัตราส่วนดังที่กล่าวข้างต้น ค่า UCS และ ITS จึงผ่านตามเกณฑ์ข้อกำหนด ในขณะที่ปัจจัยปริมาณความชื้นส่งผลให้ค่า UCS และ ITS มีค่าสูงที่สุด ณ ตำแหน่ง OMC (Optimum moisture content) ของวัสดุที่ปรับปรุงด้วยโฟมบิทูเมนเท่านั้น แต่วัสดุที่ปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันมีค่า UCS และ ITS สูงสุดไม่ตรงกับปริมาณความชื้นตัวอย่าง ณ ตำแหน่ง OMC

ในส่วนของค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus, MR) ส่วนผสมที่มีปริมาณ RAP 100 เปอร์เซ็นต์มีคุณสมบัติที่ต่ำที่สุดเช่นกันดังนั้นอัตราส่วน RAP จึงเป็นค่าที่ต้องตระหนักถึงในการออกแบบส่วนผสม

การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของวัสดุ BSM ภายใต้การทดสอบกำลังอัดสามแกน (triaxial test) ของวรุธ เลิศไพชัยยนต์ [4] ได้กำหนดค่าแรงกระทำแนวราบ (confining pressure) 6 ระดับ คือ 0, 50, 100, 150, 200 และ 250 กิโลปาสคาล พบว่าหน่วยแรงกระทำในแนวดิ่ง (total vertical stress) ณ จุดที่ตัวอย่างเกิดการวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่มีแรงกระทำแนวราบ 0, 50, 100 และ 150 มีขนาดใกล้เคียงกันทำให้มีแนวโน้มค่าของมุมเสียดทานภายใน (Internal friction angle, ϕ) มีค่าใกล้เคียง 0 องศา

ผลการทดสอบกำลังอัดสามแกน (triaxial test) ของวรุธ เลิศไพชัยยนต์ [4] พบว่า ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน

3%, 2% และซีเมนต์ 1% โดยน้ำหนัก มีค่าเท่ากับ 1.367 และ 1.298 Mpa ตามลำดับ และจากการทดลองเก็บข้อมูลอุณหภูมิชั้นพื้นทาง ช่วงเดือนเมษายน-พฤษภาคม พ.ศ. 2555 พบว่ามีค่าเฉลี่ยอุณหภูมิอยู่ที่ 51 องศาเซลเซียส ต่อมา ลภน เชิดหิรัญกร และ วรากร ติยะพัฒนพูติ [5] ได้ทำการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 3% และ 2% โดยน้ำหนัก ทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส พบว่า ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน มีค่าเท่ากับ 0.867, 0.788, 0.772 Mpa และ 1.903, 2.055, 1.306, 1.231, 1.588 Mpa ตามลำดับ

ในการศึกษาด้านอุณหภูมิต่อแอสฟัลต์คอนกรีต Alkaissi, Z. A. [6] ศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิสูงต่อความเสียหายจากการเกิดร่องล้อ (Rutting) ของถนนลาดยางโดยใช้โปรแกรม ABAQUS ver.6.12.1 finite element พบว่า อุณหภูมิที่สูงขึ้นจะทำให้การเกิดร่องล้อ (Rutting) ที่สูงขึ้น 2.29, 3.1 และ 4.3 เท่า สำหรับชั้นผิวทาง (Asphalt layer) ชั้นพื้นทาง (Base layer) และชั้นดินคันทางบอดอัดแน่น (Subgrade layer) ตามลำดับ

จากการทบทวนงานศึกษาที่ผ่านมาได้พบว่าทั้งอุณหภูมิ, ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน และปริมาณซีเมนต์ ล้วนเป็นตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) หว่ายังไม่พบงานศึกษาที่พิจารณาปัจจัยดังกล่าวพร้อมกัน ในงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความสอดคล้องของปัจจัย ทั้งสามด้านคือ ระดับอุณหภูมิ, ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน และปริมาณซีเมนต์ ที่จะส่งผลถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM)

2. วิธีการดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุและการออกแบบส่วนผสมในงานวิจัย

ในการวิจัยนี้ได้นำวัสดุตัวอย่างขนาดคละจากโครงการบูรณะทางหลวงหมายเลข 2262 ซึ่งวัสดุพื้นทางของโครงสร้างถนนเดิมเป็นหินบะซอลต์ และวัสดุที่ใช้ในการทดสอบเป็นวัสดุเดียวกับวัสดุในงานวิจัยของวรุธ เลิศไพชัยยนต์ [4] และไพศาล ปุ๋ยไชยสอน [7] สำหรับส่วนผสมของวัสดุมวลรวมโครงสร้างทางเดิมในการศึกษามีอัตราส่วนของ RAP : RCR เป็น 25 : 75 มีค่า % CBR เฉลี่ยเท่ากับ 49% เมื่อใส่สารผสมเพิ่มด้วยปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ปริมาณ 1% โดยน้ำหนักของมวลรวมทั้งหมด หลังจากนั้นทำการทดสอบบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ผลของความหนาแน่นแห้งที่สูงที่สุดของตัวอย่างมีค่า 2.297 กรัมต่อมิลลิลิตรและมีระดับความชื้นที่เหมาะสมเท่ากับ 7.5%

ตารางที่ 1 ส่วนผสมของการปรับปรุงวัสดุโครงสร้างทางเดิม

ส่วนผสม	ปริมาณ
RAP	ร้อยละ 25
RCR	ร้อยละ 75
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1	ร้อยละ 0 และ 1 โดยน้ำหนักมวลรวม
บิทูเมนอิมัลชัน	ร้อยละ 2 และ 3 โดยน้ำหนักมวลรวม
ปริมาณความชื้น	ร้อยละ 7.5 โดยน้ำหนักมวลรวม

ตารางที่ 2 ขนาดคละของมวลรวมที่ใช้ในงานวิจัย

ขนาดตะแกรง	ค่าเฉลี่ย ร้อยละผ่านตะแกรง (%Passing)
50 มิลลิเมตร (2 นิ้ว)	100
25.0 มิลลิเมตร (1 นิ้ว)	100
19.0 มิลลิเมตร (¾ นิ้ว)	84.13
12.5 มิลลิเมตร (½ นิ้ว)	63.89
9.5 มิลลิเมตร (3/8 นิ้ว)	53.19
4.75 มิลลิเมตร (เบอร์ 4)	35.81
2.00 มิลลิเมตร (เบอร์ 10)	15.25
0.425 มิลลิเมตร (เบอร์ 40)	5.04
0.075 มิลลิเมตร (เบอร์ 200)	1.96

2.2 การเตรียมตัวอย่าง

ชิ้นงานตัวอย่างวัสดุได้ถูกเตรียมตามวิธีของ William [8] โดยใช้แบบหล่อทรงกระบอกมีเส้นผ่าศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ความสูง 200 มิลลิเมตร แล้วทำการผสมตัวอย่างตามส่วนผสมที่กล่าวมาข้างต้น หลังจากนั้นบดอัดด้วย Vibratory compactor ซึ่งมีน้ำหนักถ่วงขนาด 30 กิโลกรัม ในการบดอัดจะแบ่งการบดอัดออกเป็น 5 ชั้นโดยมีน้ำหนักและความสูงตัวอย่างในแต่ละชั้นเท่ากันเพื่อให้ได้ระดับการบดอัดอยู่ระหว่าง 96% ถึง 98% ของความหนาแน่นแห้งสูงสุด หลังจากนั้นทำการถอดแบบและทำการบ่มโดยทิ้งไว้ที่อุณหภูมิห้องที่มีอากาศถ่ายเทสะดวกเป็นเวลา 24 ชั่วโมง หลังจากนั้นนำตัวอย่างห่อใส่ถุงพลาสติกมัดปากถุงให้ปริมาตรภายในถุงประมาณ 3 เท่าของก้อนตัวอย่างแล้วนำไปใส่ในตู้บ่มอุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 48 ชั่วโมง โดยเปลี่ยนถุงพลาสติกที่ใช้ห่อทุก 24 ชั่วโมง

2.3 เครื่องมือและการเก็บข้อมูลในการทดสอบ

ในงานวิจัยนี้ใช้เครื่อง Servopulser เป็นเครื่องมือสำหรับให้แรงกระทำกับชิ้นงานตัวอย่าง, อุปกรณ์สำหรับวัดการยุบตัวของตัวอย่างคือ Linear Variable Displacement Transducer (LVDT) 2 ตัวติดทำมุมกัน 180 องศาบริเวณแท่นของอุปกรณ์ทดสอบ และมีฮีทเตอร์ (Heater) ให้ความร้อนกับตัวอย่าง ในส่วนของการเก็บข้อมูลใช้เครื่อง Signal Data Acquisition เชื่อมต่อกับคอมพิวเตอร์ในการเก็บข้อมูลของแรงกระทำจากเครื่อง Servopulser, ค่าการยุบตัวจาก LVDT และค่าอุณหภูมิความร้อนจากฮีทเตอร์

รูปที่ 2 อุปกรณ์ทดสอบและเก็บข้อมูลสำหรับการทดสอบ

2.4 การออกแบบการทดลอง

ในการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน จะสิ้นสุดลงเมื่อค่าการยุบตัวในแนวดิ่งของก้อนตัวอย่างเท่ากับ 5% ของความสูงตัวอย่าง หรือมีค่ายุบตัวเท่ากับ 10 มิลลิเมตร สำหรับตัวแปรที่ศึกษาแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ตัวแปรที่ศึกษา

ตัวแปรต้น	ค่าการเปลี่ยนแปลง	ระดับการเปลี่ยนแปลง
อุณหภูมิ	30, 40 และ 50 องศาเซลเซียส	3
บิทูเมนอิมัลชัน	2% และ 3%	2
ซีเมนต์	0% และ 1%	2

จากผลการทดสอบของ วรุธ เลิศไพชัยยนต์ [4] กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 3%, 2% และซีเมนต์ 1% โดยน้ำหนัก ทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส มีค่าเท่ากับ 1.367 และ 1.298 Mpa ตามลำดับ, ลภน เชิดหิรัญกร และ วรากร ติยะพัฒนพูติ [5] ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 3% และ 2% โดยน้ำหนัก ทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส พบว่า มีค่าเท่ากับ 0.867, 0.788, 0.772 Mpa และ 1.903, 2.055, 1.306, 1.231, 1.588 Mpa ตามลำดับ โดยจากผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียสที่ได้กล่าวมา จะนำผลมาร่วมในการวิเคราะห์กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันที่ระดับอุณหภูมิ 40 และ 50 องศาเซลเซียส

สำหรับงานวิจัยนี้กรณีศึกษาที่ใช้ในการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) แสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 กรณีศึกษาวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน

ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน	ปริมาณซีเมนต์	ระดับอุณหภูมิ	จำนวนตัวอย่าง
3% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	40 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	40 องศาเซลเซียส	3
3% โดยน้ำหนัก	-	40 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	-	40 องศาเซลเซียส	3
3% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	50 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	50 องศาเซลเซียส	3
3% โดยน้ำหนัก	-	50 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	-	50 องศาเซลเซียส	3

จากตารางที่ 4 แสดงให้เห็นถึงจำนวนตัวอย่างที่ต้องทดสอบ โดยมีจำนวนทั้งหมด 24 ตัวอย่าง สำหรับการทดสอบ 1 ครั้งต้องใช้เวลาในการผลิตตัวอย่าง 1 วัน จากนั้นนำตัวอย่างบ่มไว้ที่อุณหภูมิห้อง 1 วัน และบ่มที่ตู้อบอุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส 2 วัน ซึ่งใช้เวลารวมในการเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบ 4 วัน โดยทางผู้วิจัยเล็งเห็นว่ามีการใช้เวลาสูงมากสำหรับการเตรียมตัวอย่างและทดสอบ จึงได้ใช้การวิเคราะห์หากรณีศึกษาด้วยวิธี Fractional factorial experimental design [9] และทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมสถิติ SPSS ในฟังก์ชัน Orthogonal Design [10] โดยตัวแปรต้นที่ศึกษา ได้แก่ บิทูเมนอิมัลชัน 2 ระดับ ประกอบไปด้วย 2% และ 3% โดยน้ำหนัก, ซีเมนต์ 2 ระดับ ประกอบไปด้วย ไม่ใช้ซีเมนต์ และ ใช้ซีเมนต์ 1% โดยน้ำหนัก และ อุณหภูมิ 2 ระดับ ประกอบไปด้วย 40 องศาเซลเซียส และ 50 องศาเซลเซียส ซึ่งผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมสถิติ SPSS Orthogonal Design [10] จะได้จำนวนกรณีศึกษาทั้งหมด 4 กรณีศึกษา ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์กรณีศึกษาวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันด้วยโปรแกรม SPSS

ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน	ปริมาณซีเมนต์	ระดับอุณหภูมิ	จำนวนตัวอย่าง
3% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	40 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	1% โดยน้ำหนัก	50 องศาเซลเซียส	3
3% โดยน้ำหนัก	-	50 องศาเซลเซียส	3
2% โดยน้ำหนัก	-	40 องศาเซลเซียส	3

3. ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ในหน่วยเมคะปาสคาล (MPa) แสดงดังตารางที่ 6-7 และรูปที่ 3 สำหรับตัวแปรที่มีระดับการเปลี่ยนแปลง ได้แก่ บิทูเมนอิมัลชัน, ซีเมนต์ และอุณหภูมิ

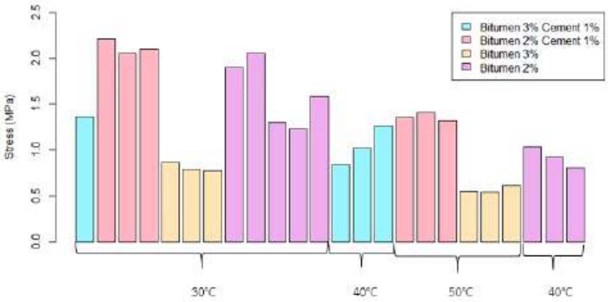
ตารางที่ 6 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM

บิทูเมน	ซีเมนต์	อุณหภูมิ	ครั้งที่ 1	ครั้งที่ 2	ครั้งที่ 3	ครั้งที่ 4	ครั้งที่ 5
3%	1%	30°C	1.367	-	-	-	-
2%	1%	30°C	2.214	2.053	2.101	-	-
3%	-	30°C	0.867	0.788	0.772	-	-
2%	-	30°C	1.903	2.055	1.306	1.231	1.588
3%	1%	40°C	0.844	1.017	1.261	-	-
2%	1%	50°C	1.359	1.407	1.318	-	-
3%	-	50°C	0.549	0.540	0.608	-	-
2%	-	40°C	1.036	0.927	0.805	-	-

ตารางที่ 7 ผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนบางตัวอย่างของวัสดุ BSM

บิทูเมน	ซีเมนต์	ก่อนการทดสอบ	หลังการทดสอบ
3%	1%	N/A	N/A
2%	1%		
3%	-	N/A	N/A
2%	-	N/A	N/A
3%	1%		

2%	1%		
3%	-		
2%	-		

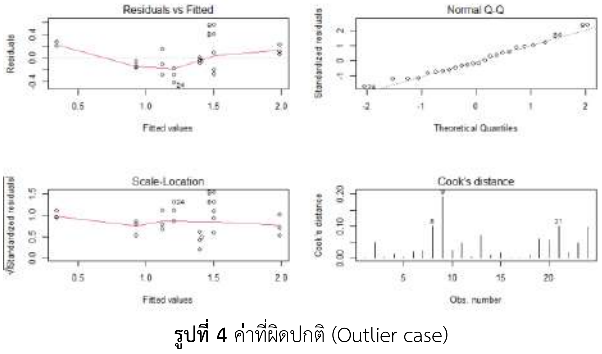


รูปที่ 3 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM

3.1 วิเคราะห์ผลการทดสอบ

3.1.1 การวิเคราะห์ถดถอยเชิงพหุ

จากผลทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ตารางที่ 6 ก่อนที่จะทำการวิเคราะห์ถดถอยเชิงพหุ (Multiple Regression Analysis) [12,13] จะต้องวิเคราะห์หาค่าที่ผิดปกติ (Outlier case) [11,13] ของการทดสอบก่อน โดยการประมาณค่าทางสถิตินั้นจะอ่อนไหวต่อตัวอย่างที่ผิดปกติ ซึ่งทำให้ประมาณค่าสถิติผิด และมักทำให้ตัวแปรไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ ผลการวิเคราะห์ค่าที่ผิดปกติแสดงดังรูปที่ 4



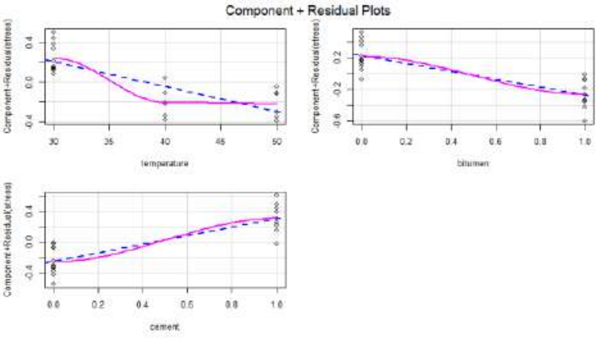
รูปที่ 4 ค่าที่ผิดปกติ (Outlier case)

จากการวิเคราะห์ค่าที่ผิดปกติ (Outlier case) [11,13] ข้างต้นจะต้องถูกตัดออกในขั้นตอนทำสะอาดข้อมูลก่อนเข้าสู่ขั้นตอนวิเคราะห์ โดยค่าที่ผิดปกติ ได้แก่ ข้อมูลการทดสอบที่ 8 และ 9 นั่นคือ วัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 2% โดยน้ำหนัก ทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส ในการทดสอบครั้งที่ 1 และ 2 จากนั้นเมื่อทำการตัดค่าที่ผิดปกติออกแล้ว จะสามารถวิเคราะห์ถดถอยเชิงพหุ (Multiple Regression Analysis) [12,13] ดังตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ค่าการวิเคราะห์ถดถอยเชิงพหุ

Coefficients	Estimate	Std. Error	t value	Pr(>|t|)
Intercept	2.107652	0.190591	11.058	1.86×10^{-9} ***
Temperature (X_1)	-0.025194	0.004858	-5.186	6.22×10^{-5} ***
Bitumen (X_2)	-0.489766	0.081378	-6.018	1.09×10^{-5} ***
Cement (X_3)	0.564983	0.081378	6.943	1.73×10^{-6} ***
Signif. codes	0	0.001 '***'	0.01 '**'	0.05 '*'
Residual std. error	0.1882 on 18 degrees of freedom			
Multiple R^2	0.8706			
Adjusted R^2	0.8491			
F-statistic	40.39 on 3 and 18 DF			
p-value	3.358×10^{-8}			

จากผลการวิเคราะห์ถดถอยเชิงพหุ (Multiple Regression Analysis) [12,13] ของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ที่เกิดการวิบัติจากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยไม่มีแรงดันล้อมรอบ (Unconfined compressive strength) ตารางที่ 8 ค่า p-value ของแต่ละตัวแปรมีค่าน้อยกว่า 0.001 ทำให้มีนัยสำคัญทางสถิติทั้งหมดที่ความเชื่อมั่น 99% ได้แก่ อุณหภูมิ บิทูเมนอิมัลชัน และซีเมนต์ ส่วนค่า p-value ของโมเดลมีค่า เท่ากับ 3.358×10^{-8} ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 0.001 ดังนั้น โมเดลนี้จึงมีนัยสำคัญทางสถิติด้วยเช่นกัน สำหรับค่า Multiple R-squared ที่มีค่าเท่ากับ 0.8706 ทำให้ภาวสารูปสนิทดี (Goodness of fit) ไม่แนบสนิท ดังแสดงรูปที่ 5 ซึ่งระดับความ fit ของสมการกับข้อมูล (R^2) แสดงให้เห็นว่าโมเดลนี้สามารถอธิบายกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันได้ 87.06%



รูปที่ 5 ภาวสารูปสนิทดี (Goodness of fit)

3.1.2 การวิเคราะห์ความแปรปรวน

ตารางที่ 9 ค่าวิเคราะห์ความแปรปรวน

X_i	Df	Sum Sq	Mean Sq	F value	Pr(>F)
Temperature	1	0.93863	0.93863	26.510	6.736×10^{-5} ***
Bitumen	1	1.64448	1.64448	46.445	2.219×10^{-6} ***
Cement	1	1.70664	1.70664	48.201	1.734×10^{-6} ***
Residuals	18	0.63733	0.03541		
Signif. codes	0	0.001 '***'	0.01 '**'	0.05 '*'	0.1 '.'

จากตารางที่ 9 จะสามารถหาค่าประมาณของ σ^2 เท่ากับ 0.03541 (ซึ่งมีค่าเท่ากับ MSE) โดยจากตารางวิเคราะห์ความแปรปรวนข้างต้น สามารถใช้ในการทดสอบสมมติฐานว่า $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 0$ หรือไม่ ดังนี้

สมมติฐานว่าง $H_0 : \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 0$

สมมติฐานทางเลือก H_1 : มี β_i อย่างน้อย 1 ตัว ไม่เท่ากับ 0 โดยที่ i = 1, 2, 3

ค่าสถิติทดสอบตัวแปรอุณหภูมิ, บิทูเมนอิมัลชัน และซีเมนต์ มีค่า F เท่ากับ 26.510, 46.445, 48.201 และค่า p-value = 6.736×10^{-5}, 2.219×10^{-6}, 1.734×10^{-6} ตามลำดับ ซึ่งมีค่าน้อยกว่าระดับนัยสำคัญ α = 0.001 ดังนั้นจึงปฏิเสธสมมติฐานว่าง นั่นคือ มี β_i อย่างน้อย 1 ตัว ไม่เท่ากับ 0 ที่ระดับนัยสำคัญ 0.001 ซึ่งสามารถพิจารณาถึงการประมาณค่าแบบช่วงของ β_0, β_1, β_2 และ β_3 ได้ดังตารางที่ 10

ตารางที่ 10 พิจารณาการประมาณค่าแบบช่วงของ β_0, β_1, β_2 และ β_3

	β_i	Std. Error	Confidence Interval 99%	
Constant	2.107652	0.190591	1.55904611	2.65625827
X_1	-0.025194	0.004858	-0.03917847	-0.01120882
X_2	-0.489766	0.081378	-0.72400902	-0.25552323
X_3	0.564983	0.081378	0.33073992	0.79922571

ดังนั้น ช่วงความเชื่อมั่น 99% สำหรับ β_0 คือ (1.55904611, 2.65625827) β_1 คือ (-0.03917847, -0.01120882), β_2 คือ (-0.72400902, -0.25552323) และ β_3 คือ (0.33073992, 0.79922571)

โดยผลการวิเคราะห์การถดถอยพหุคูณ (Multiple Regression Analysis) [12,13] ตารางที่ 8 สามารถใช้ในการทดสอบสมมติฐานว่า $\beta_1 = 0$ หรือไม่ ดังนี้

สมมติฐานว่าง $H_0 : \beta_1 = 0$

สมมติฐานทางเลือก $H_1 : \beta_1 \neq 0$

ค่าสถิติทดสอบ t เท่ากับ -5.186 และค่า p-value เท่ากับ 6.22×10^{-5} ซึ่งมีค่าน้อยกว่าระดับนัยสำคัญ α = 0.001 ดังนั้นจึงปฏิเสธ H_0 นั่นคือ $\beta_1 \neq 0$ สรุปได้ว่า อุณหภูมิ *(X_1)* มีความสัมพันธ์กับ กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน *(Y)* กล่าวคือ สามารถใช้ X_1 ในการพยากรณ์ *Y* ได้

ในทำนองเดียวกัน การทดสอบสมมติฐานว่า $\beta_2 = 0$ หรือไม่ ทำได้ดังนี้

สมมติฐานว่าง $H_0 : \beta_2 = 0$

สมมติฐานทางเลือก $H_1 : \beta_2 \neq 0$

ค่าสถิติทดสอบ t เท่ากับ -6.018 และค่า p-value เท่ากับ 1.09×10^{-5} ซึ่งมีค่าน้อยกว่าระดับนัยสำคัญ α = 0.001 ดังนั้นจึงปฏิเสธ H_0 นั่นคือ $\beta_2 \neq 0$ สรุปได้ว่า บิทูเมนอิมัลชัน *(X_2)* มีความสัมพันธ์กับกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน *(Y)* กล่าวคือ สามารถใช้ X_2 ในการพยากรณ์ *Y* ได้

และ การทดสอบสมมติฐานว่า $\beta_3 = 0$ หรือไม่ ทำได้ดังนี้

สมมติฐานว่าง $H_0 : \beta_3 = 0$

สมมติฐานทางเลือก $H_1 : \beta_3 \neq 0$

ค่าสถิติทดสอบ t เท่ากับ 6.943 และค่า p-value เท่ากับ 1.73×10^{-6} ซึ่งมีค่าน้อยกว่าระดับนัยสำคัญ α = 0.001 ดังนั้นจึงปฏิเสธ H_0 นั่นคือ $\beta_3 \neq 0$ สรุปได้ว่า ซีเมนต์ *(X_3)* มีความสัมพันธ์กับ กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน *(Y)* กล่าวคือ สามารถใช้ X_3 ในการพยากรณ์ *Y* ได้

ดังนั้น จากตารางที่ 8 ข้อมูล p-value แสดงให้เห็นว่า อุณหภูมิ, บิทูเมนอิมัลชัน และ ซีเมนต์ มีความสมเหตุสมผล เนื่องจาก p-value < 0.001 จึงเป็นเหตุผลทำให้สามารถปฏิเสธสมมติฐานว่าง นั่นคือ อุณหภูมิ, บิทูเมนอิมัลชัน และซีเมนต์ สามารถใช้พยากรณ์กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันได้ ดังนั้น เมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้น 1 องศาเซลเซียส และบิทูเมนอิมัลชันเพิ่มขึ้น 1% โดยน้ำหนักมวลรวม จะทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน ลดลง 0.025194 และ 0.489766 Mpa ตามลำดับ ส่วนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น 1% โดยน้ำหนัก จะทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 0.564983 Mpa ที่ระดับนัยสำคัญ 0.001 โดยสามารถเขียนสมการพยากรณ์ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ได้ดังสมการที่ (1)

$$Y = 2.108-(0.025X_1)-(0.490X_2)+(0.565X_3) \qquad (1)$$

โดยที่ *Y* คือ ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM

X_1 คือ ระดับอุณหภูมิ

X_2 คือ ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน

X_3 คือ ปริมาณซีเมนต์

หมายเหตุ ระดับอุณหภูมิ : 30, 40 และ 50 องศาเซลเซียส

ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน : 0 คือ 2% และ 1 คือ 3% โดยน้ำหนัก

ปริมาณซีเมนต์ : 0 คือ ไม่ใช้ซีเมนต์ และ 1 คือ ใช้ซีเมนต์

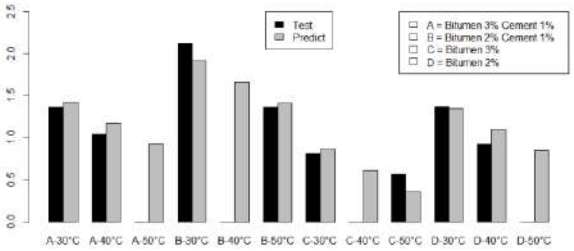
3.1.3 การพยากรณ์ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน

จากสมการที่ (1) สามารถพยากรณ์ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ได้ดังตารางที่ 11 และรูปที่ 6

ตารางที่ 11 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM ระหว่างค่าเฉลี่ยการทดสอบกับการพยากรณ์ในหน่วยเมคะปาสคาล (Mpa)

บิทูเมน	ซีเมนต์	อุณหภูมิ	ทดสอบ	พยากรณ์	ระดับการบดอัด
3%	1%	30°C	1.367	1.427	96.40%
2%	1%	30°C	2.123	1.917	97.21%
3%	-	30°C	0.809	0.862	96.19%
2%	-	30°C	1.375	1.352	98.45%
3%	1%	40°C	1.041	1.175	97.93%
2%	1%	40°C	-	1.665	-

3%	-	40°C	-	0.610	-
2%	-	40°C	0.923	1.100	96.76%
3%	1%	50°C	-	0.923	-
2%	1%	50°C	1.361	1.413	96.70%
3%	-	50°C	0.566	0.358	96.13%
2%	-	50°C	-	0.848	-



รูปที่ 6 ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM ระหว่างค่าเฉลี่ยการทดสอบกับการพยากรณ์

3.1.4 การหาค่าส่วนเหลือ

ตารางที่ 12 ค่าส่วนเหลือกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM

บิทูเมน	ซีเมนต์	อุณหภูมิ	ครั้งที่ 1	ครั้งที่ 2	ครั้งที่ 3	ค่าเฉลี่ย
3%	1%	30°C	-0.060	-	-	-0.060
2%	1%	30°C	0.298	0.136	0.184	0.206
3%	-	30°C	0.005	-0.074	-0.090	-0.053
2%	-	30°C	-0.046	-0.121	0.236	0.023
3%	1%	40°C	-0.331	-0.158	0.086	-0.134
2%	1%	50°C	-0.054	-0.006	-0.095	-0.052
3%	-	50°C	0.190	0.181	0.250	0.208
2%	-	40°C	-0.063	-0.173	-0.294	-0.177

จากผลลัพธ์ข้างต้นอธิบายได้ดังนี้ ข้อมูลของค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันร้อยละ 3 ซีเมนต์ร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก ทดสอบที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส การทดสอบครั้งที่ 1 เท่ากับ 1.367 และค่าพยากรณ์ของค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันร้อยละ 3 ซีเมนต์ร้อยละ 1 โดยน้ำหนักที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส เท่ากับ 1.427 ดังนั้น ค่าส่วนเหลือของค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชันร้อยละ 3 ซีเมนต์ร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก ที่อุณหภูมิ 30 องศาเซลเซียส เท่ากับ

$$e = 1.367 - 1.427 = -0.060$$

โดยที่ e คือ ค่าส่วนเหลือกำลังต้านทานแรงเฉือนวัสดุ BSM

3.1.5 การวิเคราะห์สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์

ตารางที่ 13 ค่าการวิเคราะห์สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์

	ความเค้น	บิทูเมน	ซีเมนต์	อุณหภูมิ
ความเค้น	1.000	-0.615	0.606	-0.436
บิทูเมน	-0.615	1.000	-0.100	0.090
ซีเมนต์	0.606	-0.100	1.000	0.090
อุณหภูมิ	-0.436	0.090	0.090	1.000

จากการวิเคราะห์สัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ตารางที่ 13 แสดงให้เห็นว่า บิทูเมนอิมัลชัน และอุณหภูมิ มีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในเชิงลบกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ส่วนซีเมนต์นั้นมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ในเชิงบวกกับกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ซึ่งสอดคล้องกับสมการที่ (1) ในการวิเคราะห์การถดถอยเชิงพหุ [12,13] ที่ได้กล่าวมาข้างต้น

4. สรุปผลการทดสอบ

สำหรับผลของระดับอุณหภูมิ, ปริมาณบิทูเมนอิมัลชัน และปริมาณซีเมนต์ มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับความเชื่อมั่น 99 เปอร์เซ็นต์ แสดงให้เห็นถึงความสอดคล้องต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน (BSM) ระดับอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลต่อกำลังต้านทานแรงเฉือนของวัสดุ BSM ทำให้กำลังต้านทานแรงเฉือนลดลง และปริมาณบิทูเมนอิมัลชันที่เพิ่มขึ้นจาก 2% เป็น 3% โดยน้ำหนัก ส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนลดลงด้วยเช่นกัน ส่วนปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นนั้นจะส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือนเพิ่มขึ้น

ในทุกระดับการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ ส่วนผสมที่มีพฤติกรรมต้านทานแรงเฉือนได้ดีที่สุด คือ วัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 2% และซีเมนต์ 1% โดยน้ำหนัก หากระดับอุณหภูมิเพิ่มขึ้นจากระดับ 30 องศาเซลเซียส ไปที่ระดับ 40 องศาเซลเซียส จนถึงระดับ 50 องศาเซลเซียส พฤติกรรมต้านทานแรงเฉือนของวัสดุปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน 2% และซีเมนต์ 1% โดยน้ำหนัก จะลดลง 1.151 เท่า และ 1.357 เท่า ตามลำดับ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณคณาจารย์ที่ให้คำปรึกษาในการเขียนบทความนี้และบริษัทที่สนับสนุนวัสดุและแอสฟัลต์อิมัลชัน สุดท้ายนี้ขอขอบคุณบุคคลากรและทางจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่ทำให้งานวิจัยประสบความสำเร็จได้

เอกสารอ้างอิง

[1] Wirtgen. (2010). *Wirtgen Cold Recycling Technology (3rd ed.)*, pp.106.

[2] ธัญรดี ก่อตั้งสัมพันธ์. (2552). *การนำวัสดุโครงสร้างทางเดิมกลับมาใช้ใหม่ด้วยแอสฟัลต์อิมัลชันชนิดผสมเย็น*. (ปริญญามหาบัณฑิต), มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพมหานคร.

[3] Sufian, Z., Aziz, N. A., Matori, M. Y., Hussain, M. Z., Hainin, M. R., & Oluwasola, E. A. J. J. T. (2014). Influence of active filler, curing time and moisture content on the strength properties of emulsion and foamed bitumen stabilized mix. *Jurnal Teknologi (Sciences & Engineering)*, 70(4), pp.135-141.

[4] วรุธ เลิศไพชัยยนต์. (2557). *การปรับปรุงวัสดุผิวทางเดิมด้วยบิทูเมนอิมัลชันเพื่อนำมาใช้เป็นวัสดุชั้นพื้นทาง*. (ปริญญามหาบัณฑิต), จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร

[5] ลภน เชิดหิรัญกร และ วรากร ติยะพัฒนพูติ. (2561). *วัสดุมวลรวมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน*. (ปริญญาบัณฑิต), จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร.

[6] Alkaissi, Z. A. (2020). Effect of high temperature and traffic loading on rutting performance of flexible pavement. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 32(1), pp.1-4.

[7] ไพศาล ปุ้ยไชยสอน. (2560). *พฤติกรรมด้านสมรรถนะของวัสดุโครงสร้างทางเดิมปรับปรุงด้วยบิทูเมนอิมัลชัน*. (ปริญญามหาบัณฑิต), จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร.

[8] William M. (2009). *Development of a simple triaxial test for characterising bitumen stabilised materials*. MScEng. Stellenbosch University, South Africa.

[9] van Berkum, E. E. M., et al. (2005). Fractional factorial designs for two-step production processes. *Journal of Statistical Planning and Inference*, 132(1-2), pp.53-62.

[10] SPSS Inc. (2013). *IBM SPSS Conjoint 22*. Retrieved from http://www.sussex.ac.uk/its/pdfs/SPSS_Conjoint_22.pdf

[11] ศิรินทร์ วารีเศวตสุวรรณ. (2545). *การเปรียบเทียบวิธีการตรวจสอบค่าผิดปกติในการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้น*. (ปริญญามหาบัณฑิต), จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร.

[12] ศักดิ์สิทธิ์ เฉลิมพงศ์ (2561). *การวิเคราะห์ทางเลือกแบบไม่ต่อเนื่องสำหรับวิศวกรรมขนส่ง*. สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[13] David Dalpiaz (2020). *Applied Statistics with R.* Retrieved from https://daviddalpiaz.github.io/appliedstats/applied_statistics.pdf

ผลกระทบของระบบรางสายใหม่ต่อการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทาง: กรณีศึกษา รถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้

Effect of new transit line on mode shift: A case study of BTS green line southern extension

ธนพร กรีวงษ์[1] และ เกษม ชูจารุกุล[2,*]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร*

[2] *ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร*

**Corresponding author; E-mail address: kasem.choo@chula.ac.th*

บทคัดย่อ

การเปิดให้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย ทำให้เกิดการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางจากรูปแบบอื่นไปสู่ระบบราง เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเดินทางที่เปลี่ยนไปและปัจจัยที่มีผลต่อแนวโน้มการใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย งานวิจัยนี้จึงเก็บข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างผู้โดยสารรถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้ ตั้งแต่สถานีปู่เจ้าฯจนถึงสถานีเคหะฯ ที่เดินทางเป็นประจำ มีวัตถุประสงค์ในการเดินทางจากที่ทำงานหรือจากสถานศึกษากลับสู่ที่พัก ไม่มีการเปลี่ยนที่พัก ที่ทำงาน หรือสถานศึกษาหลังจากที่ส่วนต่อขยายเปิด ใช้แบบสอบถามเก็บข้อมูลพฤติกรรมการเดินทางทั้งก่อนและหลังการเปิดให้บริการของรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย และศึกษาแนวโน้มการใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย โดยใช้คำถามสถานการณ์สมมติซึ่งมี 3 ตัวแปร คือ เวลาคอยขบวนรถ การเปลี่ยนขบวนรถที่สถานีสำโรง และค่าโดยสาร ผลการศึกษาจากรวบรวมข้อมูลตัวอย่างผู้โดยสารพบว่า กลุ่มตัวอย่างส่วนใหญ่มีการเดินทางในอดีตโดยใช้ระบบขนส่งสาธารณะ มีทั้งกลุ่มที่เดินทางโดยใช้รถไฟฟ้าเป็นส่วนหนึ่งของการเดินทาง และกลุ่มที่เดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และพบว่า การเปลี่ยนขบวนรถที่สถานีสำโรง เวลาคอยและค่าโดยสารที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้แนวโน้มการใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายลดลง รวมทั้งปัจจัยอื่นที่นอกจากการให้บริการของรถไฟฟ้าก็มีผลต่อแนวโน้มการใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายเช่นกัน

คำสำคัญ: ระบบราง, พฤติกรรม, การเปลี่ยนรูปแบบการเดินทาง

Abstract

The opening of the BTS Skytrain extension caused the passenger to change the mode of transportation from other modes to the rail system. The purposes of this research were to study the travel behavior change and the factors affecting the trend of using the BTS Skytrain extension. The study area was Puchao Station to Kheha Station. A sample was selected from passengers of BTS Green Line Southern Extension who travel regularly. The purpose of the trip was home-based work or home-based education. The sample didn't change residence, workplace, or school after the extension was opened. Data were collected via the questionnaires. The first part was the questions about travel behavior both before and after the opening of the extension. And the second part was the questions about factors affecting the trend of using BTS Skytrain extension, a scenario which had three components: the waiting time, changing train at Samrong Station, and fares. The study suggested that most of the samples traveled by public transport in the part. It can be divided into two groups: group traveling by BTS Skytrain as part of the trip and group traveling without BTS Skytrain. The result from scenario design showed that the increase of waiting time and fares, changing train at Samrong Station reduced the trend of using BTS Skytrain extension. Also, there were factors other than the service affecting the trend of using the BTS Skytrain extension as well.

Keywords: Rail system, Travel Behavior, Mode Shift

1. คำนำ

ปัจจุบันการสร้างส่วนต่อขยายโครงการรถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้ช่วงสำโรง - เคหะสมุทรปราการได้เสร็จสิ้นแล้ว และเปิดให้ใช้บริการในวันที่ 6 ธันวาคม พ.ศ. 2561 จำนวน 8 สถานี ได้แก่ สถานีปู่เจ้า สถานีพิพิธภัณฑ์ช้างเอราวัณ สถานีโรงเรียนนายเรือ สถานีปากน้ำ สถานีศรีนครินทร์ สถานีแพรกษา สถานีสายลวด และสถานีเคหะสมุทรปราการ ทำให้ระยะทางของเครือข่ายระบบรางเพิ่มขึ้นประมาณ 13 กิโลเมตร ซึ่งเปิดให้บริการโดยไม่เก็บค่าโดยสารช่วงส่วนต่อขยายดังกว่าง

การเปิดให้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย ทำให้เกิดการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางจากรูปแบบอื่นไปสู่ระบบราง งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษา

พฤติกรรมการเดินทางทั้งก่อนและหลังการเปิดให้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย และปัจจัยที่มีผลต่อแนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าหลังจากเก็บค่าโดยสาร ของผู้ที่ใช้บริการรถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้ช่วงสำโรง – เคหะสมุทรปราการ โดยสำรวจข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างผู้โดยสารรถไฟฟ้าสายสีเขียวส่วนต่อขยายสายใต้ ตั้งแต่สถานีปู่เจ้าฯจนถึงสถานีเคหะฯ ที่เดินทางเป็นประจำ มีวัตถุประสงค์ในการเดินทางจากที่ทำงานหรือจากสถานศึกษากลับสู่ที่พัก ไม่มีการเปลี่ยนที่พัก ที่ทำงานหรือสถานศึกษาหลังจากที่ส่วนต่อขยายเปิด โดยใช้แบบสอบถามเก็บข้อมูลพฤติกรรมการเดินทางทั้งก่อนและหลังการเปิดให้บริการของรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย และศึกษาแนวโน้มการใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย ภายใต้สถานการณ์สมมติต่าง ๆ

2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ธีรนันท์ โอภาสสัมพันธ์ [1] ศึกษาแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทาง เมื่อมีระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนสายแรกเปิดให้บริการ พบว่ากลุ่มตัวอย่างมีแนวโน้มจะเปลี่ยนมาใช้รถไฟฟ้าในการเดินทาง แบ่งเป็นกลุ่มผู้ใช้ประจำ 34.4% และกลุ่มที่ใช้เป็นครั้งคราว 62.4% ซึ่งเหตุผลในการเปลี่ยนอันดับที่ 1 คือ ควบคุมเวลาในการเดินทางได้ อันดับที่ 2 คือ สะดวกสบายรวดเร็วมากขึ้น

จรินทร์ กังใจ [2] ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของผู้เดินทางเปรียบเทียบก่อนและหลังการเปิดระบบรถไฟฟามหานครสายสีน้ำเงินในกรุงเทพมหานคร โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาอิทธิพลของปจจัยที่มีผลตอการตัดสินใจเลือกใช่รถไฟฟาขนสงมวลชนของกลุ่มตัวอย่าง พบว่า เพศ อายุ รายได้ มีผลต่อการเลือกยานพานหะในการเดินทาง

วีรยุทธ์ วัฒนธรรม และคณะ [3] ศึกษาการเปิดให้บริการรถไฟฟ้าเชื่อมต่อสนามบิน หรือแอร์พอร์ตลิงค์ พบว่าปัจจัยการประหยัดเวลา ความสะดวกสะดวก และความรวดเร็วในการเดินทาง มีผลต่อการตัดสินใจเลือกใช้มากที่สุด รองลงมาคือ คุณภาพและความปลอดภัยในการเดินทาง การให้บริการในเส้นทางที่ต้องการ การทดลองใช้บริการ และความใกล้ที่พักตามลำดับ และพบว่าที่โดยรถประจำทางสาธารณะจะเปลี่ยนมาเลือกใช้บริการรถไฟเชื่อมท่าอากาศสุวรรณภูมิมากที่สุด ต่อมาคือ รถไฟฟ้าบีทีเอส รถไฟฟ้าใต้ดิน รถยนต์ส่วนบุคคล และรถแท็กซี่ ตามลำดับ

Alkaabi K. [4] ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลให้ข้าราชการและพนักงานบริษัทเอกชนเลือกใช้รถไฟใต้ดินดูไบเป็นการเดินทางหลัก พบว่าเพศไม่มีผลต่อความแตกต่างระหว่างการเลือกของข้าราชการและพนักงานเอกชนมากนัก ในกลุ่มพนักงานเอกชนนั้นตัวแปร การศึกษามีผลต่อการเลือก โดยยิ่งการศึกษาสูงยิ่งมีแนวโน้มที่จะเลือกใช้รถไฟใต้ดินมากขึ้น ตัวแปรเชื้อชาติมีผลต่อการเลือกของทั้งสองกลุ่ม โดยแต่ละเชื้อชาติมีแนวโน้มในการเลือกแตกต่างกัน ตัวแปรวัตถุประสงค์ในการเดินทางและตัวแปรเวลาที่ใช้เดินไปยังสถานีไปผลต่อการเลือกเดินทาง เวลาในการเดินที่เพิ่มขึ้นทำให้แนวโน้มการใช้บริการรถไฟใต้ดินลดลง

Islam และคณะ [5] ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของผู้ที่ใช้บริการจอดแล้วจรในที่ต่าง ๆตามสถานีรถไฟของเมืองเมลเบิร์น พบว่าเวลาที่ใช้ในการเดินทางขณะที่โดยสารระบบขนส่ง และเวลาที่ใช้ในการย้ายรูปแบบการเดินทางที่จุดจอดแล้วจร ส่งผลต่อการตัดสินใจมากที่สุด เวลาในการเดินทางส่งผลต่อแนวโน้มการเลือกใช้บริการสำหรับผู้ที่เดินทางโดยระบบสาธารณะอย่างเดียว เวลาในการเดินทางที่น้อยกว่าทำให้มีแนวโน้มในการเลือกใช้บริการระบบขนส่งสาธารณะมากกว่า

Chauhan และคณะ [6] ศึกษาพฤติกรรมการเลือกวิธีการเดินทางของผู้โดยสารระบบสาธารณะในกรุงนิวเดลี เพื่อหาสิ่งจูงใจให้ใช้เลือกระบบขนส่งสาธารณะ คาดการณ์รูปแบบการเดินทางเดิมของผู้ที่ใช้รถไฟใต้ดินในปัจจุบันได้จากข้อมูลเกี่ยวกับเพศ อายุ รายได้ อาชีพ การครอบครองยานพาหนะ ระยะทางมาถึงสถานี พบว่าระยะทางมาถึงสถานีที่เพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่ผู้ที่ใช้รถไฟใต้ดินในปัจจุบันเปลี่ยนมาจากรถโดยสารประจำทาง อายุที่เพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่ผู้ที่ใช้รถไฟใต้ดินในปัจจุบันเปลี่ยนมาจากรถโดยสารประจำทางลดลง รายได้ที่เพิ่มขึ้นมีแนวโน้มที่ผู้ที่ใช้รถไฟใต้ดินในปัจจุบันเปลี่ยนมาจากรถโดยสารประจำทางลดลง และเพศหญิงมีแนวโน้มที่ผู้ที่ใช้รถไฟใต้ดินในปัจจุบันเปลี่ยนมาจากรถโดยสารประจำทางมากกว่า

Gadzinski และRadzimski [7] ศึกษาเกี่ยวกับผลกระทบของการเปิดตัวเดินรถรางสายใหม่ในเมืองPoznan ประเทศโปร์แลนด์ พบว่าผลกระทบของการเปิดตัวเดินรถรางสายใหม่ ทำให้กลุ่มตัวอย่าง เดินทางโดยใช้รถรางมากขึ้นและใช้รถยนต์ส่วนบุคคลน้อยลง ราคาที่อยู่อาศัยบริเวณพื้นที่ศึกษามีราคาราคาขายเฉลี่ยต่อตารางเมตรสูงกว่าบริเวณอื่นในเมือง

Shen และคณะ [8] ศึกษาผลกระทบของการสนับสนุนระบบรางเพื่อรองรับการขยายตัวของเมืองและการเพิ่มขึ้นของประชากร พบว่าความใกล้ของระยะทางไปยังสถานี ความหนาแน่นของประชากรในที่ทำงาน ระยะทางในการเดินทาง มีผลต่อการเลือกใช้รถไฟใต้ดิน ในขณะที่ค่าใช้จ่าย เวลาในการเดินทาง ความสบาย และความปลอดภัยมีผลต่อการครอบครองรถยนต์

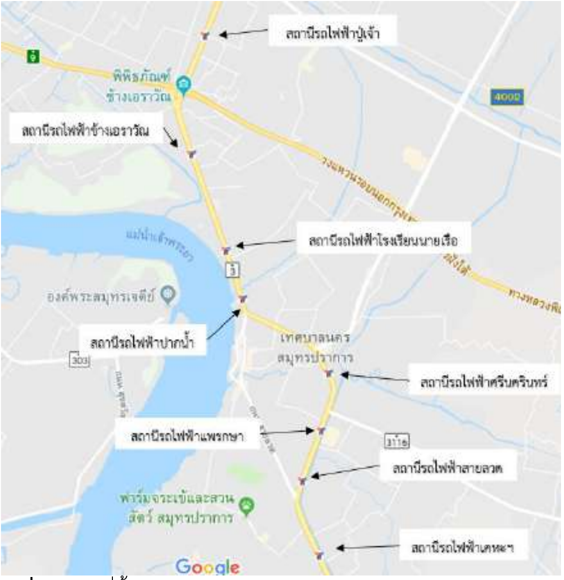
วันชัย ศักดิ์พงศธร [9]เก็บข้อมูลจากผู้โดยสารรถไฟฟ้าในกรุงเทพมหานคร เปรียบเทียบในแต่ละวัตถุประสงค์ของการเดินทาง พบว่าปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกงานพาหนะ ได้แก่ เพศ อายุ รายได้ อาชีพ สถานภาพ และเส้นทางที่ให้บริการ

ภาวัต ไชยชาญวาทิก และ ถิรยุทธ ลิมานนท์ [10] ศึกษาพฤติกรรมการเลือกเดินทาง พบว่ากลุ่มตัวอย่างที่อาศัยอยู่ในกรุงเทพมหานคร ที่มีการครอบครองรถยนต์จะเลือกเดินทางโดยรถยนต์ส่วนบุคคลมากกว่าผู้ที่ไม่ได้ครอบครองรถยนต์ ในขณะที่ผู้ที่ไม่ได้ครอบครองรถยนต์จะมีการเดินทางโดยระบบสาธารณะมากกว่าผู้ที่ครอบครองรถยนต์ และพบว่าผู้ที่มีใบอนุญาตขับขี่เลือกเดินทางโดยรถยนต์ส่วนบุคคล มากกว่าผู้ที่ไม่มีใบอนุญาตขับขี่ซึ่งมีการเลือกเดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคล

3. ระเบียบวิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ในการศึกษาของงานวิจัยนี้ ได้แก่ ส่วนต่อขยายใต้ของรถไฟฟ้าสายสีเขียว ช่วงสำโรง – สมุทรปราการ ซึ่งประกอบด้วย 8 สถานีเปิดใหม่ ได้แก่ สถานีรถไฟฟ้าปู่เจ้า สถานีรถไฟฟ้าช้างเอราวัณ สถานีรถไฟฟ้าโรงเรียนนายเรือ สถานีรถไฟฟ้าปากน้ำ สถานีรถไฟฟ้าศรีนครินทร์ สถานีรถไฟฟ้าแพรกษา สถานีรถไฟฟ้าสายลวด และสถานีรถไฟฟ้าเคหะสมุทรปราการ ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 สถานีที่ตั้งของสถานีรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายใต้ของรถไฟฟ้าสายสีเขียว

3.2 กลุ่มตัวอย่าง

จำนวนผู้โดยสารจริงที่ใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายดังกล่าว จำนวนเฉลี่ยประมาณ 40,000 คนต่อวัน คำนวณขนาดของกลุ่มตัวอย่างเมื่อกำหนดให้ระดับนัยสำคัญทางสถิติเท่ากับ 0.05 [11] จะได้ขนาดของกลุ่มตัวอย่างขั้นต่ำคือ 382 ตัวอย่าง ดังนั้นผู้วิจัยจึงเก็บข้อมูลแบ่งตามสัดส่วนของผู้โดยสารแต่ละสถานี รวม 400 ตัวอย่างเป็นอย่างน้อย แบ่งตามสัดส่วนจำนวนผู้โดยสารของแต่ละสถานี

3.3 แบบสอบถามที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

แบบสอบถามจะประกอบด้วยคำถาม 3 ส่วน คือคำถามเกี่ยวกับข้อมูลส่วนตัวเบื้องต้นของผู้ตอบ คำถามเกี่ยวกับพฤติกรรมการเดินทางทั้งก่อนและหลังส่วนต่อขยายเปิดให้บริการ คำถามเกี่ยวกับแนวโน้มการเลือกใช้บริการหลังจากส่วนต่อขยายเก็บค่าโดยสาร ซึ่งคำถามส่วนสุดท้ายนี้จะเป็นสถานการณ์สมมติ ประกอบด้วยค่าโดยสาร เวลารอขบวนรถ และการเปลี่ยนขบวน ซึ่งอ้างอิงราคาค่าโดยสารจากรถไฟฟ้าสายอื่น และอ้างอิงเวลารอขบวนรถจากการให้บริการในปัจจุบัน

4. ผลการศึกษา

4.1 ข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่าง

กลุ่มตัวอย่างทั้งหมด 438 คน แบ่งตามข้อมูลทางลักษณะเศรษฐกิจและสังคม แสดงได้ดังในตารางที่ 1 และตารางที่ 2

ตารางที่ 1 ข้อมูลอายุและรายได้ของกลุ่มตัวอย่าง

	สูงสุด	ต่ำสุด	ค่าเฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
อายุ (ปี)	72	13	31	12.3
รายได้ (บาท)	80,000	1,100	20,868	13,394

ตารางที่ 2 ข้อมูลทางลักษณะเศรษฐกิจและสังคมของกลุ่มตัวอย่าง

ลักษณทางเศรษฐกิจสังคม		จำนวน (คน)	ร้อยละ
เพศ	ชาย	126	28.77
	หญิง	312	71.23
สถานภาพ	โสด	287	65.53
	แต่งงาน	151	34.47
อาชีพ	นักเรียน/นักศึกษา	64	14.61
	ข้าราชการ/รัฐวิสาหกิจ	52	11.87
	พนักงานบริษัท	266	60.73
	เจ้าของธุรกิจ	9	2.05
	ค้าขาย/รับจ้าง	47	10.73
ระดับการศึกษา	ต่ำกว่ามัธยมปลาย	45	10.27
	มัธยมปลาย	107	24.43
	ป.ตรี	271	61.87
	สูงกว่าป.ตรี	15	3.42

สำหรับข้อมูลเกี่ยวกับการเดินทาง แบ่งข้อมูลตามส่วนของรถไฟฟ้าที่ใช้บริการได้ดังแสดงในตารางที่ 3 และสรุปข้อมูลการใช้บริการรถไฟฟ้าได้ดังแสดงในตารางที่ 4 โดยพบกลุ่มตัวอย่างประมาณ 2 ใน 3 ที่มีการข้ามส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย

ตารางที่ 3 สรุปข้อมูลการใช้รถไฟฟ้าของกลุ่มตัวอย่าง แบ่งตามส่วนที่ใช้บริการ

	จำนวน (คน)	ร้อยละ
เฉพาะส่วนต่อขยาย	149	34.02
ข้ามส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย	289	65.98

ตารางที่ 4 สรุปข้อมูลการใช้บริการรถไฟฟ้าของกลุ่มตัวอย่าง

	สูงสุด	ต่ำสุด	ค่าเฉลี่ยโดยประมาณ	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน
ความถี่(ครั้ง/สัปดาห์)	14	3	10	2.65
ระยะทาง (กิโลเมตร)	63.5	1.4	20.71	11.98
เวลา (นาที)	191	10	55	27.80
ค่าใช้จ่าย (บาท)	140	0	40	26.83

4.2 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางหลังจากรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายเปิดให้บริการ

ผลการสำรวจพบว่า สามารถแบ่งพฤติกรรมการเดินทางของผู้ใช้รถไฟฟ้าได้ทั้งหมด 6 กลุ่ม ซึ่งอธิบายโดยใช้สัญลักษณ์ในรูปที่ 2 อ้างอิง ได้ดังนี้

รูปที่ 2 สัญลักษณ์ของลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางหลังจากรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายเปิดให้บริการ

1) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการเฉพาะส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางอยู่ในระยะ 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้จะเดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่น ปัจจุบันเปลี่ยนมาใช้รถไฟฟ้าในการเดินทางแทน เดินทางเฉพาะส่วนต่อขยายที่เพิ่มเติม จำนวน 98 คน คิดเป็นร้อยละ 22.37 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 3 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 1

2) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการเฉพาะส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางมากกว่า 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้จะเดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่น ปัจจุบันเดินทางโดยยานพาหนะอื่นเพื่อเข้าสู่รถไฟฟ้า แล้วเดินทางต่อโดยรถไฟฟ้าเดินทางเฉพาะส่วนต่อขยายที่เปิดเพิ่มเติม จำนวน 50 คน คิดเป็นร้อยละ 11.42 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 2

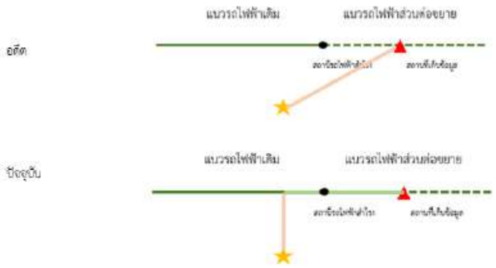
3) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางอยู่ในระยะ 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้จะเดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่น ปัจจุบันเปลี่ยนมาใช้รถไฟฟ้าในการเดินทางแทน เดินทางข้ามทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย จำนวน 133 คน คิดเป็นร้อยละ 30 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 5 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 3

4) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางมากกว่า 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

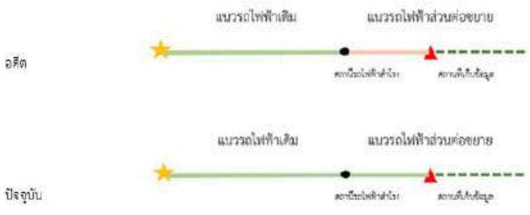
การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้จะเดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่น ปัจจุบันเดินทางโดยยานพาหนะอื่นเพื่อเข้าสู่รถไฟฟ้า แล้วเดินทางต่อโดยรถไฟฟ้าเดินทางข้ามทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย จำนวน 51 คน คิดเป็นร้อยละ 11.64 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 4

5) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางอยู่ในระยะ 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้จะเดินทางโดยรถไฟฟ้ามาสิ้นสุดที่สถานีสุดท้ายของแนวรถไฟฟ้าเดิม แล้วเดินทางต่อโดยยานพาหนะอื่น ปัจจุบันเดินทางโดยรถไฟฟ้าข้ามทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย จำนวน 78 คน คิดเป็นร้อยละ 17.81 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 7

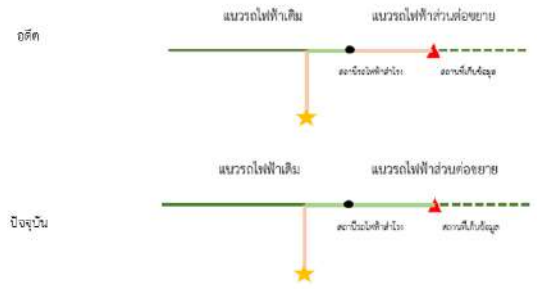


รูปที่ 7 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 5

6) กลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางมากกว่า 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า

การเดินทางอดีตของกลุ่มนี้เดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่นเพื่อเดินทางมาสถานีรถไฟฟ้าที่อยู่ในแนวเดิม แล้วเดินทางต่อโดยรถไฟฟ้ามาสิ้นสุดที่สถานีสุดท้ายของแนวรถไฟฟ้าเดิม แล้วเดินทางต่อโดยยานพาหนะอื่น ปัจจุบัน

เดินทางโดยใช้ยานพาหนะอื่นเพื่อเดินทางมาสถานีรถไฟฟ้าที่อยู่ในแนวเดิม แล้วเดินทางโดยรถไฟฟ้าข้ามทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย จำนวน 28 คน คิดเป็นร้อยละ 6.39 โดยมีลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 9 ลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มที่ 6

แต่ละลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางของกลุ่มตัวอย่าง เมื่อเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยการเดินทางในอดีตและการเดินทางในปัจจุบัน พบว่า ระยะทางของทั้งสองช่วงเวลาไม่แตกต่างกันมากนัก สิ่งที่แตกต่างคือเวลาและค่าใช้จ่ายในการเดินทาง ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 สรุปการเดินทางของแต่ละลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบ

กลุ่มที่	การเดินทาง	อดีต	ปัจจุบัน	t	P(T≤t)
1	ระยะทาง (กิโลเมตร)	7.8	7.6	0.307	0.759
	เวลา (นาที)	40	29	4.295	0.000**
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	23	13	3.985	0.000**
2	ระยะทาง (กิโลเมตร)	17.2	18.4	-0.642	0.522
	เวลา (นาที)	63	52	2.232	0.028*
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	29	28	0.305	0.761
3	ระยะทาง (กิโลเมตร)	23.6	24.4	-0.723	0.470
	เวลา (นาที)	97	60	7.720	0.000**
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	48	44	0.782	0.435
4	ระยะทาง (กิโลเมตร)	24.3	25.4	-0.503	0.616
	เวลา (นาที)	87	70	2.421	0.018*
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	46	50	-0.688	0.493
5	ระยะทาง (กิโลเมตร)	24.8	25.3	-0.341	0.733
	เวลา (นาที)	80	61	3.823	0.000**
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	64	53	2.965	0.004**
6	ระยะทาง (กิโลเมตร)	30.5	30.3	0.068	0.946
	เวลา (นาที)	95	74	2.056	0.045*
	ค่าใช้จ่าย (บาท)	85	72	1.844	0.071

*** นัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.01, * นัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05*

4.3 ประโยชน์ที่ได้รับจากการเดินทางโดยใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย

การเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย เป็นการเปลี่ยนจากการใช้ยานพาหนะอื่นมาใช้ระบบรางแทน ทำให้เวลาและค่าใช้จ่ายในการเดินทางเปลี่ยนไป ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่าเฉลี่ยของประโยชน์ที่ได้รับจากการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย

กลุ่มที่	เวลาที่ลดลง (นาที)	ค่าใช้จ่ายที่ลดลง (บาท)
1	11	10
2	11	1
3	37	4
4	17	-4
5	19	11
6	21	13

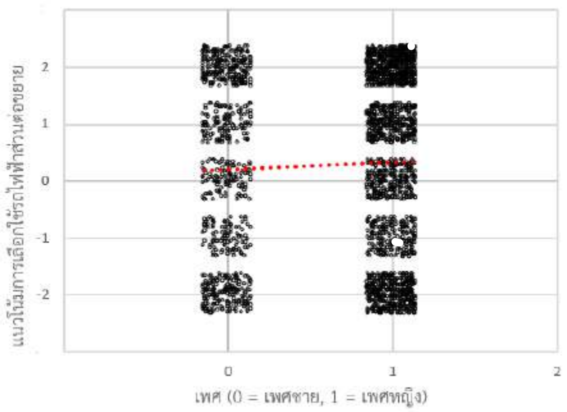
4.4 การเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าหากมีการเก็บค่าโดยสาร

ผู้วิจัยได้ทดสอบสถานการณ์สมมติโดยประกอบด้วย 3 ส่วน ได้แก่ เวลาในการรอขบวนรถ กำหนดให้เป็น 3, 6, 9 นาที การเปลี่ยนขบวนรถ กำหนดให้มีการเปลี่ยนหรือไม่เปลี่ยนขบวนที่สถานีสำโรง ซึ่งอ้างอิงจากให้บริการรถไฟฟ้าในปัจจุบัน และค่าโดยสาร กำหนดให้เป็น 15, 20, 25, 30 บาท ซึ่งอ้างอิงจากค่าโดยสารต่อระยะทางของรถไฟฟ้าสายอื่น และกำหนดให้แนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายแบ่งออกเป็น 5 ระดับ ได้แก่ ไม่ใช้แน่นอน, อาจจะไม่ใช้, ไม่แน่ใจ, น่าจะใช้ และใช้แน่นอน

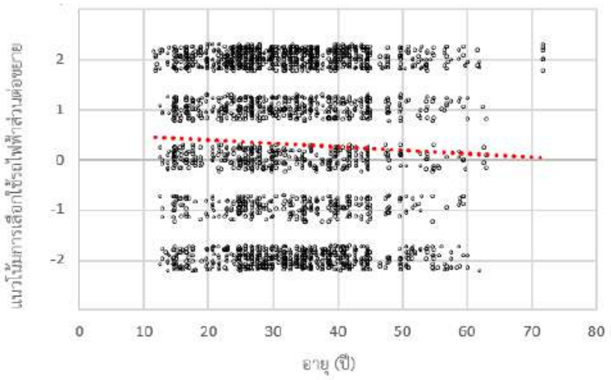
กราฟที่แสดงกำหนดให้แนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายเป็นแกนตั้ง (-2 = ไม่ใช้แน่นอน, -1 = อาจจะไม่ใช้, 0 = ไม่แน่ใจ, 1 = น่าจะใช้, 2 = ใช้แน่นอน) และตัวแปรอิสระเป็นแกนนอน

ตัวแปรที่ทำให้กราฟมีความชันเป็นบวกหรือเมื่อค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้แนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายเพิ่มขึ้นได้แก่ การเป็นเพศหญิง รายได้ เวลาในการเดินทางที่ลดลง ค่าใช้จ่ายในการเดินทางที่ลดลง ดังแสดงในรูปที่ 10, 12, 16 และ 17 ตามลำดับ

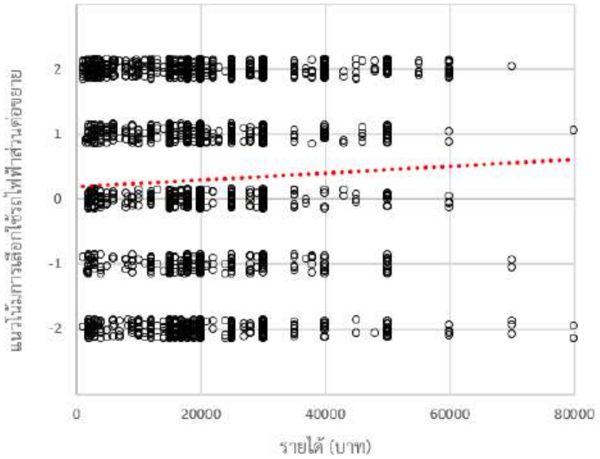
ตัวแปรที่ทำให้กราฟมีความชันเป็นลบหรือเมื่อค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้แนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายลดลงได้แก่ อายุ เวลารอขบวนรถ การเปลี่ยนขบวนรถ ค่าโดยสารต่อระยะทางส่วนต่อขยายที่ใช้บริการดังแสดงในรูปที่ 11, 13, 14 และ 15 ตามลำดับ



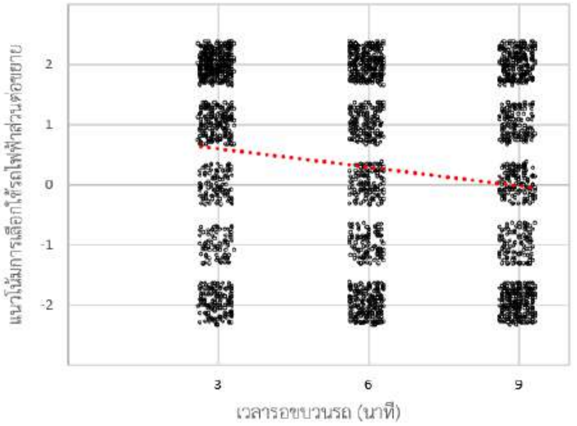
รูปที่ 10 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและเพศ



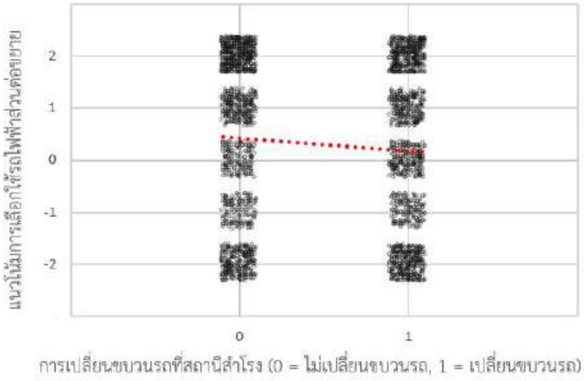
รูปที่ 11 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและอายุ



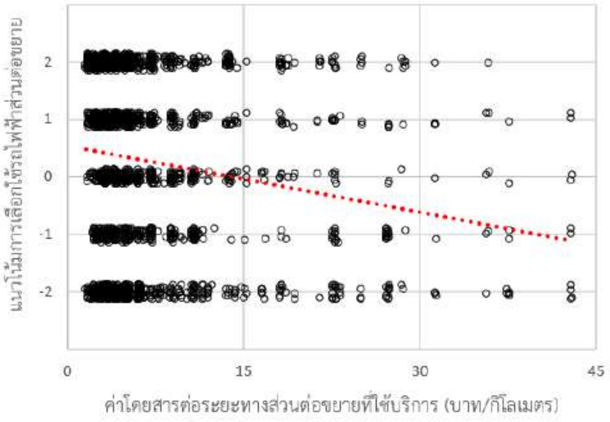
รูปที่ 12 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและรายได้



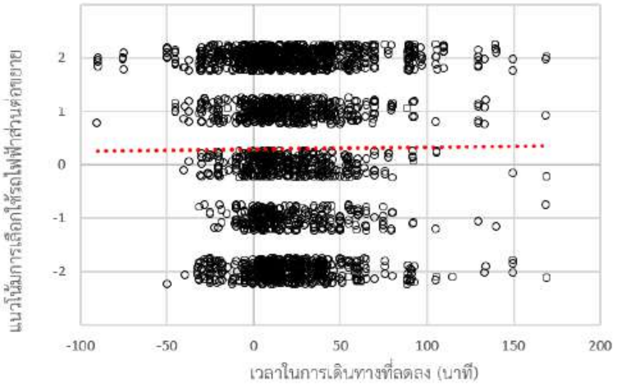
รูปที่ 13 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและเวลารอขบวนรถ



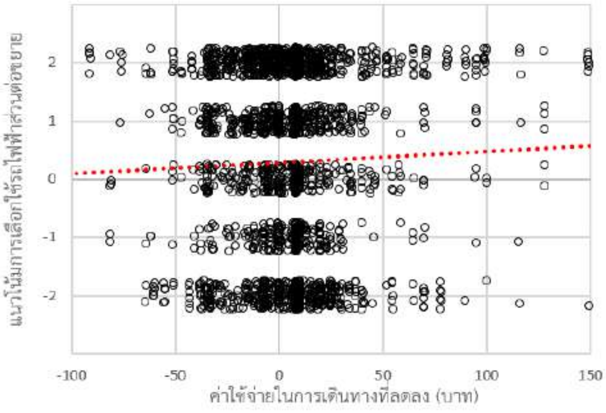
รูปที่ 14 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและการเปลี่ยนขบวนรถ



รูปที่ 15 แนวโน้มการใช้รถไฟฟ้าและค่าโดยสาร



รูปที่ 16 แนวโน้มการใช้รถไฟฟ้าและเวลาในการเดินทางที่ลดลงได้



รูปที่ 17 แนวโน้มการเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าและค่าใช้จ่ายที่ลดลงได้

5. สรุปและข้อเสนอแนะ

จากผลการวิเคราะห์พบว่าผู้ที่ใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยายที่เปิดใหม่ส่วนใหญ่เป็นกลุ่มที่ในอดีตไม่ได้เดินทางด้วยรถไฟฟ้า เป็นการเปลี่ยนจากการเดินทางรูปแบบอื่นมาสู่การเดินทางด้วยระบบราง โดยรูปแบบการเดินทางหลักในอดีตคือการเดินทางโดยในระบบขนส่งสาธารณะ มีเพียงส่วนน้อยที่เปลี่ยนมาจากการใช้ยานพาหนะส่วนบุคคล และส่วนใหญ่เดินทางโดยรถไฟฟ้าข้ามทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย แสดงให้เห็นว่าการมีระบบรางใหม่หรือส่วนต่อขยายของระบบรางเกิดขึ้น จะเป็นการเชื่อมต่อแหล่งที่พักอาศัยนอกเมืองไปสู่แหล่งที่ทำงานในเมือง

การเปิดให้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย หรือระบบรางสายใหม่ ทำให้ตัวเลือกในการเดินทางเพิ่มขึ้น และผู้ที่เลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายช่วงสถานีปู่เจ้าถึงสถานีเคหะสมุทรปราการ มีเวลาในการเดินทางที่ลดลง และส่วนใหญ่มีค่าใช้จ่ายในการเดินทางที่ลดลง ยกเว้นกลุ่มที่ปัจจุบันใช้บริการทั้งส่วนแนวเดิมและส่วนต่อขยาย ในอดีตเดินทางโดยไม่ใช้รถไฟฟ้า และจุดเริ่มต้นการเดินทางมากกว่า 1 กิโลเมตรจากแนวรถไฟฟ้า ซึ่งในอดีตอาจจะเดินทางด้วยรูปแบบที่ประหยัดมากกว่า

เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ของแนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายและตัวแปรอิสระ พบว่าหากต้องการให้มีแนวโน้มที่จะเลือกใช้บริการรถไฟฟ้าส่วนต่อมากขึ้น สามารถทำได้โดยเก็บค่าโดยสารในราคาที่เหมาะสมกับระยะทางของส่วนต่อขยาย ไม่แพงจนเกินไป ปรับความถี่ในการปล่อยขบวนรถให้เหมาะสม ไม่ให้รถขาดระยะจนนานเกินไป และการปรับสัญญาณการเดินรถเพื่อให้ผู้โดยสารไม่ต้องลงจากรถเพื่อเปลี่ยนขบวน

5.1 ข้อจำกัดในการทำวิจัย

ในงานวิจัยนี้ใช้แบบสอบถามในการถามผู้ใช้รถไฟฟ้าที่พบเจอ ทำให้เวลาในการถามมีจำกัด แบบสอบถามที่ใช้ในการเก็บข้อมูลจึงควรมีคำถามที่กระชับ และใช้เวลาในการทำไม่ควรเกิน 5 นาที และข้อมูลที่ได้อาจไม่สมบูรณ์ครบถ้วน เช่น ข้อมูลระยะทาง หรือเวลาในการเดินทาง จะได้เพียงค่าประมาณเท่านั้น จึงใช้วิธีสอบถามพิกัดคร่าว ๆของจุดเริ่มต้นและหมายปลายทาง แล้วนำมาตรวจสอบซ้ำ รวมทั้งช่วงเวลาที่เก็บข้อมูลเป็นช่วงที่ส่วนต่อขยายช่วงสถานีปู่เจ้า - เคหะสมุทรปราการ ที่เป็นพื้นที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ได้เปิดใช้งานมาเป็นเวลาเกือบ 1 ปีแล้ว ทำให้ข้อมูลการเดินทางในอดีตอาจจะคาดเคลื่อนไปจากความเป็นจริง

เนื่องจากช่วงเวลาที่ลงพื้นที่เก็บข้อมูลเป็นช่วงเย็น ทำให้คนที่เจอมีเพียงกลุ่มที่ใช้รถไฟฟ้าช่วงเช้าและเย็น หรือช่วงเย็นอย่างเดียวเท่านั้น ข้อมูลของกลุ่มคนที่ใช้รถไฟฟ้าเฉพาะช่วงเช้าจึงขาดหายไป เก็บข้อมูลเฉพาะคนที่เดินทางเป็นประจำและมีจุดประสงค์ในการเดินทางจากที่ทำงานหรือสถานศึกษากลับที่พักอาศัยเท่านั้น กลุ่มคนที่ไม่ได้ใช้รถไฟฟ้าเป็นประจำและกลุ่มที่เดินทางด้วยมีวัตถุประสงค์อื่นจึงขาดหายไป

5.2 แนวทางการพัฒนาต่อไป

เนื่องด้วยข้อจำกัดด้านเวลาและงบประมาณในการเก็บข้อมูล ทำให้งานวิจัยนี้ขาดกลุ่มผู้เดินทางไปหลายกลุ่ม หากสามารถเก็บข้อมูลได้ครบทุกกลุ่มที่เดินทางโดยใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยาย ทุกช่วงเวลา จะพบลักษณะการเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางที่มากขึ้น และหากสามารถกำหนดสถานการณ์สมมติให้ใกล้เคียงกับความเป็นจริงที่จะเกิดขึ้นหลังจากส่วนต่อขายเก็บค่าโดยสารได้ จะทำให้แนวโน้มการเลือกใช้รถไฟฟ้าส่วนต่อขยายหลังจากเก็บค่าบริการมีใกล้เคียงความจริงมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยชิ้นนี้ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาจากทุนอุดหนุนวิทยานิพนธ์สำหรับนิสิต บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เอกสารอ้างอิง

[1] ธีรนันท์ โอภาสสัมพันธ์ (2540). การเปลี่ยนแปลงที่อยู่อาศัยของบุคลากรจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยเมื่อมีระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน. ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[2] จรินทร์ กังใจ (2549). การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทางภายหลังการเปิดให้บริการ ของระบบขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ : การศึกษาก่อนและหลังของระบบรถไฟฟ้ามหานครสายสีน้ำเงิน ในกรุงเทพมหานคร. ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[3] วีรยุทธ วัฒนธรรม, พงษ์ศักดิ์ สุริยวนากุล และ ชวเลข วณิชเวทิน (2555). ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจของผู้โดยสารในการเลือกใช้บริการระบบขนส่งทางรถไฟเชื่อมท่าอากาศยานสุวรรณภูมิและสถานีรับส่งผู้โดยสารอากาศยานในเมือง. *วิศวกรรมสาร มก*, ปีที่ 25, ฉบับที่ 82, หน้า 135-150.

[4] Alkaabi, K. (2014). Analyzing the travel behaviour and travel preferences of employees and students commuting via the dubai metro. *Arab World Geographer,* 17(1), pp. 42-65.

[5] Islam, S.T., Liu, Z., Sarvi, M. and Zhu, T. (2015). Exploring the Mode Change Behavior of Park-and-Ride Users. *Mathematical Problems in Engineering*, pp. 1-8.

[6] Chauhan, V., Suman, H.K. and Bolia, N.B. (2016). Binary Logistic Model for Estimation of Mode Shift into Delhi Metro. *The Open Transportation Journal*, 10, pp. 124-136.

[7] Gadzinski, J. and Radzimski, A. (2016). The first rapid tram line in Poland: How has it affected travel behaviours, housing choices and satisfaction, and apartment prices?. *Journal of Transport Geography*, 54, pp. 451–463.

[8] Shen, Q., Chen, P. and Pan, H. (2016). Factors affecting car ownership and mode choice in rail transit-supported suburbs of a large Chinese city. *Transportation Research Part A*, 94, pp. 31-44.

[9] วันชัย ศักดิ์พงศธร (2553). *พฤติกรรมการเดินทางของผู้พักอาศัยในอาคารชุดพักอาศัยตามแนวรถไฟฟ้าเฉลิมพระเกียรติ 6 รอบพระชนมพรรษา (บีทีเอส) บนถนนสุขุมวิท.* ปริญญาโท, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[10] ภาวัต ไชยชาญวาทิก และ ถิรยุทธ ลิมานนท์ (2556). พฤติกรรมการเดินทางระยะไกลของผู้พักอาศัยในกรุงเทพมหานคร: การศึกษาการเลือกรูปแบบการเดินทาง. *วิศวกรรมสารเกษมบัณฑิต,* ปีที่ 3, ฉบับที่ 2, หน้า 57-72.

[11] Krejcie, R.V. and Morgan, D.W. (1970). Determining Sample Size for Research Activities. *Educational and Psychological Measurement*, 30, pp. 607-610.

การแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารโดยวิธีการค้นหาย่านคำตอบข้างเคียงขนาดใหญ่
Solving the Messenger problem using Large Neighborhood Search

ธนาวัฒน์ สิทธิสันติกุล[1,*]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมขนส่ง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: Thanawat.Sit@Outlook.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้จัดทำขึ้นเพื่อศึกษาปัญหาการจัดเส้นทางการรับส่งเอกสาร ซึ่งนำเสนอการนำเส้นทางการรับส่งสินค้าแต่ละงานมารวมกันเป็นปัญหาการรับและส่ง โดยสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่พิจารณาถึงข้อจำกัดต่าง ๆ ได้แก่ ความสามารถในการบรรทุกของยานพาหนะ และกรอบเวลาในการให้บริการ ซึ่งมีเป้าหมายในการหาเส้นทางที่ดีที่สุดทั้งในแง่ของระยะทางที่สั้นที่สุด และการใช้ยานพาหนะจำนวนน้อยที่สุด ทั้งนี้ได้กำหนดขอบเขตของการศึกษา ซึ่งมีสมมติฐานและลักษณะของปัญหาที่สำคัญ ได้แก่ เส้นทางที่ดีที่สุดคือเส้นทางที่สั้นที่สุดโดยไม่ได้พิจารณาผลของการจราจร, พัสดุทุกชนิดมีขนาดเท่ากัน, ยานพาหนะทุกคันมีความสามารถในการบรรทุกเหมือนกัน และ ให้ความสำคัญกับเวลาการให้บริการ งานวิจัยนี้เลือกใช้วิธีการค้นหาย่านคำตอบขนาดใหญ่มาใช้ ซึ่งสามารถแก้ปัญหาได้อย่างรวดเร็ว และเหมาะกับปัญหาขนาดใหญ่มาใช้ในการแก้ปัญหาของการศึกษานี้ จากการศึกษาพบว่า การให้บริการแบบรวมงานสามารถลดต้นทุนการขนส่งรวมได้อย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการให้บริการแบบทั่วไป

คำสำคัญ: ปัญหาการรับส่งพัสดุ, วิธีการค้นหาคำตอบข้างเคียงขนาดใหญ่, เมตาฮิวริสติกส์, ปัญหาการรับส่งเอกสาร

Abstract

This research studies the vehicle routing problem of parcel shipping. Which, instead of using one trip per job, this study introduces a more efficient approach by combining several jobs and turning them into a series of pickup and delivery services. Large Neighborhood Search Metaheuristics is used to solve a mathematical model formulated based on the characteristics of problem such as vehicle capacity and service time windows, seeking the most efficient route and pickup and delivery order. For simplicity, the impact of road traffic is disregarded. The study shows that the total cost of this approach is significantly lower compared to the conventional method.

Keywords: Pickup and Delivery Problem, Large Neighborhood Search, Metaheuristics, Messenger Problem

1. บทนำ

ปัญหาการรับส่งเอกสารในงานวิจัยนี้มีลักษณะหลายประการที่คล้ายคลึงกับปัญหาการรับส่งสินค้า (Pickup and Delivery Problem; PDP) ซึ่งเป็นปัญหารูปแบบหนึ่งของปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ (Vehicle Routing Problem; VRP) ที่ได้รับการศึกษาและพัฒนาอย่างแพร่หลายในระยะหลัง

สำหรับปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถนั้นเป็นรูปแบบทั่วไปของปัญหาที่เกี่ยวข้องกับการจัดเส้นทางการให้บริการขนส่งที่มีผลต่อความพึงพอใจของลูกค้าอย่างมีนัยสำคัญ เป็นแนวคิดหนึ่งที่พยายามใช้ทรัพยากรของธุรกิจให้ได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุด โดยการลดต้นทุนส่วนเกินที่ไม่จำเป็น กล่าวคือเป็นการหาเส้นทางที่มีต้นทุนต่ำที่สุด โดยที่ยังคงสามารถให้บริการลูกค้าได้อย่างมีประสิทธิภาพ

จากที่กล่าวไว้ข้างต้น ปัญหาการรับส่งเอกสาร (The Messenger Problem) เป็นรูปแบบหนึ่งของปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ (Vehicle Routing Problem; VRP) ที่มีลักษณะเฉพาะที่แตกต่างจากปัญหาทั่วไป ได้แก่

1. Pairing and Priority Characteristic: เป็นลักษณะของลูกค้า ซึ่งต้องประกอบด้วยกิจกรรมการรับ (Pickup) เอกสาร ณ จุดต้นทาง และส่ง (Delivery) ไปยังจุดปลายทาง ทั้งนี้ กิจกรรมทั้งสองต้องเกิดขึ้นโดยใช้ยานพาหนะคันเดียวกันและเกิดขึ้นตามลำดับ

2. Unit Demand: สำหรับปัญหาในงานวิจัยนี้ กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกของลูกค้าแต่ละรายเป็นหนึ่งหน่วยเท่ากัน

3. Time-Independent Travel Times: ยานพาหนะที่ใช้ในงานวิจัยนี้คือ จักรยานยนต์ ที่ได้รับผลกระทบจากผลจากสภาพการจราจรน้อยกว่ายานพาหนะประเภทอื่น ๆ อย่างมีนัยสำคัญ ดังนั้น จึงกำหนดให้ระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทางแปรผันตรงกับระยะทางในการเดินทางเท่านั้น

4. Time Windows: เป็นกรอบเวลาการให้บริการของลูกค้าแต่ละรายเป็นการกำหนดเวลาที่การบริการต้องเริ่มต้นขึ้นภายในช่วงเวลาดังกล่าว

สำหรับแนวโน้มในการพัฒนาการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถในปัจจุบัน [1] งานวิจัยในระยะหลังนั้นมีเป้าหมายในการทำให้สามารถปรับใช้

จริงได้มากขึ้น โดยมีการเพิ่มลักษณะต่าง ๆ ที่มีความสมจริงมากยิ่งขึ้น เช่น ลักษณะลูกค้าแบบพลวัต, ยานพาหนะที่มีลักษณะต่างกัน เป็นต้น ทำให้ลักษณะของปัญหามีความซับซ้อนมากยิ่งขึ้น ทำให้วิธีการแก้ปัญหาโดยใช้ Exact Methods เริ่มไม่มีประสิทธิภาพมากพอกับความต้องการของผู้ให้บริการที่ต้องการความรวดเร็วมากขึ้น ดังนั้น วิธีการประมาณค่าในรูปแบบต่าง ๆ จึงได้รับการพัฒนามากยิ่งขึ้นกว่าในอดีต [2, 3]

โดยทั่วไป วิธีการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางสามารถแบ่งได้เป็น 2 กลุ่มหลัก ได้แก่ 1. กระบวนการหาคำตอบที่ดีที่สุดอย่างแท้จริง หรือ Exact Methods และ 2. กระบวนการประมาณคำตอบที่ดีที่สุด หรือ Approximate Methods ซึ่งวิธีการแก้ปัญหาประเภทที่ 1. นั้น ให้ผลลัพธ์เป็นคำตอบที่ดีที่สุดอย่างแท้จริง (Optimal Solution) โดยข้อเสียที่สำคัญของวิธีประเภท 1. ได้แก่ ถึงแม้ว่าระบบให้ผลลัพธ์เป็นคำตอบที่มีคุณภาพสูง แต่จำเป็นต้องใช้เวลาในการประมวลผลเป็นเวลานาน ซึ่งไม่เหมาะสม ดังนั้น จากการสำรวจงานวิจัยส่วนใหญ่ที่เกี่ยวข้องโดย [1] พบว่า มักใช้วิธีการแก้ปัญหาในกลุ่มที่ 2. เป็นหลัก เนื่องจาก สามารถแก้ปัญหาได้อย่างรวดเร็ว และให้คำตอบที่มีคุณภาพ ดีพอ สำหรับการนำไปใช้จริง

Large Neighborhood Search (LNS) เป็นวิธีการค้นหาคำตอบ ที่ดีที่สุดแบบหนึ่ง โดยจัดอยู่ในกลุ่ม Metaheuristic ซึ่งเป็นกลุ่มวิธีการประมาณคำตอบที่ดีที่สุด (Approximate Methods) รูปแบบหนึ่ง [4] สำหรับกระบวนการ LNS ประกอบด้วย 2 ขั้นตอนใหญ่ ได้แก่ กระบวนการกำจัด (Removing Method) และ กระบวนการสร้างเส้นทางใหม่ (Reinserting Method) ซึ่งจะเป็นการพัฒนาคำตอบแบบวนรอบซ้ำ โดยในแต่ละรอบนั้น ระบบจะทำการเลือกกำจัดลูกค้าบางส่วนออกจากเส้นทาง ผ่านกระบวนการกำจัด และ แทรกกลับไปใหม่ผ่านกระบวนการสร้างเส้นทาง [5]

1.1 วัตถุประสงค์

1. เพื่อสร้างแบบจำลองเพื่อแก้ปัญหาการจัดเส้นทาง (Vehicle Routing Problem) เพื่อใช้สำหรับปัญหาการขนส่งเอกสาร (Messenger Problem)
2. เพื่อทดสอบและพัฒนาแบบจำลองการแก้ปัญหาในข้อ 1 ให้สามารถหาคำตอบที่เหมาะสม (ดี) ได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยใช้ Li and Lim Benchmark [6] เป็นมาตรฐานวัดประสิทธิภาพ

1.2 ขอบเขตการวิจัย

1. ใช้กระบวนวิธีแก้ปัญหา Large Neighborhood Search
2. ข้อมูลทั้งหมดมีลักษณะเป็นแน่นอน (Deterministic)
3. แบบจำลองมีลักษณะเป็นแบบจุดเริ่มต้นเดียว (Single Depot)
4. ยานพาหนะทุกคันมีลักษณะเหมือนกัน (Homogeneous Fleet)
5. ลูกค้าทุกคนมีปริมาณเอกสารที่เข้าสู่บริการเท่ากัน คือ 1 หน่วย
6. ระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทางแปรผันตรงกับระยะทางในการเดินทางเท่านั้น (Time-Independent Travel Times)
7. ลักษณะการรับส่งแบบ One-to-One และ สามารถรับหรือส่งพร้อมกันได้ (P-D)

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปัญหาการรับส่งสินค้า

ปัญหาการรับส่งสินค้า (Pickup and Delivery Problem; PDP) เป็นลักษณะหนึ่งของปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ (Vehicle Routing Problem; VRP) [7] ที่มีลักษณะในการให้บริการรับ (Pickup) คนหรือสินค้าที่จุดเริ่มต้น และทำการส่ง (Delivery) ไปยังจุดปลายทาง [6] ด้วยการกำหนดปัญหาในลักษณะนี้ทำให้เกิดเงื่อนไขเพิ่มเติมจากปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถทั่วไป ได้แก่

1. Pairing Constraint: เป็นเงื่อนไขที่ระบุให้การรับ (Pickup) และการส่งสินค้า (Delivery) ของลูกค้าแต่ละรายต้องเกิดขึ้นด้วยยานพาหนะคันเดียวกัน
2. Priority Constraint: เป็นเงื่อนไขที่ระบุให้กิจกรรมการรับ (Pickup) ต้องเกิดขึ้นก่อนการส่งสินค้า (Delivery) เสมอสำหรับลูกค้าแต่ละราย

โดยคำตอบของปัญหาการรับส่งสินค้าต้องเป็นไปตาม 4 ลักษณะนี้ [7] ได้แก่

1. จำเป็นต้องรับ และ ส่งสินค้าแก่ลูกค้าทุกรายให้สำเร็จ
2. ไม่มีการเปลี่ยนถ่ายสินค้าที่ Node อื่น ๆ นอกจาก Depot เท่านั้น
3. ปริมาณสินค้าที่บรรทุกต้องไม่เกินความสามารถในการบรรทุกของรถ
4. ต้นทุนรวม (ของทุกเส้นทาง) ของคำตอบมีค่าต่ำที่สุด

2.2 ปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ

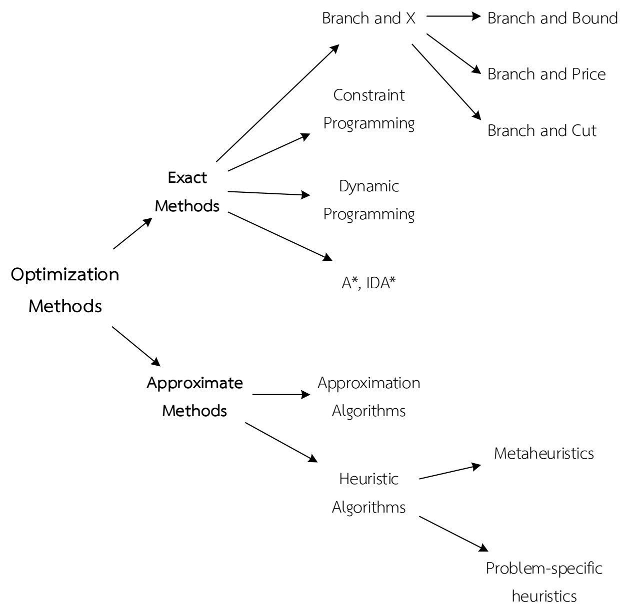
ปัญหาการจัดเส้นทางการเดินรถ (Vehicle Routing Problems; VRP) เป็นปัญหาเกี่ยวข้องทั้งกับการขนส่งบุคคล และ สินค้า [8] โดยเป็นปัญหารูปแบบหนึ่งของการวิจัยเชิงปฏิบัติการ (Operations Research) ที่ได้รับการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง [9] และจัดให้อยู่วิธีการแก้ปัญหาการหาค่าที่เหมาะสมที่สุดเชิงการจัด (Combinatorial Optimization problem) ซึ่งเป็นปัญหาเอ็นพีแบบยาก (NP-Hard problem) [10] สำหรับเป้าหมายทั่วไปของการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ มีดังนี้ [11]

1. เพื่อลดต้นทุนการขนส่งสินค้า และ ต้นทุนด้านยานพาหนะให้ต่ำที่สุด
2. เพื่อหาจำนวนรถ และ คนขับ ที่เหมาะสมทีสุดสำหรับการปฏิบัติการ
3. เพื่อหาระยะเวลาที่เหมาะสม (ดี) ที่สุดสำหรับการปฏิบัติการส่งสินค้า
4. เพื่อหาเส้นทางที่มีระยะทางสั้นที่สุด โดยที่ยังคงสามารถให้บริการลูกค้าทุกคนได้

โดยสรุป ปัญหาการจัดเส้นทางการเดินรถ เป็นการให้บริการกระจายสินค้าที่เหมาะสมเพื่อตอบสนองความต้องการของลูกค้าระหว่างจุดต่าง ๆ บนแผนที่ ในการเลือกพื้นที่การให้บริการขึ้นอยู่กับลักษณะการกระจายตัวของลูกค้า ซึ่ง VRP สามารถประยุกต์ใช้ได้อย่างหลากหลายในสายงานต่าง ๆ เช่น การขนส่งเชื้อเพลิงน้ำมัน, การจัดเที่ยวบินของสายการบินต่าง ๆ, การจัดส่งอาหาร และ เครื่องดื่มให้แก่ร้านอาหาร, การขนส่งเงินให้กับตู้ ATM และ ธนาคาร, การให้บริการรับส่งนักเรียน และ พนักงานจากบ้านถึงโรงเรียน หรือ ที่ทำงาน, การขนส่งสินค้าที่ลูกค้าซื้อสินค้าออนไลน์ และ การเก็บขนส่งขยะจากบ้านไปยังที่ทิ้งขยะส่วนกลาง เป็นต้น [11, 12]

2.3 วิธีการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ

วิธีการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางทั่วไปสามารถจำแนกออกได้เป็นสองกลุ่มใหญ่ ตามแนวคิดการหาคำตอบที่ดีที่สุด ได้แก่ 1. กระบวนการหาคำตอบที่ดีที่สุดอย่างแท้จริง หรือ Exact Methods และ 2. กระบวนการประมาณคำตอบที่ดีที่สุด หรือ Approximate Methods ซึ่งเป็นกลุ่มที่รวมถึง วิธีการแก้ปัญหาแบบฮิวรีสติกส์ (Heuristics) และ เมตาฮิวริสติกส์ (Metaheuristics) [10, 13]



รูปที่ 1 การจำแนกวิธีการแก้ปัญหาการจัดเส้นทางเดินรถ [13]

2.3.1 Exact Methods

กระบวนการหาคำตอบที่ดีที่สุดอย่างแท้จริง (Exact Methods) สามารถแบ่งออกได้เป็นสามประเภท [10] คือ Lagrangian Relaxation-based methods, Column Generation และ Dynamic Programming ซึ่งจะพิจารณาตรวจสอบทุกคำตอบที่เป็นไปได้ (Feasible Solution) จนได้ผลลัพธ์เป็นคำตอบที่ดีที่สุด ซึ่งแนวคิดนี้เอง ทำให้กระบวนการกลุ่มนี้มีประสิทธิภาพต่ำ เนื่องจากใช้เวลาในการแก้ปัญหานาน โดย Exact methods เหมาะกับการแก้ปัญหาขนาดเล็ก ที่มีลูกค้าจำนวนไม่มาก (75 – 100 คน) รวมถึงมีเงื่อนไข (Constraints) ที่ไม่ซับซ้อนมากนัก [1]

2.3.2 Heuristics

Heuristics สามารถค้นหาคำตอบที่ดี (ใกล้เคียง) กับคำตอบที่ดีที่สุดในปัญหาที่มีขนาดใหญ่ได้ ซึ่งคำตอบดังกล่าวจะเป็นคำตอบที่ *เหมาะสม* หรือ *ดีพอ* ได้ โดยที่ใช้เวลาคำนวณน้อยลงอยู่ในระดับที่ *ยอมรับได้* [13] ซึ่งสามารถแบ่งได้เป็นสองกลุ่มหลัก ได้แก่ Heuristics ที่ใช้ในการสร้างเส้นทาง (Route Construction heuristics) และอีกกลุ่มหนึ่งคือ Heuristics ที่ใช้ในการพัฒนาเส้นทางให้ดียิ่งขึ้น (Route-improving heuristics) [2]

2.3.3 Metaheuristics

Metaheuristics เป็นวิธีการประมาณค่าอีกรูปแบบหนึ่ง ซึ่งเหมาะกับการแก้ปัญหาที่มีขนาดใหญ่ กล่าวคือ เป็นการให้แนวทางที่ชี้นำการสำรวจค้นหาในแต่ละรอบของการวนซ้ำ (Iteration) เพื่อให้ได้คำตอบที่ดีที่สุดอย่างชาญฉลาดจากคำตอบทั้งหมดที่เป็นไปได้ โดยใช้เครื่องมือต่าง ๆ เช่น Heuristics เป็นต้น [2] ซึ่งสามารถทำให้กระบวนการค้นหาสามารถออกจากจุดที่มีค่าที่ดีที่สุดเฉพาะที่ (Local Optimum) ได้ดียิ่งขึ้น [14]

Metaheuristics สามารถแบ่งออกได้เป็นสองรูปแบบ ตามลักษณะของการแก้ปัญหาในแต่ละรอบของการวนซ้ำ ได้แก่ *Metaheuristics generating a sequence of solutions* [14] ที่มีลักษณะในการหาคำตอบที่ดีที่สุดเพียงคำตอบเดียวในการวนซ้ำแต่ละครั้ง โดยมีเป้าหมายในการพัฒนาคำตอบให้ดีขึ้นในแต่ละรอบของการวนซ้ำ อาทิเช่น Simulated Annealing (SA), Tabu Search, Variable Neighborhood Search (VNS), Large Neighborhood Search (LNS) เป็นต้น อีกกลุ่มหนึ่ง ได้แก่ *Metaheuristics generating set of solutions* [15] มีลักษณะการสร้างคำตอบใหม่โดยหาคำตอบที่ดีที่สุดมากกว่าหนึ่งคำตอบในการวนซ้ำแต่ละครั้ง ซึ่งเป็นอาจเป็นการรวมคำตอบปัจจุบันที่เลือกจากเซตของคำตอบ หรือประชากรที่ระบบเรียนรู้และเก็บไว้ ดังเช่น Generic Algorithm (GA) , Memetic Algorithm (MA) และ Scatter Search (SS) เป็นต้น ซึ่งโดยทั่วไปเป็นการเลียนแบบพฤติกรรมต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในธรรมชาติ ดังเช่น Swarm Optimization (PSO) และ Ant Colony Optimization (ACO) เป็นต้น

2.4 Large Neighborhood Search Metaheuristics

Large Neighborhood Search (LNS) เริ่มพัฒนาขึ้นโดย [16] ซึ่งเป็นวิธีการค้นหาที่เหมาะสมกับการใช้แก้ปัญหาการจัดเส้นทางขนาดใหญ่ ซึ่งจัดให้อยู่ในกลุ่ม Very Large Scale Neighborhood Search (VLSN) [17] ซึ่ง VLSN algorithms มีพื้นฐานจากการค้นหาจุดที่มีค่าที่ดีที่สุดเฉพาะที่ (Local Optima) ที่มีคุณภาพสูง ซึ่งจะเข้าใกล้ค่าที่ดีที่สุดอย่างแท้จริง (Global Optimum) [4] โดยการค้นหา Neighborhood ขนาดใหญ่จำเป็นต้องใช้เวลาในการคำนวณสูง ดังนั้น จึงมีการใช้เทคนิคต่าง ๆ ในการคัดกรอง Neighborhood บางส่วนที่ไม่จำเป็นออกจากกระบวนการพิจารณา และ สามารถทำให้คำตอบมีคุณภาพดีขึ้น ซึ่ง LNS จะกำหนด Neighborhood ผ่านกระบวนการกำจัด (Remove) และ สร้างเส้นทางใหม่ (Reinsert) บางส่วนของคำตอบที่ดีที่สุดในปัจจุบัน (Incumbent Solution) โดยใช้เครื่องมือต่าง ๆ เช่น Heuristics เป็นต้น

สำหรับแนวคิดพื้นฐานของ Large Neighborhood Search นั้น [14] การวนซ้ำแต่ละครั้งนั้น LNS จะจำแนกตัวแปรบางส่วนจาก Incumbent Solution เพื่อนำตัวแปรเหล่านี้ออกมาแก้หาคำตอบ ซึ่งเรียกตัวแปรกลุ่มนี้ว่าเป็นการกำหนด Neighborhood ในขณะเดียวกันนั้น กำหนดให้ค่าของตัวแปรที่เหลือเป็นค่าคงที่ที่ตรงตาม Incumbent Solution เรียกตัวแปรกลุ่มนี้ว่า Fixed Variables สำหรับกระบวนการที่กล่าวมานี้ คือ กระบวนการกำจัด (Remove) นั่นเอง จากนั้น ระบบจะหาคำตอบของ Neighborhood ซึ่งเรียกว่า กระบวนการหาเส้นทางใหม่ (Reinsert) โดย

สรุปนั้น LNS จะดึง Node บางส่วนที่คาดว่าเป็นทางเลือกที่ไม่ดีจาก Incumbent Solution ออกมาผ่านกระบวนการกำจัด (Remove) เพื่อหาทางแทรก Node เหล่านั้นลงไปในจุดที่เหมาะสมยิ่งขึ้นนั่นเอง [4]

สำหรับประเด็นสำคัญของ LNS ที่ผลต่อประสิทธิภาพของ LNS และคุณภาพของคำตอบ ได้แก่

1. คุณภาพคำตอบแรกที่เข้าสู่ LNS มีความสำคัญมาก ซึ่งอาจทำให้ LNS ใช้เวลานานเมื่อคำตอบเริ่มต้นมีคุณภาพไม่ดี [5]
2. จำนวนของตัวแปรที่กำหนดให้เป็นค่าคงที่มีความสำคัญต่อระยะเวลาในการหาคำตอบ เนื่องจาก Neighborhood จะมีขนาดใหญ่ขึ้นแปรผกผันตามจำนวนตัวแปรกลุ่มนี้ ซึ่งโดยทั่วไปจะสุ่มค่าในแต่ละรอบของการวนซ้ำ
3. หลักการในการเลือกกำจัดตัวแปร หรือ กำหนด Neighborhood ผ่านกระบวนการกำจัด ซึ่งมีลักษณะตั้งแต่การสุ่มไปจนถึงหลักการเลือกที่ซับซ้อน ซึ่งจะให้ผลที่แตกต่างกัน
4. กระบวนการในการแก้หาคำตอบ หรือ การสร้างเส้นทางใหม่ (Reinsert) ควรให้คำตอบที่มีคุณภาพดี แต่ใช้เวลาในการคำนวณสั้น

3. วิธีการแก้ปัญหา

3.1 แบบจำลองการแก้ปัญหาการรับส่งเอกสาร

สำหรับโครงข่ายของปัญหาการรับส่งเอกสาร ประกอบไปด้วย

1. N เป็นเซตของ Node ทั้งหมดภายในแบบจำลอง ประกอบด้วย
   - ลูกค้าที่รอรับบริการ n ราย จุดให้บริการรับเอกสาร คือ $P = \{1, 2, \ldots, n\}$
   - จุดให้บริการส่งเอกสาร คือ $D = \{n+1, n+2, \ldots, 2n\}$
   - จุดให้บริการ (Depot) $Dp = \{0, 2n+1\}$
2. E เป็นเซตของ Arc ที่ $E = \{(i,j): i, j \in N\}$
3. เซตของยานพาหนะ $K = \{1, 2, \ldots, k\}$ ที่ใช้ในการให้บริการ ซึ่งยานพาหนะทุกคันมีความสามารถในการบรรทุกเท่ากัน คือ Q

สำหรับลูกค้า i แต่ละรายนั้น มีข้อมูลต่าง ๆ ที่สำคัญต่อการพิจารณาการแก้ปัญหา ดังต่อไปนี้

1. จุดรับสินค้า (x_i, y_i) และ จุดส่งสินค้า (x_{i+n}, y_{i+n})
2. ปริมาณบรรทุกของสินค้า (sd_i) ซึ่งต้องมีค่าไม่เกินไปกว่าความสามารถในการบรรทุก กล่าวคือ $sd_i \leq Q$ ซึ่งปัญหาการรับส่งเอกสารนั้นกำหนดให้มีค่า 1 หน่วย
3. กรอบเวลาที่กำหนดของลูกค้า (Time Window; $[e_i, l_i]$) ซึ่งประกอบไปด้วย เวลาที่เร็วที่สุดที่สามารถให้บริการได้ (Earliest Arrival time, e_i) และ เวลาที่ช้าที่สุดที่สามารถเริ่มให้บริการได้ (Latest Arrival time, l_i) ซึ่งมีคุณสมบัติ คือ $e_i \leq l_i$
4. ระยะเวลาที่ต้องใช้ในการบริการแก่ลูกค้า (Service time, st_i)

โดยสรุป ข้อมูลลูกค้าแต่รายสามารถเขียนเป็นเซตได้ $i = \{st_i, sd_i, e_i, l_i, x_i, y_i, x_{i+n}, y_{i+n}\}$ ซึ่งข้อมูลต่าง ๆ ที่กล่าวถึงมาข้างต้นจะนำไปเป็นส่วนหนึ่งของการพิจารณาแก้ปัญหาการจัดเส้นทางผ่านแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Mathematical Formulation Model) ดังนี้

แบบจำลองการแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารแบบมีกรอบเวลาที่ใช้ในงานวิจัยนี้ ประกอบไปด้วย ตัวแปรตัดสินใจ (Decision Variables) 2 ชนิด ซึ่งมีลักษณะ ดังนี้

- x_{ij}^k จะมีค่าเป็น 1 ก็ต่อเมื่อ ยานพาหนะคันที่ k เดินทางจาก Node i ไปยัง j กล่าวคือ เดินทางบน $Arc\ (i,j)$ นั่นเอง และ มีค่าเป็น 0 เมื่อไม่ตรงตามเงื่อนไขดังกล่าว
- y^k จะมีค่าเป็น 1 ก็ต่อเมื่อ มีการใช้ยานพาหนะคันที่ k ในการบริการ และ มีค่าเป็น 0 เมื่อไม่ตรงตามเงื่อนไขดังกล่าว

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่ใช้ในการพิจารณาหาเส้นทางที่ดีที่สุดสำหรับงานวิจัยนี้ สามารถเขียนเป็น Formulation ได้ดังนี้

Minimize $$Z = \sum_{k\in K}\sum_{i\in N}\sum_{j\in N} y^k x_{i,j}^k c_{i,j} + \sum_{k\in K} y^k c^k \quad (1)$$

Subject to

$$\sum_{k\in K}\sum_{i\in N} x_{i,j}^k = \sum_{k\in K}\sum_{i\in N} x_{j,i}^k = 1 \qquad \forall j \in U \cup A \quad (2)$$

$$\sum_{k\in K}\sum_{i\in N} x_{i,j}^k = \sum_{k\in K} y^k \qquad j = 2n+1 \quad (3)$$

$$\sum_{j\in N} x_{i,j}^k - \sum_{j\in N} x_{n+1,j}^k = 0 \qquad \forall j \in P, \forall k \in K \quad (4)$$

$$\sum_{k\in K}\sum_{j\in N} x_{i,j}^k = 0 \qquad i = 2n+1 \quad (5)$$

$$\sum_{k\in K}\sum_{i\in N} x_{i,j}^k = \sum_{k\in K} y^k \qquad i = 0 \quad (6)$$

$$t_i^k + st_i + tt_{i,n+i} \leq t_{n+i}^k \qquad \forall j \in P, \forall k \in K \quad (7)$$

$$x_{ij}^k (t_i^k + st_i + tt_{i,j}) \leq t_j^k \qquad \forall i,j \in N, \forall k \in K \quad (8)$$

$$t_{2n+1}^k - t_0^k = T^k \qquad \forall k \in K \quad (9)$$

$$e_i \leq t_i^k \leq l_i \qquad \forall k \in K \quad (10)$$

$$y^k lc^k + \sum_{i\in N} sd_i \sum_{j\in N} y^k x_{i,j}^k \leq Q \qquad \forall k \in K \quad (11)$$

$$x_{i,j}^k \in \{0,1\},\ y^k \in \{0,1\} \qquad \forall i,j \in N, \forall k \in K \quad (12)$$

สำหรับสมการที่ 1 เป็นสมการวัตถุประสงค์ซึ่งมีเป้าหมายคือการหาต้นทุนที่ต่ำที่สุดสำหรับเส้นทางที่สามารถให้บริการลูกค้าได้อย่างครบถ้วน โดยมีเงื่อนไขตามสมการที่ 2 ถึง 14 ซึ่งอธิบายได้ดังนี้

- สมการที่ 2 บังคับให้ทุก Node ของลูกค้าได้รับการบริการเพียงครั้งเดียว และภายในเส้นทาง Node กลุ่มนี้จะมี Node ลำดับก่อนหน้าและ ต่อไปเสมอ
- สมการที่ 3 บังคับให้ยานพาหนะทุกคันต้องกลับไปยัง Depot เมื่อสิ้นสุดการให้บริการทั้งหมด
- สมการที่ 4 บังคับให้ Pickup และ Delivery Node ของลูกค้ารายเดียวกันได้รับการบริการจากยานพาหนะคันเดียวกัน
- สมการที่ 5 ระบุว่าหลังการกลับสู่ Depot แล้วจะเป็นการสิ้นสุดเส้นทางนั้น ๆ กล่าวคือ Depot Node จะไม่มี Node ลำดับต่อไป
- สมการที่ 6 บังคับให้ยานพาหนะทุกคันต้องเริ่มต้นที่จุดให้บริการ (Depot)
- สมการที่ 7 ระบุให้ยานพาหนะต้องรับสินค้า (Pickup) ก่อนการส่งสินค้า (Delivery)
- สมการที่ 8 ซึ่งระบุให้ต้องเสร็จการให้บริการที่ Node ก่อนหน้าก่อนถึงจะเริ่มให้บริการที่ Node ลำดับถัดไปได้

– สมการที่ 9 ระบุให้ยานพาหนะปฏิบัติการอยู่ภายในระยะเวลาสูงสุดสำหรับการบริการต่อวันของยานพาหนะ
– สมการที่ 10 เป็นกรอบเวลาของลูกค้าที่ยานพาหนะต้องปฏิบัติตาม
– สมการที่ 11 เป็นการอธิบายเงื่อนไขของการบรรทุก ซึ่งต้องไม่เกินความสามารถในการบรรทุก
– กลุ่มนิพจน์ 12 เป็นการกำหนดค่าตัวแปร และ เซตต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องในแบบจำลอง

3.2 *กระบวนการแก้ปัญหา (Solving Algorithm)*

สำหรับการหาคำตอบแรก (Initial Solution) ก่อนเข้าสู่กระบวนการ Large Neighborhood Search นั้น งานวิจัยนี้เลือกใช้ Greedy Constructive Heuristics เนื่องจากเป็น Heuristics ที่มีความรวดเร็วและใช้เวลาในการแก้ปัญหาสั้น

ภาพรวมของกระบวนการ Large Neighborhood Search (LNS) แสดงดังในรูปที่ 2 และ Algorithm สามารถเขียนโดยทั่วไปได้ดังใน Algorithm 1 โดยลักษณะของการแก้ปัญหาแบบ LNS นั้นเป็นการค้นหาเพื่อให้ได้คำตอบที่ดีขึ้นในแต่ละรอบของการวนซ้ำ ซึ่งประกอบด้วยกระบวนการกำจัด (Removing Method) ซึ่งเลือกแบ่งตัวแปรตัดสินใจออกเป็นสองกลุ่ม คือ Fixed Variables ที่จะบังคับให้มีค่าตามคำตอบปัจจุบัน และ Neighborhood ที่จะมีลักษณะเป็นตัวแปรที่สามารถเปลี่ยนแปลงค่าได้ กล่าวคือ เป็นปัญหาการจัดเส้นทางสำหรับ Node บางส่วนจากทั้งหมดในระบบ หลังจากนั้น Neighborhood จะได้รับการแทรกเข้าสู่คำตอบในตำแหน่งใหม่ ที่คาดว่าเป็นทางเลือกที่ดีขึ้น ผ่านกระบวนการหาเส้นทางใหม่ (Reinserting Method) และทำการตรวจสอบคุณภาพของคำตอบที่หาได้จากการวนซ้ำในรอบนี้ และกระบวนการ LNS จะสิ้นสุดลงก็ต่อเมื่อเป็นไปตามเงื่อนไขที่กำหนด และมีสัญลักษณ์เพิ่มเติมดังต่อไปนี้

– เซตของคำตอบปัจจุบัน (Current Solution) – π
– เซตของ Node ที่จะได้รับการกำจัด (Node Set that will be removed) – φ' ซึ่งกำหนดให้เป็นร้อยละ 20 ของจำนวน Nodes ทั้งหมด
– เซตของ Node ที่ได้รับการกำจัดแล้ว (Removed Node Set) – φ
– เซตของ Node ที่เหลือจากกระบวนการกำจัด (Residual Solution) – $\pi' = \pi - \varphi$

3.2.1 *กระบวนการกำจัด (Removing Method)*

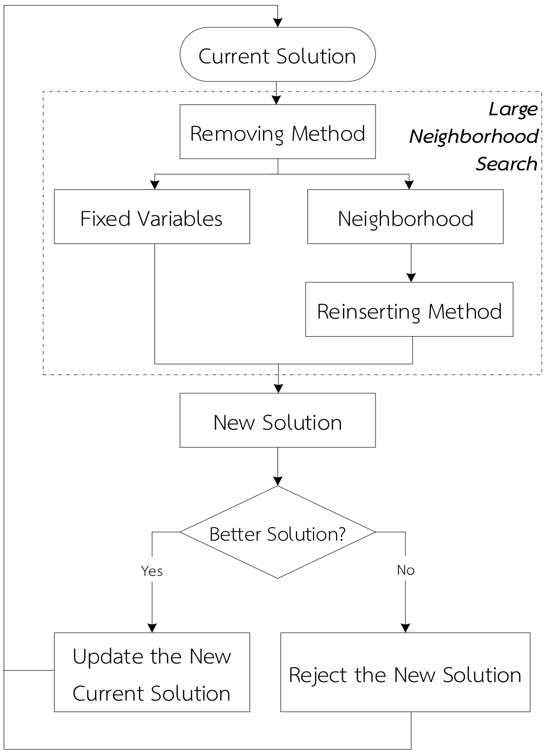
สำหรับกระบวนการนี้ เป็นการเลือกกำจัด Node หรือ ลูกค้าที่คาดว่าเป็นทางเลือกที่ไม่ดีในคำตอบปัจจุบันออกอย่างเป็นระบบ กระบวนการกำจัดมีหลายกระบวนการที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย ซึ่งกระบวนการที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ มีดังนี้

– *Shaw Removal Heurisitics [16]*

Shaw Removal Heuristic เป็นการกำจัด Node ออกโดยใช้ฟังก์ชันความเกี่ยวเนื่องกันของ Node (Relatedness Function) โดยเซตของ Node ที่

Algorithm 1 – Large Neighborhood Search (LNS) [18, 19]

	Description
Input: Current Solution π	
$\pi^b = \pi$;	Current Global Best Solution
repeat	
π^t = reinsert(remove(π));	การกำจัดและหาเส้นทางใหม่
if accept(π^t, π) then	กระบวนการตรวจสอบคุณภาพ
$\pi = \pi^t$	ของคำตอบภายในรอบการวนซ้ำ
end if	
if c(π^t) < c(π^b) then	กระบวนการตรวจสอบคุณภาพ
$\pi^b = \pi^t$	ของคำตอบเทียบกับ *Current*
end if	*Global Best Solution*
until stop criterion is met	
Return π	



รูปที่ 2 ภาพรวมของกระบวนการแก้ปัญหาวิธี Large Neighborhood Search

จะได้รับการกำจัดออกจากคำตอบปัจจุบันโดยวิธี Shaw Removal Heuristic จะแทนด้วย φ'_R

$R(c,\varphi'_R)$ เป็นค่า Relatedness ระหว่าง Node $c \in \pi'$ และ เซตที่ถูกกำจัด (φ'_R) สำหรับ $R(c,\varphi'_R)$ สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 13

$$R(c,\varphi'_R) = \frac{\sum_{i \in \varphi'_R} r(c,i)}{|\varphi'_R|}, c \in \pi' \qquad (13)$$

โดยที่ $r(i,j)$ เป็นฟังก์ชันของความเกี่ยวเนื่องกันของ Node ซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ลักษณะ คือ

- *ความเกี่ยวเนื่องเชิงระยะทาง (Relatedness based on distance)*
  ฟังก์ชันความเกี่ยวเนื่องเชิงระยะทางคำนวณได้ตามสมการที่ 14

$$r(i,j) = d_{ij} \tag{14}$$

เมื่อ d_{ij} แทนระยะทางระหว่าง Node *i* ไปยัง Node *j*

- *ความเกี่ยวเนื่องเชิงเวลาเริ่มให้บริการ (Relatedness based on arrival times)*
  ฟังก์ชันความเกี่ยวเนื่องเชิงเวลาเริ่มให้บริการ เป็นไปตามสมการที่ 15

$$r(i,j) = \left|t_i^k - t_j^k\right| \tag{15}$$

เมื่อ t_i^k แทนเวลาที่รถคันที่ *k* ต้องไปถึงยัง Node *i* และ t_i^k แทนเวลาที่รถคันที่ *k* ต้องไปถึงยัง Node *j*

Shaw Removal Heuristic (SRH) สามารถสรุปได้ตาม Algorithm 2

Algorithm 2 – Shaw Removal Heuristic (SRH) [18, 19]

```
Input: Residual Solution π',
Expected size of a removed set γ
Let φ be a set of removed customers
Let L be a sorted set of customers and Li
be the i-th customer of L;
if φ = {} execute
    | r ⟵ A customer selected randomly from π;
    | φ ⟵ {r};
    | π' ⟵ π \ {r};
end
while |φ| < γ execute
    | r ⟵ A customer selected randomly from φ;
    | L ⟵ Customers of π;
    | Sort L such that i < j ⇒ r(r, Li) < r(r, Lj)
    | Choose a random number n from [0,1];
    | i ⟵ floor(n|L|);
    | φ ⟵ φ ∪ {Li};
    | π' ⟵ π \ {Li};
end
Return π' and φ;
```

3.2.2 กระบวนการหาเส้นทางใหม่ (Reinserting Method)

กระบวนการหาเส้นทางใหม่ มีความสำคัญต่อประสิทธิภาพของโปรแกรมโดยตรง เนื่องจากมีผลต่อประสิทธิภาพของการหาค่าที่เหมาะสมของแต่ละ Neighborhood ในแต่ละรอบของการวนซ้ำ (Iteration) และเช่นเดียวกันกับ Removing Method กระบวนการสร้างเส้นทางใหม่ก็มีหลายวิธีการที่ใช้กันอย่างแพร่หลาย ซึ่งงานวิจัยนี้เลือกใช้ Greedy Insertion Heuristics โดยพิจารณา Insertion Cost ($\Delta c_{i,k}$) เป็นต้นทุนที่เปลี่ยนแปลงไปเมื่อแทรก Node i ลงในเส้นทาง k ที่จุดทางเลือกที่ดีที่สุดโดยที่ i ∊ φ" โดยการแทรกที่เป็นไปไม่ได้นั้น Insertion Cost จะมีค่าเป็น ∞ สำหรับ Insertion Cost นั้นเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการพิจารณาแทรก Node ต่าง ๆ ที่ได้รับการกำจัดมากลับลงไปในคำตอบใหม่ โดยพิจารณาแทรก Node i ใด ๆ ลงในเส้นทาง k ใด ๆ ที่มี Insertion Cost ต่ำที่สุด ซึ่งมีค่าคือ $c(i,s) = min_{k\in R}(\Delta c_{i,k})$ เมื่อ R เป็นเซตของเส้นทางทั้งหมดภายในคำตอบปัจจุบัน (π) และ $c(i,s)$ เป็นต้นทุนของการแทรก Node i ณ จุดที่ดีที่สุดภายใต้เส้นทางที่ดีที่สุดในคำตอบปัจจุบัน

3.2.3 การยอมรับคำตอบใหม่ และ การสิ้นสุดกระบวนการค้นหาคำตอบ (Acceptance and Stopping Criterion)

สำหรับกรณีที่คำตอบที่ได้จากการหาเส้นทางในรอบการวนซ้ำปัจจุบันที่มีคุณภาพดีกว่าเดิมนั้น ระบบจะรับคำตอบนั้นเข้าเป็นคำตอบปัจจุบัน (π) ทันที แต่สำหรับคำตอบที่คุณภาพไม่ดีเท่ากับคำตอบปัจจุบันนั้นระบบจะปฏิเสธและยังคงใช้คำตอบที่ดีที่สุดจากการวนซ้ำรอบก่อนหน้า (π^b) ต่อไป

การสิ้นสุดของกระบวนการหาจัดเส้นทางด้วยวิธี LNS เกิดขึ้นได้ด้วยเงื่อนไขสองประการ ได้แก่ 1. จำนวนรอบของการวนซ้ำถึงจำนวนสูงสุดที่กำหนดไว้ ซึ่งกำหนดให้เป็น 30 รอบ และ 2. เวลาที่ใช้ในการประมวลผลถึงเวลาที่นานที่สุดที่กำหนดไว้ ซึ่งในกรณีนี้ไม่มีการกำหนด เนื่องจาก งานวิจัยนี้จะทำการทดสอบประสิทธิภาพด้าน*ระยะเวลารวมที่ใช้ในการคำนวณ (Computation Time)*

3.3 กระบวนการทดสอบและพัฒนาโปรแกรม

การพัฒนาโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อใช้ในการแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารในงานวิจัยนี้ใช้โปรแกรม MATLAB ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายและเหมาะแก่การแก้ปัญหา การทดสอบประสิทธิภาพของโปรแกรมที่พัฒนาขึ้นนั้นใช้ Li and Lim Benchmark [6] ซึ่งมีความเหมาะสมต่อการทดสอบโปรแกรมเพื่อแก้ปัญหาในงานวิจัยนี้ โดยมีการเผยแพร่ชุดข้อมูลไว้ที่ https://www.sintef.no/projectweb/top/pdptw/li-lim-benchmark/

Li and Lim Benchmark เป็นชุดข้อมูลที่ใช้สำหรับการประเมินคุณภาพของกระบวนการแก้ ปัญหาการรับส่งสินค้าแบบมีกรอบเวลา (Pickup and Delivery Problem with Time Windows) ซึ่งมีลักษณะสอดคล้องกับปัญหาในงานวิจัยนี้ สำหรับชุดข้อมูลนั้นมีจำนวนลูกค้าตั้งแต่ 100, 200, 400, 600, 800 และ 1000 ราย ซึ่งในแต่ละกรณีนั้นมีชุดข้อมูลในช่วงระหว่าง 56 – 60 Instances ชุดข้อมูลทั้งหมดของ Li and Lim นั้นระบุผลลัพธ์ที่ดีที่สุดที่ค้นพบ (Best-known Results) ซึ่งทดสอบโดยมีเป้าหมายในการลดต้นทุน 2 ส่วนให้ต่ำที่สุด ได้แก่ 1. จำนวนรถที่ใช้ในระบบ (Minimum Number of Vehicles) และ 2. ระยะทางรวมในการให้บริการ (Minimum Total Distance)

กรอบของปัญหาภายในชุดข้อมูล Li and Lim Benchmark นั้นมีความคล้ายคลึงกับปัญหาในงานวิจัยนี้ ซึ่งมีความแตกต่างอยู่เพียงเล็กน้อย คือ กิจกรรมที่เกิดขึ้นบน Node (Visit) ซึ่งสรุปได้ตามตารางที่ 1 จึงสามารถสรุปได้ว่า Li and Lim Benchmark มีความเหมาะสมในการใช้ทดสอบประสิทธิภาพของการแก้ปัญหาการรับส่งเอกสารในงานวิจัยนี้

ตารางที่ 1 การเปรียบเทียบลักษณะของกรอบปัญหาในงานวิจัยนี้ และ Li and Lim Benchmark

ลักษณะของปัญหา	**งานวิจัยนี้**	**Li and Lim Benchmark**
จำนวนจุดให้บริการ (Depot)	จุดให้บริการเดียว	จุดให้บริการเดียว
ปัญหาแบบมีกรอบเวลา	มีกรอบเวลาการให้บริการ	มีกรอบเวลาการให้บริการ
ลักษณะของยานพาหนะ	Homogeneous	Homogeneous
ลักษณะโครงข่าย (*Structure*)	One-to-One	One-to-One
กิจกรรมบน Node (*Visit*)	P-D	P/D
Information Evolution	Static	Static
Information Quality	Deterministic	Deterministic

3.4 การประเมินประสิทธิภาพของโปรแกรม

- *ความแตกต่างของผลลัพธ์จากโปรแกรมและผลลัพธ์ที่ดีที่สุดของ Benchmark* ซึ่งเป็นการวัดประสิทธิภาพเชิงคุณภาพของผลลัพธ์ในด้านการลดต้นทุนให้ต่ำที่สุด ซึ่งเป็นวัตถุประสงค์หลักของการแก้ปัญหาการรับส่งสินค้า และในงานวิจัยนี้
- *ระยะเวลารวมที่ใช้ในการคำนวณ (Computation Time)* เป็นวัตถุประสงค์หนึ่งในงานวิจัยนี้ ที่ต้องการทำให้กระบวนการแก้ปัญหาต้องการความรวดเร็วมากยิ่งขึ้น

ตารางที่ 2 จำนวนและประเภท Instances ที่นำมาทดสอบ

No. of Nodes	Type	Tested Instances
100	Clustered	9
	Random	10
200	Clustered	10
	Random	10
400	Clustered	5
	Random	5
1000	Clustered	2
	Random	2

4. ผลการวิจัย

ในส่วนนี้ เป็นรายงานผลการคำนวณจากโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่พัฒนาโดยใช้ Large Neighborhood Search Metaheuristics ที่กล่าวถึงไว้ในหัวข้อที่ 3 ซึ่งสามารถจำแนกได้ตามตารางที่ 2

โดยผลการคำนวณที่แสดงในตารางที่ 3 ถึง 6 นั้น เป็นผลลัพธ์ที่ดีที่สุดที่พบในการศึกษานี้ (LNS Approach) เปรียบเทียบกับผลลัพธ์ที่ดีที่สุดที่ค้นพบ (Best-known Results) โดยงานวิจัยต่าง ๆ ที่ได้รับการเผยแพร่ไว้ที่ https://www.sintef.no/projectweb/top/pdptw/li-lim-benchmark/ ซึ่งในแต่ละผลการคำนวณนั้นประกอบด้วยตัวแทนของต้นทุน 2 ส่วน ได้แก่ จำนวนยานพาหนะที่ใช้ (Vehicle) และ ระยะทางรวมทั้งหมดในระบบ (Distance)

4.1 100 Nodes

ตารางที่ 3 ผลการคำนวณ Li and Lim Benchmark ประเภท 100 Nodes

Instance	Best-known Results		LNS Approach	
	Vehicles	*Distance*	*Vehicles*	*Distance*
lc101	10	828.94	12	896.55
lc102	10	828.94	11	905.82
lc103	9	1,035.35	11	1,102.87
lc104	9	860.01	10	969.28
lc105	10	828.94	11	922.94
lc106	10	828.94	11	922.58
lc107	10	828.94	12	913.18
lc108	10	826.44	11	893.73
lc109	9	1,000.6	11	1,095.96
lr101	19	1,650.8	21	1,939.69
lr102	17	1,487.57	20	1,645.25
lr103	13	1,292.68	15	1,540.87
lr104	9	1,013.39	11	1,189.72
lr105	14	1,377.11	16	1,575.41
lr106	12	1,252.62	14	1,459.30
lr107	10	1,111.31	11	1,333.57
lr108	9	968.97	10	1,112.38
lr109	11	1,208.96	14	1,413.27
lr110	10	1,159.35	11	1,362.24

4.2 200 Nodes

ตารางที่ 4 ผลการคำนวณ Li and Lim Benchmark ประเภท 200 Nodes

Instance	Best-known Results		LNS Approach	
	Vehicles	*Distance*	*Vehicles*	*Distance*
lc1_2_1	20	2,704.57	23	2,988.55
lc1_2_2	19	2,764.56	21	3,166.80
lc1_2_3	17	3,127.78	19	3,677.64
lc1_2_4	17	2,693.41	19	2,983.49
lc1_2_5	20	2,702.05	23	3,011.70
lc1_2_6	20	2,701.04	22	3,054.34
lc1_2_7	20	2,701.04	24	3,069.19
lc1_2_8	19	3,354.27	21	3,866.80
lc1_2_9	18	2,724.24	21	3,065.31
lc1_2_10	17	2,942.13	19	3,282.83
lr1_2_1	20	4,819.12	22	5,547.77
lr1_2_2	17	4,621.21	20	5,513.10
lr1_2_3	14	4,402.38	16	5,073.74
lr1_2_4	10	3,027.06	12	3,587.07
lr1_2_5	16	4,760.18	18	5,691.27
lr1_2_6	13	4,800.94	15	5,677.11
lr1_2_7	12	3,543.36	14	4,079.12
lr1_2_8	9	2,759.32	12	3,257.10
lr1_2_9	13	5,050.75	15	5,974.03
lr1_2_10	11	3,664.08	12	4,271.95

4.3 400 Nodes

ตารางที่ 5 ผลการคำนวณ Li and Lim Benchmark ประเภท 400 Nodes

Instance	Best-known Results		LNS Approach	
	Vehicles	*Distance*	*Vehicles*	*Distance*
lc1_4_1	40	7,152.06	45	8,382.93
lc1_4_2	38	8,007.79	42	9,373.12
lc1_4_3	32	8,678.23	38	10,607.40
lc1_4_4	30	6,451.68	33	7,607.18
lc1_4_5	40	7,150.00	46	8,850.99
lr1_4_1	40	10,639.75	44	12,942.19
lr1_4_2	30	11,009.51	35	14,083.37
lr1_4_3	22	9,251.13	28	11,795.19
lr1_4_4	15	7,037.17	19	8,950.58
lr1_4_5	28	11,374.06	34	13,735.31

4.4 1000 Nodes

ตารางที่ 6 ผลการคำนวณ Li and Lim Benchmark ประเภท 1000 Nodes

Instance	Best-known Results		LNS Approach	
	Vehicles	*Distance*	*Vehicles*	*Distance*
lc1_10_1	100	42,488.66	108	53,365.76
lc1_10_2	94	44,548.51	110	56,059.84
lr1_10_1	100	56,744.91	112	74,920.30
lr1_10_2	80	49,349.84	91	64,292.97

5. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการประเมินประสิทธิภาพของโปรแกรม

ตารางที่ 7 สรุปประสิทธิภาพของโปรแกรม

No. of Nodes	Time (Seconds)	Problem Type	*(%) Δ Distance*	*(%) Δ Vehicles*
100	198.770	Clustered	15.633	15.062
		Random	15.933	17.371
200	513.146	Clustered	13.095	13.301
		Random	17.401	16.429
400	1,210.001	Clustered	19.638	13.355
		Random	25.002	20.407
1000	2,896.335	Clustered	25.720	12.511
		Random	31.155	12.875

จากตารางที่ 7 พบว่า ความแตกต่างของผลลัพธ์จากโปรแกรมและผลลัพธ์ที่ดีที่สุดของ Benchmark ในด้านระยะทางรวมของคำตอบ ((%) Δ Distance) มีเพิ่มขึ้นตามขนาดของปัญหา กล่าวคือ จำนวน Nodes ในโครงข่ายเพิ่มขึ้น และจากที่กล่าวมาในหัวข้อที่ 2 คุณภาพของคำตอบแรก (Initial Solution) ที่เข้าสู่ LNS มีความสำคัญมาก [5] ซึ่งงานวิจัยนี้ใช้ Greedy Heuristics ในการค้นหาคำตอบแรก ที่ได้รับคำตอบที่ค่อนข้างหยาบ หรือ คุณภาพไม่ดี หากแต่มีความรวดเร็วในการคำนวณ ดังแสดงในตารางที่ 8 ที่เวลาในการคำนวณในกระบวนการ Greedy Heuristics นั้นเป็นเพียงน้อยกว่า 1 % ของเวลาทั้งหมด แต่ให้ผลลัพธ์ที่คุณภาพแย่กว่าคำตอบสุดท้ายถึงมากกว่า 50 %

ตารางที่ 8 การเปรียบเทียบคำตอบแรกและผลลัพธ์จากการคำนวณ

Instance	Solution	Vehicles	Distance	Time
lc101	Greedy	24	1,830.32	2.278
	LNS	12	896.55	197.145
lc1_2_1	Greedy	50	6,977.24	5.716
	LNS	23	2,988.55	497.184
lc1_4_1	Greedy	102	19,586.77	11.072
	LNS	45	8,382.93	1,172.198
lc1_10_1	Greedy	257	122,584.57	54.266
	LNS	108	53,365.76	2,841.390

5.2 ข้อเสนอแนะ

เนื่องจากผู้วิจัยคาดว่างานวิจัยประเภทนี้มีประโยชน์และยังต้องได้รับการพัฒนาอีกมาก ผู้วิจัยมีข้อเสนอแนะเพื่อเป็นประโยชน์แก่ผู้ที่จะนำไปพัฒนาแบบจำลองและกระบวนการแก้ปัญหาให้มีประสิทธิภาพยิ่งขึ้น ดังนี้

5.2.1 กระบวนการหาคำตอบแรก (Initial Solution)

จากที่แสดงในหัวข้อที่ 5.1 คุณภาพของ Initial Solution อาจมีผลต่อผลลัพธ์สุดท้ายของกระบวนการ LNS ซึ่งควรได้รับการศึกษาในหัวข้อดังกล่าวมากขึ้น โดยการเปลี่ยนวิธีการจาก Greedy Heuristics เป็นวิธีอื่น อาทิเช่น Local Search, Simulated Annealing เป็นต้น เพื่อตรวจสอบว่าเมื่อคุณภาพของคำตอบแรกดีขึ้นจะมีผลดีต่อผลลัพธ์สุดท้ายหรือไม่ อย่างไรซึ่ง Greedy Heuristics พิสูจน์ให้เห็นแล้วว่า ถึงแม้จะเป็นวิธีแก้ปัญหาที่รวดเร็ว แต่คุณภาพของคำตอบยังเป็นข้อเสียที่มีความสำคัญต่อผลลัพธ์สุดท้าย

5.2.2 กระบวนการ Large Neighborhood Search

– *กระบวนการกำจัด และ การหาเส้นทางใหม่ (Removing and Reinserting Heuristics)*

จากงานวิจัยต่าง ๆ [4] พบว่ายังมีกระบวนการกำจัดและการหาเส้นทางใหม่อื่น ๆ เช่น Worst Removal Heuristic, Regret-*k* Insertion Heuristics เป็นต้น ที่ได้รับการพัฒนา รวมถึงพิสูจน์ว่ามีประสิทธิภาพและให้คุณภาพของคำตอบที่ดี ดังนั้น การใช้กระบวนการกำจัดและการหาเส้นทางใหม่ที่หลากหลายในกระบวนการ LNS จึงอาจจะให้คำตอบที่มีคุณภาพดีขึ้น

– *จำนวนรอบในการวนซ้ำทั้งหมด (Number of Iterations)*

ในงานวิจัยนี้กำหนดให้มีจำนวนรอบของการวนซ้ำในกระบวนการ LNS ทั้งหมด 30 รอบ ซึ่งจำนวนรอบในการวนซ้ำมีผลโดยตรงต่อความรวดเร็วในการแก้ปัญหาในงานวิจัยนี้ ดังนั้น การหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนรอบของการวนซ้ำกับประสิทธิภาพที่ดีขึ้น ทั้งในด้านการลดต้นทุนรวมของการให้บริการ และ ระยะเวลาในการแก้ปัญหา จะทำให้ทราบได้ว่า *จำนวนรอบในการวนซ้ำที่เหมาะสมที่สุด (Optimal Number of Iterations)* ซึ่งการเพิ่มจำนวนรอบของการวนซ้ำอาจไม่ทำให้คุณภาพของคำตอบดีขึ้นเทียบกับระยะเวลาในการแก้ปัญหาที่เพิ่มขึ้น

– *จำนวน Nodes ที่เหมาะสมในการกำจัดออกในขั้นตอนการกำจัด (Number of Removing Requests)*

ในงานวิจัยนี้มีกำหนดให้จำนวน Nodes ที่กำจัดออกในขั้นตอนการกำจัดเป็นร้อยละ 20 ของจำนวน Nodes ทั้งหมด โดยพารามิเตอร์นี้เป็นการกำหนดขนาดของปัญหาในขั้นตอนการสร้างเส้นทางใหม่ (Reinserting Method) ซึ่งมีผลโดยตรงต่อระยะเวลาในการแก้ปัญหาในแต่ละรอบของการวนซ้ำ ซึ่งหากกำจัด Nodes ออกจำนวนมากจะทำให้ขั้นตอนการสร้างเส้นทางใหม่มีความซับซ้อนและใช้เวลานาน เนื่องจาก ปัญหามีขนาดใหญ่ ในทางตรงกันข้าม การกำจัด Nodes ออกน้อยเกินไป อาจทำให้การพัฒนาคุณภาพของคำตอบในแต่ละรอบของการวนซ้ำไม่มีประสิทธิภาพเท่าที่ควร กล่าวคือ Neighborhood มีขนาดเล็กเกินไป อาจทำให้เกิด Local Optima ได้ ดังนั้น การหา*จำนวน Nodes ที่เหมาะสมในการกำจัดออกในขั้นตอนการกำจัด (Optimal Number of Removing Requests)* จึงมีความสำคัญต่อประสิทธิภาพในการแก้ปัญหาทั้งในด้านคุณภาพของคำตอบ และ ระยะเวลาในการแก้ปัญหาด้วยกระบวนการ Large Neighborhood Search

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. มาโนช โลหเตปานนท์ เป็นอย่างสูง ที่กรุณาให้คำแนะนำ ตรวจสอบ และแก้ไขข้อบกพร่องทุกขั้นตอนของงานวิจัยนี้ และให้ความช่วยเหลือตลอดการศึกษาทำให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

ขอขอบพระคุณ คุณพ่อ คุณแม่ และทุก ๆ ท่านที่ไม่ได้กล่าวมาในที่นี้ ซึ่งช่วยเหลือและเป็นกำลังใจในการทำโครงงานนี้ตลอดมา

เอกสารอ้างอิง

[1] J. Caceres-Cruz, P. Arias, D. Guimarans, D. Riera, and A. A. Juan, "Rich vehicle routing problem: Survey," *ACM Computing Surveys (CSUR)*, vol. 47, no. 2, p. 32, 2015.

[2] G. Berbeglia, J.-F. Cordeau, and G. Laporte, "Dynamic pickup and delivery problems," *European Journal of Operational Research*, vol. 202, no. 1, pp. 8-15, 2010/04/01/ 2010.

[3] A. Larsen, O. B. G. Madsen, and M. M. Solomon, "Recent Developments in Dynamic Vehicle Routing Systems," in *The Vehicle Routing Problem: Latest Advances and New Challenges*, B. Golden, S. Raghavan, and E. Wasil, Eds. Boston, MA: Springer US, 2008, pp. 199-218.

[4] D. Pisinger and S. Ropke, "Large neighborhood search," in *Handbook of metaheuristics*: Springer, 2010, pp. 399-419.

[5] L. Hong, "An improved LNS algorithm for real-time vehicle routing problem with time windows," *Computers & Operations Research,* vol. 39, no. 2, pp. 151-163, 2012/02/01/ 2012.

[6] H. Li and A. Lim, "A metaheuristic for the pickup and delivery problem with time windows," *International Journal on Artificial Intelligence Tools,* vol. 12, no. 02, pp. 173-186, 2003.

[7] G. Berbeglia, J.-F. Cordeau, I. Gribkovskaia, and G. Laporte, "Static pickup and delivery problems: a classification scheme and survey," *TOP,* journal article vol. 15, no. 1, pp. 1-31, July 01 2007.

[8] V. Pillac, M. Gendreau, C. Guéret, and A. L. Medaglia, "A review of dynamic vehicle routing problems," *European Journal of Operational Research,* vol. 225, no. 1, pp. 1-11, 2013.

[9] K. Braekers, K. Ramaekers, and I. Van Nieuwenhuyse, "The vehicle routing problem: State of the art classification and review," *Computers & Industrial Engineering,* vol. 99, pp. 300-313, 2016/09/01/ 2016.

[10] N. A. El-Sherbeny, "Vehicle routing with time windows: An overview of exact, heuristic and metaheuristic methods," *Journal of King Saud University - Science,* vol. 22, no. 3, pp. 123-131, 2010/07/01/ 2010.

[11] P. Kirci, "An optimization algorithm for a capacitated vehicle routing problem with time windows," *Sadhana,* Article vol. 41, no. 5, pp. 519-529, 2016.

[12] M. Drexl, "Applications of the vehicle routing problem with trailers and transshipments," *European Journal of Operational Research,* vol. 227, no. 2, pp. 275-283, 2013.

[13] E.-G. Talbi, *Metaheuristics: from design to implementation*. John Wiley & Sons, 2009.

[14] N. Labadie, C. Prins, C. Prodhon, N. Labadie, C. Prins, and C. Prodhon, "Metaheuristics Generating a Sequence of Solutions," in *Metaheuristics for Vehicle Routing Problems*: John Wiley & Sons, Inc., 2016, pp. 39-75.

[15] N. Labadie, C. Prins, C. Prodhon, N. Labadie, C. Prins, and C. Prodhon, "Metaheuristics Based on a Set of Solutions," in *Metaheuristics for Vehicle Routing Problems*: John Wiley & Sons, Inc., 2016, pp. 77-107.

[16] P. Shaw, "Using constraint programming and local search methods to solve vehicle routing problems," in *International Conference on Principles and Practice of Constraint Programming*, 1998, pp. 417-431: Springer.

[17] R. K. Ahuja, Ö. Ergun, J. B. Orlin, and A. P. Punnen, "A survey of very large-scale neighborhood search techniques," *Discrete Applied Mathematics,* vol. 123, no. 1, pp. 75-102, 2002/11/15/ 2002.

[18] G. Mattos Ribeiro and G. Laporte, "An adaptive large neighborhood search heuristic for the cumulative capacitated vehicle routing problem," *Computers & Operations Research,* vol. 39, no. 3, pp. 728-735, 2012/03/01/ 2012.

[19] S. Ropke and D. Pisinger, "A unified heuristic for a large class of Vehicle Routing Problems with Backhauls," *European Journal of Operational Research,* vol. 171, no. 3, pp. 750-775, 2006/06/16/ 2006.

การตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินการ โครงการปรับปรุงความปลอดภัยทางแยกต่างระดับบางควาย บนทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองหมายเลข 7

Road Safety Audit after Completion of Road Safety Improvement Project of Bang Khwai Interchange on Motorway No. 7

ดร. ธันวิน สวัสดิศานต์[1,*] นายวันเสด็จ บุณยะวันตัง [2] และนายวสันต์ พฤกษางามชล [3]

[1] สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
[2] กองทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง กรมทางหลวง
[3]สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง
*Corresponding author's e-mail address: dr.tunwin@gmail.com**

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอผลการตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินการโครงการปรับปรุงความปลอดภัยของทางแยกต่างระดับบางควาย บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 7 ของกรมทางหลวง เพื่อแก้ปัญหาอุบัติเหตุรถชนราวกันอันตรายที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งบริเวณทางโค้งของทางแยกต่างระดับโดยเฉพาะกรณีรถพ่วง ภายหลังจากการดำเนินการปรับปรุงได้มีการตรวจสอบความปลอดภัยของโครงการ รวมทั้งรวบรวมข้อมูลการเกิดอุบัติเหตุก่อนและหลังการดำเนินการโครงการ เพื่อยืนยันผลการวิเคราะห์และสัมฤทธิ์ของโครงการ โดยผลจากการตรวจสอบแสดงให้เห็นว่า ความกว้างของผิวการจราจรในช่วงทางโค้งที่ไม่เพียงพอ และการเข้าโค้งด้วยความเร็วที่เกินกว่าความเร็วที่กำหนดเป็นสาเหตุหลักของการเกิดอุบัติเหตุ และการแก้ไขปัญหาโดยการปรับความกว้างและแนวช่องจราจรใหม่ รวมทั้งการติดตั้งอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัยต่าง ๆ ที่ช่วยลดความเร็ว ช่วยแก้ไขปัญหาอุบัติเหตุดังกล่าวได้

คำสำคัญ: การตรวจสอบความปลอดภัย, การขยายความกว้างของช่องจราจรช่วงทางโค้ง, สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน, ความเร็วปลอดภัยในการเข้าโค้งราบ

Abstract

This article presents the results of the road safety audit after completion of the "Road Safety Improvement Project of Bang Khwai Interchange on Intercity Motorway No. 7". The project was intended to solve high frequent road accidents at the interchange, especially for trucks and trailers. After the project completion, the road safety audit was conducted together with the collection of accidental records in order to verify the results of the road safety audit and the effectiveness of the project. The results of the study indicated that the main causes of the accidents were inadequate pavement width at the curve and over speeding. It also showed that the problems were effectively solved by lane realignment, pavement widening and installation of various traffic calming devices.

Keywords: Road Safety Audit, Lane Widening at Horizontal Curve, Coefficient of Friction, Safe Speed for Horizontal Curve

1. คำนำ

บทความนี้เป็นรายงานการตรวจสอบความปลอดภัยของสายทางภายหลังการดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จของ "งานจ้างเหมาปรับปรุงจุดเสี่ยงและบริเวณอันตรายบนทางหลวง ในทางหลวงพิเศษหมายเลข 7 ตอนทางแยกต่างระดับบางวัว-ทางแยกต่างระดับบางควาย ที่ กม. 4+000 บริเวณต่างระดับบางควายด้านขวาทาง (เป็นช่วงๆ)" ซึ่งจากนี้ไปจะขอเรียกว่า"โครงการฯ" โดยขณะดำเนินการโครงการฯ ชื่อตอน ทางแยกต่างระดับบางวัว-ทางแยกต่างระดับบางควาย บริเวณ กม. 4+000 ทิศทางด้านขวาทาง ปัจจุบัน กรมทางหลวงได้เปลี่ยนชื่อตอน เป็น ตอนทางแยกต่างระดับบางควาย-ทางแยกต่างระดับบางวัว และ กม. ดำเนินการจะต้องเปลี่ยนเป็นบริเวณ กม. 0+000 ด้านซ้ายทาง คือทิศทางจากทางหลวงพิเศษหมายเลข7 มุ่งหน้าต่างระดับบางวัว และจากนี้ไปในบทความนี้จะอ้างอิงชื่อ กม. และ ทิศทางตามบัญชีสายทางปัจจุบัน

โครงการฯได้ดำเนินการเพื่อแก้ไขปัญหาจุดเสี่ยงบริเวณด้านซ้ายทางของ Ramp 0305 ของทางแยกต่างระดับบางควาย ซึ่งมีลักษณะเป็นโค้งสลับด้านต่อเนื่องกัน 2 โค้ง (S-Curve) โดยโค้งแรกมีรัศมีความโค้ง 200 เมตร ความเร็วในการออกแบบ 55 กม./ชม. ต่อด้วยช่วงทางตรงประมาณ 70 เมตร และช่วงโค้งที่ 2 มีรัศมีความโค้งเพียง 71.6 เมตร ความเร็วในการออกแบบ 40 กม./ชม. โดยมีสถิติการเกิดอุบัติเหตุรถชนราวสะพานของ Ramp 0305 ซึ่งอยู่ในช่วงทางโค้งที่ 2 อยู่บ่อยครั้ง แขวงทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง (ขทพ.) ได้มีการดำเนินการเพื่อแก้ไขปัญหาดังกล่าวมาอย่างต่อเนื่อง ทั้งการปรับปรุงผิวการจราจร การตีเส้นจราจรใหม่ การติดตั้งป้ายเตือนและอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัยต่าง ๆ แต่อุบัติเหตุก็ยังคงเกิดขึ้น

อย่างต่อเนื่อง โดยในปีงบประมาณ 2561 มีรถพ่วงเกิดอุบัติเหตุชนราวสะพาน และ/หรือ พลิกคว่ำที่โค้งดังกล่าว ถึง 4 ครั้ง ขทพ.จึงได้ดำเนินโครงการปรับปรุงความปลอดภัยหรือการแก้ไขจุดเสี่ยงของ Ramp 0305 ในปีงบประมาณ 2562 โดยก่อสร้างปรับปรุงแล้วเสร็จและเปิดใช้งานในเดือนมิถุนายน 2562 และได้เริ่มมีการเก็บข้อมูลที่เกี่ยวข้องเพื่อตรวจสอบความปลอดภัย และประเมินผลสัมฤทธิ์ของการดำเนินโครงการ

โดยการตรวจสอบความปลอดภัยในรายงานนี้จะครอบคลุมในประเด็นหลัก 2 ประเด็นคือ

1) ความเหมาะสมของความเร็วของรถที่ใช้ในการเข้าโค้ง ซึ่งจะสัมพันธ์กับค่ารัศมีโค้ง ค่าความลาดเอียงของผิวทางหรือการยกโค้ง ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน หรือค่าความต้านทานการลื่นไถล ระหว่างผิวทางกับยางรถยนต์
2) ความเหมาะสมของความกว้างและแนวของช่องจราจร ในช่วงทางโค้งซึ่งจะต้องออกแบบเพิ่มความกว้างของช่องจราจรเป็นพิเศษโดยเฉพาะในช่วงทางโค้งที่มีรถขนาดใหญ่เช่นรถพ่วงใช้งาน

นอกจากนี้ผู้เขียนยังได้พิจารณาถึงความเหมาะสมของอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัยอื่น ๆ เช่นป้ายเตือนและชุดอุปกรณ์ที่จะลดความเร็วของรถที่จะเข้าสู่โค้ง และผลลัพธ์ของการดำเนินการ คือความเร็วรถและพฤติกรรมของผู้ขับขี่ที่ใช้งาน Ramp 0305 รวมทั้งได้รวบรวมสถิติอุบัติเหตุก่อนและหลังการดำเนินการ เพื่อประกอบการวิเคราะห์และการตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินการโครงการฯ โดยมีรายละเอียดของโครงการฯดังสรุปไว้ดังต่อนี้

2. รายละเอียดของโครงการ

จากการสัมภาษณ์วิศวกรผู้จัดทำแผนและผู้ดำเนินการโครงการ และหัวหน้าหมวดทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองพานทอง ถึงความเป็นมาของโครงการฯทำให้ทราบว่า ก่อนการดำเนินการในโครงการฯ ได้มีอุบัติเหตุของรถพ่วงเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องในบริเวณทางโค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 และถึงแม้ขทพ. ได้ดำเนินการติดตั้งอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัย เช่น ราวกันอันตรายแบบลูกกลิ้ง (Rolling Guard Rail) และตีเส้นจราจรใหม่เพื่อบรรเทาและแก้ไขปัญหาดังกล่าว แต่ก็ยังคงมีอุบัติเหตุเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง (รูปที่ 1) จากการพิจารณาลักษณะการเกิดอุบัติเหตุที่รถพ่วงมักจะพลิกคว่ำบริเวณด้านโค้งนอก และรอยเฉี่ยวชนบริเวณกำแพงคอนกรีตที่โค้งด้านในของโค้งที่ 2 เบื้องต้นผู้ออกแบบจึงสันนิษฐานได้ว่าอุบัติเหตุในช่วงทางโค้งที่ 2 นั้นอาจเกิดได้จากสองสาเหตุคือ

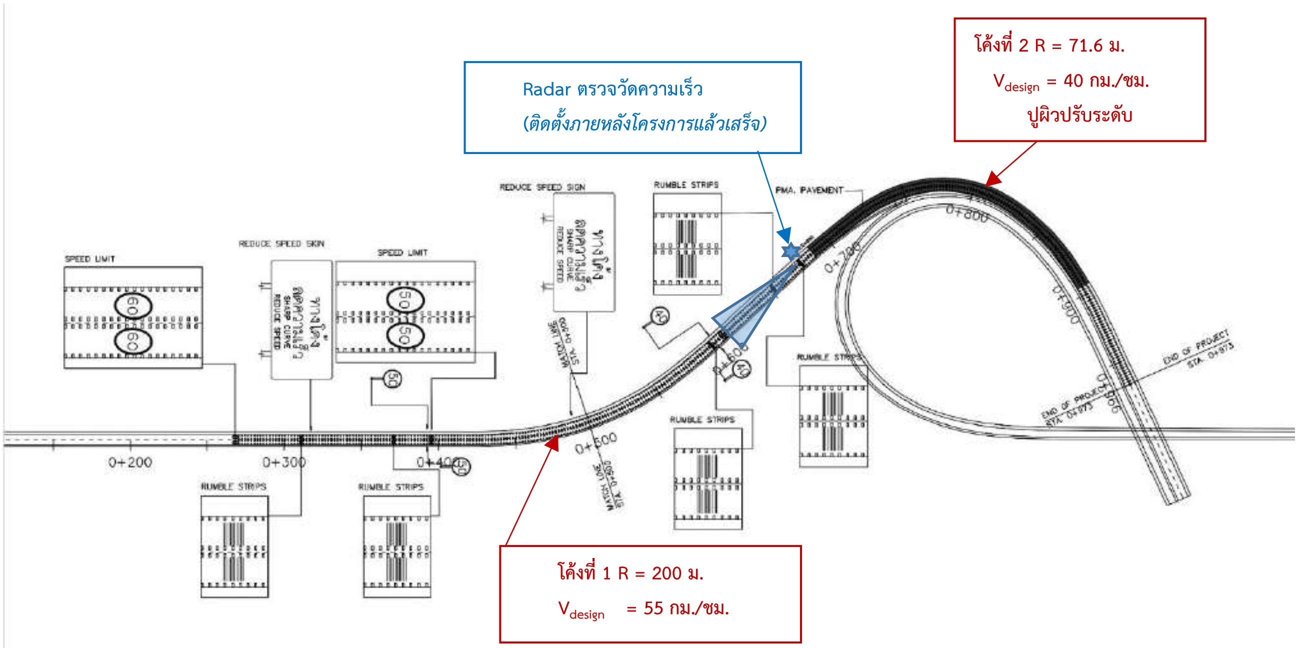
1) เกิดจากรถเข้าโค้งด้วยความเร็วที่สูงเกินกว่าค่าความเร็วที่ปลอดภัยและเกิดการพลิกคว่ำที่โค้งนอก
2) เกิดจากวงเลี้ยวของรถพ่วงและความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทางด้านขวาที่ชิดแนวโค้งด้านในอาจไม่เหมาะสมตามหลักวิศวกรรม หรืออาจไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมการขับขี่ที่แท้จริง กล่าวคือมีรถจำนวนหนึ่งรวมทั้งรถบรรทุกขนาดใหญ่ขับขี่ในลักษณะตัดโค้ง (เปลี่ยนช่องจราจรจากโค้งนอกมายังโค้งใน) และ/หรือ ขับเข้าโค้งโดยยึดแนวเส้นเหลืองทึบ ประกอบกับไหล่ทางด้านขวามีความกว้างก่อนการปรับปรุงในโครงการนี้เพียง 0.5 เมตรหรือน้อยกว่า (รูปที่ 1) จึงทำให้รถเกิดการเฉี่ยวชนกับกำแพงคอนกรีตที่โค้งด้านใน และอาจจะส่งผลให้เสียการควบคุมจนไปปะทะและพลิกคว่ำที่โค้งด้านนอก ทั้งที่ได้มีการออกแบบเพิ่มความกว้างของช่องจราจร (Widening) ในช่วงทางโค้งไว้แล้ว

ขทพ.จึงได้จัดทำโครงการฯ ขึ้นเพื่อปรับปรุงความปลอดภัยและแก้ไขปัญหาจุดเสี่ยงของ Ramp 0305 ด้านซ้ายทาง โดยมีแผนผังการดำเนินการโครงการดังแสดงในรูปที่ 2

รูปที่ 1 อุบัติเหตุรถพลิกคว่ำบริเวณ Ramp 0305 ตรด. บางควาย

จากรูปที่ 2 และจากการสัมภาษณ์วิศวกรผู้จัดทำแผนและผู้ดำเนินการโครงการ สามารถสรุปได้ว่าการปรับปรุงความปลอดภัยของโครงการฯ มีประเด็นหลักในการดำเนินการโครงการ คือ

1) ปรับความลาดเอียงของผิวทางหรือการยกโค้ง (Superelevation) ในช่วงทางโค้งที่ 2 ให้เป็นไปตามแบบเดิม ที่ได้กำหนดค่าการยกโค้ง ที่จุดสูงสุดเท่ากับ 9.2 % เพื่อให้รองรับการเข้าโค้งด้วยความเร็วออกแบบ 40 กม./ชม. โดยดำเนินการเป็นระยะทาง 200 เมตร จาก กม. 0+690 ถึง กม. 0+890 ของโครงการฯ
2) ปรับแนวและความกว้างของช่องจราจรในช่วงทางโค้งที่ 2ให้ปลอดภัยสำหรับการเข้าโค้งของรถขนาดใหญ่ โดยจากข้อสันนิษฐานเรื่องปัญหาเรื่องวงเลี้ยวและความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทางที่อาจจะก่อให้เกิดอุบัติเหตุ ผู้ออกแบบจึงได้ใช้โปรแกรม Autocad วิเคราะห์วงเลี้ยวของรถในช่วงทางโค้งตามแนวช่องจราจรใหม่ดังกล่าว โดยใช้รถ WB-19 เป็นตัวแทนรถบรรทุกขนาดใหญ่ วิ่งคู่เข้าโค้งพร้อมกันสองคัน โดยรถ WB-19 ไม่เฉี่ยวชนกันเองและไม่เฉี่ยวชนกับราวสะพานทั้งสองข้าง จากนั้นจึงออกแบบความกว้างของไหล่ทางโดยความกว้างของไหล่ทางด้านขวาจะค่อยๆเพิ่มมากขึ้นจนได้ค่าสูงสุดเท่ากับ 1.50 เมตร (รูปที่ 3) ที่ช่วงกลางโค้ง (ประมาณ 120เมตรจากจุดเริ่มต้นโค้ง) และมีความกว้างของช่องจราจรที่บริเวณจุดกึ่งกลางโค้งแต่ละช่องเท่ากับ 3.50 เมตร และพื้นที่ส่วนที่เหลือของผิวทางก็จะเป็นไหล่ทางด้านซ้ายซึ่งจะมีความกว้างไม่น้อยกว่า 1.50 เมตร (ไม่รวมพื้นที่ Rolling Guard Rail ซึ่งหนา 36 ซม.ที่บริเวณขอบไหล่ทางด้านซ้าย)



รูปที่ 2 ผังบริเวณ Ramp 0305 ทางแยกต่างระดับบางควาย และ ผังการดำเนินการของโครงการฯ

3) <u>ติดตั้งป้ายเตือน ป้ายจำกัดความเร็ว สัญลักษณ์บนผิวจราจร และตีเส้นจราจรแบบพิเศษ</u> ได้แก่ เส้นแถบชะลอความเร็ว (Rumble Strip) ก่อนถึงทางโค้ง และเส้นแถบลดความกว้างของช่องจราจร (Optical Speed Bar, OSB) ตั้งแต่ช่วงกม. 0+270 ถึง กม. 0+900 ของโครงการ เพื่อชะลอความเร็วของรถ โดยมีเป้าประสงค์เพื่อให้รถเข้าสู่ทางโค้งไม่เกินค่าความเร็วปลอดภัยที่ได้ออกแบบไว้ ดังแสดงไว้ในแผนผังในรูปที่ 2 และในรูปภาพหลังงานก่อสร้างแล้วเสร็จ (รูปที่ 4)

รูปที่ 3 การตีเส้นจราจรใหม่โดยเพิ่มความกว้างของไหล่ทางด้านขวา (โค้งใน) เพื่อแก้ปัญหารถชนกำแพงคอนกรีต

3. การสำรวจและรวบรวมข้อมูล

ภายหลังจากการดำเนินการก่อสร้างโครงการฯแล้วเสร็จในวันที่ 2 มิถุนายน 2562 และได้เปิดให้มีการใช้งาน Ramp 0305 ได้มีการสำรวจและรวบรวมข้อมูลต่าง ๆ เพื่อใช้ในการประกอบในการตรวจสอบความปลอดภัยภายหลังการดำเนินงานของโครงการฯ ดังต่อไปนี้

ก) การติดตั้งป้ายจำกัดความเร็ว การตีเส้น Rumble Strip และ Optical Speed Bar ในช่วงก่อนเข้าทางโค้ง

ข) การตีเส้น Optical Speed Bar และจัดช่องจราจรใหม่ในช่วงทางโค้ง

รูปที่ 4 การติดตั้งอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัย ป้ายจราจรและการตีเส้นจราจรแบบพิเศษ เช่น Rumble Strip และ Optical Speed Bar

1) เก็บข้อมูลค่าความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทางในช่วงทางโค้งที่ 2 ดังแสดงใน ตารางที่ 1
2) เก็บข้อมูลค่าความลาดเอียงของผิวทางในช่วงทางโค้งในช่วงทางโค้งที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 1
3) เก็บข้อมูลความเร็วของรถที่เข้าสู่โค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 โดยใช้กล้อง Radar ตรวจวัดความเร็วของรถในช่วงทางตรงก่อนเข้าสู่โค้งที่ 2 ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของงานที่ดำเนินการโดยผศ.ดร.สโรช บุญศิริพันธ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ [1] โดยมีผลการสำรวจดังสรุปไว้ในตาราง ที่ 2 และ ทั้งนี้ ตามคู่มือ AASHTO “A Policy on Geometric Design of Highways and Streets”, 2011 [2] กำหนดให้ใช้ความเร็วรถเข้าโค้งที่ 95th percentile ในการออกแบบและคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วในการเข้าโค้งและการยกโค้ง ซึ่งจะมีค่าใกล้เคียงกับความเร็วของรถในช่วงทางตรงที่ 85th percentile
4) เก็บข้อมูลค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of Friction) หรือค่าความต้านทานการลื่นไถล (Skid Resistance) ระหว่างผิวจราจรกับล้อยางของ Ramp 0305 โดยรถสำรวจ ASFT T-10 ดังแสดงในรูปที่ 5 และ เครื่อง British Pendulum ซึ่งดำเนินการโดยสำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง โดยมีรายละเอียดของการดำเนินการของแต่ละเครื่องมือ [3] [4] [5] โดยสรุปดังนี้
   - ทำการสำรวจโดยใช้รถ ASFT T-10 ซึ่งเป็นการทดสอบแบบ Continuous Fixed-Slip ที่จับล็อกล้อให้ลื่นไถลไปบนผิวจราจรด้วยสัดส่วนการไถล 13% โดยได้ทำการทดสอบตามทิศทางขนานกับจราจร (แนวยาว) โดยมีค่าเฉลี่ยและค่าต่ำสุดของค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานตลอดช่วงทางโค้งที่ 2 ที่แปลงเป็นค่าดัชนีความเสียดทานสากล (International Friction Index, IFI) แล้ว เท่ากับ 0.44 และ 0.36 ตามลำดับ
   - ทำการทดสอบโดยใช้เครื่อง British Pendulum ที่บริเวณทางแยกต่างระดับบางควาย ในทิศทางขนานและตั้งฉากกับการจราจรทั้งหมด 12 ครั้ง (9 จุดทดสอบ) ทั้งในสภาพผิวเปียกและผิวแห้ง ดังสรุปผลในตารางที่ 3 โดยได้ทำการทดสอบหาค่า British Pendulum Number (BPN) ซ้ำที่จุดเดิม 3 จุด ทั้งสองทิศทางเพื่อตรวจสอบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานทั้งสองทิศทางที่จุดเดียวกันนั้นมีค่าแตกต่างกันอย่างไร โดยผลการทดสอบในตารางที่ 3 แสดงให้เห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานตามในทิศทางตั้งฉากกับการจราจรนั้นจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานในทิศทางขนานกับการจราจร

4. การตรวจสอบความปลอดภัย

4.1 ค่าดัชนีความเสียดทานสากล (International Friction Index)

เช่นเดียวกันกับการแปลงค่าความขรุขระของผิวทางเป็นค่าดัชนีความขรุขระสากล (International Roughness Index, IRI) เนื่องจากค่า

ตารางที่ 1 ค่าการยกโค้ง ค่าความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทางในช่วงทางโค้งที่ 2 ภายหลังการดำเนินการโครงการ

ระยะทาง จาก จุดเริ่มโค้งที่ 2	ค่าการยกโค้ง (SE)	ความกว้าง (ม.)				
		ไหล่ซ้าย	เลนซ้าย	เลนขวา	ไหล่ขวา	รวม
0+000	-2.50%	2.20	3.60	3.74	0.66	10.20
0+025	0.70%	1.45	3.50	3.90	0.90	9.75
0+050	3.60%	1.65	3.62	3.32	0.81	9.40
0+075	6.30%	1.60	3.53	3.46	1.07	9.66
0+100	7.50%	1.52	3.49	3.66	1.26	9.93
0+105	9.10%	1.59	3.51	3.56	1.34	10.00
0+125	8.50%	1.50	3.55	3.50	1.48	10.03
0+150	4.80%	1.69	3.47	3.50	1.14	9.80
0+175	3.20%	1.55	3.56	3.45	1.04	9.60
0+200	-1.40%	1.98	3.96	3.36	0.60	9.90
0+225	-2.80%	1.99	3.78	3.54	0.42	9.73
0+250	-1.60%	1.96	3.60	3.61	0.38	9.55
0+275	-1.50%	1.92	3.59	3.61	0.39	9.51

ตารางที่ 2 ความเร็วของรถที่บริเวณทางตรงก่อนเข้าสู่โค้งที่ 2 โดยใช้กล้องตรวจวัดความเร็ว

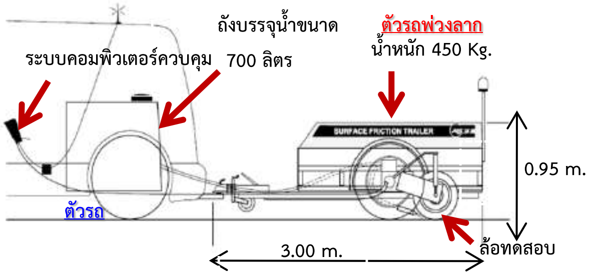
ความเร็วรถ	รวมรถทุกระเภท	รถเล็ก	รถบรรทุก
85th Percentile	78.8	81.0	63.0
95th Percentile	85.0	86.4	67.7
ความเร็วเฉลี่ย	66.3	71.0	55.0
ความเร็วต่ำสุด	12.6	20.9	12.6
ความเร็วสูงสุด	120.6	120.6	91.1

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานด้วยเครื่อง British Pendulum

จุดทดสอบ	อุณหภูมิทดสอบ (°C)	ทดสอบสภาพแห้ง		ทดสอบสภาพเปียก	
		BPN (35 °c)	Coeff. Friciton	BPN (35 °c)	Coeff. Friciton
1	48	95	0.95	65	0.65
2	49	105	1.05	47	0.47
3	52	107	1.07	51	0.51
4	56	113	1.13	50	0.5
5	50	107	1.07	56	0.56
6	50	100	1	48	0.48
6*	50	100	1	54	0.54
7	50	101	1.01	56	0.56
7*	50	101	1.01	56	0.56
8	51	94	0.94	50	0.5
9	54	107	1.07	56	0.56
9*	54	107	1.07	63	0.63

หมายเหตุ การทดสอบค่า BPN ปกติจะทำการทดสอบในทิศทางขนานกับการจราจร ยกเว้นจุดทดสอบที่มี “*” จะทำการทดสอบในทิศทางตั้งฉากกับการจราจร

ก) ภาพรถ ASFT T-10



ข) Diagram แสดงส่วนประกอบของรถ ASFT T-10

รูปที่ 5 รถ ASFT T-10 สำหรับทดสอบค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของผิวทาง

สัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างล้อรถและผิวทาง (Coefficient of friction, *f*) ที่วัดได้ในสนามนั้น ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการเช่นวิธีการวัด และค่าความเร็วของอุปกรณ์หรือเครื่องมือที่ใช้ในการวัด เป็นต้น ดังนั้นจึงจำเป็นจะต้องมีการปรับแก้ค่า *f* ที่วัดได้ในสนามให้เป็นค่ามาตรฐานคือค่าดัชนีความเสียดทานสากล (International Friction Index, IFI) ที่เป็นตัวแทนของค่า *f* ของผิวทางที่ความเร็วของการวัดเท่ากับ 60 กม./ชม. เพื่อจำกัดผลกระทบของตัวแปรต่าง ๆ ในการตรวจวัด และเพื่อที่จะสามารถเปรียบเทียบค่า *f* ของถนนหรือผิวทางต่าง ๆได้อย่างถูกต้อง โดยการคำนวณหาค่า IFI หรือ F60 นั้น สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 1 และ 2 ที่อ้างอิงจากรายงาน “โครงการยกระดับมาตรฐานความฝืดของผิวแอสฟัลต์เพื่อมุ่งสู่ทศวรรษแห่งความปลอดภัยทางถนน” ของสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง [6]

$$F_{60} = A + B * F_s * e^{(S-60)/S_p} \quad (1)$$

เมื่อ F_{60} = ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานที่ความเร็วเครื่องมือ 60 กม./ชม.

FS = ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานที่ความเร็วเครื่องมือ S กม./ชม.

S = ความเร็วของเครื่องมือทดสอบ

A, B = ค่าพารามิเตอร์สำหรับปรับแก้สำหรับวิธีการทดสอบ

โดยสำหรับสำหรับรถ ASFT T-10 ที่ทำการทดสอบแบบ Fixed Slip

*S = 0.13 * V เมื่อ V คือความเร็วรถ กม./ชม.*

A = 0.082 และ B = 0.91

Sp = ค่าปรับแก้จากค่าความหยาบ(ลึก)ของผิวทาง

$$Sp = a+(b*T_x) \quad (2)$$

a = -11.6 และ b = 113.6

T_x = ค่าความหยาบ(ลึก)ของผิวทางที่วัดด้วยวิธี Sand Patch (มม.)

ทั้งนี้ในการสำรวจด้วยรถ ASFT T-10 โดยสำนักวิเคราะห์และตรวจสอบนั้น รถสำรวจได้ติดตั้งอุปกรณ์ Laser Profiler ที่สามารถตรวจวัดและคำนวณหาค่า Sensor Measured Textured Depth ซึ่งได้นำมาใช้เป็นค่า Tx ในการแปลงค่าความเสียดทานที่วัดได้ด้วยรถ ASFT T-10 เป็นค่า IFI ซึ่งจากการพิจารณาข้อมูลผลการทดสอบค่า IFI พบว่า ผิวทางในช่วงทางโค้งมีทั้งในช่องจราจรซ้ายและขวามีค่า IFI ต่ำสุดเท่ากับ 0.36 ซึ่งจะได้นำค่าดังกล่าวไปใช้เป็นตัวแทนค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานเพื่อใช้ตรวจสอบหาค่าความเร็วปลอดภัยในการเข้าโค้งต่อไป

4.2 ความเร็วในการเข้าโค้ง

ประเด็นหลักในการตรวจสอบความปลอดภัยหลังการดำเนินการของโครงการนี้คือค่าความเร็วที่เหมาะสมหรือค่าความเร็วที่ปลอดภัยสำหรับการเข้าโค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 ทั้งนี้ค่าความเร็วเข้าโค้งที่ปลอดภัยนั้นสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3 และ 4 ของ AASHTO [2]

$$f = \frac{V^2}{127R} - 0.01e \quad (3)$$

$$\text{หรือ} \quad V = \sqrt{(f + 0.01e) * 127R} \quad (4)$$

เมื่อ V = ความเร็วปลอดภัย(ออกแบบ)ในการเข้าโค้ง (กม./ชม.)

f = ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานระหว่างล้อรถและผิวจราจร

e = ค่ายกโค้ง (%)

R = ค่ารัศมีความโค้ง (เมตร)

สำหรับทางโค้งที่ 2 มีค่ารัศมีความโค้งเท่ากับ 71.6 เมตร และมีค่าการยกโค้งสูงสุดที่ กม. 0+800 ของโครงการเท่ากับ 9.1% และมีค่า IFI ต่ำที่สุดในสภาพผิวเปียกในช่วงทางโค้งเท่ากับ 0.36 อย่างไรก็ตาม AASHTO [2] ได้แนะนำค่า *f* ที่ใช้ในการออกแบบทางโค้งไว้เท่ากับ 0.18 สำหรับโค้งที่ใช้ความเร็วออกแบบ 40 ถึง 50 กม./ชม. เพื่อความรู้สึกสะดวกสบายในการขับขี่เมื่อเข้าโค้งโดยจะไม่รู้สึกถึงแรงเหวี่ยงในการเข้าโค้งมากเกินไป โดยค่าแนะนำนี้จะเปลี่ยนไปตามค่าความเร็วในการเข้าโค้ง ดังนั้นในการตรวจสอบความปลอดภัยของทางโค้งในรายงานนี้จึงได้นำค่า *f* ทั้ง 2 ค่ามาคำนวณหาค่าความเร็วสูงสุดที่ปลอดภัยสำหรับการเข้าโค้งดังแสดงผลไว้ในตารางที่ 4

นอกจากนี้ เนื่องจากค่าที่วัดได้จากเครื่อง ASFT T-10 เป็นการวัดในสภาพผิวทางเปียก แต่โดยทั่วไปการใช้งานจริงจะอยู่ในสภาพผิวทางแห้ง ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานในสภาพแห้งนั้น เมื่อพิจารณาจากผลการทดสอบ British Pendulum Test ในสภาพผิวแห้งแล้ว ก็จะเห็นได้ว่ามีค่าอยู่ประมาณ 0.94 ถึง 1.13 ถึงแม้ค่า *f* ดังกล่าวเป็นค่าที่ยังมิได้ปรับแก้เป็นค่า IFI แต่จากการพิจารณา ผลการทดสอบจากรถ ASFT T-10 ในสภาพเปียกที่ปรับแก้เป็นค่า IFI แล้ว ที่บริเวณเดียวกับจุดที่ทำการทดสอบ British Pendulum Test พบว่ามีค่าอยู่ในช่วง 0.46 ถึง 0.58 ในขณะที่ ค่า *f* จากการทดสอบ British Pendulum Test ในสภาพเปียกมีค่าอยู่ในช่วง 0.46 ถึง 0.50 ซึ่งไม่ต่างกันมาก จึงพอจะอนุมานได้ว่า ค่า *f* จากการทดสอบ British Pendulum Test ในสภาพผิวแห้งก็คงจะมีค่าไม่ต่างจากค่า IFI ที่ปรับแก้แล้วมากนัก ดังนั้นเพื่อความปลอดภัย ผู้เขียนจึงใช้ค่า *f* เท่ากับ 0.80 เป็นตัวแทนในการประมาณค่าความเร็วสูงสุดที่รถจะเข้าโค้งได้ในสภาพผิวแห้งดังแสดงในตารางที่ 4 เช่นกัน

ตารางที่ 4 ค่าความเร็วปลอดภัยในการเข้าโค้งคำนวณจากค่าตัวแปรที่เกี่ยวข้อง

R (ม.)	e (%)	สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน, f	V_{safe} (กม./ชม.)
71.6	9.1	0.18 (ค่าแนะนำ)	49.6
71.6	9.1	0.36 (ค่าทดสอบผิวเปียก)	64
71.6	9.1	0.80 (ค่าทดสอบผิวแห้ง)	90

จากผลการคำนวณในตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่าตามข้อแนะนำของ AASHTO เพื่อความรู้สึกสะดวกสบายในการขับขี่ สามารถเข้าโค้งที่ 2 ได้ด้วยความเร็วสุงสุด 49.6 หรือ ประมาณ 50 กม./ชม. การที่ผู้ออกแบบได้ใช้ค่าความเร็วออกแบบเท่ากับ 40 กม./ชม. จึงเป็นค่าที่ปลอดภัยและเหมาะสม และเมื่อพิจารณาจากความเร็วของรถบรรทุกซึ่งเป็นรถที่เกิดอุบัติเหตุบ่อยครั้งในช่วงทางโค้งที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 2 จะพบว่าค่าความเร็วที่ตรวจวัดได้ในช่วงทางตรงก่อนเข้าโค้งที่ 2 มีค่าที่ 95th percentile เท่ากับ 67.7 กม./ชม. อย่างไรก็ตาม ค่าดังกล่าวเป็นความเร็วในช่วงทางตรง ซึ่งผู้ขับขี่ควรจะชะลอความเร็วลงเมื่อจะเข้าโค้ง โดยหากใช้สมมุติฐานที่ว่าการชะลอความเร็วที่เหมาะสมไม่ควรเกิน 30 กม./ชม. ความเร็วในการเข้าโค้งที่ 2 ที่ผู้ขับขี่รถบรรทุกจะชะลอลงได้อย่างปลอดภัยน่าจะอยู่ที่ประมาณ 37.7 กม./ชม. ซึ่งก็จะทำให้สามารถเข้าโค้งได้อย่างสะดวกและปลอดภัย แต่หากพิจารณาจากค่าความเร็วสูงสุดของรถบรรทุกในช่วงทางตรงที่ 91.1 กม./ชม. และความเร็วสูงสุดในการเข้าโค้งที่ 2 ที่ 61.1 กม./ชม.ด้วยหลักคิดเดียวกัน ผู้ขับขี่รถบรรทุกก็จะเข้าโค้งได้ด้วยความไม่สะดวก แต่ก็จะยังคงไม่ไถลหลุดโค้งไป เนื่องจาก ความเร็ว 61.1 กม./ชม. นั้นยังต่ำกว่าค่าความเร็วสูงสุดปลอดภัยในการเข้าโค้งที่เท่ากับ 64.0 กม./ชม. ในสภาพผิวเปียก และเท่ากับ 90.0 กม./ชม. ในสภาพผิวแห้ง

4.3 การคำนวณค่าความกว้างของผิวการจราจรที่ต้องการในช่วงทางโค้ง

จากการตรวจสอบค่าการขยายความกว้างของช่องจราจรในช่วงทางโค้ง (Widening, w) ตามตารางแนะนำของกรมทางหลวงใน Standard Drawing for Highway Design and Construction 2015 Revision 2018 [7] พบว่าสำหรับทางโค้งที่เป็นถนน 2 ช่องจราจร ความกว้างช่องจราจรรวม 7.00 เมตร มีรัศมีความโค้ง 70 เมตร และความเร็วออกแบบ 40 ถึง 50 กม./ชม. นั้น รถพ่วง WB-19 จะต้องการค่า w เท่ากับ 3.50 เมตร และเมื่อรวมกับความกว้างช่องจราจรเดิมที่ 7.00 เมตรแล้ว ก็จะเป็นความกว้างช่องจราจรใหม่ในจุดที่มีความกว้างสูงสุด (W_c) เท่ากับ 10.50 เมตร

นอกจากนี้ ผู้เขียนยังได้คำนวณค่าความกว้างช่องจราจรที่ต้องการในช่วงทางโค้ง (W_c) จากสูตรคำนวณที่ระบุไว้ใน Standard Drawing [7] ดังแสดงไว้ในสมการที่ 5

$$W_c = N(U+C) + (N-1)\,F_A + Z \qquad (5)$$

เมื่อ W_c = *ความกว้างช่องจราจรที่ต้องการในช่วงทางโค้ง (ม.)*
N = จำนวนช่องจราจร = 2 ช่องจราจร
U = ความกว้างของ Track Width ของรถที่ออกแบบ (ม.)
C = ระยะห่างด้านข้างระหว่างรถ (ม.)
F_A = *ความกว้าง Front Overhang ที่ยื่นออกไปจากแนวล้อรถ (ม.)*
Z =ระยะเผื่อเพิ่มเติมสำหรับการควบคุมรถขณะเข้าโค้ง (ม.)

ซึ่งค่า C สำหรับรถ WB-19 นั้น Standard Drawing ระบุไว้ให้มีค่าเท่ากับ 0.90 เมตร และสำหรับ ค่า U ค่า F_A และ ค่า Z นั้นสามารถอ่านได้จากกราฟที่กำหนดไว้ใน Standard Drawing เช่นกัน โดยมีค่าเท่ากับ 3.90 เมตร 0.13 เมตร และ 0.60 เมตร ตามลำดับ จากนั้นผู้เขียนจึงได้นำค่าต่างๆ มาคำนวณหาค่า W_c ตามสมการที่ 5 ได้ค่า W_c เท่ากับ 10.33 เมตร หรือคิดเป็นค่า w เท่ากับ 3.33 เมตร ซึ่งใกล้เคียงกับค่าที่อ่านได้จากตารางที่ 5 และเมื่อเปรียบเทียบกับค่าความกว้างผิวจราจร (ช่องจราจรรวมไหล่ทาง) ที่วัดได้จริงดังแสดงในตารางที่ 1 กับค่าความกว้างผิวจราจรที่ต้องการ (W_c) ในเบื้องต้นจะพบว่า ในช่วงทางโค้งที่ 2 ที่มีความกว้างผิวจราจรเพียง 9.40 เมตร ถึง 10.03 เมตร จะมีความกว้างไม่เพียงพอต่อค่าความกว้างผิวจราจรที่ต้องการ

อย่างไรก็ตาม ผู้เขียนขอชี้ให้เห็นว่าในการคำนวณหาค่า W_c นั้นได้มีการเผื่อระยะความกว้างจากการควบคุมรถในช่วงทางโค้ง หรือ ค่า Z ไว้เท่ากับ 0.60 เมตร ซึ่งหากไม่รวมค่า Z ไว้ ค่าความกว้างของผิวจราจรที่ต้องการอย่างแท้จริงในช่วงทางโค้งจะเท่ากับ 9.73 เมตร ความกว้างผิวทางรวมที่ 10.03 เมตรก็จะยังเพียงพอต่อวงเลี้ยวในการเข้าโค้ง ส่วนในช่วงต้นและปลายของทางโค้ง เช่นที่ กม. 0+745 ที่เป็นช่วงต้นของทางโค้งและมีความกว้างผิวจราจรรวมเพียง 9.40 เมตรนั้น เนื่องจากโค้งที่ 2 นี้ เป็นทางโค้งที่ค่อย ๆ ปรับรัศมีความโค้งจากช่วงทางตรงเข้าสู่ค่ารัศมีความโค้งที่ต้องการหรือเป็นโค้งแบบ Spiral Curve ดังนั้นที่ กม. 0+745 ซึ่งอยู่ในช่วงปรับรัศมีความโค้ง (Spiral In) จึงน่าจะยังไม่ต้องการความกว้างรวมเท่ากับค่า W_c ที่คำนวณได้จากค่ารัศมีความโค้ง 71.6 เมตร อย่างไรก็ตาม จากผลการตรวจสอบนี้ได้ชี้ให้เห็นว่า ความกว้างของผิวจราจรในช่วงทางโค้งที่ 2 นี้มีค่าต่ำกว่ามาตรฐาน และผู้ขับขี่รถบรรทุกขนาดใหญ่จะต้องใช้ความระมัดระวังในการขับขี่ โดยเฉพาะเมื่อมีรถบรรทุกขนาดใหญ่เช่น รถ WB-19 ขับขี่คู่กันในช่วงทางโค้ง

ผู้เขียนขอให้ข้อสังเกตเพิ่มเติมคือ ถ้ารวมความกว้างของผิวจราจรที่อยู่ใต้ Rolling Guard Rail อีก 0.36 เมตร ก็ได้ความกว้างสูงสุดรวมเท่ากับ 10.39 เมตร ซึ่งจะเพียงพอต่อค่า W_c ที่ต้องการ (10.33 เมตร) และในท้ายที่สุด ผู้เขียนยังได้ตรวจสอบจากแบบก่อสร้างเดิม และพบว่าในแบบเดิมได้กำหนดค่า w ไว้เพียง 1.00 เมตร สำหรับในช่วงทางโค้งที่ 2 นี้ซึ่งน้อยกว่าค่าที่คำนวณได้ 3.33 เมตรเป็นอย่างมาก ดังนั้นจึงเป็นที่เข้าใจได้ว่าการดำเนินการโครงการฯ นี้เป็นการแก้ไขปัญหาภายใต้ข้อจำกัด และจะต้องใช้ความกว้างของผิวจราจรที่มีอยู่ให้เกิดประโยชน์สูงสุดเพื่อลดอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งให้ได้ ดังนั้นเพื่อที่จะสามารถทำการวิเคราะห์และตรวจสอบความปลอดภัยต่อไปได้ ผู้เขียนจึงขอใช้ค่า W_c ซึ่งไม่รวมค่า Z ที่มีค่าเท่ากับ 9.73 เมตร และมีค่า w เท่ากับ 2.73 เมตรในการตรวจสอบความเหมาะสมในการตีเส้นแบ่งช่องจราจรและไหล่ทางในโครงการนี้ต่อไป

4.4 การตรวจสอบการตีเส้นแบ่งช่องจราจรและไหล่ทาง

สำหรับการตีเส้นแบ่งช่องจราจรในช่วงทางโค้งที่มีการขยายความกว้างของช่องจราจรนั้น AASHTO [2] ได้แนะนำว่าเส้นแบ่งช่องจราจรของถนนก็จะอยู่ตรงกับแนวกึ่งกลางถนน กล่าวคือสำหรับถนน 2 ช่องจราจร ความกว้างที่เพิ่มขึ้นจะถูกแบ่งเพิ่มเท่าๆ กันในทั้ง 2 ช่องจราจร ซึ่งในกรณีของทาง

โค้งที่ 2 นี้ ความกว้างของช่องจราจรที่ต้องเพิ่มขึ้นในแต่ละช่องคือ 1.37 เมตร แต่จากการสัมภาษณ์ผู้ออกแบบ ซึ่งมีข้อสันนิษฐานถึงความกว้างที่น้อยเกินไปของไหล่ทางด้านขวา (ไหล่ทางด้านใน) ผู้ออกแบบจึงได้คงความกว้างของช่องจราจรไว้เท่ากับ 3.50 เมตร แต่นำความกว้างของช่องจราจรที่เพิ่มขึ้นไปเพิ่มความกว้างของไหล่ทางแทน โดยกำหนดให้ไหล่ทางด้านขวามีความกว้างเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จากเดิมในช่วงทางตรงที่มีไหล่ทางด้านขวากว้างเพียง 0.50 เมตร โดยที่ กม. 0+800 จะมีความกว้างมากที่สุดเท่ากับ 1.50 เมตร หรือกว้างเพิ่มขึ้นจากเดิม 1.00 เมตร ในขณะที่ไหล่ทางด้านซ้าย (ไหล่ทางด้านนอก) ในช่วงทางโค้งที่ 2 จะมีความกว้างตั้ง แต่ 1.50 เมตร ถึง 2.20 เมตร โดยที่ กม. 0+800 จะมีความกว้างของไหล่ทางด้านซ้ายเท่ากับ 1.50 เมตร ซึ่งก็จะเพียงพอสำหรับการใช้เป็นพื้นที่ผิวทางเพิ่มเติมเช่นกัน

หลังจากได้ตรวจสอบความกว้างของช่องจราจรในช่วงทางโค้งที่ต้องการแล้ว ผู้เขียนได้ตรวจสอบผลการตีเส้นแบ่งช่องจราจรและค่าการยกโค้ง ที่ได้จากการวัดจริงในสนามในช่วงทางโค้งที่ 2 ภายหลังจากโครงการแล้วเสร็จ ซึ่งจากการตรวจสอบดังแสดงในตารางที่ 1 นั้น พบว่า

1) ที่ กม. 0+800 ซึ่งกำหนดให้เป็นจุดที่ควรมีค่าการยกโค้งสูงสุดเท่ากับ 9.2% มีค่าการยกโค้งเท่ากับ 9.1% ในขณะที่ความกว้างของไหล่ทางด้านขวาที่ กม. 0+800 มีค่าเท่ากับ 1.34 เมตร จากที่กำหนดให้มีความกว้างสูงสุดเท่ากับ 1.50 เมตร โดยจุดที่ไหล่ทางด้านขวากว้างที่สุดโดยมีค่าเท่ากับ 1.48 เมตร นั้น เลื่อนไปอยู่ที่ กม. 0+820 ซึ่งเป็นจุดที่มีความกว้างไหล่ทางรวมมากที่สุด เท่ากับ 2.98 เมตร ด้วยเช่นกัน
2) ในขณะที่เมื่อพิจารณาถึงความกว้างของช่องจราจรนั้น ในช่วงทางโค้งช่องจราจรมีความกว้างน้อยที่สุดเท่ากับ 3.45 เมตรที่ กม. 0+870 จากที่ระบุไว้ในแบบเท่ากับ 3.50 เมตร และที่ กม. 0+895 ซึ่งเป็นจุดที่พ้นช่วงทางโค้งไปแล้วนั้น มีความกว้างของช่องจราจรด้านขวาเหลือเพียง 3.36 เมตร แต่ก็ไม่น่าจะเป็นปัญหาในการขับขี่

ดังนั้น จากผลการวิเคราะห์ค่าความกว้างของช่องจราจรที่ต้องการเพิ่มเติมในช่วงทางโค้ง และค่าความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทางที่แท้จริงภายหลังการดำเนินการ พบว่าถึงแม้จะค่าความกว้างของผิวจราจรและไหล่ทางคลาดเคลื่อนไปจากแผนงานเล็กน้อย แต่ก็ยังอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ โดยที่การดำเนินการแก้ไขปัญหาเรื่องความกว้างของไหล่ทางที่ไม่เพียงพอโดยการนำพื้นที่ความกว้างของผิวจราจรเพิ่มเติมในช่วงทางโค้งมาเพิ่มเป็นความกว้างของไหล่ทางแทนนั้น ในความเห็นของผู้เขียนสามารถแก้ไขปัญหาที่โค้งที่ 2 ของทางแยกต่างระดับบางควายได้ เนื่องจากผู้ออกแบบต้องการชะลอความเร็วของรถพ่วงที่เข้าโค้งเพื่อลดอุบัติเหตุ โดยการใช้ป้ายเตือนและอุปกรณ์ Traffic Calming ต่าง ๆ เช่นการตีเส้น Optical Speed Bar เพื่อให้ผู้ขับขี่รู้สึกว่าความกว้างของช่องจราจรลดลง ในขณะที่การเพิ่มความกว้างของช่องจราจรในช่วงทางโค้งตามปกติ น่าจะมีผลทางอ้อมที่ทำให้ผู้ขับขี่รู้สึกผ่อนคลายและเพิ่มความเร็วในการขับขี่ได้ ดังนั้นการคงความกว้างของช่องจราจรและเผื่อความกว้างไว้ที่ไหล่ทางจึงน่าจะเป็นทางออกที่เหมาะสมสำหรับกรณีนี้

ส่วนข้อพิจารณาในกรณีที่รถพ่วง WB-19 จะมีแนววงเลี้ยวที่รวมกับค่าเผื่อระยะต่าง ๆแล้ว ทำให้ต้องใช้ผิวการจราจรเกินกว่า 3.50 เมตรต่อช่องจราจรนั้น ส่วนของรถที่อาจจะเลยเข้าไปในไหล่ทางทั้งด้านซ้ายและขวานั้นยังคงมีระยะ Clearance หรือความกว้างของไหล่ทางเท่ากับ 1.48 เมตร ที่เพียงพอ จึงไม่น่าจะเกิดปัญหา เนื่องจากเฉพาะในกรณีของทางหลวงพิเศษนั้น กรมทางหลวงไม่อนุญาตให้มีรถจักรยานยนต์และคนเดินเท้ามาใช้ทาง จึงจะไม่มีผู้ใช้พื้นไหล่ทางเช่นเดียวกับทางหลวงทั่วไป นอกจากนี้ จากข้อสังเกตของผู้ออกแบบ กรณีผู้ขับขี่เข้าโค้งโดยขับรถยึดแนวเส้นเหลือง (เส้นขอบช่องจราจรด้านขวา) เป็นเส้นนำสายตา และอาจทำให้เกิดกรณีท้ายรถพ่วงเฉี่ยวชนกับกำแพงคอนกรีต การเพิ่มความกว้างของไหล่ทางด้านขวาขึ้นก็จะแก้ไขปัญหาดังกล่าวได้เป็นอย่างดี

4.5 การตรวจสอบสถิติการเกิดอุบัติเหตุก่อนและหลังการดำเนินการ

จากการตรวจสอบข้อมูลสถิติการเกิดอุบัติเหตุบริเวณทางแยกต่างระดับบางควายบริเวณทางโค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 ในทิศทางจราจรด้านซ้ายทางซึ่งเป็นจุดที่เกิดอุบัติเหตุบ่อยครั้ง พบว่าก่อนการดำเนินการก่อสร้างโครงการฯ มีการเกิดอุบัติเหตุขึ้นตั้งแต่ต้นปี 2560 รวม ทั้งสิ้น 6 ครั้ง มีผู้เสียชีวิตทั้งสิ้น 2 ราย บาดเจ็บสาหัส 1 ราย และบาดเจ็บเล็กน้อย 2 ราย และหลังจากการดำเนินการโครงการแล้วเสร็จและเปิดใช้งานในเดือนมิถุนายน 2562 จนกระทั่งปัจจุบัน มีนาคม 2563 รวมเป็นระยะเวลากว่า 9 เดือน ยังไม่มีการเกิดอุบัติเหตุขึ้นอีกเลย

5. สรุปผลการตรวจสอบความปลอดภัย

1) จากการพิจารณารูปถ่ายและข้อมูลการเกิดอุบัติเหตุบริเวณด้านซ้ายทางของทางโค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 ของทางแยกต่างระดับบางควายก่อนการดำเนินการโครงการนั้น อุบัติเหตุส่วนใหญ่น่าจะมีสาเหตุหลักมาจากรถใช้ความเร็วสูงในการเข้าโค้ง ประกอบกับความกว้างของผิวการจราจรในช่วงทางโค้งที่มีอยู่อย่างจำกัดทำให้ผู้ขับขี่ต้องบังคับรถด้วยความยากลำบาก การที่ ขทพ. ได้ดำเนินการแก้ไขปัญหาเบื้องต้น โดยการติดป้ายเตือน การตีเส้น Optical Speed Bar ด้วยสี Traffic Paint นั้นอาจจะยังช่วยลดความเร็วของรถได้ไม่มากนัก ส่วนการติดตั้ง Rolling Guard Rail นั้นจะช่วยลดความรุนแรงของอุบัติเหตุสำหรับรถเล็กในกรณีที่เกิดการปะทะกับราวกันอันตราย แต่จะไม่สามารถช่วยลดการพลิกคว่ำ หรือการปะทะของรถพ่วงหรือรถบรรทุกขนาดใหญ่กับราวสะพานได้ อย่างไรก็ตาม การเกิดอุบัติเหตุปะทะหรือเฉี่ยวชนของรถเล็กกับราวกันอันตรายที่เป็นอุบัติเหตุขนาดเล็กนั้น มักจะไม่มีผู้บาดเจ็บเสียชีวิต และไม่มีทรัพย์สินราชการเสียหาย จึงไม่ได้รับการบันทึกไว้ในฐานข้อมูลของกรมทางหลวงเนื่องจากผู้ประสบอุบัติเหตุจะออกจากที่เกิดเหตุโดยไม่ได้แจ้งให้กรมทางหลวงทราบ จึงทำให้ไม่มีข้อมูลที่ชัดเจนของจำนวนอุบุติเหตุของรถเล็กและ ผลลัพธ์ของการติดตั้ง Rolling Guard Rail ในโค้งที่ 2
2) จากข้อสันนิษฐานของผู้ออกแบบโครงการ เรื่องไหล่ทางด้านขวาที่แคบซึ่งอาจก่อให้เกิดการเฉี่ยวชนปะทะของรถพ่วงกับกำแพงคอนกรีต และจากการตรวจสอบพบว่ามีการติดตั้ง Rolling Guard Rail ที่ใช้ความกว้างของไหล่ทางไป 0.36 เมตร และ เมื่อ ขทพ.ตีเส้นจราจรใหม่เพื่อให้รองรับการการติดตั้ง Rolling Guard Rail และการตีเส้น Optical

Speed Bar ทำให้ไหล่ทางด้านขวาเหลือความกว้างน้อยลง และสถิติอุบัติเหตุในปี 2561 ภายหลังการปรับปรุง ก็เพิ่มสูงขึ้นสอดคล้องกับข้อสันนิษฐานเรื่องอุบัติเหตุเนื่องจากไหล่ทางด้านขวาแคบ และจากความกว้างรวมของผิวทางที่ไม่เพียงพอ

3) ความเร็วที่ปลอดภัยสำหรับการเข้าโค้งที่ 2 จากการคำนวณเท่ากับ 49.6 กม./ชม. ดังนั้นความเร็วที่ผู้ออกแบบกำหนดให้ใช้ในการเข้าโค้งเท่ากับ 40 กม./ชม.จึงเป็นค่าที่เหมาะสม โดยค่าดังกล่าวคำนวณจากค่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (*f*) เพียง 0.18 ซึ่งเน้นที่ความรู้สึกในการขับขี่และการควบคุมรถของผู้ขับขี่เป็นหลัก ถึงแม้เมื่อคำนวณจากค่า *f* ที่แท้จริงทั้งในสภาพเปียกและแห้ง จะมีความเร็วเข้าโค้งที่ปลอดภัยโดยไม่เกิดการลื่นไถลได้ถึง 64 กม./ชม. และ 90 กม./ชม. ตามลำดับ

4) การดำเนินการโครงการงานจ้างเหมาปรับปรุงจุดเสี่ยงและบริเวณอันตรายที่ด้านซ้ายทางของทางโค้งที่ 2 ของทางแยกต่างระดับบางควาย ในปี 2562 ที่เน้นการลดความเร็วของรถที่เข้าโค้ง และการปรับการยกโค้ง การปรับความกว้างของช่องจราจรและไหล่ทาง โดยเฉพาะการเพิ่มความกว้างของไหล่ทางด้านขวาสามารถลดการเกิดอุบัติเหตุของรถพ่วงได้จริง จากหลักฐานที่ไม่มีการเกิดอุบัติเหตุของรถพ่วงขึ้นอีกเลยนับตั้งแต่โครงการเปิดใช้งาน กว่า 9 เดือน

5. ข้อสังเกตและข้อแนะนำ

1) แนวทางในการเพิ่มความกว้างของไหล่ทางแทนการเพิ่มความกว้างของช่องจราจรที่ ขทพ.ได้ดำเนินการนั้น อาจจะเหมาะสมในบางกรณีเท่านั้น เนื่องจากบนทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองนั้น ไม่อนุญาตให้มีคนเดินเท้าและรถจักรยานยนต์เข้าใช้งาน ไหล่ทางจึงมีไว้เฉพาะการจอดรถในกรณีฉุกเฉินเท่านั้น และกรณีทั่วไป รถเสียก็จะจอดชิดไหล่ทางด้านซ้ายเท่านั้น แต่บนทางหลวงที่ทั่วไปที่เปิดให้รถวิ่งสวนกัน 2 ทิศทางและมีรถจักรยานยนต์ และ ประชาชนเข้าใช้งานไหล่ทาง การยอมให้พื้นที่เผื่อจากวงเลี้ยวรถเกินไปในไหล่ทางเช่นในโครงการนี้ จะไม่สามารถยอมรับได้

2) ถึงแม้ค่าความเร็วออกแบบสำหรับการเข้าโค้งที่ 40 กม./ชม. จะถูกคำนวณจากค่า *f* เพียง 0.18 อย่างไรก็ตาม จากการตรวจสอบความเร็วที่แท้จริงของรถเล็กและรถบรรทุกในช่วงทางตรงก่อนเข้าโค้งที่ 2 พบว่าความเร็วที่ 95th percentile นั้นมีค่าเท่ากับ 86.4 กม./ชม. และ 67.7 กม./ชม. ตามลำดับ ซึ่งสูงกว่าความเร็วออกแบบมาก ดังนั้น ขทพ. จึงจะต้องดูแลสภาพผิวทางให้มีความฝืดที่ดีอยู่ตลอดเวลา โดยเพื่อความปลอดภัย ผู้ตรวจสอบขอแนะนำให้รักษาสภาพผิวทางของทางโค้งที่ 2 ให้มีค่า *f* ที่แปลงเป็นค่า IFI แล้วไม่ต่ำกว่า 0.40 เนื่องจาก *f* เป็นตัวแปรหลักที่จะกำหนดค่าความเร็วเข้าโค้งที่ปลอดภัย ส่วนค่าการยกโค้ง (e) นั้นอาจจะช่วยเพิ่มความสบายในการขับขี่แต่จะไม่สามารถทดแทนค่า *f* ที่ลดลงอย่างมีนัยยะสำคัญได้

3) ผู้ออกแบบเรขาคณิตของถนนจะต้องพิจารณาให้รอบคอบถึงผลกระทบของจากพฤติกรรมการขับขี่ของคนไทย ที่อาจไม่เป็นไปตามทฤษฎี เช่น รถบรรทุกวิ่งเลนขวา การขับรถตัดโค้ง การขับรถเกินความเร็วที่กำหนด ซึ่งทั้งหมดนี้ ประกอบกันเป็นสาเหตุของอุบัติเหตุบนด้านซ้ายทางของทางโค้งที่ 2 ของ Ramp 0305 ทางแยกต่างระดับบางควาย โดยในส่วนของความพยายามในการลดความเร็วนั้น จากประสบการของผู้เขียนพบว่า ประสิทธิภาพของ Rumble Strip และ Optical Speed Bar ในการลดความเร็ว จะลดลงเมื่อเวลาผ่านไปและผู้ขับขี่มีความคุ้นชินกับอุปกรณ์ หากเกิดเหตุการณ์เช่นนั้นขึ้น การใช้ป้าย Overhead ขนาดใหญ่ รวมทั้งป้ายข้อความ (Variable Matrix Sign, VMS) หรือป้ายในลักษณะที่ดึงดูดความสนใจได้ดี จะเป็นทางเลือกในขั้นตอนต่อไปที่จะช่วยลดความเร็วของรถ รวมทั้งมาตรการทางด้านการบังคับใช้กฎหมายถ้าหากดำเนินการเป็นประจำก็จะช่วยความเร็วของรถได้อย่างชัดเจน

4) ในระยะยาวเพื่อให้การแก้ปัญหาจุดเสี่ยงบริเวณทางโค้งที่ 2 เป็นไปอย่างสมบูรณ์ตามหลักวิชาการ ควรพิจารณาเพิ่มความกว้างของช่องจราจรในช่วงทางโค้งให้ได้ไม่น้อยกว่า 10.33 เมตร ซึ่งอาจทำได้ยากเพราะเป็นโครงสร้างในส่วนที่ยกระดับก่อนขึ้นสะพาน ผู้เขียนจึงขอแนะนำว่าในระยะสั้นอาจพิจารณารื้อ Rolling Guard Rail ออกเพื่อเพิ่มความกว้างของช่องจราจรอีก 0.36 เมตร ซึ่งจะทำให้จุดที่กว้างที่สุดช่วงกลางทางโค้งมีความกว้างรวม 10.39 เมตร เพียงพอต่อความต้องการตามมาตรฐานได้ และเมื่อได้ขยายความกว้างของผิวจราจรในระยะยาวให้เพียงพอแล้ว จึงอาจจะพิจารณานำ Rolling Guard Rail กลับมาติดตั้งอีกครั้ง

5) จากการทดสอบค่า *f* ในทิศทางขนานและตั้งฉากกับทิศทางจราจรด้วยเครื่อง British Pendulum พบว่า ค่า *f* ในทิศทางตั้งฉากกับการจราจรนั้นมีค่าไม่น้อยกว่า ค่า f ในทิศทางขนานกับการจราจร ดังนั้นการเก็บค่าความฝืดด้วยรถสำรวจที่วัดค่า *f* ในทิศทางขนานกับการจราจรและนำมาใช้เป็นค่าในการออกแบบทางโค้งจึงสามารถทำได้ และผู้เกี่ยวข้องโดยเฉพาะ เจ้าหน้าที่ของกรมทางหลวงควรทำความเข้าใจเกี่ยวกับการแปลงค่า *f* ที่วัดได้ด้วยเครื่องมือต่าง ๆเป็นค่า IFI เช่นเดียวกับที่มีความคุ้นเคยกับค่า IRI เพื่อที่การกำหนดเกณฑ์มาตรฐานความปลอดภัย เกณฑ์ในการตรวจวัด และเกณฑ์ในการบำรุงรักษาผิวทาง จะได้อยู่บนระบบและพื้นฐานความเข้าใจเดียวกัน

6) การคำนวณความเร็วปลอดภัยในการเข้าโค้งดังแสดงในสมการที่ 4 นั้นใช้สมมุติฐานที่กำหนดให้รถเป็นของแข็งที่จุดศูนย์ถ่วงของมวลจะอยู่ที่ตำแหน่งเดิมตลอดการเข้าโค้ง แต่ในความเป็นจริงรถบรรทุกนั้นอาจจะบรรทุกก๊าซหรือของเหลว หรือของที่บรรทุกอาจจะบรรจุอยู่ในภาชนะเช่นกล่องหรือลังในสภาพที่ไหลเลื่อนได้ง่าย ทำให้เมื่อเข้าโค้งวัตถุที่บรรทุกมีการเคลื่อนตัวจนทำให้จุดศูนย์ถ่วงของรถบรรทุกนั้นเปลี่ยนไปจากเดิม จนทำให้ควบคุมรถได้ยาก และอาจเกิดอุบัติเหตุจากรถบรรทุกเอง หรือจากของที่บรรทุกเลื่อนไหลตกหล่นได้ (ข้อมูลการเกิดอุบัติเหตุจากเจ้าหน้าที่แขวงทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง) โดยการจะพิจารณาถึงผลกระทบของวัตถุที่บรรทุกอยู่ต่อความเร็วปลอดภัยในการเข้าโค้งนั้น ควรจะต้องมีการศึกษาโดยละเอียดต่อไปโดยผู้เชี่ยวชาญและหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง เช่นเดียวกับแนวทางในการนำค่าความกว้างของผิวจราจรที่ต้องการเพิ่มเติมในช่วงทางโค้งไปใช้ให้สอดคล้องกับสภาพสายทางและพฤติกรรมของผู้ขับขี่ที่แท้จริงในประเทศไทย

เอกสารอ้างอิง

[1] กองทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง กรมทางหลวง (2562), รายงานขั้นสุดท้ายงานจ้างเหมาบริหารจัดการรระบบควบคุมการอำนวยการจราจรด้านความปลอดภัยศูนย์บริหารจัดการจราจรกลางมอเตอร์เวย์ (Traffic Management Center) ลาดกระบังและพัทยา พร้อมปรับปรุงระบบโปรแกรมระบบเพื่อรองรับตามความต้องการของผู้ใช้งานเพิ่มเติม, หน้า 17-1 – 17-7

[2] American Association of State Highway and Transportation Officials, (2011) A Policy on Geometric Design of Highways and Streets 6th edition, pp. 3-18 - 3-33 and pp. 3-85 - 3-95

[3] สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง (2560), คู่มือแนะนำและวางแผนบำรุงรักษาผิวทางให้มีความเสียดทาน (μ) ที่เหมาะสม, หน้า 2-1 – 2-13

[4] ประเสริฐ บุญธรักษา และ ชาโณ พยงคศรี (2555), การทดสอบความต่านทานการลื่นไถล (Skid Resistance) ของพื้นผิวถนน โดย Portable Skid Resistance Tester, งานสัมมนาวิชาการสำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ ประจำปี 2555 หน้า 65-82

[5] ชาโณ พยงคศรี (2555), การตรวจสอบสภาพความฝืด (Friction) ของผิวจราจรด้วย Continuous Friction Measuring Equipment (CFME), งานสัมมนาวิชาการสำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ ประจำปี 2555 หน้า 153-163

[6] สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง (2561), รายงานขั้นสุดท้ายโครงการยกระดับมาตรฐานความฝืดของผิวแอสฟัลต์เพื่อมุ่งสู่ทศวรรษแห่งความปลอดภัยทางถนน, หน้า 3-66 – 3-68

[7] สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง, (2561) Standard Drawing for Highway Design and Construction, 2015 Revision, Sheet No. 27

การวิเคราะห์ประสิทธิภาพของจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ โดยใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค

Performance Analysis of Restricted U-Turn Vehicles at Median Openings Using Microscopic Traffic Simulation

พิกุล ผาหลัก*1 และ นพดล กรประเสริฐ2

2สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiang Mai University
E-mail address: pikulpalak2527@gmail.com

บทคัดย่อ

จุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ หรือจุดกลับรถที่แยกไว้เฉพาะสำหรับรถจักรยานยนต์และรถยนต์ เป็นการออกแบบรูปแบบจุดเปิดเกาะกลางรูปแบบใหม่ที่ได้รับความสนใจและนำไปประยุกต์ใช้เพิ่มมากขึ้นบนถนนสายหลัก เพื่อแก้ไขปัญหาการจราจรและความปลอดภัยบริเวณจุดเปิดเกาะกลาง งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์ประสิทธิภาพด้านการดำเนินงานของจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะนี้ โดยวิเคราะห์เปรียบเทียบกับประสิทธิภาพของรูปแบบจุดเปิดเกาะกลางกลับรถรูปแบบต่าง ๆ ได้แก่ (1) จุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว (2) จุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยว (3) จุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบแยกรถจักรยานยนต์กับรถยนต์ และ (4) จุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบแยกรถจักรยานยนต์และรถยนต์และมีสัญญาณไฟจราจร งานวิจัยนี้ประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคในการวิเคราะห์ ความยาวแถวคอย เวลาที่ใช้ในการเดินทาง และระดับการให้บริการบริเวณจุดเปิดเกาะกลางกลับรถบนทางหลวงแผ่นดินหมายเลข 101 กิโลเมตรที่ 364+356 จังหวัดน่าน ผลการวิเคราะห์ประสิทธิภาพของรูปแบบจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแต่ละรูปแบบช่วยแนะนำถึงสภาพการจราจรที่เหมาะสมกับรูปแบบจุดเปิดเกาะกลางกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะนี้ และสามารถใช้เป็นเครื่องมือคัดเลือกรูปแบบจุดเปิดเกาะกลางกลับรถที่เหมาะสมในแต่ละสถานการณ์ในปัจจุบันและอนาคต

คำสำคัญ: การกลับรถ, จุดเปิดเกาะกลาง, การออกแบบถนน, ประสิทธิภาพ, แบบจำลองการจราจระดับจุลภาค

Abstract

A median opening with restricted U-Turn vehicles (or a median U-turn separating between motorcycles and cars) is a new median opening design that has been paid attention and gradually applied on the main road to address traffic and safety problems. The objective of this paper was to analyze the performance of the median openings with restricted U-Turn vehicles and comparing the operational efficiency of the various patterns of median openings including (1) median opening without storage U-turn lane; (2) median opening with storage U-turn lane; (3) median opening with separate motorcycle U-turn opening; and (4) median opening with separate motorcycle U-turn opening and signal control. This paper applied the microscopic traffic simulation model to analyze the performance in terms of queue length, travel time, and level of service to the median opening with restricted U-Turn vehicles on the National Highway Number 101 at km 364+ 356 in Nan Province. The simulation results presented the performance of individual median opening and the traffic condition for which median opening is suitable. The simulation can be used as a tool to recommend highway engineers the suitable type of median opening in different current and future circumstances.

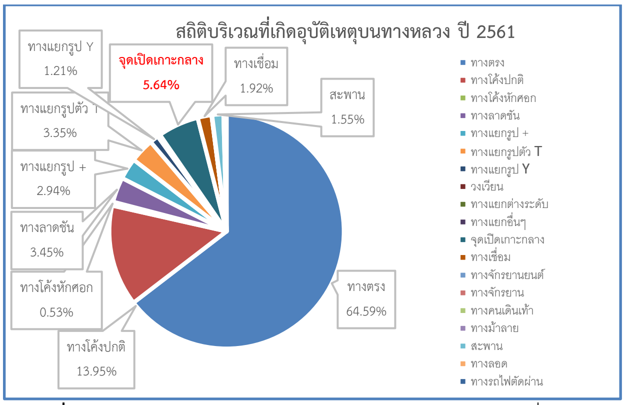
Keywords: U-turn, Median Opening, Road design, efficiency, Microscopic Traffic Simulation

1. บทนำ

ปัจจุบันปัญหาที่สำคัญของประเทศไทยที่ต้องป้องกันอย่างเร่งด่วนและเป็นระบบ คือ “อุบัติเหตุทางถนน” ซึ่งความเสียหายที่เกิดขึ้นทำให้สูญเสียทรัพย์สินและทรัพยากรบุคคล ปัจจัยสำเหตุหลักในการเกิดอุบัติเหตุทางถนนสามารถแยกพิจารณาตามองค์ประกอบของระบบขนส่งทางถนน อันได้แก่ คน ยานพาหนะ และถนนและสิ่งแวดล้อม จากสถิติคดีจราจรของสำนักงานตำรวจแห่งชาติพบว่าถนนและสิ่งแวดล้อมเป็นสาเหตุของการเกิด

อุบัติเหตุทางถนนที่เป็นองค์ประกอบสำคัญรองลงมาจากปัจจัยด้านคน [1] ดังนั้นการคำนึงถึงมาตรการความปลอดภัยระหว่างการออกแบบถนนและการประเมินความปลอดภัยของถนนอย่างสม่ำเสมอแล้วปรับปรุงถนนด้วยระบบที่เอื้อต่อความปลอดภัย (Safe System) เพื่อรองรับความผิดพลาดอันเกิดจากมนุษย์ จึงเป็นแนวทางสำคัญที่จะเป็นประโยชน์ต่อผู้ใช้ถนนในแง่ของความปลอดภัย และลดปัญหาอุบัติเหตุทางถนน [2]

เมื่อจำแนกอุบัติเหตุบนทางหลวงตามบริเวณที่เกิดเหตุพบว่า อุบัติเหตุที่เกิดขึ้นในบริเวณจุดเปิดเกาะกลางเกิดขึ้น 961 ครั้ง จากจำนวนอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบนถนนทางหลวงทั้งหมด 17,045 ครั้ง ซึ่งเป็นบริเวณที่เกิดอุบัติเหตุมากสุดเป็นอันดับที่ 3 รองจาก ทางตรงและทางโค้งปกติ ซึ่งคิดเป็นร้อยละ 5.64 ของสถิติบริเวณที่เกิดเหตุทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ รูปที่ 1



รูปที่ 1 เปอร์เซ็นต์อุบัติเหตุบนทางหลวง จำแนกตามสภาพบริเวณที่เกิดเหตุในปี 2561

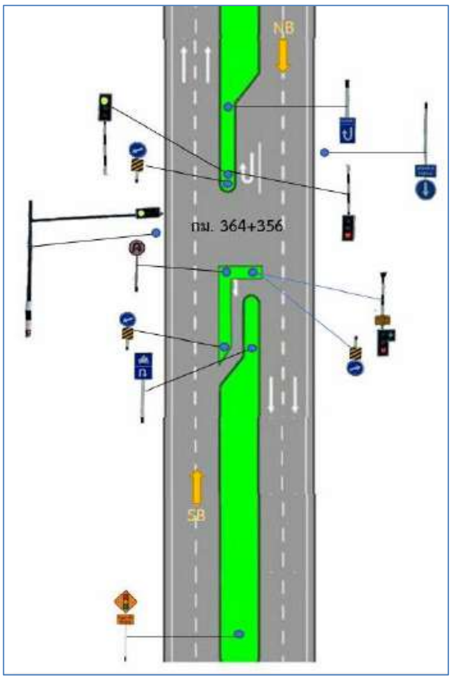
เมื่อรวบรวมสถิติการเกิดอุบัติเหตุบริเวณจุดเปิดเกาะกลางจากรายงานการเกิดอุบัติเหตุจราจรบนทางหลวงแผ่นดินย้อนหลัง 8 ปี (พ.ศ. 2554-2561) พบว่ามีแนวโน้มที่จะเกิดอุบัติเหตุบริเวณจุดเปิดเกาะกลางในแนวโน้มที่เพิ่มขึ้น [3] ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สถิติการเกิดอุบัติเหตุบริเวณจุดเปิดเกาะกลางบนทางหลวงแผ่นดิน พ.ศ. **2554 - 2561**

Accident Location	อุบัติเหตุ							
	2554	2555	2556	2557	2558	2559	2560	2561
ทางตรง	6,751	7,054	7,026	8,515	8,937	10,505	10,375	11,009
ทางโค้งปกติ	1,184	1,183	1,274	1,556	1,751	2,017	2,299	2,377
ทางโค้งหักศอก	58	62	79	81	85	74	92	90
ทางลาดชัน	115	248	251	277	320	413	463	588
ทางแยกรูป +	337	376	376	431	395	444	436	501
ทางแยกรูปตัว T	350	416	402	479	411	478	478	571
ทางแยกรูป Y	128	122	129	121	102	144	138	207
วงเวียน	7	14	10	11	12	13	21	14
ทางแยกต่างระดับ	39	42	40	37	58	44	39	51
ทางแยกอื่น ๆ	110	63	48	45	8	43	41	-
จุดเปิดเกาะกลาง	690	701	727	884	811	839	901	961
ทางเชื่อม	194	163	172	205	185	192	241	327
ทางจักรยานยนต์	129	92	116	169	168	-	20	4
ทางจักรยาน	9	13	6	4	8	-	2	2
ทางคนเดินเท้า	50	48	47	46	30	-	8	6
ทางม้าลาย	2	6	3	4	8	6	6	-
สะพาน	239	209	225	237	168	259	239	265
ทางลอด	9	7	6	13	11	7	8	11
ทางรถไฟตัดผ่าน	4	6	7	8	10	5	3	2
จุดกลับรถต่างระดับ	63	31	54	64	29	38	28	46
เปลี่ยนความกว้างช่องจราจร	139	157	127	72	68	57	98	13
อุบัติเหตุรวม	10,607	11,013	11,125	13,259	13,575	5,578	15,936	17,045

ปัญหาจุดกลับรถบนทางหลวงหมายเลข101 กม. 364.356 (ไทยประกันชีวิต) เดิมทีเป็นถนน 2 เลนต่อ 1 ช่องจราจร มีไหล่ทาง ไม่มีช่องรอกลับรถ และเพิ่มเป็นมีช่องรอกลับรถตามกาลเวลา แต่ในปัจจุบันพบว่า ปริมาณยานพาหนะที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว จุดกลับรถดังกล่าวไม่ตอบโจทย์การใช้งาน อีกทั้งยังก่อให้เสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุบ่อยครั้ง เนื่องจากรัศมีวงเลี้ยวของรถบรรทุกและรถโดยสารประจำทางที่ไม่เพียงพอซึ่งต้องรออยู่เลนนอกสุดเพื่อตีวงเลี้ยว อีกทั้งยังต้องใช้ไหล่ทางในการเลี้ยวทุกครั้ง และการจัดให้มีรถยนต์เลี้ยวสองด้านพร้อมกันเป็นการบดบังรถทางตรงที่วิ่งมาด้วยความเร็ว และมักจะก่อให้เกิดอุบัติเหตุ ในปัจจุบัน กรมทางหลวงโดยแขวงทางหลวงน่านที่ 1 ได้ออกแบบแก้ไขปัญหาจุดกลับรถตำแหน่งดังกล่าวให้เป็นจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ กล่าวคือ ทิศทาง NB สามารถกลับรถได้ทั้งรถยนต์และจักรยานยนต์ ส่วนทิศทาง SB สามารถกลับรถได้แค่รถจักยานยนต์และตำแหน่งต่อไปก็สลับการกำจัดยาหนะกันไปอีกประมาณ 5 ตำแหน่งจุดกลับรถ อีกทั้งยังมีการใช้สัญญาณไฟบังคับ ให้รถในทิศทางตรงข้าม 1 ช่องจราจรหยุดให้ทางสำหรับรถอีกทิศทางที่ต้องการกลับรถใน กม.ที่ 364.356 (ไทยประกันชีวิต) ดังรูปที่ 2

การแก้ปัญหาดังกล่าวข้างต้นสามารถตอบสนองการใช้งานด้านการลดอุบัติเหตุเมื่อเทียบกับสถิติก่อนและหลังการดำเนินงานแก้ไข ผู้วิจัยจึงต้องการจะทราบว่าการออกแบบจุดกลับรถในรูปแบบที่ปรับปรุงดังกล่าวมีความสามารถในการรองรับปริมาณจราจรที่เพิ่มขึ้นได้มากน้อยเพียงใด เมื่อเทียบจากปริมาณที่เพิ่มขึ้นที่กำหนด จึงจัดทำแบบจำลอง VISSIM เพื่อเปรียบเทียบค่า



รูปที่ 2 จุดกลับรถที่มีการแก้ไขแล้วในปัจจุบัน

2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 จุดกลับรถ

จุดกลับรถ คือบริเวณที่จัดไว้สำหรับให้เลี้ยวกลับรถ เพื่อให้ความสะดวกและปลอดภัยในการเลี้ยวกลับรถ AASHTO [4] ได้แนะนำเกี่ยวกับการเลือกสถานที่และการออกแบบจุดกลับรถแบบเปิดเกาะกลาง โดยใช้พื้นที่จากเกาะกลาง มีข้อควรพิจารณา ดังนี้

- รูปแบบการเปิดเกาะกลางสำหรับใช้กลับรถจะต้องพิจารณาขนาดความกว้างของเกาะกลางและรัศมีเลี้ยวตามชนิดของรถที่ต้องการกลับรถ
- ทำเลที่อยู่ใกล้ทางแยกที่มีปริมาณจราจรต่ำไม่ต้องเปิดเกาะกลางโดยให้รถที่ต้องการกลับรถไปกลับรถที่ทางแยกรวมกับรถที่ต้องการเลี้ยวขวา ส่วนทำเลที่อยู่ใกล้ทางแยกที่มีปริมาณการจราจรสูงจะต้องมีการเปิดเกาะกลางและจะต้องจัดช่องจราจรให้รถที่ต้องการกลับรถแยกออกจากช่องจราจรหลักโดยใช้พื้นที่จากตรงกลางซึ่งการเปิดเกาะกลางจะต้องพิจารณาเกี่ยวกับความเร็ว ปริมาณจราจรของรถทางตรงและรถที่ต้องการกลับรถ รวมทั้งรัศมีเลี้ยวของรถที่ต้องการกลับรถจะต้องมีความสัมพันธ์กับระยะการเปิดเกาะกลางและความกว้างของช่องจราจร

จุดกลับรถเป็นจุดที่มีศักยภาพที่จะเกิดอุบัติเหตุสูงโดยเฉพาะจุดกลับรถที่ไม่มีช่องรอเลี้ยว รูปที่ 2 แสดง ลักษณะการชนที่อาจเกิดขึ้นที่จุดกลับรถอันประกอบด้วย

(1) การชนขณะรถตัดสลับ

(2) ชนท้ายรถที่เปลี่ยนเข้าช่องจราจรขวา

(3) ชนท้ายรถรอเลี้ยวขวา

(4) ชนขณะตัดกระแสรถทางตรง

(5) ถูกรถทางตรงชนท้าย

นอกจากนั้นเนื่องจากรถที่เกี่ยวข้องมีหลายประเภท ได้แก่ รถบรรทุกและรถโดยสารซึ่งเป็นรถขนาดใหญ่ รถยนต์สี่ล้อทั่วไปและรถขนาดเล็ก เช่น รถจักรยานยนต์ เป็นต้น ทำให้เกิดความขัดแย้งได้หลายลักษณะ รถเล็กอาจตัดสินใจเลี้ยวตัดหน้ารถทางตรงเพราะติดว่ารถเล็กมีความคล่องตัวสามารถตัดหรือแทรกในกระแสจราจรได้ง่าย หรือรถใหญ่อาจจะเลี้ยวไปโดยหวังว่ารถเล็กจะหยุดหรือหลบหลีกได้

รูปที่ 3 ลักษณะการชนที่จุดกลับรถ

2.2 ตำแหน่งจุดเปิดเกาะกลาง (Median Opening)

ทางหลวงแบบแยกทิศทางการจราจรจะช่วยให้เกิดความปลอดภัยและประสิทธิภาพในการจราจร แต่ในการออกแบบจำเป็นต้องคำนึงถึงความสะดวกของผู้เดินทางในการกลับรถ โดยเฉพาะสำหรับผู้ที่อาศัยและธุรกิจข้างเคียง การกำหนดจุดเปิดเพื่อกลับรถหรือเลี้ยวขวาบริเวณเกาะกลางจึงมีความจำเป็นซึ่งจะต้องพิจารณารูปแบบและระยะห่างให้เหมาะสมไม่ให้กระทบกับการจราจรทางหลัก

จุดเปิดเกาะกลางควรออกแบบให้มีความยาวของช่องรอให้เพียงพอที่จะรองรับปริมาณรถยนต์ที่ต้องการเลี้ยวกลับรถหรือเลี้ยวขวา ควรมีความยาวไม่น้อยกว่า 30 เมตร และต้องมีระยะ Taper ให้เหมาะสมกับความเร็วในการออกแบบของเส้นนั้น

จุดเปิดเกาะกลางต้องพิจารณาให้มีช่องรอเลี้ยวที่เพียงพอและระยะห่างระหว่างจุดเปิดแต่ละจุดต้องไม่น้อยกว่า 100 เมตร และจะต้องพิจารณาปัจจัยต่าง ๆ ดังนี้

- ระยะห่างระหว่างจุดเปิดเกาะกลาง
- ระยะมองเห็นเพื่อหยุดรถ
- ความเร็วขับขี่
- ความยาวของช่องรอเลี้ยว
- ประเภทและขนาดของยานพาหนะ

2.3 ผลกระทบของจุดกลับรถ

การกลับรถบนเกาะถนนจะเป็นรูปแบบที่สร้างผลกระทบจราจรสูงที่สุดในทั้งสองทิศทาง กล่าวคือทำให้เกิดคอขวดจากการไหลที่ลดลงของช่องจราจรที่ใช้กลับรถและการเปลี่ยนช่องจราจรก่อนถึงจุดกลับรถในทิศทางของยวดยานที่กลับรถ และกระทบต่อความจุของกระแสจราจรในทิศทางที่ถูกตัดกระแสจราจร ทั้งนี้ส่งผลกระทบจะแตกต่างกันตามขนาดของเกาะกลาง โดยจุดกลับรถบนเกาะกลางถนนที่มีขนาดใหญ่จะส่งผลกระทบน้อยกว่าเนื่องจากการตัดกระแสจราจรน้อยกว่า

2.4 ระยะห่างที่น้อยที่สุดระหว่างจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟ

ในกรณีที่มีทางแยกที่มีระยะห่างกันมากและปริมาณการกลับรถสูง ทำให้เกิดความจำเป็นในการเพิ่มจุดกลับรถระหว่างช่วงทางแยก การเปิดเกาะกลางให้กลับรถเป็นทางเลือกที่สะดวกและปลอดภัยและประหยัดค่าใช้จ่ายที่สุด แต่ก็เป็นรูปแบบที่ทำให้เกิดการตัดกระแสจราจรมากขึ้น จึงอาจกลายเป็นคอขวดส่งผลกระทบด้านการจราจรและเสี่ยงต้องการเกิดอุบัติเหตุอีกด้วย ดังนั้นการเปิดเกาะกลางจึงจำเป็นต้องจัดให้มีด้วยในระยะที่เหมาะสมลำดับชั้นของถนนและความเร็วของกระแสจราจร[5] ดังแสดงในตารางที่ 2 และ ตารางที่ 3

ตารางที่ 2 ระยะห่างที่น้อยที่สุดระหว่างจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟ

ความเร็วจำกัด (กม./ชม)	ระยะห่างที่น้อยที่สุด (ม.)
48.28	112.78
56.33	140.21
64.37	161.54
72.42	204.22
80.47	237.74
88.51	277.37

ตารางที่ 3 แนวทางสำหรับระยะห่างของจุดกลับรถ

ลำดับขั้นถนน	ระยะห่างของจุดกลับรถ (ม.)		
	เขตเมือง	ชานเมือง	ชนบท
ถนนสายหลัก	201.17	201.17	402.34
ถนนสายรอง	100.58	100.17	402.34

2.5 เกาะกลาง

เกาะกลางใช้ในการแยกการจราจรแต่ละทิศทางออกจากกัน โดยเป็นพื้นที่ที่ไม่ได้ใช้สำหรับการวิ่งของรถ พื้นที่ของเกาะกลางจะรวมความกว้างของไหล่ทางและส่วนที่ติดเกาะกลาง โดยทั่วไปจะมีเกาะกลางในทางที่มีตั้งแต่ 4 ช่องจราจร หรือในบริเวณชุมชน วัตถุประสงค์ มีดังนี้

- เพื่อแยกกระแสจราจรแต่ละทิศทางออกจากกัน เพื่อให้เกิดความปลอดภัยในการป้องกันรถวิ่งข้ามเกาะกลาง
- ช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของทางหลักในการควบคุมการเชื่อมต่อของที่ดินข้างเคียงหรือทางที่ต่อเชื่อม
- ควบคุมให้มีการกลับรถในจุดที่เหมาะสม
- ใช้สำหรับเป็นช่องจราจรเสริมเพื่อการกลับรถ รอเลี้ยว หรือให้รถที่เลี้ยวออกมามีพื้นที่ปลอดภัยและเร่งความเร็วก่อนเข้าบรรจบรถทางตรง
- เป็นที่พักหลบของผู้ที่เดินทางข้ามถนน
- ใช้เป็นที่ติดตั้งอุปกรณ์อำนวยความปลอดภัยต่าง ๆ รวมทั้งสาธารณูปโภค เสาสะพานลอยคนเดินข้ามถนน เสาโครงสร้างทางกลับรถ เสาทางยกต่างระดับ ฯลฯ
- เป็นพื้นที่เผื่อสำหรับการขยายช่องจราจรในอนาคต
- เป็นพื้นที่ให้ผู้ขับขี่ได้แก้ไขและควบคุมรถในกรณีเกิดวิ่งออกนอกทางวิ่ง
- เป็นที่ติดตั้งราวกันชนและแผงป้องกันแสงบังตา

2.5.1 ขนาดความกว้างของเกาะกลาง

ปัจจัยด้านจำนวนช่องจราจรนั้นส่งผลต่อสมรรถภาพในการกลับรถบนทางหลวงแผ่นดิน เช่นถนนสายหลัก 4 ช่องจราจร อาจจำเป็นต้องมีการขยายช่องทางเผื่อในการกลับรถ ในช่องทางที่ติดกับช่องทางด้านนอกสุด หรือมีทางช่วยรูปที่จับเหยือก แต่ในกรณีถนนสาย 6 ช่องจราจรอาจไม่จำเป็นต้องพิจารณาความกว้างของเกาะกลางประกอบด้วย โดย U.S. Department of transportation: USDOT [6] ได้กำหนดความกว้างขั้นต่ำของเกาะกลางถนนสำหรับการกลับรถบนถนนสายหลักไว้ใน ตารางที่ 4 และ Florida Department of Transportation [7] ได้กำหนดความกว้างขั้นต่ำ(ฟุต) ของเกาะกลางกลับรถ 4 ช่องจราจร ไว้ในตาราง ที่ 5

ตารางที่ 4 ความกว้างขั้นต่ำของเกาะกลางถนนสำหรับการกลับรถบนถนนสายหลัก

Type of Maneuver	P	SU	BUS	WB-50	WB-60
	Length of Design Vehicle , m (ft.)				
	5.8 (19)	9.1 (30)	12.2 (40)	16.8 (55)	21.3 (70)
Left Lane to Inner Lane	13.4 (44)	23.2 (76)	24.4 (80)	25 (82)	25 (82)
Left Lane to 2nd Lane	9.8 (32)	19.5 (64)	20.7 (68)	21.3 (70)	21.3 (70)
Left Lane to 3rd Lane	6.7 (22)	16.5 (54)	17.7 (58)	18.3 (60)	18.3 (60)
Where P = passenger car SU = Single – unit truck WB-50 = Semitruck medium size WB-60 = Semitruck large size					

ตารางที่ 5 ความกว้างขั้นต่ำ(ฟุต) ของเกาะกลางกลับรถ 4 ช่องจราจร

	Measures in feet	Passenger P	Single Unit SU	Semi trailer WB-50
	Turn Lane to Inner Lane	42	75	83
	Turn Lane to Outer Lane	30	63	71
	Turn Lane to Shoulder	20	53	61

สำหรับมาตรฐานการออกแบบจุดกลับรถในประเทศไทย จากการสัมภาษณ์เก็บข้อมูลจากสำนักงานออกแบบพบว่า สำนักงานไม่มีมาตรฐานออกแบบจุดกลับรถของหน่วยงานเอง แต่จะออกแบบโดยอ้างอิงตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงรัฐและการขนส่งแห่งชาติสหรัฐอเมริกา (AASHTO) โดยนำมาปรับใช้ตามความเหมาะสม

2.5.2 คุณลักษณะของยานพาหนะ (Characteristics of Vehicles)

ในการออกแบบจะต้องมียานพาหนะเพื่อใช้เป็นตัวแทนของยานพาหนะแต่ละประเภทให้เหมาะสมกับลักษณะการจราจรของผู้ใช้ทาง ซึ่งยานพาหนะที่ใช้ในการออกแบบไม่จำเป็นต้องมีขนาดใหญ่ที่สุดแต่ต้องมีขนาดที่เหมาะสมเพื่อให้เกิดการคุ้มค่า โดยทั่วไปจะให้ครอบคลุมร้อยละ 85 ของรถที่จะใช้ในเส้นนั้น โดยในกรณีที่มีรถที่มีขนาดใหญ่กว่าที่ออกแบบไว้ก็จะกระทบกับการจราจรบ้าง แต่เนื่องจากมีสัดส่วนที่น้อยก็ถือว่าอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ประเภทยานพาหนะที่ใช้ออกแบบโดยทั่วไปประกอบด้วย

1) รถยนต์นั่ง (Passenger Car)
2) รถบรรทุกตอนเดียว (Singer Unit Truck)
3) รถพ่วงกึ่งลากจูง (Semi-Trailer)
4) รถพ่วง (Full-Trailer)
5) รถโดยสาร (Bus)

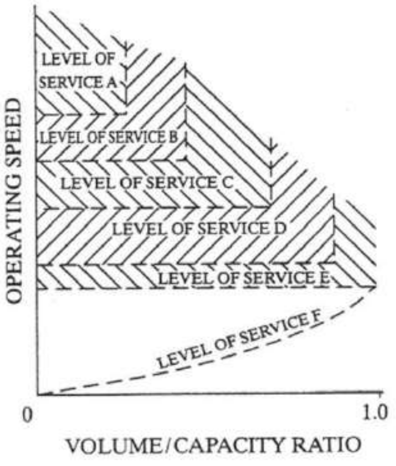
คู่มือการออกแบบกรมทางหลวง [8]และ AASHTO [9]ได้กำหนดเลือกใช้ยานพาหนะออกแบบที่เหมาะสมทำให้ได้ทางที่สามารถใช้งานได้สะดวก ปลอดภัย และประหยัด ตัวแปรสำคัญที่จะต้องพิจารณาได้แก่ขนาดมิติและวงเลี้ยวของยานพาหนะ โดยทั่วไปจะพิจารณาประเภทและขนาดของยานพาหนะ เพื่อใช้ในการออกแบบตามตารางที่ 6 ในกรณีเฉพาะอาจต้องพิจารณายานพาหนะประเภทอื่นนอกเหนือจากที่แนะนำได้ดังนี้

ตารางที่ 6 ยานพาหนะออกแบบ

ประเภทยานพาหนะ	รถยนต์นั่ง (1)	รถยนต์นั่ง (2)	รถบรรทุกตอนเดียว (2)	รถบรรทุกกึ่งลากจูง (2)	รถพ่วง (2)	รถโดยสาร (2)	
สัญลักษณ์	P	P	SU-12	WB-12 (40)	WB-19 (62)	BUS-12	BUS-14
ความกว้าง	1.7	2.13	2.44	2.44	2.59	2.59	2.59
ความยาว	4.7	5.79	12.0	13.87	21.0	12.36	13.86
รัศมีวงเลี้ยวต่ำสุด	6.0	7.26	15.6	12.16	13.66	12.7	13.4

2.6 การประเมินระดับการให้บริการของทางแยก (Control Delay)

ในปี ค.ศ. 1965 Highway Capacity Manual [10] ได้เสนอแนวคิดในการประเมินสภาพการจราจรและประสิทธิภาพของถนนด้วย ระดับการให้บริการ (Level of service , LOS) ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 แผนภาพจำแนกระดับการให้บริการ

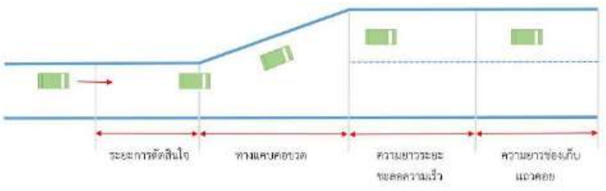
การประเมินสภาพการจราจรของทางแยกด้วย ระดับการให้บริการ (Level-of-Service) โดยใช้ค่าความล่าช้า (Control delay) เป็นเกณฑ์ในการแบ่ง สำหรับทางแยกที่มีสัญญาณไฟจราจรที่จุดทางแยกสามารถหาระดับการให้บริการโดยใช้ค่าความล่าช้าเฉลี่ยทั้งหมดของทางแยกเป็นเกณฑ์ได้ดังนี้

ตารางที่ 7 ระดับการให้บริการของทางแยก

Level of Service	Average Control Delay (sec/veh)	General Description (Signalized Intersections)
A	≤ 10	รถเคลื่อนที่ได้ด้วยความเร็วอิสระ
B	> 10 - 20	รถยังสามารถเคลื่อนที่ได้คงที่ด้วยความเร็วอิสระ (เกิดความล่าช้าเล็กน้อย)
C	> 20 - 35	รถยังสามารถเคลื่อนที่ได้คงที่ด้วยความเร็วอิสระ (เกิดความล่าช้าอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้)
D	> 35 - 55	ความเร็วในการสัญจรเริ่มลดลง (ความล่าช้าอยู่ในเกณฑ์ที่สามารถยอมรับได้, อาจต้องรอสัญญาณไฟมากกว่า 1รอบ)
E	> 55 - 80	ความเร็วในการสัญจรไม่คงที่ กระแสการจราจรเริ่มติดขัด (ความล่าช้าอยู่ในเกณฑ์ที่ไม่สามารถยอมรับได้)
F	> 80	สภาพการจราจรติดขัด (เกิดแถวคอย)

2.7 ความยาวแถวคอย (Queue Length)

ความยาวแถวคอย หมายถึง ความยาวที่เกิดจากจำนวนยานพาหนะเข้ามาใช้บริการ กำลังคอยเพื่อใช้บริการในช่องจราจร โดยทั่วไปมีหน่วยเป็นจำนวนคัน หรือ เมตร ซึ่งความยาวแถวคอยเป็นดัชนีที่สำคัญที่บอกถึงสภาพของติดขัดของกระแสจราจรที่เกิดขึ้น แสดงถึงสภาพความติดขัดในสถานการณ์ต่าง ๆ เช่น บริเวณจุดกลับรถบนทางแยกที่มีและไม่มีสัญญาณไฟจราจร บนทางขึ้นและทางลงทางด่วน



รูปที่ 5 องค์ประกอบของทางแคบ [11]

ตารางที่ 8 องค์ประกอบของช่องทางเลี้ยวขวา [11]

ความเร็ว (กม./ชม.)	ความยาวช่องทางเลี้ยวขวา		
	ระยะชะลอความเร็วรถ (ม.)	ระยะทางแคบ (ม.)	ความยาวช่องเก็บแถวคอย
48	52	30	LT = 0.00315*TV + 00332*OV + 0.345*RTV – 0.149*Sp + 0.224*HVT + 0.629*HVR – 0.080*Gr
56	52	30	
64	84	40	
72	104	40	
80	125	40	
88	148	40	
96	148	40	
104	148	40	
112	148	40	

หมายเหตุ

Storage Length (LT)

= ความยาวช่องเก็บแถวคอย (เมตร)

Through Volume (TV)

= ปริมาณจราจรทิศทางตรง (คัน/ชั่วโมง)

Opposing Volume (OV)

= ปริมาณจราจรรถสวนทาง (คัน/ชั่วโมง)

Right Turn Volume (RTV)

= ปริมาณจราจรที่กลับรถ (คัน/ชั่วโมง)

Heavy Vehicle Through Percent (HVT)

= ร้อยละของปริมาณรถบรรทุกทิศทางตรงสูงสุด

Heavy Vehicle Right Turn Percent (HVR)

= ร้อยละของปริมาณรถบรรทุกทิศกลับรถสูงสุด

Speed (Sp)

= ความเร็ว (กิโลเมตร/ชั่วโมง)

Grade (Gr)

= ความลาดชันของพื้นผิวถนน (ร้อยละ)

2.8 ความล่าช้า (Delay)

ความล่าช้า หมายถึง ระยะเวลาที่สูญเสียขณะเดินทาง เนื่องจากการติดขัดของจราจรหรือจากการทำงานของอุปกรณ์ควบคุมการจราจร มีหน่วยเป็นนาที หรือวินาทีต่อคัน (Transportation Research Board, 2010) ความล่าช้าเป็นดัชนีที่สำคัญที่บอกถึงสภาพติดขัดของการจราจรและเวลาที่สูญเสียไปในการเดินทาง ความล่าช้ามีหลายลักษณะ ได้แก่

2.8.1 ความล่าช้าคงที่ (Fixed Delay)

เกิดขึ้นกับรถไม่ว่าในขณะนั้นบนถนนจะมีปริมาณการจราจรมากน้อยเพียงใด หรือมีสิ่งอื่นใดมาขัดขวางหรือจอดแทรก

2.8.2 ความล่าช้าของการดำเนินการ (Operational Delay)

เกิดขึ้นจากการมีสิ่งกีดขวางในการจราจร เช่น การรอช่องว่างในกระแสจราจร การหยุดรถเพื่อรอเลี้ยว

2.8.3 ความล่าช้าหยุดนิ่ง (Speed Time Delay)

เป็นช่วงของระยะเวลาที่รถไม่สามารถเคลื่อนที่ได้ ซึ่งอาจเกิดจากการติดขัดหรืออุบัติเหตุต่าง ๆ

2.8.4 ความล่าช้าจากการเดินทาง (Travel Time Delay)

เกิดขึ้นจากผลต่างระหว่างเวลาจริงที่ใช้เพื่อเดินทางกับความเร็วเฉลี่ยภายใต้การจราจรไม่แออัด รวมที่เกิดจากการเร่งความเร็ว และการลดความเร็ว โดยไม่รวมถึงการหยุดรถ

2.9 เวลาในการเดินทาง (Travel Time)

เวลาในการเดินทาง หมายถึง เวลาที่ยานพาหนะใช้ในการเดินทางจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งบนเส้นทางที่กำหนด ซึ่งรวมถึงความล่าช้าที่เกิดจากการหยุดรถ โดยส่วนใหญ่แล้วเวลาในการเดินทางและค่าความล่าช้า เป็นตัวบ่งบอกประสิทธิภาพในการจัดการจราจร โดยการเปรียบเทียบการจัดการจราจรของระบบก่อนและหลังการปรับปรุง จำนวนครั้งในการเก็บข้อมูลเวลาในการเดินทาง สามารถคำนวณได้ดังสมการดังนี้

$$N = \frac{t(\alpha, n-1) * SD}{d} \tag{1}$$

โดยที่ N หมายถึง ขนาดตัวอย่าง

$t\alpha, N\text{-}1$ หมายถึง T Distribution at Significant Level α

SD หมายถึง ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของข้อมูล

D หมายถึง ค่าคลาดเคลื่อนของความเร็วที่ยอมรับได้

2.10 แบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาค

แบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาค หมายถึง การจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนที่ในลักษณะแบบพลวัต (Dynamic) ของยานพาหนะแต่ละประเภท แบบรายคันในโครงข่ายถนนแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคเป็นเครื่องมือโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่สร้างขึ้นมาเพื่อช่วยจำลองสภาพการจราจรของรูปแบบการเดินทางประเภทต่าง ๆ ในสถานการณ์ต่าง ๆ และช่วยประเมินประสิทธิภาพการจราจรในเชิงเวลาและพื้นที่ ในสถานการณ์นั้น ๆ โปรแกรม PTV VISSIM เป็นแบบจำลองสภาพการจราจรที่พัฒนาขึ้นโดยบริษัท PTV ประเทศเยอรมัน ถือเป็นแบบจำลองที่กำลังได้รับความนิยมกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยจุดเด่นของแบบจำลองนี้ คือความสามารถในการจำลองสภาพการจราจรในเขตเมืองที่มีรูปแบบการเดินทางหลายรูปแบบ ได้แก่รถยนต์นั่งส่วนบุคคล รถจักรยานยนต์ รถโดยสาร รถไฟ และคนเดินเท้า รวมทั้งความยืดหยุ่นในการปรับแก้ค่าตัวแปรพื้นฐานให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการเดินทาง และความสามารถในการแสดงผลของแบบจำลองเป็นภาพเคลื่อนไหวสามมิติ โปรแกรม PTV VISSIM เป็นแบบจำลองในระดับจุลภาคที่อาศัยพฤติกรรมการขับขี่ของผู้ขับขี่เป็นฐานในการจำลอง (Behavior Based) โดยทำการคำนวณพฤติกรรมและสถานะขององค์ประกอบต่าง ๆ ในแบบจำลองทุก ๆ ช่วงเวลา (Time Step) ในระดับวินาทีภายใต้เงื่อนไขสภาพการจราจร เช่น จำนวนช่องจราจร พฤติกรรมการขับขี่ของผู้ขับขี่ สัดส่วนของยานพาหนะแต่ละประเภทในกระแสจราจร รอบสัญญาณไฟจราจร และรูปแบบการควบคุมจราจร เป็นต้น ดังนั้นโปรแกรม PTV VISSIM จึงถือเป็นเครื่องมือที่มีความเหมาะสมสำหรับใช้ในการประเมินประสิทธิภาพการใช้งานด้านการจราจรของโครงการด้านการขนส่งและจราจรในเขตเมือง โดยโปรแกรม PTV VISSIM ประกอบด้วยโปรแกรมย่อยซึ่งทำหน้าที่แตกต่างกัน 2 โปรแกรม (PTV, 2015) ได้แก่

- โปรแกรมสร้างการจำลองสภาพจราจร (Traffic Simulator) ซึ่งเป็นแบบจำลองสภาพการไหลของกระแสจราจรในระดับจุลภาคที่ประกอบด้วยตรรกะของการขับขี่ตามกัน (Car Following)และตรรกะของการเปลี่ยนช่องจราจร (Lane Change)
- โปรแกรมสร้างสภาวะสัญญาณไฟจราจร (Signal State Generator) ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ทำหน้าที่ควบคุมสัญญาณไฟจราจร โดยโปรแกรมสร้างสภาวะสัญญาณไฟจราจรจะตรวจจับข้อมูลจากโปรแกรมสร้างการจำลองการจราจรแบบต่อเนื่องเป็นช่วง (Discrete) ในทุก ๆ วินาที (Time Step) จากนั้นจึงทำการกำหนดสภาวะของสัญญาณไฟจราจรของวินาทีถัดไป แล้วส่งกลับข้อมูลดังกล่าวนี้ไปยังโปรแกรมสร้างการจำลองสภาพการจราจร เพื่อใช้ในการสร้างภาพเคลื่อนไหวแบบต่อเนื่องของสภาพการจราจร และประเมินผลการจำลอง เช่น ความยาวแถวคอย ภายในช่วงเวลาที่กำหนด

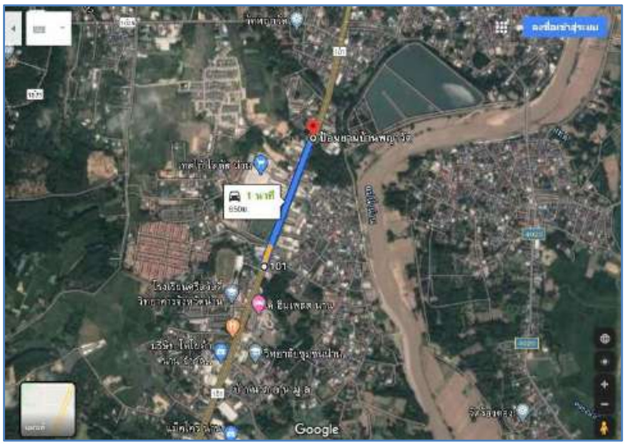
3. ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

กำหนดขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย ดังแสดงในรูปที่ 6

รูปที่ 6 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 การกำหนดขอบเขตและระบุปัญหา

ทำการเก็บข้อมูลเพื่อทำการวิเคราะห์ ณ จุดกลับรถ ทางหลวงหมายเลข 101 กม. 364.356 (ไทยประกันชีวิต) ถึง กม. 364.963 (ป้อมพญาวัด) ระยะทาง 0.607 กิโลเมตร



รูปที่ 7 แสดงพื้นที่การศึกษา

รูปที่ 8 ทางหลวงหมายเลข 101 กม. 364.356 (ไทยประกันชีวิต)

รูปที่ 9 ทางหลวงหมายเลข 101 กม.364.963 (ป้อมพญาวัด)

โดยการเก็บรวบรวมข้อมูลดังต่อไปนี้

3.2 การเก็บรวบรวมข้อมูลพื้นที่ที่ทำการศึกษา

สามารถเก็บข้อมูลในพื้นที่ศึกษาได้ 4 หัวข้อดังนี้

3.2.1 การสำรวจข้อมูลทางกายภาพของถนน

การสำรวจข้อมูลทางกายภาพของถนนในโครงข่ายถนนจะใช้ข้อมูลภาพถ่ายถนนจากเทคโนโลยี Google Street View โดย Google Map ซึ่งสามารถแสดงภาพของถนนใน ที่ให้มุมมองภาพแบบพาโนรามาจากตำแหน่งต่าง ๆ ตามถนน เพื่อใช้สำหรับการประเมินข้อมูลทางกายภาพของถนนเกี่ยวข้องกับองค์ประกอบที่ใช้ในการเก็บข้อมูลช่องรอกลับรถในสายทางที่ทำการสำรวจสายทาง เช่น รหัสสายทาง ชื่อสายทาง รูปภาพอ้างอิง ช่วงที่ทำการตรวจสอบ ระยะทาง ความกว้างถนน ละติจูด ลองจิจูด ช่องรอกลับรถ ระยะรอกลับรถ การขยายไหล่ ป้ายเตือน ไฟกระพริบ ตลอดจนสัญญาณไฟจราจร

3.2.2 ชนิดของยาพาหนะบริเวณจุดกลับรถ

ทำการสำรวจชนิดของรถที่วิ่งในสายทางที่ทำการศึกษา มีดังนี้

- รถยนต์ส่วนบุคคล (Cars)
- รถบบรรทุก (HGV.)
- รถลากจูง (Semi – truck)
- รถโยสาร (Bus)
- รถจักรยานยนต์ (Motorcycle)

3.2.3 ปริมาณจราจรทางตรงและบริเวณจุดกลับรถ

ทำการเลือกกลุ่มปริมาณที่จะใช้ในการทดสอบข้อมูล โดยเริ่มปริมาณรถ ตั้งแต่ 1000 คัน , 1500 คัน , 2000 คัน และ 2500 คันต่อชั่วโมง กำหนดสัดส่วนของยานพาหนะจากการสำรวจ ดังตารางที่ 9

ตารางที่ **9** สัดส่วนยาพาหนะที่ใช้ในการออกแบบ

ชนิดของยาพาหนะ (Vehicle)	Volume (%)
รถยนต์ส่วนบุคคล (Cars)	55
รถบบรทุกหนัก (HGV.)	5
รถลากจูง (Semi-truck)	2
รถโดยสาร (Bus)	3
รถมอเตอร์ไซค์ (Motorcycle)	35

โดย รถวิ่งทางตรง (Thru) = 70 %

รถกลับรถ (U-turn) = 30%

3.2.4 ความเร็วของยานพาหนะ

กำหนดความเร็วของยานพาหนะตามกฎหมายทางหลวงกำหนดในที่ชุมชน ดังตารางที่ 10

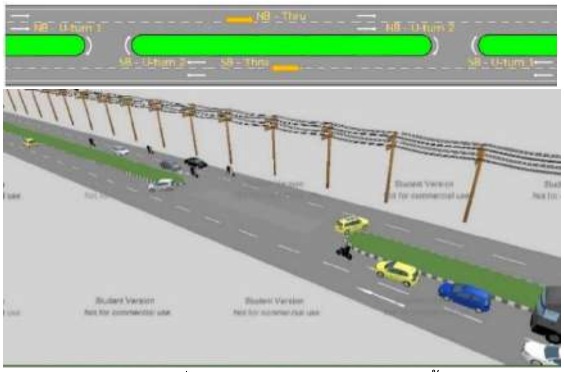
ตารางที่ **10** ความเร็วในที่ชุมชน ตามกฎหมายทางหลวงกำหนด

ชนิดของยาพาหนะ (Vehicle)	ความเร็ว (กม./ชั่วโมง)
รถยนต์ส่วนบุคคล (Cars)	60
รถบรรทุกหนัก (HGV.)	40
รถลากจูง (Semi-truck)	40
รถโดยสาร (Bus)	40
รถมอเตอร์ไซค์ (Motorcycle)	60

3.3 การสร้างแบบจำลองการการจราจรระดับจุลภาค PTV VISSIM

สร้างแบบจำลองจุดกลับรถเพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพข้อมูลว่าสามารถรองรับและตอบสนองการใช้งานได้ระดับใด โดยเริ่มจากจุดกลับรถแบบเดิมที่ยังไม่มีการแก้ไขปัญหาจราจร (จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว) ตลอดจนแก้ไขปัญหาจุดกลับรถที่ปรับปรุงตามสภาพในรูปแบบต่าง ๆ (จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยวและจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยว) จนถึงปัจจุบันที่มีการแก้ไขปัญหาจราจรแล้วเสร็จ (จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยวและมีสัญญาณไฟจราจร) ทั้ง 4 รูปแบบดังนี้

3.3.1 จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว (U-turn , No U-turn lane)



รูปที่ **10** จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว

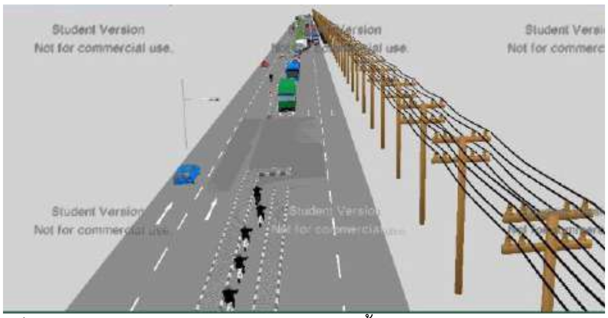
3.3.2 จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยว (U-turn , with U-turn lane)

รูปที่ **11** จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยว

3.3.3 จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยว (Restricted U-turn Vehicle ; Cars/Bike)

รูปที่ **12** จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยว

3.3.4 จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยวและมีสัญญาณไฟจราจร (Signal Control ; Cars / MC.)



รูปที่ **13** จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะรอเลี้ยวและมีสัญญาณไฟจราจร

3.4 การประเมินประสิทธิภาพแบบจำลอง

กำหนดค่าที่จะใส่เข้าไปในโปรแกรม VISSIM

- ค่า Input
- Input Speed : ตาม มทล.
- %Vehicle Type
- Reduced Speed zone
- Volume : 1000 , 1500 , 2000 และ 2500
- %Thru & %U-turn : Thru 70% ,U-turn 15% ทั้งสองทิศทาง
- Cap acceptance : Gap Base , -20% , -10% , +10% , +20%

การสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม PTV VISSIM ประกอบด้วย 16 ขั้นตอนหลัก ดังนี้

(1) กำหนดให้แบบจำลองเป็นแบบจำลองที่ยึดกฎการเดินรถทางซ้าย
(2) สร้างองค์ประกอบของทางแยกในแบบจำลองตามสภาพจริงของทางแยกก่อนปรับปรุง โดยกำหนดความกว้างของถนน จำนวนช่องทางการเดินรถ
(3) กำหนด Reduce Speed Area ในบริเวณที่ยานพาหนะมีการเลี้ยว และ ในขณะที่สัญจรผ่านบริเวณทางร่วมทางแยก
(4) กำหนดทิศทางการจราจรของยานพาหนะ
(5) กำหนดจุด Stop sign สำหรับทางรอง
(6) กำหนดรูปแบบของรถที่ใช้ในการวิเคราะห์ ได้แก่ รถยนต์ รถจักรยานยนต์ เป็นต้น
(7) กำหนดสัดส่วนจำนวนรถยนต์ และรถจักรยานยนต์
(8) กำหนดปริมาณรถที่จะเข้าสู่ทางร่วมทางแยก
(9) กำหนดสัดส่วนจำนวนรถเลี้ยวในแต่ละทิศทาง
(10) กำหนด Priority Rules และ Conflict Area บริเวณจุดตัดของยานพาหนะ
(11) กำหนดค่าตัวแปรด้านพฤติกรรมการขับขี่ของยานพาหนะ
(12) กำหนดตัวแปรการจำลองสภาพการจราจรเพื่อบันทึกผลแบบจำลอง
(13) เลือกใช้เครื่องมือในการประเมินผลจากแบบจำลอง

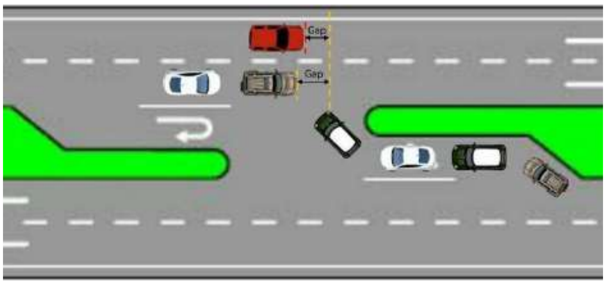
(14) ตรวจสอบความถูกต้องของการกำหนดค่า

(15) ทำการจำลองแบบจำลองที่สร้างขึ้นเพื่อหาค่า Average Queue, Max Queue, Delays, Vehicle Travel Times , Level-of-Service

เมื่อสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม PTV VISSIM ประกอบด้วย 16 ขั้นตอนหลักแล้วเสร็จ ต้องทำการ ทดสอบโดยการนำข้อมูลที่ได้จากการสำรวจภาคสนามมาประมวลผล โดยใช้ปัจจัยที่แตกต่างกันออกไปเป็นการตรวจสอบ (RECHECK) ให้แน่ใจในการเลือกรูปแบบที่จะใช้ในการแก้ไขปัญหาในจุดนั้น ๆได้ถูกต้องและตอบสนองการใช้งานจริง

3.5 การประเมินหาช่องว่างที่ยอมรับได้

ขนาดของช่องว่างในสายทางหลักวิเคราะห์ดังรูปที่ 14

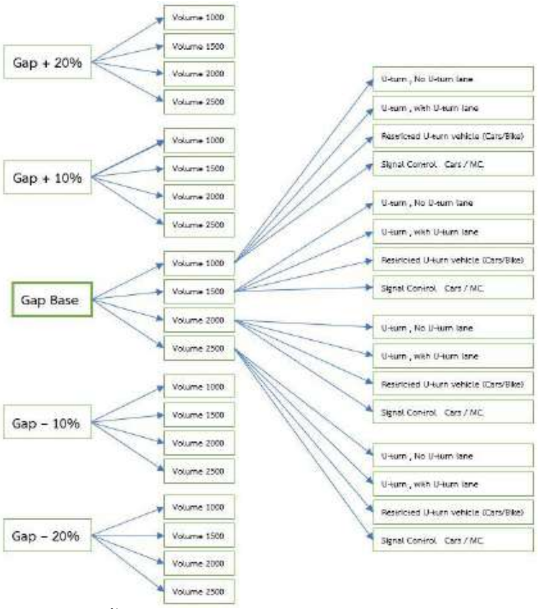


รูปที่ 14 ระยะอ้างอิง Gap Acceptance

โดยวัดจากจุดอ้างอิงของรถที่วิ่งจากทางตรงถึงจุดอ้างอิงของรถที่ต้องการกลับรถมีหน่วยเป็น วินาที โดยจะเริ่มการกำหนดจากระยะ Gap Acceptance Base ที่ได้จากการสำรวจหน้างานจริ ดังตารางที่ 11 และทำการประมวลผลตามขั้นตอนดังรูปที่ 15 แล้วทำการทดสอบจนครบทุกขั้นตอน เพื่อทำการเปรียบเทียบความสามารถที่แตกต่าง

ตารางที่ 11 ค่า **Gap Acceptance** ที่ใช้ในการคำนวณ**Gap Acceptance Base**

Base	MC	Cars	HGV.
MC	1.5	2.5	4.5
Cars	2	3	5
HGV.	4.5	5	6



รูปที่ 15 ขั้นตอนในการการประมวลผลค่า Gap Base

4. วิเคราะห์ผลการศึกษา/การประเมิน

ผลการวิเคราะห์และประเมินประสิทธิภาพของทางหลวงสายหลักที่ทำการศึกษา โดยแสดงผลเป็นค่าต่าง ๆ (Average Queue, Max Queue, Delays, Vehicle Travel Time , Level-of-Service) เพื่อให้ทราบถึงรูปแบบที่เหมาะสมของจุดกรณีศึกษาตลอดจนค่าต่าง ๆถึงระดับความปลอดภัยและความสามารถของจุดกลับรถที่จำลองขึ้น ผู้วิจัยจะนำผลการวิจัยมาพิจารณาเพื่อเสนอแนวทางในการออกแบบ และแนวทางเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพความปลอดภัยในบริเวณจุดกลับรถ วางแผนและจัดลำดับความสำคัญการพัฒนาที่เหมาะสมเหมาะกับลักษณะทางกายภาพและปริมาณการจราจรในปัจจุบัน โดยมาตรการที่เสนอ จะตั้งอยู่บนหลักฐานที่เชื่อถือได้ หากดำเนินการแล้วเกิดความคุ้มค่าและสามารถช่วยป้องกันชีวิต ทรัพย์สิน และการบาดเจ็บสาหัสของผู้เดินทางในทางหลวงแผ่นดิน

จากการประมวลผลครบทุกขั้นตอนจะได้กลุ่มข้อมูลที่ได้จาก ค่า Gap Base และ Volume 1500 คัน ต่อชั่วโมง ต่อช่องจราจร ดังนี้

ตารางที่ 12 ข้อมูลที่ได้จากการประมวลผลของโปรแกรม ที่ Gap Base และ Volume 1500 คัน / ชั่วโมง / ช่องจราจร

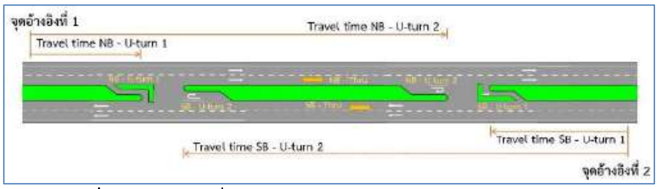
	ประเภทจุดกลับรถ	สายทาง	เวลาในการเดินทาง (วินาที)	ความล้าช้า (วินาที)	ความยาวแถวคอยเฉลี่ย (ม.)	ความยาวแถวคอยสูงสุด (ม.)	จำนวณพาหนะที่วิ่งได้เฉลี่ย (คัน/ชั่วโมง)
ปริมาณ 1500	จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว	ขาออก(NB) ทางตรง	45.84	3.67			3.67
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle +Cars)	19.57	11.14	1.77	36.06	11.47
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	46.54	12.09	0.05	5.01	12.09
		ขาเข้า(SB) ทางตรง	45.03	3.16			3.16

		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle +Cars)	12.26	5.35	0.01	1.53	5.35
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	50.44	17.45	3.00	41.19	17.45
	จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยว	ขาออก (NB) ทางตรง	62.70	0			0
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle +Cars)	17.99	2.3	2.45	22.25	2.3
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	57.18	4.23	2.92	20.17	4.23
		ขาเข้า(SB) ทางตรง	60.52	0			0
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle +Cars)	18.66	4.97	3.29	27.63	4.97
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	52.58	1.36	1.65	14.56	1.36
	จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ	ขาออก (NB) ทางตรง	132.87	73.01			73.01
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle Only)	18.49	7.1	1.22	25.94	7.1
		ขาออก(NB)จุดกลับรถที่2 (Motorcycle +Cars)	232.29	182.59	290.61	504.64	182.59
		ขาเข้า(SB) ทางตรง	69.75	10.78			10.78
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle Only)	12	2.36	0.25	10.8	2.36
		ขาออกSB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	212.90	167.86	214.31	510.19	167.86
	จุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟ	ขาออก(NB) ทางตรง	68.65	26.33			26.33
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle Only)	10.42	2.2	0.03	3.36	2.2
		ขาออก(NB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	141.83	106.73	147.33	336.88	106.73
		ขาเข้า(SB) ทางตรง	72.44	30.27			30.27
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่1(Motorcycle Only)	47.21	40.42	4.85	23.36	40.42
		ขาออก(SB) จุดกลับรถที่2(Motorcycle +Cars)	126.21	93.47	100.56	336.88	93.47

หลังจากทำการประมวลผลทุกขั้นตอนจะได้ค่าความสามารถต่าง ๆ ดังตัวอย่างต่อไปนี้

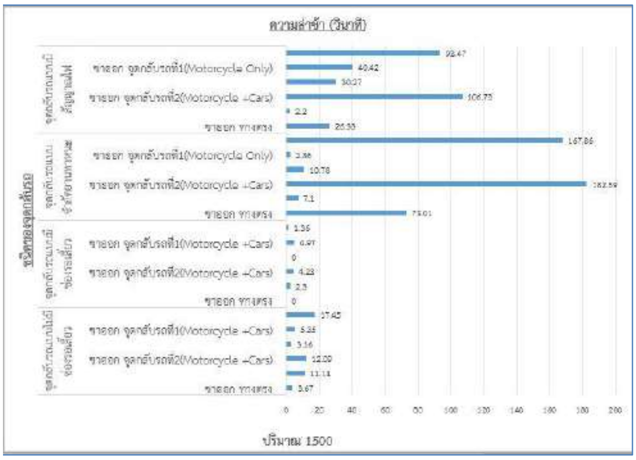
4.1 Delay (ค่าความล่าช้า)

ค่าความล่าช้าคือค่าที่แปรผันตามเวลาที่ใช้ในการเดินทาง (Travel Time) โดยวัดจากจุดอ้างอิงใด ๆไปยังจุดกลับรถที่ 1 และ 2 มีหน่วยเป็นวินาที ดังรูปที่ 16



รูปที่ 16 ตำแหน่งที่ใช้อ้างอิงเวลาในการเดินทาง

จากข้อมูลตารางที่ 12 สามารถนำไปสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ Delay กับชนิดของจุดกลับรถที่ได้จาก Gap Base และ Volume 1500 ดังแสดงในรูปที่ 17



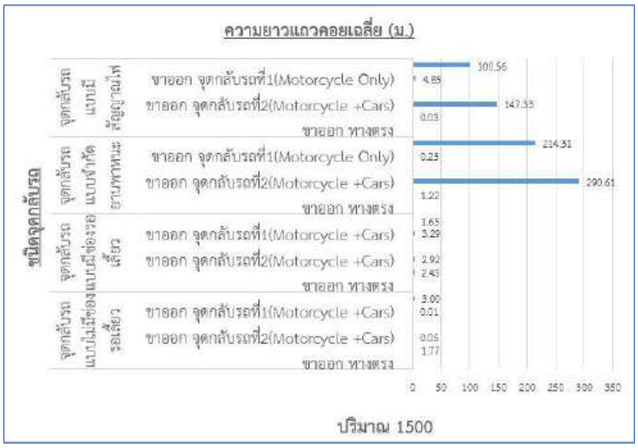
รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่าความล่าช้า (Delay) กับชนิดของจุดกลับรถ (U-turn Type) ที่ได้จาก Gap Base และ Volume 1500

เวลาที่ใช้ในการเดินทางเมื่อเปรียบเทียบกับ ค่า Volume โดยวิเคราะห์เป็น U-turn Type จะเห็นว่าค่า Volume ที่ต่ำกว่า 1,500 คัน/วัน จะไม่ส่งผลกระทบให้การกับรถที่ต้องการกลับรถ แต่จะมีผลก็ต่อเมื่อ ปริมาณมากกว่า 1,500 คัน/วัน ที่จะส่งผลให้รถที่วิ่งทางตรงใช้เวลาในการเดินทางลดลง เมื่อเปรียบเทียบจากจุดกลับรถที่ไม่มีช่องรอเลี้ยว และมีช่องสำหรับกลับรถ ส่วนจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะและแบบมีสัญญาณไฟจราจรค่าการเดินทางจะแปรผันตามความจุในอัตราส่วนที่ลดลง คือ ที่ความจุ 1000

, 1500 , 2000 และ 2500 ค่าการเดินทางขาเข้า ในจุดกลับรถแบบจำกัดยาพาหนะ (SB Thru) เท่ากับ 64.78 , 132.87 , 155.83 , 169.98 วินาที และค่าการเดินทางขาเข้า (SB Thru) จากจุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟเท่ากับ 53.10 , 68.65 , 105.44 และ 115.37 วินาที ตามลำดับ (วิเคราะห์จาก GAP BASE)

4.2 *Average* Queue Counters (ค่าความยาวแถวคอยเฉลี่ย)

จากข้อมูลตารางที่ 12 สามารถนำไปสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความยาวแถวคอย(Average Queue Counters) กับ ชนิดของจุดกลับรถ (U-turn Type) ดังแสดงในรูปที่ 18



รูปที่ 18 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Average Queue Counters กับ ชนิดของจุดกลับรถ U-turn Type ที่ได้จาก Gap Base และ Volume 1500

<u>ผลค่าความยาวแถวคอย</u>

ความจุยานพาหนะต่ำกว่า 1,500 คัน/ชั่วโมง

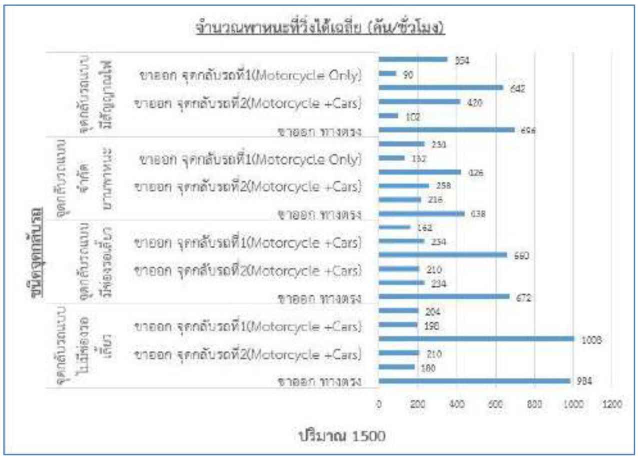
- จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวและจุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยวสามารถรองรับความยาวแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 1.89 เมตร
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ จุดกลับรถสำหรับรถจักรยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 0.735 เมตร และจุดกลับรถสำหรับรถยนต์+รถจักยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 252.46 เมตร
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะมีสัญญาณไฟจราจร จุดกลับรถสำหรับรถจักรยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 2.44 เมตร และจุดกลับรถสำหรับรถยนต์+รถจักยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 123.95 เมตร

และเมื่อเพิ่มปริมาณที่ 2,500 คัน/ชั่วโมง จะได้ผลดังนี้

- จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวและจุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยวสามารถรองรับความยาวแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 42.92 เมตร
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ จุดกลับรถสำหรับรถจักรยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 0.48 เมตร และจุดกลับรถสำหรับรถยนต์+รถจักยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ เมตร 301.82
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะมีสัญญาณไฟจราจร จุดกลับรถสำหรับรถจักรยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 2.65 เมตร และจุดกลับรถสำหรับรถยนต์+รถจักยานยนต์สามารถรองรับแถวคอยเฉลี่ยเท่ากับ 328.04 เมตร

4.3 Volume Thru กับ U-turn Type (จำนวณยานพาหนะที่วิ่งได้ กับ ชนิดของจุดกลับรถ)

จากข้อมูลตารางที่ 12 สามารถนำไปสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง จำนวณยานพาหนะที่วิ่งได้ (Volume Thru) กับ ชนิดของจุดกลับรถ U-turn Type ดังแสดงในรูปที่ 19



รูปที่ 19 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง จำนวนพาหนะที่วิ่งได้ (Volume Thru) กับ ชนิดของจุดกลับรถ U-turn Type ที่ได้จาก Gap Base และ Volume 1500

ปริมาณรถที่วิ่งได้ทางตรง คัน/ชั่วโมง ใช้เกณฑ์กรมทางหลวงที่ระดับการให้บริการที่ระดับ C จะได้ค่า In put ที่ไม่เกิน 1,500 คัน/วัน ซึ่งสามารถแยกได้ดังต่อไปนี้

- จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวมีค่าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 1,152 คัน/ชั่วโมง
- จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยวมีค่าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 1,031 คัน/ชั่วโมง
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะมีค่าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 908 คัน/ชั่วโมง
- จุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟมีค่าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 1,000 คัน/ชั่วโมง

ซึ่งเมื่อนำข้อมูลที่ได้ไปเปรียบเทียบกับข้อมูลอ้างอิงถือว่าข้อมูลที่ได้เป็นจริง

และ ประเมินจากความล่าช้าการเดินทาง (Delay) ที่ยานพาหนะแต่ละคันจะต้องติดขัดบริเวณทางแยก (วินาที) จะได้ค่า In put ที่ไม่เกิน 1,500 คัน/วัน ซึ่งสามารถแยกได้ดังต่อไปนี้

- จุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวมีค่าความล่าช้าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 11.5 วินาที (LOS B)
- จุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยวมีค่าความล่าช้าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 3.22 วินาที (LOS A)
- จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะมีค่าความล่าช้าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 90 วินาที (LOS F)
- จุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟมีค่าความล่าช้าเฉลี่ยรถวิ่งเท่ากับ 60.7 วินาที (LOS E)

4.4 Gap Acceptance (ค่าช่องว่างที่ยอมรับ)

ข้อมูลตารางที่ได้จากการประมวลโปรแกรมทั้งหมดสามารถนำมาแยกเปรียบเทียบค่าความแต่งต่าง(ค่า + , -) ของ เปอร์เซ็นต์ของช่องว่างที่ยอมรับ Gap Acceptance แล้วเปรียบเทียบผลต่างของ 3 ค่าดังต่อไปนี้

4.4.1 เวลาที่ใช้ในการเดินทาง

ค่า Gap Acceptance ที่แตกต่างส่งผลให้เวลาที่ใช้ในการเดินทางแตกต่างกันออกไป อาทิเช่น ที่ปริมาณรถวิ่ง (Input) 1500 คัน/ชั่วโมง ค่าระยะ Gap Acceptance ที่ -20% , -10% , Gap Base , +10% , +20% จะใช้ระยะเวลาการเดินทาง จะได้ผลดังนี้

- ในจุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวคือ ค่า Gap Acceptance ที่บวก มาก ๆ (+20 ขึ้น) จะส่งผลกระทบต่อจุดกลับรถในแนวโน้มที่ + - 17.13 วินาที
- ในจุดกลับรถที่มีช่องสำหรับรอเลี้ยว ค่า Gap Acceptance ที่แตกต่างไม่ค่อยส่งผลกระทบต่อระยะเวลาในการเดินทางตรงในขาเข้า (NB) และขาออก (SB) แต่จะส่งผลกระทบต่อจุดกลับรถในแนวโน้มที่ + - 30.47 วินาที
- ในจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ ค่า Gap Acceptance มีผลเป็นบวกต่อการเดินทางของจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะและทางตรงในลักษณะที่ใกล้เคียงกันคือ + - 21.42 วินาที และ + - 3.095 วินาที ในจุดกลับรถ
- ในจุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟ ค่า Gap Acceptance ที่แตกต่างไม่ส่งผลกระทบต่อถนนที่มีจุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟจราจร ซึ่งมีค่าเฉลี่ยการเดินทางอยู่ที่ + - 1.40 วินาทีในทางตรง และ + - 1.91 วินาทีในจุดกลับรถ

4.4.2 ค่าความยาวแถวคอยสูงสุด

ค่า Gap ที่แตกต่างส่งผลให้ค่าความยาวแถวคอยสูงสุดแตกต่างกันออกไป อาทิเช่น ที่ปริมาณรถวิ่ง (Input) 1500 คัน/ชั่วโมง ค่าระยะ Gap Acceptance ที่ -20% , -10% , Gap Base , +10% , +20% จะได้ค่าดังต่อไปนี้

- ในจุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวคือ ค่า Gap ที่บวก มาก ๆ (+20 ขึ้น) จะส่งผลกระทบความยาวแถวคอยที่จุดกลับรถที่เฉลี่ยขาเข้า (SB) เท่ากับ 33.08 เมตร , ขาออก (NB) เท่ากับ 39.73 เมตร
- ในจุดกลับรถที่มีช่องสำหรับรอเลี้ยว ค่า %Gap ที่แตกต่างส่งผลกระทบต่อค่าความยาวแถวคอยสูงสุด ขาเข้า (SB) เท่ากับ 70.20 เมตร และค่าความยาวแถวคอยสูงสุดขาออก (NB) เท่ากับ 56.67 เมตร
- ความยาวแถวคอยแบบจำกัดยานพาหนะไม่ส่งผลกระทบต่อยานพาหนะที่วิ่งทางตรง แต่ค่า % Gap ที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อยานพาหนะที่จุดกลับรถ ขาเข้า (SB) เท่ากับ 317.89 เมตร และขาออก (NB) เท่ากับ 413.95 เมตร
- ค่า % Gap ที่เพิ่มขึ้นไม่ส่งผลที่แตกต่างต่อความยาวแถวคอยในจุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟจราจร และมีความยาวแถวคอยสูงสุดเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 11.08 เมตร และขาออก (NB) เท่ากับ 46.93 เมตร

4.4.3 จำนวณพาหนะที่วิ่งได้เฉลี่ย

ค่า Gap ที่แตกต่างส่งผลให้จำนวณพาหนะที่วิ่งได้เฉลี่ย แตกต่างกันออกไป อาทิเช่น ที่ปริมาณรถวิ่ง (Input) 1500 คัน/ชั่วโมง ค่าระยะ Gap Acceptance ที่ -20% , -10% , Gap Base , +10% , +20% จะได้ค่าดังต่อไปนี้

- ในจุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยวคือ ค่า % Gap ที่แตกต่างไม่ส่งผลกระทบต่อปริมาณรถที่วิ่งได้ กล่าวคือทุกสายทาง (Link) วิ่งในปริมาณที่คงที่ คือ ทางตรง ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 980 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาออก (NB) เท่ากับ 1,008 คัน/ชั่วโมง และจุดกลับรถ ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 207 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาออก (NB) เท่ากับ 362 คัน/ชั่วโมง
- ในจุดกลับรถที่มีช่องสำหรับรอเลี้ยว ค่า % Gap ที่แตกต่างส่งผลกระทบต่อค่าปริมาณรถที่วิ่งได้เฉลี่ยที่ ทางตรง ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 884 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ยขาออก (NB) เท่ากับ 902 คัน/ชั่วโมง และจุดกลับรถ ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 206 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาออก (NB) เท่ากับ 377 คัน/ชั่วโมง
- ค่า % Gap ที่เพิ่มขึ้น ในจุดกลับรถแบบจำกัดยาพาหนะส่งผลให้ปริมาณการจราจรลดลง ที่ ทางตรง ขาเข้าและขาออก เท่ากับ -150 คัน/ชั่วโมง และ จุดกลับรถ ขาเข้าและขาออก เท่ากับ - 41 คัน/ชั่วโมง
- ค่า % Gap ที่เพิ่มขึ้นไม่ส่งผลที่แตกต่างต่อปริมาณรถที่วิ่งได้ในจุดกลับรถแบบมีสัญญาณไฟจราจร และมีปริมาณรถวิ่งเฉลี่ย ทางตรง ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 690 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาออก (NB) เท่ากับ 659 คัน/ชั่วโมง และจุดกลับรถ ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาเข้า (SB) เท่ากับ 423 คัน/ชั่วโมง , ปริมาณรถที่วิ่งเฉลี่ย ขาออก (NB) เท่ากับ 359 คัน/ชั่วโมง

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาการเปรียบเทียบรูปแบบจุดกลับรถต่าง ๆ และเก็บข้อมูลเพื่อทำการวิเคราะห์ ณ จุดกลับรถ ทางหลวงหมายเลข 101 กม. 364.356 (ไทยประกันชีวิต) ถึง กม. 364.963 (ป้อมพญาวัด) ระยะทาง 0.607 กิโลเมตร จากเดิมที่เป็นจุดกลับรถแบบไม่มีช่องรอเลี้ยว(แบบที่ 1) และจุดกลับรถแบบมีช่องรอเลี้ยว(แบบที่ 2) ได้ปรับปรุงเป็นจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะ (สำหรับรถจักรยานยนต์)(แบบที่ 3) และจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะและมีสัญญาณไฟจราจร(แบบที่ 4)ในปัจจุบัน ในเชิงปริมาณจุดกลับรูปแบบที่ 4 ในปัจจุบันที่ไม่มีเขตทางให้ขยายเพิ่มถนนเส้นดังกล่าวสามารถรองรับปริมาณรถได้เมื่อเทียบกับ ระดับการให้บริการ C (LOS C) สามารถรองรับปริมาณรถได้เท่ากับ 1,500 คันต่อชั่วโมงในจุดกลับรถทุกรูปแบบ และจุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะและมีสัญญาณไฟ (แบบที่ 4) สามารถเพิ่มประสิทธิภาพการเดินทางของรถจักรยานยนต์มากขึ้น เพราะรถจักรยานยนต์ ซึ่งเป็นผู้ขับขี่ในกลุ่มเสี่ยงอันตราย (Vulnerable road users) ไม่ต้องเดินทางระยะไกลเพื่อกลับรถ โดยถูกบังคับแยกการกลับรถออกจากยานพาหนะอื่น ๆ ให้สามารถใช้จุดกลับรถแบบจำกัดยานพาหนะที่ออกแบบรองรับไว้ อีกทั้งเป็นการลดระยะเวลาการเดินทาง และลดความขัดแย้ง (Conflict) ระหว่างยานพาหนะ

เอกสารอ้างอิง

[1] ศูนย์เทคโนโลยีสารสนเทศกลาง.สำนักงานตำรวจแห่งชาติ,2560

[2] World Health Statistics . World Health Organization , 2015

[3] อุบัติเหตุบนทางหลวง . สำนักอำนวยความปลอดภัย กระทรวงคมนาคม.กรมทางหลวง,2554-2561

[4] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets. Washington, DC: AASHTO, 2011

[5] Vergil G. Stover, Frank J. Koepke. Transportation and Land Development . *Institute of Transportation Engineers*. North-western University, 1998

[6] U.s.Department of Trannsportatiom (USDOT).2007.Fataty Analysis Reporting System (FARS) Encyclopedia.sponsored by the National Highway Safety Traffic Administration , U.S. Department of Transportation.

[7] Florida Department of Transportation (FDOT).(2006)Median handbook:Interim version.Tallahassee: Florida Department of Transportation

[8] DESIGN GUIDELINE ประเภทของเกาะกลางถนน (Road Medians) และการออกแบบรูปตัดงานขยายทางหลวง (Road Widening) . สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง , 2554

[9] A Policy on Geometric Design of Highway and Streets. American Association of State Highway and Transportation Officials,2011

[10] Highway Capacity Manual (HCM). TRANSPORTATION RESEARCH BOARD .National Research Council ,1965

[11] Turn lane length for various speed roads and Evaluation of Determining Criteria. Minnesota Department of Transportation , 2008

การประเมินความปลอดภัยทางถนน และระดับดาวตามมาตรฐาน iRAP สำหรับโรงเรียนเสี่ยงในกรุงเทพมหานคร
Road Safety Assessment and iRAP Star Ratings for High-risk Schools in Bangkok

ศ.ดร.เกษม ชูจารุกุล[1] เกริกฤทธิ์ ศรีรุ่งวิกรัย[2,*] และ พิณทิพย์ ศิระอำพร[3]

[1,2] คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
[3] สำนักงานจัดการทรัพย์สิน จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
**Corresponding author; E-mail address: kerkritt.s@gmail.com*

บทคัดย่อ

ในแต่ละปี เด็กจากทั่วโลกจำนวน 186,300 คนเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนน ประเทศไทยจัดเป็นกลุ่มประเทศที่มีสถิติการเสียชีวิตสูง จากรายงานสถานการณ์ความปลอดภัยทางถนนขององค์การอนามัยโลกปี 2018 ได้ระบุไว้ว่าในแต่ละปีมีเด็กไทยเสียชีวิต 2,600 คน และ 72,000 คน ได้รับบาดเจ็บจากอุบัติเหตุบนท้องถนนไทย ทั้งนี้เด็กเป็นกลุ่มผู้ใช้ทางที่มีความเปราะบาง เนื่องจากในแต่ละวันเด็กที่อยู่ในช่วงวัยเรียนจะต้องเดินเท้าและข้ามถนนเพื่อเดินทาง ดังนั้นถนนในบริเวณโรงเรียนจำเป็นจะต้องมีความปลอดภัย งานวิจัยนี้ได้ประยุกต์ใช้การประเมินความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุทางถนนด้วยมาตรฐาน iRAP สำหรับโรงเรียน ผู้วิจัยได้คัดเลือกโรงเรียน 4 โรงเรียนในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ประกอบด้วย โรงเรียนวัดดอนเมือง โรงเรียนวัดสิงห์ โรงเรียนอัสสัมชัญแผนกประถม และโรงเรียนวัดสุทธิวราราม โดยผู้วิจัยได้พิจารณาโรงเรียนตัวอย่างจากสถิติการเกิดอุบัติเหตุทางถนนในอดีต และได้รวบรวมข้อมูลที่ใช้ในการประเมินสำหรับถนนหลัก และถนนรองในบริเวณรอบโรงเรียน ผลจากการศึกษาได้ชี้ให้เห็นว่าถนนบริเวณโดยรอบโรงเรียนยังมีระดับดาวที่ 1-2 ดาว ซึ่งต่ำกว่าค่าเป้าหมายที่องค์การอนามัยโลกแนะนำว่าถนนที่มีความปลอดภัยควรผ่านการประเมินตั้งแต่ 3 ดาวขึ้นไป ซึ่งงานวิจัยนี้ได้แนะนำมาตรการเพื่อให้หน่วยงานท้องถิ่นที่เกี่ยวข้องนำไปยกระดับมาตรฐานความปลอดภัยสำหรับการเดินทางของนักเรียนต่อไป

คำสำคัญ: iRAP, ถนน 3 ดาว, ความปลอดภัยทางถนน, นักเรียน, คนเดินเท้า

Abstract

Each year, up to 186,300 children lose their lives from road traffic accidents around the world. Thailand has been among the top countries with highest death rate in road traffic accidents, according to WHO global status report in 2018. Each year more than 2,600 Thai children die on the roads. Moreover, 72,000 young people were injured from road accidents. Children are particularly vulnerable road users, and the safety of children walking along and across roads is the major concern. In this study, we utilized the concept of Star Rating for Schools methodology from iRAP (International Road Assessment Programme). A total of four schools in Bangkok metropolitan region with high risks were selected as case studies, namely, Wat Donmuang School, Wat Sing School, Assumption College (Primary Section), and Wat Sutthiwararam School. Roads accident data in school's area was collected from secondary sources. Field data collection was conducted at main and access roads nearby selected schools. Results indicate that such a methodology can be applied to Thai schools. In addition, it was found that certain sections of access roads to the schools in the present study still fall into 1 or 2-star roads, while the minimum acceptable criterion according to the World Health Organization (WHO) road safety targets is 3-stars or better. This prompts local road authorities to upgrade such road sections to a higher standard. Proven road safety improvements were also suggested.

Keywords: iRAP, **3** stars or better road, road safety, student, pedestrian

1. ที่มาและความสำคัญ

จากรายงานสถานการณ์ความปลอดภัยทางถนนขององค์การอนามัยโลก ปี ค.ศ. 2018 [1] ที่ได้รวบรวมสถิติความสูญเสียจากอุบัติเหตุทั่วโลกได้แสดงให้เห็นว่า การเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนน เป็นสาเหตุอันดับที่ 8 ของการเสียชีวิตจากโรคไม่ติดต่อของประชากรโลกในทุกช่วงอายุ ซึ่งสูงกว่าอัตราการเสียชีวิตในผู้ติดเชื้อเอชไอวี และวัณโรค ทั้งนี้หากพิจารณาเฉพาะกลุ่มเด็กเยาวชน และวัยเริ่มต้นทำงาน ในช่วงอายุ (5-29 ปี) จะพบว่า การบาดเจ็บ

จากอุบัติเหตุทางถนนเป็นสาเหตุอันดับแรกที่นำไปสู่การเสียชีวิตของประชากรในวัยดังกล่าว

ในประเทศไทย สถิติสาเหตุการเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนนจากการบูรณาการข้อมูลจาก 3 ฐานข้อมูล ประกอบด้วย ฐานข้อมูลของกระทรวงสาธารณสุข สำนักงานตำรวจแห่งชาติ และบริษัท กลางคุ้มครองผู้ประสบภัยจากรถ (จำกัด) ในระยะเวลา 5 ปี ระหว่างปี พ.ศ. 2556-2560 พบว่าเด็กและเยาวชนตั้งแต่แรกเกิดถึงอายุ 19 ปี เสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนน รวม 17,634 ราย

โดยกลุ่มประชากรที่อายุไม่เกิน 19 ปี เป็นกลุ่มที่อยู่ในวัยเรียน ซึ่งมีกิจวัตรประจำวันในการเดินทางไปสถานศึกษา และจะต้องใช้โครงข่ายถนนในการเดินทาง โดยมีรูปแบบการเดินทางที่แตกต่างกันทั้งการเดินทางด้วยรถยนต์ส่วนตัว รถจักรยานยนต์ ระบบขนส่งสาธารณะ หรือการจักรยาน แต่ในการเดินทางบริเวณหน้าโรงเรียน กลุ่มผู้ใช้ทางกลุ่มนี้เกือบทั้งหมดจะต้องใช้การเดินทางในการเข้าสู่พื้นที่โรงเรียน ซึ่งกลุ่มคนเดินเท้านั้นเป็นกลุ่มผู้ใช้ทางที่มีความเปราะบางและเสี่ยงต่อความสูญเสียมากเที่สุดหากเกิดอุบัติเหตุทางถนน

เมื่อพิจารณาจำนวนโรงเรียนที่ตั้งอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครทั้ง 1,400 แห่ง ร่วมกับฐานข้อมูลอุบัติเหตุของ บริษัท กลางคุ้มครองผู้ประสบภัยจากรถ (จำกัด) ในปี พ.ศ. 2562 พบว่าบริเวณรอบโรงเรียนในรัศมี 400 เมตร จะพบอุบัติเหตุเกิดขึ้นในแต่ละโรงเรียน ประมาณ 40,000 เหตุการณ์ และคิดเป็นเหตุการณ์ที่มีการเสียชีวิตประมาณ 400 เหตุการณ์ ซึ่งอาจจะเกิดจากผู้ใช้ทางทั่วไป และผู้ใช้ทางที่เดินทางเพื่อเข้า-ออกโรงเรียน โดย 10 อันดับแรกของโรงเรียนที่มีจำนวนอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตสูงถึง 4 ครั้งในปี พ.ศ. 2562 ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สถิติอุบัติเหตุบริเวณรอบโรงเรียนในรัศมี 400 เมตร

ที่	โรงเรียน	อุบัติเหตุทางถนน	
		จำนวน	จำนวนอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต
1	โรงเรียนวัดดอนเมือง	42	4
2	โรงเรียนอนุบาลคุ้มเกล้า	33	4
3	โรงเรียนวัดแสนสุข	18	4
4	โรงเรียนบพิธวิทยา	14	4
5	โรงเรียนมัธยมวัดสิงห์	109	3
6	โรงเรียนกันตทาราราม	108	3
7	โรงเรียนศิริสุขวิทยา	91	3
8	โรงเรียนวัดบางสะแกนอก	91	3
9	โรงเรียนน้ำชลชนานุกูล	79	3
10	โรงเรียนพรสุดามีนบุรี	48	3
700*	โรงเรียนวัดสุทธิวราราม	28	0
912*	โรงเรียนอัสสัมชัญแผนกประถม	17	0

** สายทางตัวอย่างที่คัดเลือกจากรูปแบบระบบขนส่งสาธารณะที่ให้บริการในพื้นที่*

งานวิจัยนี้จึงต้องการสร้างความตระหนักต่อความปลอดภัยทางถนนในบริเวณรอบโรงเรียน โดยเฉพาะเส้นที่นักเรียนใช้เป็นเส้นทางในการเดินเท้าเพื่อเข้าสู่เขตโรงเรียน ผู้วิจัยได้คัดเลือกโรงเรียนกรณีศึกษา 4 แห่ง เพื่อนำไปประเมินความเสี่ยงตามมาตรฐานการให้ระดับดาวถนนของ iRAP (International Road Assessment Programme) [2] ซึ่งเป็น 1 ในมาตรวัดด้านความปลอดภัยทางถนนที่ได้รับการรับรองจากองค์การอนามัยโลก โดยประเมินในมุมมองของเฉพาะคนเดินเท้า เพื่อวิเคราะห์ถึงมาตรการที่จะลดความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุกับนักเรียน และคนเดินเท้ารอบบริเวณโรงเรียน และสามารถนำไปขยายผลกับโรงเรียนทั่วประเทศต่อไป

2. การทบทวนงานศึกษาที่ผ่านมา

2.1 ความปลอดภัยทางถนนในเด็ก

รายงาน Youth and Road Safety [3] โดยองค์การอนามัยโลกได้เปิดเผยข้อมูลว่ากลุ่มประชากรที่มีอายุน้อยกว่า 25 ปี เป็นกลุ่มที่มีสถิติการเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนนค่อนข้างสูง โดยผู้ที่เสียชีวิตในกลุ่มดังกล่าวส่วนใหญ่เป็นผู้ใช้ทางที่มีความเปราะบางจากการเดินทางด้วยรถจักรยานยนต์ รถจักรยาน และการเดินเท้า รวมถึงการโดยสารระบบขนส่งสาธารณะ ซึ่งปัญหาหลักที่ทำให้กลุ่มผู้ใช้ทางมีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุทางถนน เนื่องจากการพัฒนาเมืองไม่ได้คำนึงถึงผู้ใช้ทางกลุ่มนี้ในการออกแบบและการวางผังเมือง ทำให้การเดินทางจำเป็นต้องใช้พื้นที่ร่วมการยานพาหนะบนท้องถนนซึ่งจะนำไปสู่การเกิดการชน อีกทั้งสิ่งอำนวยความปลอดภัยที่ไม่ได้สนับสนุนกับผู้ใช้ทางในกลุ่มที่เป็นเด็กเล็ก ทำให้ถนนเป็นบริเวณที่เสี่ยงต่อการสูญเสียของกลุ่มผู้ใช้ทางเหล่านี้ นอกเหนือจากการรณรงค์ให้มีการใช้อุปกรณ์ป้องกันเพื่อลดความรุนแรงจากการเกิดอุบัติเหตุ เช่น การสวมหมวกนิรภัย การคาดเข็มขัดนิรภัย และการติดตั้งที่นั่งเด็ก การจัดการความเร็วที่เหมาะสมยังเป็นอีกมาตรการที่มีความสำคัญต่อการลดความสูญเสีย

ทั้งนี้ สาเหตุที่ทำให้ผู้ใช้ทางวัยเยาว์ โดยเฉพาะเด็กเล็กเป็นกลุ่มเสี่ยงในการใช้ทาง คือ รูปร่างทางกายภาพที่เล็กกว่าผู้ใหญ่ ทำให้ระยะการสังเกตุสภาพจราจรและการระวังอุบัติเหตุจากการจราจรยังไม่ดีเท่าผู้ใหญ่ รวมถึงข้อจำกัดดังกล่าวทำให้ผู้ขับขี่สังเกตได้ยาก และไม่สามารถหยุดรถได้ทันในกรณีฉุกเฉิน นอกจากนี้ผู้ใช้ทางวัยเยาว์ยังมีข้อจำกัดทั้งทางด้านการรับรู้ทางสายตา ทางการได้ยิน การขาดความเข้าใจ ซึ่งจะนำไปสู่การตัดสินใจที่ผิดพลาด เช่น การข้ามทางตัดหน้ารถยนต์ในระยะกระชั้นชิด

เพื่อลดความสูญเสีย และป้องกันการเกิดอุบัติเหตุในกลุ่มผู้ใช้ทางวัยเยาว์ จึงควรมีการปรับปรุงถนนในบริเวณที่มีสัดส่วนของกลุ่มผู้ใช้ทางกลุ่มนี้สูง โดยการเพิ่มระยะห่างระหว่างคนเดินเท้าไม่ให้ปะปนกับยานพาหนะบนท้องถนน การสร้างทางเท้า และทางเท้าที่ปลอดภัยโดยเฉพาะบริเวณหน้าโรงเรียน รวมถึงการจัดการความเร็วให้ปลอดภัยกับคนเดินเท้า ทั้งการควบคุมความเร็ว ควบคู่กับการจำกัดความเร็ว ทั้งในด้านของกฎหมายและการบังคับใช้

2.2 การประเมิน iRAP

แนวคิดประเมินความเสี่ยงตามมาตรฐานการให้ระดับดาวถนน หรือ iRAP Star Rating [4] เป็นการประเมินความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุทางถนนโดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการตรวจสอบองค์ประกอบทางถนน ที่เกี่ยวข้องกับความเสี่ยงต่อการเสียชีวิตและการบาดเจ็บสาหัสจากอุบัติเหตุใน

แต่ลักษณะของอุบัติเหตุ สำหรับผู้ใช้ถนนทุกประเภท ข้อมูลดังกล่าวจะถูกนำไปคำนวณคะแนนความเสี่ยง (Risk Score) เพื่อนำไปจัดลำดับความเสี่ยง (Star Rating) และวิเคราะห์แนวทางในการยกระดับความปลอดภัยทางถนนที่มีงานศึกษาหรืองานวิจัยรองรับว่าได้ผลในการลดจำนวน หรือความสูญเสียจากอุบัติเหตุ

iRAP เป็นหนึ่งใน Road Safety System ซึ่งเป็นแนวทางเชิงป้องกัน (Proactive approach) โดยวิเคราะห์ถึงบริเวณที่มีโอกาสเสี่ยง หรือมีความน่าจะเป็น ที่จะเกิดอุบัติเหตุ เพื่อนำไปปรับปรุง และยกระดับความปลอดภัยก่อนที่จะเกิดอุบัติเหตุขึ้นจริง ซึ่งจะแตกต่างจากแนวทางเชิงแก้ไข (Reactive approach) ที่เน้นการแก้ไขในบริเวณที่มีสถิติอุบัติเหตุเกิดขึ้นซ้ำซ้อน หรือบริเวณ Black Spot การประเมินถนนเพื่อจัดลำดับความเสี่ยงอาศัยข้อมูลองค์ประกอบถนนประมาณ 60 ประเด็นที่เกี่ยวข้องกับความปลอดภัยของถนน โดยแบ่งเป็นข้อมูลสภาพข้างทาง (Roadside) ข้อมูลบนช่วงถนน (Midblock) ข้อมูลทางแยก (Intersections) ข้อมูลปริมาณการจราจร (Flow) ข้อมูลสิ่งอำนวยความสะดวกของผู้ใช้ทางที่มีความเสี่ยง และการใช้พื้นที่ (VRU fatalities and land use) และข้อมูลความเร็ว (Speeds)

มาตรฐานการประเมินถนน iRAP เป็นหนึ่งในวิธีที่สามารถใช้เป็นมาตรวัดระดับความปลอดภัยทางถนน ซึ่งจะพิจารณาองค์ประกอบต่าง ๆ ของถนน ประกอบกับสภาพของการจราจร โดยพิจารณาจากมิติของกลุ่มผู้ใช้รถยนต์ ผู้ใช้รถจักรยานยนต์ ผู้ใช้จักรยาน และคนเดินเท้า ถนนที่ได้คะแนนความเสี่ยงต่ำในระดับ 5 ดาวจัดเป็นถนนที่มีความปลอดภัยสูงสุด และถนนที่ได้คะแนนความเสี่ยงสูงในระดับ 1 ดาวจะเป็นถนนที่มีความปลอดภัยต่ำสุด ซึ่งมาตรฐานและค่าเป้าหมายของถนนที่ปลอดภัยที่นานาชาติยอมรับควรอยู่ที่ตั้งแต่ 3 ดาวขึ้นไป ซึ่งตัวแปรด้านความเร็ว เป็นหนึ่งในตัวแปรหลักจาก 60 ปัจจัยที่มีผลอย่างมากต่อระดับความปลอดภัยของถนนต่อผู้ใช้ทาง

การจัดลำดับดาวของถนนจะอาศัยค่าคะแนนที่ได้จากการประเมินองค์ประกอบถนนตามมาตรฐานของ iRAP คือ ค่าคะแนนการจัดลำดับ (Star Rating Score: SRS) ดังสมการที่ (1) โดยมีมีรายละเอียดการคำนวณค่าคะแนน ดังนี้

$$SRS = \Sigma \text{ Crash Type Scores} \quad (1)$$

เมื่อ:

- SRS คือ ระดับความเสี่ยงต่อการเสียชีวิตและบาดเจ็บสาหัสสำหรับผู้ใช้ทางแต่ละประเภท
- Crash Type Scores คือ ค่าคะแนนของการชนแต่ละประเภท

= Likelihood x Severity x Operating speed x External flow influence x Median traversability

- Likelihood คือโอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุ โดยพิจารณาจากค่าความเสี่ยงของปัจจัยทางถนนที่อาจจะก่อให้เกิดอุบัติเหตุ
- Severity คือความรุนแรงของอุบัติเหตุ โดยพิจารณาจากค่าความเสี่ยงของปัจจัยทางถนนที่มีผลต่อความสูญเสียเมื่อเกิดอุบัติเหตุ
- Operating speed คือความเร็วของการจราจร โดยพิจารณาจากความเสี่ยงปัจจัยที่มีความสัมพันธ์กับความเร็วของการจราจร
- External flow คือปัจจัยภายนอกที่เกี่ยวข้องระหว่างความเสี่ยงของผู้ใช้ทางคนหนึ่งจะส่งผลต่อโอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้ทางคนอื่น
- Median traversability คือการข้ามเกาะกลางถนน ซึ่งจะส่งผลต่อแนวโน้มที่ยานพาหนะเดินทางผิดทิศทางจราจร

ในการศึกษานี้ ผู้วิจัยเลือกประเมินความเสี่ยงที่เกิดขึ้นกับกลุ่มผู้เดินเท้า ซึ่งเป็นรูปแบบการเดินทางของนักเรียนส่วนใหญ่ในบริเวณพื้นที่รอบเขตโรงเรียน โดยหลักการประเมินความเสี่ยงของกลุ่มคนเดินเท้าตามมาตรฐาน iRAP จะพิจารณาความเสี่ยงในขณะใช้ถนน แบ่งเป็นความเสี่ยงขณะเดินตามแนวถนน (Along) และความเสี่ยงขณะข้ามถนน (Crossing) ซึ่งในบริเวณที่คนเดินเท้าไปสามารถข้ามถนนได้ เช่น ถนนมี่มีเกาะกลางที่ไม่สามารถเดินข้ามได้ บริเวณที่มีการติดตั้งราวกั้นคนเดินลงบนถนน ในบริเวณดังกล่าวจะไม่พิจารณาความเสี่ยงถึงการข้ามทาง ซึ่งจะไม่นำคะแนนความเสี่ยงจากการข้ามถนนมาคิดรวมกับความเสี่ยงของการเดินตามแนวถนน ดังสรุปคะแนนความเสี่ยงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ระดับคะแนนความเสี่ยงของคนเดินเท้า

ระดับดาว	ช่วงคะแนนความเสี่ยงของคนเดินเท้า		
	ตามแนวถนน	ข้ามทาง	รวม
5	0 to < 0.2	0 to < 4.8	0 to < 5
4	0.2 to < 1	4.8 to < 14	5 to < 15
3	1 to < 7.5	14 to < 32.5	15 to < 40
2	7.5 to < 15	32.5 to < 75	40 to < 90
1	15 +	75 +	90 +

3. ขั้นตอนการศึกษา

3.1 การคัดเลือกโรงเรียนตัวอย่าง

จากฐานข้อมูลโรงเรียน พบว่า มีโรงเรียนประมาณ 1,400 แห่ง อยู่ในพื้นที่กรุงเทพมหานคร โดยผู้วิจัยได้นำตำแหน่งของโรงเรียนไปวิเคราะห์เพื่อคัดเลือกโรงเรียนตัวอย่าง ที่สามารถนำไปใช้เป็นแนวทางในการแก้ไขปัญหาความปลอดภัยสำหรับนักเรียนที่เดินเท้าได้ต่อไป ซึ่งผู้วิจัยใช้เกณฑ์ในการคัดเลือก ดังนี้

- โรงเรียนที่มีสถิติอุบัติเหตุสูงในรัศมี 400 เมตร
- โรงเรียนที่มีเขตพื้นที่ที่มีรูปแบบระบบขนส่งสาธารณะให้บริการแตกต่างกัน

จากเกณฑ์ดังกล่าว ผู้วิจัยได้คัดเลือกโรงเรียนตัวอย่าง 4 โรงเรียน ประกอบด้วย โรงเรียนวัดดอนเมือง โรงเรียนมัธยมวัดสิงห์ โรงเรียนอัสสัมชัญ (แผนกประถม) โรงเรียนวัดสุทธิวราราม ดังแสดงตำแหน่งในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ตำแหน่งโรงเรียนตัวอย่าง 4 โรงเรียน

โรงเรียนตัวอย่างทั้ง 4 โรงเรียน เป็นโรงเรียนในระดับประถมศึกษาถึงระดับมัธยมศึกษา โดยมีรายละเอียดจำนวนนักเรียน และถนนสายหลักที่ใช้ในการเดินทางเพื่อเข้าถึงโรงเรียน ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลทั่วของไปโรงเรียนตัวอย่าง

โรงเรียน	ระดับ	จำนวนนักเรียน (คน)	อุบัติเหตุในรัศมี 400 เมตร		ถนนสายหลัก
			จำนวน	เหตุการณ์ที่มีผู้เสียชีวิต	
วัดดอนเมือง	ประถม	1,612	42	4	วิภาวดีรังสิต
มัธยมวัดสิงห์	มัธยม	3,302	109	3	เอกชัย
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)	ประถม	2,689	17	0	สาทรใต้
วัดสุทธิวราราม	มัธยม	2,899	28	0	เจริญกรุง

ตารางที่ 4 แสดงการเข้าถึงพื้นที่โรงเรียนด้วยระบบขนส่งสาธารณะ ซึ่งทั้ง 4 โรงเรียนมีการให้บริการของรถสองแถว รถประจำทาง และรถจักรยานยนต์รับจ้าง โดยโรงเรียนที่เข้าถึงได้โดยรถตู้ คือโรงเรียนวัดดอนเมือง ทั้งนี้โรงเรียนที่เข้าถึงได้โดยการใช้บริการรถไฟฟ้า BTS คือ โรงเรียนอัสสัมชัญ (แผนกประถม) และวัดสุทธิวราราม อีกทั้งโรงเรียนมัธยมวัดสิงห์และวัดดอนเมืองยังสามารถเข้าถึงด้วยการเดินทางด้วยรถไฟ แม้ว่าแต่ละโรงเรียนจะสามารถเดินทางเข้าถึงด้วยระบบขนส่งสาธารณะที่แตกต่างกัน แต่ด้วยรูปแบบการเดินทางเกือบทั้งหมดเป็นการเดินทางที่ผู้เดินทางจะต้องเดินเท้าต่อเพื่อไปให้ถึงยังจุดหมาย ซึ่งอาจจะต้องผ่านทั้งถนนหลักที่มีการจราจรหนาแน่น และถนนรองเพื่อเข้าถึงตัวโรงเรียน

ตารางที่ 4 ระบบขนส่งสาธารณะบริเวณโรงเรียนตัวอย่าง

โรงเรียน	ระบบขนส่งสาธารณะ					
	2 แถว	รถประจำทาง	รถตู้	รถไฟ	รถไฟฟ้า BTS	จักรยานยนต์รับจ้าง
วัดดอนเมือง	✓	✓	✓	✓		✓
มัธยมวัดสิงห์	✓	✓		✓		✓
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)	✓	✓			✓	✓
วัดสุทธิวราราม	✓	✓			✓	✓

3.2 การรวบรวมข้อมูลเพื่อประเมิน iRAP

ผู้วิจัยได้สำรวจข้อมูลที่จำเป็นต่อการลงรหัส (Coding) และข้อมูลสนับสนุน (Supporting data) และประเมินถนนตามมาตรฐาน RAP เพื่อให้ได้ระดับความปลอดภัยของถนนตามสภาพปัจจุบันในทุกช่วง 100 เมตรของถนนในบริเวณรอบโรงเรียน ประกอบด้วยข้อมูลหลัก ดังนี้

- ข้อมูลกายภาพถนน (จำนวนช่องจราจร ความกว้างผิวถนน)
- ข้อมูลสภาพข้างทาง (สิ่งอันตรายข้างทาง และระยะห่างจากสิ่งกีดขวาง)
- ข้อมูลอุปกรณ์ความปลอดภัย (อุปกรณ์พื้นฐาน อุปกรณ์กั้นทาง)
- ข้อมูลทางแยก (การจัดการทางแยก ปริมาณจราจร)
- ข้อมูลการจราจร (ปริมาณจราจร ปริมาณคนเดิน ความเร็วการจราจร)
- สิ่งอำนวยความปลอดภัยสำหรับคนเดินเท้า (ทางเท้า ทางข้าม ราวกั้นคนเดิน)

การสำรวจข้อมูลในพื้นที่บริเวณโรงเรียน พบว่าถนนส่วนใหญ่ในบริเวณรอบโรงเรียน เป็นถนนขนาดเล็กที่เชื่อมต่อระหว่างที่พักอาศัยและโรงเรียน และเป็นถนนที่มีระยะทางไม่ยาวมากนัก โดยถนนที่ผู้วิจัยได้ดำเนินการสำรวจทั้งหมด 36 สายทาง คิดเป็นระยะทางประเมินรวม 11.682 กิโลเมตร สรุปได้ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ข้อมูลทั่วของไปโรงเรียนตัวอย่าง

โรงเรียน	จำนวนถนน	ระยะทางประเมินรวม (เมตร)
วัดดอนเมือง	10	2,538
มัธยมวัดสิงห์	10	2,560
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)	10	3,787
วัดสุทธิวราราม	6	2,797
รวม	36	11,682

4. ผลการประเมิน

จากการนำข้อมูลที่ได้สำรวจทั้งหมดประมวลผลผ่านโปรแกรม ViDA ของ iRAP ในแต่ละช่วงของถนน เพื่อประเมินระดับดาวของถนนสำหรับคนเดินเท้าพบว่า โดยส่วนใหญ่ถนนบริเวณหน้าโรงเรียน และโดยรอบจะมีการจัดการความเร็วของการจราจรที่ต่ำกว่าความเร็วจำกัดตามกฎหมาย (80 กม./ชม.) และมีการใช้ความเร็วค่อนข้างต่ำจากข้อจำกัดของสายทาง ทำให้ระดับดาวส่วนใหญ่อยู่ที่ระดับ 3 – 4 ดาว ยกเว้นโรงเรียนวัดสุทธิวรารามที่ตั้งอยู่บนถนนเจริญกรุงที่เป็นถนนสายหลักที่มีปริมาณจราจรสูง และมีการใช้ความเร็วที่เสี่ยงต่อการชนหากมีการคนเดินเท้าที่เดินตามแนวถนน หรือข้ามทาง จึงทำให้ค่าระดับความปลอดภัยของถนนในพื้นที่โรงเรียนค่อนข้างต่ำดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ผลการประเมินระดับดาวของถนนสำหรับคนเดินเท้า

โรงเรียน	ระดับความปลอดภัย					ระยะทางประเมิน (ม.)
	1 ดาว	2 ดาว	3 ดาว	4 ดาว	5 ดาว	
วัดดอนเมือง	3.9 %	4.0 %	78.5 %	13.6 %	0.0 %	2,538
มัธยมวัดสิงห์	6.3 %	1.6 %	35.5 %	42.1 %	14.5 %	2,560
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)	0.0 %	13.8 %	82.5 %	0.0 %	3.7 %	3,787
วัดสุทธิวราราม	35.4 %	15.1 %	37.7 %	11.7 %	0.0 %	2,797

ตารางที่ 7 แสดงตัวอย่างค่าคะแนนความเสี่ยงและคะแนนระดับดาวของถนนบริเวณหน้าโรงเรียนแต่ละแห่ง โดยพบว่าในแต่ละโรงเรียนมีการจัดการที่ดี มีทางเท้า มีทางข้าม และมีการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม ทำให้ช่วงถนนโดยเฉพาะบริเวณทางเข้า-ออกโรงเรียน ได้ระดับความปลอดภัยตั้งแต่ 3 ดาวขึ้นไป (คะแนนความเสี่ยงน้อยกว่า 40 ในบริเวณที่สามารถข้ามทางได้ หรือน้อยกว่า 7.5 ในบริเวณที่ไม่สามารถข้ามทางได้) ยกเว้นโรงเรียนวัดสุทธิวราราม บนช่วงถนนเจริญกรุงที่ไม่ได้อยู่ติดกับทางเข้า-ออกโรงเรียน แม้ว่าจะมีทางเท้าเหมือนช่วงบริเวณหน้าโรงเรียน แต่ในบริเวณ 100 เมตร ดังกล่าวจะมีไม่มีทางข้าม และไม่มีการกั้นทางไม่ให้คนเดินเท้าเดินข้ามทาง ทำให้มีโอกาสเสี่ยงที่จะทำให้คนเดินข้ามถนน [5] และเกิดอุบัติเหตุได้ ในบริเวณดังกล่าวจึงมีระดับความเสี่ยงที่ 1 ดาว (คะแนนความเสี่ยงเท่ากับ 134.50)

จากความแตกต่างของการมีและไม่มีทางข้าม แสดงให้เห็นว่าแม้จะเป็นช่วงถนน (ทุก 100 เมตร) ที่ต่อเนื่องที่มีลักษณะคล้ายกัน แต่ถ้าเป็นช่วงถนนที่คนเดินเท้าสามารถข้ามถนนเพื่อไปยังอีกฝั่งของถนนได้แล้วนั้น แนวคิดของ iRAP จะประเมินว่ามีโอกาสที่คนเดินเท้าจะเดินข้ามทางในบริเวณที่ไม่ได้กำหนดเป็นทางข้าม กล่าวคือ ในบริเวณที่ไม่มีสิ่งอำนวยความปลอดภัยต่อการข้ามทาง เช่น ทางข้าม สะพานลอย บริเวณนั้นจะมีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุกับคนเดินข้ามทาง หรือมีระดับความปลอดภัยสำหรับคนเดินเท้าต่ำกว่าในบริเวณที่มีสิ่งอำนวยความปลอดภัย โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณช่วงถนนที่สามารถข้ามทางด้วยสะพานลอย จะมีความแตกต่างของระดับความปลอดภัยค่อนข้างมากเมื่อเทียบกับบริเวณต่อเนื่องที่สามารถข้ามทางได้แต่ไม่มีสะพานลอย ดังกรณีตัวอย่างของโรงเรียนวัดสุทธิวราราม ทั้งนี้ระดับของผลต่างจะขึ้นอยู่กับปัจจัยทางถนนอื่นๆ ด้วย โดยเฉพาะความเร็วของการจราจร ซึ่งเป็นปัจจัยหลักที่จะส่งผลต่อความเสี่ยงต่อคนข้ามทางบนถนน

ตารางที่ 8 แสดงตัวอย่างค่าคะแนนความเสี่ยงและคะแนนระดับดาวของถนนที่เป็นถนนสายหลักที่ใช้ในการเดินทางเพื่อเข้าถึงพื้นที่โรงเรียน ซึ่งส่วนใหญ่เป็นถนนที่มีปริมาณการจราจรค่อนข้างสูง และเป็นถนนสายหลักในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่สามารถใช้เดินทางไปยังสถานที่สำคัญต่าง ๆ ทำให้การจัดการจราจรจะมุ่งเน้นที่ความคล่องตัวของสภาพการจราจร โดยใช้ความเร็วจำกัดตามที่กฎหมายกำหนด และมีการใช้ความเร็วอิสระค่อนค้างสูงในช่วงนอกเวลาเร่งด่วน จากผลการวิเคราะห์จึงพบว่า ถนนสายหลักมีค่าระดับดาวความปลอดภัยที่ค่อนข้างต่ำกว่าถนนที่อยู่หน้าโรงเรียนในช่วงระหว่าง 1 ดาว ถึง 3 ดาว

ตารางที่ 7 ระดับดาวความปลอดภัยบริเวณถนนหน้าโรงเรียน

โรงเรียน	ถนนหน้าโรงเรียน	
วัดดอนเมือง		
มัธยมวัดสิงห์		
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)		
วัดสุทธิวราราม		

ตารางที่ 8 ระดับดาวความปลอดภัยบริเวณถนนหลักในการเข้าถึงโรงเรียน

โรงเรียน	ถนนหลักเพื่อเข้าถึงโรงเรียน	
วัดดอนเมือง		
มัธยมวัดสิงห์		
อัสสัมชัญ (แผนกประถม)		
วัดสุทธิวราราม		

5. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผลการศึกษา

จากผลการประเมินระดับดาวความปลอดภัยทางถนนตามมาตรฐาน iRAP พบประเด็นที่น่าสนใจ ดังต่อไปนี้

ความเร็วการจราจรบนถนนหน้าโรงเรียนค่อนข้างต่ำกว่าถนนสายหลัก ส่งผลให้บริเวณหน้าโรงเรียนมีระดับความปลอดภัยที่สูงกว่าถนนหลักที่ใช้

เดินทางเข้าสู่โรงเรียน เนื่องจากความเร็วของการจราจรจะส่งผลต่อระดับความปลอดภัยค่อนข้างมาก โดยเฉพาะในบริเวณที่มีผู้ใช้ทางที่เปราะบางที่จะมีโอกาสปะทะกับยานพาหนะที่ใช้ความเร็วสูง

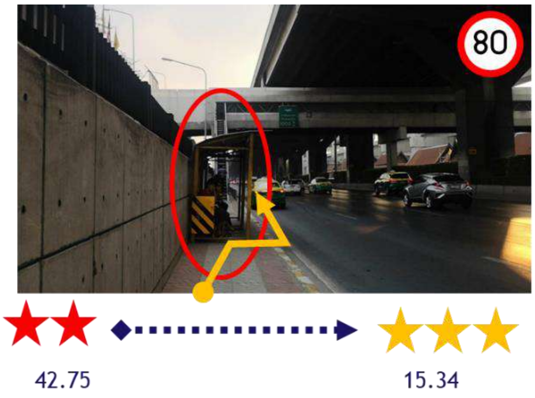
แม้ว่าถนนในบริเวณหน้าโรงเรียนจะมีสิ่งอำนวยความปลอดภัย และการจัดการจราจรที่ปลอดภัยต่อคนเดินเท้า แต่ในบริเวณสายทางหลัก หรือถนนรอบโรงเรียน ยังไม่มีการจัดการด้านความปลอดภัยสำหรับคนเดินเท้าที่ดีพอ ซึ่งถนนหลักดังกล่าวก็มีโอกาสที่จะพบคนเดินเท้าที่เป็นนักเรียน เช่น นักเรียนที่พักอาศัยในบริเวณรอบโรงเรียน หรือการเดินทางด้วยรูปแบบระบบขนส่งสาธารณะที่มีตำแหน่งขึ้น-ลง นอกถนนหน้าโรงเรียน

การจัดการจราจรบนถนนหลักส่วนใหญ่ยังให้ความสำคัญกับการเคลื่อนตัวของการจราจรมากกว่าการอำนวยความสะดวกในการข้ามทางให้กับคนเดินเท้า ในบางบริเวณจึงมีการติดตั้งสะพานลอยทางข้าม ซึ่งจะช่วยลดความเสี่ยงระหว่างคนที่ต้องการเดินข้ามทางไม่ให้ปะทะกับยานพาหนะบนท้องถนน แต่ในขณะเดียวกันในบางพื้นที่ที่มีข้อจำกัดทำให้ไม่สามารถสร้างสะพานลอยคนข้ามได้ จึงสามารถทำได้เพียงติดตั้งทางม้าลายคนข้าม ซึ่งในบางบริเวณที่ติดตั้งมีการแจ้งเตือนที่ไม่เพียงพอที่จะทำให้ผู้ขับขี่รับรู้ถึงบริเวณทางข้าม และไม่สามารถหยุดรถได้ทัน

เนื่องผู้ใช้ทางถนนในบริเวณโรงเรียนมีทั้งผู้ใช้ทางที่คุ้นเคยกับพื้นที่ และผู้ใช้ทางที่ไม่คุ้นเคยกับพื้นที่ ซึ่งมีโอกาสที่ผู้ใช้ทางหน้าใหม่เหล่านี้ไม่ทราบถึงการมีอยู่ของโรงเรียน และไม่ได้คาดการณ์ว่าจะมีปริมาณนักเรียนเดินเท้าบนถนนที่ตนขับขี่ ดังนั้นการแจ้งเตือน หรือการจัดการพื้นที่โรงเรียน จึงเป็นสิ่งที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุในบริเวณถนนรอบโรงเรียน

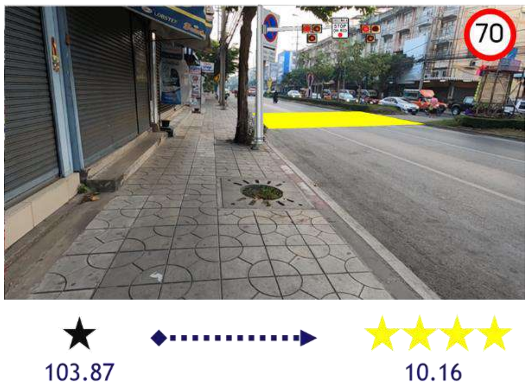
5.2 แนวทางการปรับปรุงเพื่อเพิ่มระดับดาว

กรณีศึกษาที่ 1 ถนนวิภาวดี ถนนหลักในการเดินทางไปยังโรงเรียนวัดดอนเมือง เนื่องจากเป็นถนนเส้นหลักจึงมีความเร็วการจราจร และความเร็วจำกัดที่ค่อนข้างสูง ดังนั้นเพื่อความปลอดภัยของกลุ่มผู้เดินเท้าจึงควรมีการแยกระหว่างยานพาหนะและคนเดินเท้าออกจากกัน ในรูปที่ 2 แสดงถึงสภาพถนนที่มีการป้องกันคนเดินข้ามถนนด้วยการสร้างสะพานลอยคนข้าม ถึงแม้ว่าจะมีทางเท้าที่มีความกว้างตามมาตรฐาน แต่ก็มีสิ่งกีดขวางเส้นทางของคนเดินเท้า [5] ซึ่งจะมีโอกาสที่คนเดินเท้าเดินหลบสิ่งกีดขวางลงมาเดินบนผิวถนน ทำค่าระดับดาวในช่วงบริเวณดังกล่าวอยู่ที่ระดับ 2 ดาว แต่หากมีการนำสิ่งกีดขวางดังกล่าวออก จะช่วยให้ระดับดาวเพิ่มขึ้นเป็น 3 ดาว โดยไม่ต้องใช้งบประมาณในการลงทุนมากนัก



รูปที่ 2 ตัวอย่างการปรับปรุงบริเวณถนนวิภาวดีรังสิต

กรณีศึกษาที่ 2 ถนนเอกชัย ในบริเวณถนนหลักที่นักเรียนบางส่วนต้องลงจากรถโดยสารสาธารณะ เพื่อเดินทางไปยังโรงเรียนที่อยู่อีกฝั่งของถนนโดยใช้ทางม้าลาย แต่เนื่องจากในบริเวณดังกล่าวยานพาหนะใช้ความเร็วประมาณ 70 กม./ชม. ซึ่งค่อนข้างสูงในบริเวณที่มีคนเดินข้ามถนนประกอบกับทางม้าลายซึ่งสังเกตได้ยาก ทำให้ยานพาหนะไม่ได้ชะลอความเร็วเพื่อให้คนเดินข้าม ทั้งนี้ หากมีปรับปรุงการแจ้งเตือนเขตทางข้ามหรือการเพิ่มสัญญาณไฟบริเวณทางข้าม [6] ดังตัวอย่างในรูปที่ 3 จะช่วยให้ระดับความปลอดภัยของคนเดินเท้าเพิ่มขึ้นจาก 1 ดาว เป็น 3 ดาว



รูปที่ 3 ตัวอย่างการปรับปรุงบริเวณถนนเอกชัย

กรณีศึกษาที่ 3 ถนนเจริญกรุง ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งเป็นถนนหลักและถนนหน้าโรงเรียนวัดสุทธิวรารามเนื่องจากเป็นถนน 2 ช่องจราจรในแต่ละทิศทาง และไม่มีราวกั้นคนเดินเพื่อไม่ให้คนเดินเท้าเดินบนผิวทาง หรือป้องกันไม่ให้ข้ามทางในบริเวณที่เสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุ ประกอบกับความเร็วการจราจรที่สูงสำหรับบริเวณหน้าโรงเรียนทำให้ระดับความความปลอดภัยอยู่ที่ระดับ 1 ดาวหากอ้างอิงความเร็วจำกัดที่ 80 กม./ชม. ในกรณีที่ไม่มีการปรับปรุงทางด้านกายภาพของสายทาง การยกระดับความปลอดภัยสามารถทำได้โดยการลดความเร็วจำกัดที่เหมาะสมที่ 40 กม./ชม. [7] ซึ่งจะทำให้ระดับความปลอดภัยเพิ่มขึ้นเป็น 3 ดาว

รูปที่ 4 ตัวอย่างการปรับปรุงบริเวณถนนเจริญกรุง

5.3 ข้อเสนอแนะ

การเปลี่ยนแปลงองค์ประกอบต่าง ๆ ของถนนในการประเมินระดับดาวตามมาตรฐาน iRAP จะทำให้ระดับคะแนนความเสี่ยงเปลี่ยนแปลงไปและมีผลต่อระดับดาวความปลอดภัย ซึ่งค่าการเปลี่ยนแปลงของระดับคะแนนจะเป็นการคำนวณจากค่าน้ำหนักของแต่ละปัจจัยที่สัมพันธ์กับผลการศึกษาอัตราการลดลงของการชน (Crash Reduction Factor, CRF) [7] ซึ่งมาตรการต่าง ๆ ที่ใช้ในการปรับปรุงความปลอดภัยจะมีผลการศึกษาที่แสดงให้เห็นถึงสถิติการลดลงของอุบัติเหตุ และความรุนแรงของการชนจากการเปรียบเทียบกรณีศึกษาในกรณีที่มีการนำมาตรการมาใช้จริง

[5] มาตรการที่จะช่วยเพิ่มระดับความปลอดภัยของถนนได้นั้นจะขึ้นอยู่กับสภาพถนน และสภาแวดล้อม รวมถึงสภาพการจราจรในบริเวณนั้น ซึ่งจะแตกต่างกันไปบนถนนแต่ละเส้น ซึ่งมาตรการในการเพิ่มระดับความปลอดภัยที่เกี่ยวข้องกับคนเดินเท้าในมาตรฐาน iRAP ที่จะช่วยเพิ่มระดับดาวความปลอดภัยได้ แสดงดังตารางที่ 9

ตารางที่ 9 มาตรการในการเพิ่มความปลอดภัยให้คนเดินเท้า

มาตรการแก้ไข	ร้อยละการลดลงของความสูญเสียจากอุบัติเหตุ
ราวกั้นคนเดินเท้า	25-40
การแจ้งเตือนเขตโรงเรียน	10-25
ทางเท้ามาตรฐาน	40-60
เกาะรอข้ามบริเวณเกาะกลาง	25-40
การปรับปรุงการจอดรถข้างทาง	10-25
การจัดการความเร็ว	25-40
สัญญาณไฟจราจรทางข้าม	25-40
การควบคุมความเร็ว	25-40

ทั้งนี้ในแต่ละมาตรการจำเป็นต้องใช้งบประมาณในการปรับปรุงต่างกัน บางมาตรการไม่จำเป็นต้องใช้งบประมาณในการดำเนินการสูง แต่ส่งผลให้ความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงลดลง เช่น การควบคุมความเร็ว และการจำกัดความเร็วให้เหมาะสม จะส่งผลให้ความเสี่ยงลดลงได้ถึงร้อยละ 25 – 40

ทั้งนี้เพื่อให้เกิดการเพิ่มระดับความปลอดภัยได้ในบริเวณหน้าโรงเรียนได้อย่างมีประสิทธิภาพ การแก้ไขปัญหาควรได้รับการร่วมมือจากทั้งจากทางโรงเรียน ภาครัฐบาล และภาคชุมชน ที่เกี่ยวข้อง ทั้งการให้ความรู้ในการใช้ถนนในการเดินทางอย่างปลอดภัย และการสร้างการรับรู้ด้านความปลอดภัยต่อผู้ใช้ทาง รวมถึงการสร้างถนนที่ลดความเสี่ยงและความรุนแรงเมื่อเกิดอุบัติเหตุ เพื่อเป็นการสร้างชุมชนที่เอื้อต่อการเดินทางได้อย่างปลอดภัย ทั้งผู้ขับขี่ยานพาหนะ และคนเดินเท้า

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้จัดทำโดยได้รับทุนวิจัยจาก Mitsui sumitomo insurance welfare foundation ในปี พ.ศ.2561 คณะผู้วิจัยขอขอบคุณบริษัท มิตซุยสุมิโตโม อินชัวรันซ์ จำกัด ที่ให้ความสำคัญกับงานวิจัยเพื่อแก้ไขปัญหาอุบัติเหตุทางถนนในประเทศไทยอย่างต่อเนื่อง ทั้งนี้คณะผู้วิจัยขอขอบคุณศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางด้านการจัดการโครงสร้างพื้นฐาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้อำนวยความสะดวกต่างๆ ทำให้งานสำเร็จลุล่วงได้อย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] World Health Organization (2018). Global status report on road safety 2018: Summary. pp.3.

[2] Lynam, D (2012). Development of Risk Models for the Road Assessment Programme. RAP504.12 and TRL Report CPR1293, Published by iRAP.

[3] Toroyan, T. and Peden, M. (2007). Youth and road safety. WHO Library Cataloguing-in-Publication Data., pp.1-11.

[4] Turner, B., Affum, J., Tziotis, M. and Jurewicz, C. (2009). Review of iRAP Risk Parameters. ARRB Group Contract. Report for iRAP.

[5] Turner, B. Steinmetz, L., Lim, A. and Walsh, K. (2012). Effectiveness of Road Safety Engineering Treatments. APR422-12. Austroads Project No: ST1571.

[6] Mead, J., Zegeer, C., Bushell, M., (2013). "Evaluation of Pedestrian-Related Roadway Measures: A Summary of Available Research" FHWA DTFH61-11-H-00024, Washington USA., pp.81-111.

[7] Global Road Safety Partnership (2008). Speed management: a road safety manual for decision-makers and practitioners., Publications of GRSP, pp.1-20.

บริการรถเช่ากับการพัฒนาการเดินทางสำหรับเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาด
Car Sharing and Transport Development for Smart Tourism

ณัฐธิณี น้ำทิพย์[1] เอกพงศ์ เพาะกลาง[2] และ ปิติ โรจน์วรรณสินธุ์[3,*]

[1,2,3] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
**Corresponding author; E-mail address: piti@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บางแสนเป็นแหล่งท่องเที่ยวสำคัญที่มีชื่อเสียงมายาวนานของจังหวัดชลบุรี ในแต่ละปีมีนักท่องเที่ยวเดินทางมาพักผ่อนยังสถานที่ท่องเที่ยวที่มีอยู่หลากหลายในเขตบางแสนจำนวนมาก อย่างไรก็ดีการเดินทางระหว่างแหล่งท่องเที่ยวในเขตพื้นที่ยังเดินทางไม่สะดวกหากนักท่องเที่ยวเดินทางไม่มีรถยนต์ส่วนตัว การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาความเป็นไปได้ของการให้บริการระบบคาร์แชร์ริ่งเพื่อเป็นตัวเลือกในการเดินทางไปยังสถานที่ท่องเที่ยวต่างๆ และยังจะสามารถปรับเปลี่ยนพฤติกรรมการเดินทางของนักท่องเที่ยวที่เคยขับรถยนต์ส่วนตัวมา ให้เปลี่ยนรูปแบบการเดินทางมาด้วยระบบขนส่งสาธารณะหรือแม้กระทั่งรถไฟความเร็วสูงที่จะดำเนินการในเวลาอันใกล้นี้พื้นที่ศึกษากำหนดให้ครอบคลุมพื้นที่เทศบาลแสนสุขและบริเวณใกล้เคียง เก็บรวบรวมข้อมูลด้วยวิธีการสัมภาษณ์โดยใช้เทคนิคการจำลองสถานการณ์สมมติหรือ Stated Preference (SP) จากกลุ่มตัวอย่างนักท่องเที่ยวจำนวน 400 ชุด ในวันหยุดเสาร์ อาทิตย์ จากการศึกษานี้พบว่านักท่องเที่ยวร้อยละ 83.25 ไม่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่ง และมีนักท่องเที่ยวที่เดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะเพียงร้อยละ 4.25 อย่างไรก็ดีร้อยละ 65.75 คิดว่ายินดีที่จะใช้บริการคาร์แชร์ริ่งหากมีการเปิดให้บริการและคิดว่าน่าจะทำให้สามารถเพิ่มจำนวนนักท่องเที่ยวในพื้นที่ได้

คำสำคัญ: บางแสน, คาร์แชร์ริ่ง, Stated Preference

Abstract

Bangsaen is the most famous tourist destination of Chonburi province for a long time. About three million tourists visited tourism attraction in Bangsaen area. However, traveling between tourist attractions in the area is not comfort in case of tourists do not have their own cars. This study was aimed to determine the feasibility of car sharing system that will be the alternative mode for traveling between tourist attractions and will also be able to change the travel behavior of tourists who have driven their own cars to change the mode of transportation by public transport or even high-speed trains that will be operated in the near future. The study area was defined to cover the Saen Suk Municipality and nearby areas. Data were collected by interviewing using Stated Preference (SP) technique from 400 sets of tourists on Saturday and Sunday. The results of this study was found that 83.25% of tourists did not have any information about car sharing services, only 4.25% travel using public transit, 65.75% willing to use car sharing services if available, and believe that car sharing services might support to increase number of tourists in this area.

Keywords: Bangsaen, Car-Sharing, Stated Preference

1. คำนำ

ในบริบทของการพัฒนาเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาดนั้นต้องพัฒนาให้เมืองท่องเที่ยวนั้นมีเอกลักษณ์ จุดขายที่ขายได้ และความสะดวกสบายของนักท่องเที่ยว โดยเน้นไปที่นักท่องเที่ยวที่มีศักยภาพระดับกลางไปถึงสูงเข้ามาใช้จ่ายในเมืองท่องเที่ยวนั้น การพัฒนาเมืองอัจฉริยะจึงเป็นแนวทางหนึ่งที่สามารถสนับสนุนและขับเคลื่อนให้กับการพัฒนาเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาด การพัฒนาเมืองอัจฉริยะเป็นการพัฒนาให้เมืองมีการใช้ทรัพยากรอย่างเหมาะสมและลดมลพิษ ราบรื่น และต่อเนื่องของการให้บริการที่ตอบสนองชีวิตประจำวันของประชาชน มีความปลอดภัย และสามารถตอบสนองการขับเคลื่อนเศรษฐกิจของเมืองท่องเที่ยวได้อย่างมีประสิทธิภาพ

การพัฒนาเมืองอัจฉริยะหรือ Smart City มีมิติในการพัฒนาดังต่อไปนี้

Smart Living – การพัฒนาทางด้านความเป็นอยู่ สุขภาพ ความปลอดภัยของประชาชน

Smart Mobility – การพัฒนาการขนส่งหลายรูปแบบอย่างไร้รอยต่อ ปราศจากมลพิษ ปราศจากปัญหาการจราจรติดขัด การจัดการที่จอดรถ และการเข้าถึงพื้นที่ได้อย่างสะดวก รวดเร็ว และปลอดภัย

Smart Society – สนับสนุนให้เกิดกิจกรรม การปฏิสัมพันธ์ของผู้คนที่อยู่อาศัย

Smart Economy – การพัฒนาเศรษฐกิจบนฐานนวัตกรรม

Smart Government – การมีธรรมมาภิบาล โปร่งใส เสมอภาค

Smart Environment – การพัฒนาโครงสร้างพื้นที่อย่างยั่งยืน อาคารที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม ลดการใช้พลังงาน และปราศจากการปล่อยมลพิษ และการบริหารจัดการน้ำอย่างยั่งยืน

จากมิติการพัฒนาไปสู่การเป็นเมืองอัจฉริยะนั้น การพัฒนา Smart mobility เป็นส่วนหนึ่งของการพัฒนาที่จะสามารถขับเคลื่อนให้เกิดเมืองอัจฉริยะได้ และส่งผลในการขับเคลื่อนการเป็นเมืองท่องเที่ยวอย่างยั่งยืนได้ในที่สุด และเมื่อพิจารณาเมืองท่องเที่ยวในเขตพื้นที่ EEC พบว่าตลอดชายฝั่งทะเลภาคตะวันออก มีเมืองท่องเที่ยวที่เป็นที่รู้จักและชื่นชอบเช่นเมืองพัทยา จากข้อมูล ณ ปีพ.ศ.2558 พบว่ามีนักท่องเที่ยวชาวไทยคิดเป็นร้อยละ 30 และชาวต่างประเทศมากถึงร้อยละ 70 และเมืองพัทยามีนโยบายในการพัฒนาให้เป็นพื้นที่ท่องเที่ยวที่เน้นนักท่องเที่ยวรายได้ปานกลางไปถึงสูง ส่งผลให้สถิติการใช้จ่ายของนักท่องเที่ยวเฉลี่ยประมาณ 4,000 บาทต่อคนต่อวัน คิดเป็นมูลค่าทางเศรษฐกิจจากการท่องเที่ยวมากถึง 128,091.49 ล้านบาทสะท้อนให้เห็นการเติบโตทางเศรษฐกิจจากการท่องเที่ยวในพื้นที่เป็นอย่างมาก ในขณะที่การท่องเที่ยวในพื้นที่เทศบาลเมืองแสนสุข จังหวัดชลบุรีเช่นเดียวกัน มีความแตกต่างจากพื้นที่ท่องเที่ยวเมืองพัทยาอย่างเห็นได้ชัด กล่าวคือ นักท่องเที่ยวที่มาท่องเที่ยวในแหล่งท่องเที่ยวของเทศบาลเมืองแสนสุข เช่น ชายหาดบางแสน อ่างศิลา และสถาบันวิทยาศาสตร์ทางทะเล มหาวิทยาลัยบูรพา จากข้อมูลนักท่องเที่ยว ณ ปีพ.ศ.2560 พบว่ามีนักท่องเที่ยวชาวต่างประเทศเพียงร้อยละ 5 เท่านั้น อีกร้อยละ 95 เป็นนักท่องเที่ยวชาวไทยที่มีระดับรายได้น้อยจนถึงปานกลาง จึงมีการใช้จ่ายเฉลี่ยประมาณ 2,000 บาทต่อคนวันเท่านั้น คิดเป็นมูลค่าจากการท่องเที่ยว 9,296.48 ล้านบาท

สำหรับการศึกษานี้ผู้ทำการศึกษาสนใจการพัฒนาการขนส่งสำหรับพื้นที่บางแสน นอกจากพื้นที่ท่องเที่ยวชายหาดบางแสนแล้ว ยังมีแหล่งท่องเที่ยวที่เป็นที่นิยมอีกหลายแห่งในบริเวณใกล้เคียงกัน ทำให้บงแสนได้รับความนิยมของนักท่องเที่ยว ซึ่งโดยมากเป็นนักท่องเที่ยวชาวไทย เดินทางมาท่องเที่ยวในพื้นที่ช่วงสุดสัปดาห์และวันหยุดสำคัญของประเทศไทย ส่งผลให้เศรษฐกิจด้านการท่องเที่ยวของพื้นที่บางแสนมีอัตราส่วนสำคัญของโครงสร้างเศรษฐกิจในพื้นที่ อย่างไรก็ดีการเดินทางเชื่อมโยงระหว่างแหล่งท่องเที่ยวในพื้นที่บางแสนยังไม่สะดวกมากนัก เพื่อให้เกิดการเดินทางที่สะดวกยิ่งขึ้นสำหรับนักท่องเที่ยวที่เดินทางมาด้วยระบบขนส่งสาธารณะ ผู้ทำการศึกษาจึงเล็งเห็นถึงการให้บริการของระบบคาร์แชร์ริ่งในการเดินทางที่สามารถเชื่อมโยงแหล่งท่องเที่ยวในพื้นที่บางแสนและบริเวณใกล้เคียง ให้มีความสะดวกสะดวกสบาย และไม่ก่อให้เกิดมลพิษทางอากาศในพื้นที่ และอาจเป็นระบบที่ส่งผลให้จำนวนรถยนต์ส่วนบุคคลของนักท่องเที่ยวลดจำนวนลง เปลี่ยนจากการเดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคลมาเป็นการเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะและใช้บริการคาร์แชร์ริ่งในการเดินทางในพื้นที่ได้ ซึ่งอาจส่งผลให้ระดับมลพิษลดลง กระตุ้นเศรษฐกิจในเขตท่องเที่ยว ให้ผู้ที่เดินทางมาท่องเที่ยวมีความสะดวกสบายมากขึ้น และมีความปลอดภัยในการเดินทาง

อย่างไรก็ดีระบบคาร์แชร์ริ่งถือว่าเป็นระบบการให้บริการค่อนข้างใหม่สำหรับประเทศไทย ที่ผ่านมาเริ่มมีการลงทุนของภาคเอกชนอยู่บ้าง แต่ก็ยังไม่แพร่หลาย และไม่ได้ทำเพื่อตอบโจทย์ความต้องการสำหรับพื้นที่ท่องเที่ยว การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นของระบบคาร์แชร์ริ่งกับการพัฒนาการเดินทางสำหรับเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาดในมุมมองของผู้ใช้บริการ

2. การศึกษาที่ผ่านมา

ธุรกิจ car sharing เป็นธุรกิจให้บริการรถเช่าระยะสั้นที่มีการเติบโตอย่างต่อเนื่องทั่วโลกกว่า 39% ต่อปีจากการที่ธุรกิจมีการเชื่อมโยงกับระบบขนส่งสาธารณะในเมืองใหญ่ที่มีประชากรหนาแน่น และบริการที่จอดรถสาธารณะครอบคลุม รวมถึงมีความสอดคล้องกับแนวคิดของกลุ่ม gen Y ที่จะกลายเป็นกำลังซื้อหลักในอนาคต มีการปรับตัวไปสู่การใช้ระบบขนส่งสาธารณะมากขึ้น อย่างไรก็ดี ธุรกิจนี้ในไทยยังมีข้อจำกัดในการแข่งขันด้านราคากับรูปแบบการเดินทางประเภทอื่น ซึ่งต่างจากประเทศในยุโรปและสหรัฐฯ โดยธุรกิจมีรูปแบบการให้บริการ 2 ประเภท คือ 1) รูปแบบ Peer to Peer (P2P) ที่มองว่าเวลากว่า 80% ใน 1 วัน รถยนต์มักถูกจอดทิ้งไว้ ซึ่งรูปแบบนี้เป็นการจับคู่ระหว่างเจ้าของรถที่ต้องการหารายได้เสริมด้วยการปล่อยเช่ารถในช่วงเวลาที่ไม่ได้ใช้งานกับสมาชิกที่ต้องการเช่ารถในช่วงเวลาดังกล่าว และ 2) รูปแบบ Business to Consumer (B2C) ที่พัฒนามาจากรูปแบบแรก เป็นการให้บริการรถเช่าระยะสั้นแก่สมาชิก โดยรถที่ให้เช่าเป็นกรรมสิทธิ์ของบริษัท ไม่ใช่รถส่วนบุคคล ซึ่งรูปแบบนี้จะมีจุดแข็งในการให้บริการในลักษณะ one way trip สมาชิกสามารถใช้บริการ ณ จุดที่สะดวกและไม่จำเป็นต้องนำรถมาจอดคืนที่เดิม เนื่องจากมีบริการจุดจอดรถจำนวนมาก

รูปที่ 1 ตัวอย่างรถยนต์ไฟฟ้า

ปัจจุบันธุรกิจ car sharing มีสมาชิกทั่วโลกรวมประมาณ 6 ล้านคน และคาดว่าจะเพิ่มขึ้นเป็น 26 ล้านคนภายในปี 2020 โดยในเอเชีย-แปซิฟิคซึ่งมีอัตราการเติบโตของจำนวนสมาชิกจากปี 2012 – 2015 สูงถึง 65% ต่อปี มีจำนวนสมาชิกมากที่สุดที่ 2.3 ล้านคน รองลงมาเป็น ยุโรป 2.2 ล้านคน และอเมริกาเหนือ 1.6 ล้านคน และรถที่ให้บริการรวม 1 แสนคัน นอกจากนี้ ยังมีบางประเทศที่รัฐบาลให้การสนับสนุนจัดตั้งโครงการ National car sharing ขึ้นเพื่อสนับสนุนการลดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ เช่น ออสเตรเลีย และสิงคโปร์ โดยสิงคโปร์มีการสนับสนุนให้นำรถยนต์ไฟฟ้ามาให้บริการ

จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่า มีการสำรวจความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่นต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาระดับความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่นที่มีต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยว บริเวณชายหาดบางแสน และเพื่อเปรียบเทียบความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่นที่มีต่อ การส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสน โดยจำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคล และเก็บข้อมูล จากประชาชนในท้องถิ่นที่อาศัยอยู่ในเขตเทศบาลเมืองแสนสุข จำนวน 400 คน เครื่องมือที่ใช้ในการเก็บข้อมูล คือ แบบสอบถามเกี่ยวกับความคิดเห็นของประชาชนที่มีต่อการส่งเสริม การท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสน สถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูล ได้แก่ ค่าร้อยละ ค่าความถี่ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ส่วนการทดสอบสมมติฐานใช้สถิติ t - test, One - way ANOVA และวิเคราะห์เปรียบเทียบรายคู่โดยใช้วิธีทดสอบ LSD ผลการศึกษา พบว่า ประชาชนในท้องถิ่นที่อาศัยอยู่ในเขตเทศบาลเมืองแสนสุขที่เป็น กลุ่มตัวอย่างของการวิจัยส่วนใหญ่เป็นเพศหญิงมากกว่าเพศชาย มีอายุระหว่าง 20 - 30 ปี ส่วนใหญ่ จบการศึกษาระดับปริญญาตรี ประกอบอาชีพรับจ้าง มีรายได้ต่อเดือนต่ำกว่า 10,000 บาท ส่วนใหญ่ อาศัยอยู่ในเขตเทศบาลเมืองแสนสุขมากกว่า 6 ปี โดยระดับความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่นต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสนมีอยู่ในระดับสูง ทั้ง 3 มาตรฐาน คือ มาตรฐาน ด้านการตลาดท่องเที่ยวสูงเป็นอันดับที่ 1 มาตรฐานด้านแหล่งท่องเที่ยวหรือกิจกรรมท่องเที่ยว สูงเป็นอันดับที่ 2 และมาตรฐานด้านการบริการการท่องเที่ยวสูงเป็นเป็นอันดับที่ 3 ส่วน ผลการทดสอบสมมติฐานพบว่า ประชาชนที่มีเพศ อาชีพ ระยะเวลาที่อยู่อาศัยในเขตเทศบาล เมืองแสนสุขต่างกัน มีความคิดเห็นต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสน ไม่แตกต่างกัน แต่ประชาชนที่มี อายุ ระดับการศึกษา และรายได้ต่างกันมีความคิดเห็นต่อ การส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสนแตกต่างกัน อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 [1]

การเลือกใช้ระบบขนส่งเพื่อการท่องเที่ยวอุทยานแห่งชาติเขาใหญ่ จากการวิเคราะห์ข้อมูลพบว่า ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการเลือกใช้ระบบขนส่งมากที่สุดคือ ความถี่ในการให้บริการของระบบขนส่งสาธารณะใหม่ (Headway) ราคาค่าธรรมเนียมของรถยนต์ (Fee) การครอบครองรถยนต์ของนักท่องเที่ยว (Owner of car) จำนวนผู้ร่วมเดินทาง (Companion) และค่าใช้จ่ายในการเดินทางมา ของนักท่องเที่ยว (Cost) [2]

การศึกษาอุปสงค์การท่องเที่ยวแบบ Green Tourism ของผู้อาศัยในเขตกรุงเทพมหานคร ด้านปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกเดินทางท่องเที่ยวแบบ Green Tourism ด้าน กิจกรรมท่องเที่ยว พบว่า เพศชายมีโอกาสเลือกเดินทางท่องเที่ยวมากกว่าเมื่อเทียบกับเพศหญิง ผู้ที่มีการศึกษาระดับปริญญาตรีขึ้นไปมีโอกาสเลือกเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้มีการศึกษาระดับต่ำกว่าปริญญาตรี ผู้ที่มีอาชีพนักเรียน /นักศึกษา, พนักงานบริษัทเอกชน, ข้าราชการ/รัฐวิสาหกิจ มีโอกาสเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้ที่ประกอบอาชีพธุรกิจส่วนตัวผู้ที่มีรายได้ต่อเดือน 30,001 บาทขึ้นไป มีโอกาสเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้มีรายได้ 15,001 – 30,000 บาท ผู้ที่เลือกจุดหมายสถานที่ท่องเที่ยวประเภท ภูเขา ป่าไม้ น้ำตก และแหล่งท่องเที่ยว ประเภท วัด โบราณสถาน แหล่งวัฒนธรรม มีโอกาสเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้ที่เลือก แหล่งท่องเที่ยวทางทะเล เกาะ หาด ผู้ที่เลือกกิจกรรมการท่องเที่ยวด้าน กิจกรรมทางทะเล, กิจกรรมการอนุรักษ์ธรรมชาติ, กิจกรรมเชิงสุขภาพ มีโอกาสเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้ที่เลือกการพักผ่อน (ไม่เลือกทำกิจกรรม) ผู้ที่มีค่าใช้จ่ายในการท่องเที่ยวต่อครั้ง 500 – 1,000 บาท, 1,001 – 2,000 บาทและ 2,001 – 3,000 บาทมีโอกาสเดินทางท่องเที่ยวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้ที่มีค่าใช้จ่ายท่องเที่ยวต่อครั้ง 3,000 บาทขึ้นไป ผู้ที่พิจารณาที่พักในแหล่งท่องเที่ยวจากปัจจัยด้านราคา, ปัจจัยทางด้านบรรยากาศ ทิวทัศน์รอบที่พัก มีโอกาสเดินทางท่องเที่ยว เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผู้ที่พิจารณา ปัจจัยด้านความสะดวกสบาย สิ่งอำนวยความสะดวก [3]

การศึกษาอุปสงค์การท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนของนักท่องเที่ยวชาวไทย การวิจัยในครั้งนี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อศึกษาข้อมูลพื้นฐานของนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในเขตบางแสนและเพื่อศึกษาถึงปัจจัยที่มีผลต่ออุปสงค์การท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนของนักท่องเที่ยวชาวไทย จากการศึกษาพบว่าปัจจัยที่มีผลต่ออุปสงค์ของนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนได้แก่ รายได้เฉลี่ยต่อหัวของนักท่องเที่ยวชาวไทย จำนวนประชากรไทย ดัชนีราคาผู้บริโภค อัตราการว่างงาน และจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวเมืองพัทยา รายได้เฉลี่ยต่อหัวของนักท่องเที่ยวชาวไทยมีความสัมพันธ์ในทิศทางเดียวกันกับจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.10 แสดงว่า เมื่อรายได้ของนักท่องเที่ยวชาวไทยเพิ่มขึ้น ทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนเพิ่มขึ้น ดัชนีราคาผู้บริโภคและอัตราการว่างงานมีความสัมพันธ์ในทิศทางตรงกันข้ามกับจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติระดับ 0.50 แสดงว่าเมื่อดัชนีราคาผู้บริโภคดัชนีราคาผู้บริโภคและอัตราการว่างงานเพิ่มขึ้น ทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนลดลง และทำนองเดียวกัน เมื่อดัชนีราคาผู้บริโภคและอัตราว่างงานลดลง ทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนเพิ่มขึ้น จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในเมืองพัทยามีความสัมพันธ์ในทิศทางเดียวกันกับจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 แสดงว่าเมื่อจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในเมืองพัทยาเพิ่มขึ้นทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนเพิ่มขึ้น และทำนองเดียวกัน เมื่อจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในเมืองพัทยาลดลง ทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบางแสนลดลง ปัจจัยที่ไม่มีผลต่ออุปสงค์ของนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางมาท่องเที่ยวในบริเวณบางแสน ได้แก่ จำนวนประชากรไทย ไม่มีความสัมพันธ์กับจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ แสดงว่า ประชากรไม่มีส่วนเกี่ยวข้องกับ

การเพิ่มขึ้น หรือลดลงของจำนวนนักท่องเที่ยวชาวไทยที่เดินทางท่องเที่ยวในบริเวณบางแสน [4]

การวิเคราะห์พฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทางเพื่อพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานการขนส่งสาธารณะในเขตเมืองอย่างยั่งยืน งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาพฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทางภายในเมืองเชียงใหม่บนพื้นฐานทฤษฎีอรรถประโยชน์ มุ่งเน้นตัวเลือกระบบขนส่งสาธารณะนอกเหนือจากรถยนต์และรถจักรยานยนต์ ได้แก่ ขนส่งมวลชนศักยภาพสูง ขนส่งมวลชนศักยภาพต่ำ และรถสี่ล้อรับจ้างโดยใช้เทคนิคสำรวจด้วยแบบสอบถามภายใต้สถานการณ์สมมติ โดยกำหนดให้มีรูปแบบการเดินทาง 5 รูปแบบในสถานการณ์สมมติ คือ รถไฟฟ้าขนส่งมวลชนขนาดใหญ่ (HPM.),รถเมย์ด่วนพิเศษหรือรถรางไฟฟ้า (LPM), รถสองแถว (เช่น รถแดง รถขาว รถเหลือง ฯลฯ) (PARA), รถยนต์ส่วนบุคคล (CAR) และรถจักรยานยนต์ (BIKE) และได้พัฒนาแบบจำลองประยุกต์ใช้ตามสถานการณ์สมมติ หาสัดส่วนการเปลี่ยนแปลงจากสถานการณ์ที่เกิดขึ้นจากการใช้มาตรการณ์ ดังนี้

1) .สถานการณ์สมมติที่ 1 กำหนดให้มีมาตรการจำกัดความเร็วเวลาการเดินทางของรถส่วนบุคคล (CAR) และมอเตอร์ไซด์ (BIKE) ส่งผลให้ความเร็วในการเดินทางลดลงร้อยละ 5 ถึง 25

2) สถานการณ์สมมติที่ 2 กำหนดให้มีมาตรการลดค่าใช้จ่ายในระบบขนส่งสาธารณะ ทำให้ราคาค่าใช้จ่ายในรถขนส่งสาธารณะ (HPM, LPM, PARA) ลดลงร้อยละ 5 ถึง 25

3) สถานการณ์สมมติที่ 3 กำหนดให้มีมาตรการลดเวลาการเข้าและออกจากระบบขนส่งสาธารณะทำให้ราคาค่าใช้จ่ายในรถขนส่งสาธารณะ (HPM, LPM, PARA) ลดลงร้อยละ 5 ถึง 25

4) สถานการณ์สมมติที่ 4 กำหนดให้มีมาตรการจำกัดความเร็วในรถส่วนบุคคล (CAR, BIKE) และลดค่าใช้จ่ายในระบบขนส่งสาธารณะ (HPM, LPM, PARA) ในอัตราเท่ากันที่ร้อยละ 5 ถึง 25

จากนั้นได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองภายใต้สถานการณ์สมมติเพื่อผลักดันการใช้ระบบขนส่งสาธารณะ เมื่อพิจารณาในสถานการณ์สมมติที่ 4 ซึ่งเป็นสถานการณ์ที่สนับสนุนให้ใช้ระบบขนส่งสาธารณะมากที่สุดในทั้งหมด 4 สถานการณ์ โดย ลดความเร็วของรถส่วนบุคคลที่ร้อยละ 25 และ ลดค่าโดยสารสาธารณะที่ร้อยละ 25 พบว่า สามารถเพิ่มสัดส่วนการเดินทางของระบบขนส่งสาธารณะรวมถึงร้อยละ 17.1 นอกเหนือจากนี้กลุ่มตัวอย่างให้ความสำคัญกับปัจจัยของเวลาเดินทาง (T_TIME) เป็นปัจจัยหลักในการเลือกรูปแบบการเดินทางส่วนเวลาการเข้าสู่และออกจากระบบขนส่งสาธารณะ(W_TIME) แสดงให้เห็นว่ากลุ่มตัวอย่างไม่ต้องการรอคอยการใช้ระบบขนส่งสาธารณะ และค่าใช้จ่ายในการเดินทาง(COST)มีผลต่อการเลือกการเดินทางต่ำ [5]

การศึกษาการพัฒนาคุณภาพการให้บริการรถโดยสารสาธารณะในเขตเมืองจังหวัดชลบุรี:กรณีศึกษารถสองแถว (สีน้ำเงิน) เมืองพัทยา จังหวัดชลบุรี เป็นพื้นที่หนึ่งที่ปัจจัยด้านคุณภาพการให้บริการระบบขนส่งสาธารณะส่งผลกระทบต่อคนในพื้นที่ เนื่องจากพัทยาเป็นเมืองที่มีบทบาทสำคัญทางเศรษฐกิจของประเทศ อันเนื่องมาจากอุตสาหกรรมการท่องเที่ยวและอุตสาหกรรมที่เกี่ยวเนื่อง ไม่ว่าจะเป็นโรงแรม ที่พักอาศัย ศูนย์การค้าและร้านอาหาร ด้วยเหตุนี้จึงมีการเดินทางจำนวนมาก ส่วนหนึ่งใช้บริการระบบขนส่งสาธารณะที่ให้บริการอยู่ในเมืองพัทยา มีบริการรถสองแถว 3 สาย มีจำนวนรถที่ให้บริการกว่า 700 คัน มีผู้ใช้บริการต่อวันเป็นจำนวนมาก ด้วยเหตุนี้คุณภาพการให้บริการของรถสองแถวในเมืองพัทยา จึงเป็นปัจจัยสำคัญอย่างยิ่งประการหนึ่งที่ส่งผลต่อสวัสดิภาพการเดินทาง ความปลอดภัยในการเดินทาง การเกิดอุบัติเหตุ และความพึงพอใจโดยรวมของนักท่องเที่ยวและคนในชุมชนเมืองพัทยา รวมถึงเป็นส่วนหนึ่งที่สำคัญที่สามารถส่งเสริมภาพลักษณ์ที่ดีของเมืองพัทยาได้อีกทางหนึ่งด้วย [6] อย่างไรก็ดี จากการตรวจสอบเอกสารแบบค้าขอของกรมขนส่งทางบก สำนักงานขนส่ง จังหวัดชลบุรี (2557) พบว่า ลักษณะการให้บริการของรถสองแถวในเมืองพัทยานั้นยังขาดการวางแผน ควบคุมและบริหารจัดการที่เป็นไปตามมาตรฐาน จึงทำให้เกิดปัญหาด้านการให้บริการและมีผู้ร้องเรียน เป็นระยะทั้งที่โดยศักยภาพของบริการรถสองแถวเมืองพัทยานั้น สามารถยกระดับความเชื่อถือและคุณภาพการให้บริการ ซึ่งรวมถึงสวัสดิภาพในการเดินทาง ความปลอดภัยและความพึงพอใจ โดยรวมให้สูงขึ้นจากที่เป็นอยู่ได้ ซึ่งการดำเนินการพัฒนารูปแบบการให้บริการนี้ล้วนส่งผลดีต่อผู้ประกอบการและผู้ใช้บริการรถสองแถวเมืองพัทยาทั้งสิ้น การพัฒนารูปแบบการให้บริการรถโดยสารสาธารณะในเขตเมืองพัทยา เป็นกระบวนการที่พัฒนาเพื่อให้เกิดคุณภาพการบริการเพื่อให้ตรงกับความต้องการและตอบสนองความต้องการของ ผู้ใช้บริการสามารถแก้ปัญหาให้กับผู้ใช้บริการ และทำให้เกิดความพึงพอใจให้กับผู้ใช้บริการตามที่ ผู้ใช้บริการคาดหวังหรือเกินความคาดหวัง รูปแบบการให้บริการที่ดี ย่อมทำให้ผู้ใช้บริการเกิดความพึงพอใจและประทับใจในบริการ ทำให้เกิดความเชื่อถือสร้างความเชื่อมั่นให้กับลูกค้าส่งผลให้ผู้ประกอบการได้รับผลกำไรและผลตอบแทนจากการลงทุน ทั้งนี้เพราะเมื่อผู้ใช้บริการประทับใจ ก็จะมีการใช้บริการเพิ่มขึ้น

การวิจัยเรื่องแบบจำลองเส้นทางการเดินรถขนส่งสาธารณะในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี วัตถุประสงค์เพื่อศึกษาระบบเส้นทางการเดินรถสาธารณะและเพื่อสร้างแบบจำลองระบบการเดินรถสาธารณะ จากการวิจัยได้ทำการสร้างแบบจำลองเส้นทางการเดินรถด้วยโปรแกรมอารีน่าโดยเส้นทางการเดินรถเดิมในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณีพบว่าไม่มีจุดจอดรถรับส่งที่แน่นอน มีจำนวนรอบไม่เพียงพอต่อความต้องการ เวลาในการเดินรถขนส่งสาธารระในแต่ละวันพบว่า มีเวลาแบ่ง 3 ช่วงเวลาคือ 7.00-9.00 ,12.00-13.00 และ 14.00-17.00 น. แต่ก็พบปัญหาการให้บริการอย่างไม่เพียงพอต่อความต้องการของผู้ใช้บริการจึงได้วิเคราะติดตั้งจุดตั้งป้าย รับ-ส่ง รถขนส่งสาธารณะโดยกำหนดจากกลยุทธการเลือกทำเลที่ตั้งคลังสินค้าเพื่อให้เกิดความชัดเจนโดยทำทั้งหมด 12 จุดที่ตั้ง นอกจากนี้ยังทำการสร้างแบบจำลองเส้นทางการเดินรถขนส่งสาธารณะด้วยโปรแกรมอารีน่า เพื่อจำลองสถานการณ์โดยสร้างเป็น 2 รูปแบบ รูปแบบที่ 1 ปล่อยรถขนส่งสาธารณะแค่จุดเดียวคือ ประตูที่ 1 วิ่งรอบมหาลัยแล้ววนกลับมายังประตูที่ 1 ครั้ง และรูปแบบที่ 2 ปล่อยรถขนส่งสาธารณะ 2 จุดพร้อมกันคือ

ประตูที่ 1 วิ่งไปยังประตูที่ 3 และประตูที่ 3 วิ่งไปยังประตูที่ 1 จะสรุปได้ว่ารูปแบบที่ 1 จะใช้จำนวนรถน้อยกว่ารูปแบบที่ 2 ส่วนรูปแบบที่ 2 มีโอกาสรับจำนวนผู้โดยสารได้มากกว่ารูปแบบที่ 1 แต่เมื่อมาพิจารณาทั้งระยะทางเวลา จำนวนเฉลี่ยในการคอย จะเห็นได้ว่ารูปแบบที่ 1 มีความเหมาะสมในหลายๆด้าน [7]

การศึกษาความเป็นไปได้ในการลดจำนวน เที่ยวการเดินทางของยานพาหนะส่วนตัวในช่วงเวลาเร่งด่วนโดยแบบสอบถามสถานการณ์สมมติวิธี Stated Preference (SP) ใช้สถานที่ส่งแล้วจรหรือ Kiss and Ride ในการเดินทางมายังพื้นที่ใจกลางเมืองที่เป็นแหล่งพาณิชยกรรมในเขตตัวเมืองชั้นในจังหวัดนครราชสีมา โดยพิจารณา พฤติกรรมการรับ/ส่งบุตรหลานของผู้ปกครองนักเรียน ซึ่งการสำรวจข้อมูลทำโดยการสัมภาษณ์ใช้ แบบสอบถามแบ่งเป็นจำนวน 2 ส่วนคือ การตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทางในปัจจุบันเปรียบเทียบกับอนาคตโดยสร้างแบบจำลองประเภทโลจิตทวินามแบบ Binary (Binary Logit Model) เพื่อทำนายความน่าจะเป็นของผู้ปกครองนักเรียนที่จะให้บุตรหลานเปลี่ยนมาเลือกใช้ สถานที่ส่งแล้วจรในการเดินทาง [8]

การศึกษาการใช้พลังงานในรถยนต์ไฟฟ้าพร้อมข้อมูลพฤติกรรมการใช้งานรถยนต์ไฟฟ้า การศึกษาพฤติกรรมการใช้ยานยนต์ไฟฟ้าในต่างประเทศทำให้สามารถสรุปวิธีการศึกษาที่เหมาะสมสำหรับการศึกษานี้ โดยคณะผู้วิจัยเลือกวิธีการเก็บข้อมูลจากการใช้งานยานยนต์ไฟฟ้าบนถนนในสภาพการจราจรจริง และจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อสามารถทำการเปรียบเทียบความเหมือนหรือแตกต่างของพฤติกรรมการใช้พลังงานในยานยนต์ไฟฟ้าสำหรับทั้งกรณีที่มีการควบคุมตัวแปรสภาพแวดล้อม(การทดสอบในห้องปฏิบัติการ) และไม่มีการควบคุมตัวแปรสภาพแวดล้อม (การทดสอบภาคสนาม) โดยจะมีการเก็บข้อมูลการใช้พลังงาน 2 ส่วนคือการใช้พลังงานจากแบตเตอรี่ (Battery to Wheel: BTW) และพลังงานที่ใช้ในการอัดประจุไฟฟ้า (Grid to Wheel: GTW) เพื่อนำไปเปรียบเทียบและหาการสูญเสียพลังงานไฟฟ้า จากการศึกษาภาคสนามพบว่าการขับขี่รถยนต์ไฟฟ้าในช่วงความเร็วเฉลี่ย 40-45 กิโลเมตรต่อชั่วโมง มีอัตราการใช้พลังงานต่ำที่สุด ซึ่งช่วงความเร็วเฉลี่ยดังกล่าวเหมาะกับสภาพการขับขี่ในเขตพื้นที่เมืองที่มีสภาพการจราจรไม่ติดขัดมาก นอกจากนี้ระยะทางที่ใช้ในการเดินทางต่อวันไม่ควรเกิน 120 กิโลเมตร และใช้งานในเส้นทางที่แน่นอนเป็นประจำทุกวัน เนื่องจากข้อจำกัดในด้านความจุของแบตเตอรี่ในปัจจุบัน และความพร้อมของเครื่องอัดประจุไฟฟ้าที่ยังมีอยู่อย่างจำกัด [9]

การศึกษาเกี่ยวกับคาร์แชร์ริ่งสำหรับการท่องเที่ยว โดยได้ทำการศึกษาเพื่อหาผลของความเป็นไปได้ของการแนะนำบริการคาร์แชร์ริ่งในพื้นที่ท่องเที่ยวเพื่อเพิ่มทางเลือกการเคลื่อนย้ายที่มีนักท่องเที่ยวเพื่อปรับหรือปรับปรุงการเข้าถึงพื้นที่ที่น่าสนใจและเพื่อเพิ่มความดึงดูดสถานที่ โดยได้มีกรณีศึกษาดังนี้ ระยะทางระหว่างบ้านถึงสถานที่ท่องเที่ยว 500 กิโลเมตร และ 1000 กิโลเมตร โดยตัวเลือกที่เลือกใช้ในกรณีศึกษามีดังนี้ รถแท็กซี่ รถส่วนตัว รถสาธารณะ รถเช่า และรถคาร์แชร์ริ่ง โดยผลการจากศึกษาสรุปได้ว่า ผลการคาดการได้น้อยกว่าที่ต้องการเป็นสิ่งสำคัญกับมูลค่าเวลา มีโอกาสสูงที่นักท่องเที่ยวจะใช้คาร์แชร์ริ่ง ส่วนใหญ่อาจจะเป็นบุคคนที่มีรายได้สูงและบุคคลที่ไม่ว่างงานเป็นผู้ใช้ที่มีแนวโน้มมากที่สุดและได้รับผลประโยชน์จากบริการ โดยความกดดันด้านเวลาเป็นคุณลักษณะการท่องเที่ยวสมัยใหม่ [10]

จากการศึกษาและทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมา สรุปได้ว่าปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกการเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะของคนส่วนใหญ่ คือ เพศ รายได้ วุฒิการศึกษา ค่าใช้จ่ายในการเดินทาง สภาพแวดล้อมของแหล่งท่องเที่ยว เวลาในการเดินทาง ความปลอดภัยในการใช้ระบบขนส่งสาธารณะและคุณภาพโดยรวมของระบบขนส่งสาธารณะ ระดับความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่น ต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสนมีอยู่ในระดับสูง ทั้ง 3 มาตรฐาน คือ มาตรฐาน ด้านการตลาดท่องเที่ยวสูงเป็นอันดับที่ 1 มาตรฐานด้านแหล่งท่องเที่ยวหรือกิจกรรมท่องเที่ยว สูงเป็นอันดับที่ 2 และมาตรฐานด้านการบริการการท่องเที่ยวสูงเป็นเป็นอันดับที่ 3 และการนำเอากลยุทธ์ทำเลที่ตั้งคลังสินค้าในการวางจุดเชื่อมโยงระหว่างแหล่งท่องเที่ยวที่สำคัญทั้งในพื้นที่และพื้นที่ใกล้เคียงในการออกแบบและได้ใช้ข้อมูลจากการสำรวจพฤติกรรมการใช้งานรถยนต์ไฟฟ้า และได้ทราบถึงประสิทธิภาพการใช้งานของรถยนต์ไฟฟ้า สภาพที่เหมาะสมในการขับขี่รถยนต์ไฟฟ้าคือเมืองที่มีสภาพจราจรที่ไม่ติดขัดมากนักซึ่งเหมาะสมกับพื้นที่ที่เราจะทำการศึกษา และได้นำการเก็บข้อมูลการสำรวจแบบ Stated Preference เป็นการเก็บของมูล นำมาประยุกต์ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการ ตัดสินใจเลือกซื้อหรือใช้บริการโดยที่การสำรวจข้อมูลด้วยวิธี SP เป็นการศึกษาความคิดเห็น และการตัดสินใจของกลุ่มเป้าหมายภายใต้สถานการณ์ที่ยังไม่เคยเกิดขึ้นแต่ถูกสมมติขึ้นมาและได้ถูกนำไป ประยุกต์ใช้ในงานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์อุปสงค์และการตัดสินใจ

3. วิธีการดำเนินการศึกษา

3.1 พื้นที่ศึกษา

การศึกษานี้เลือกพื้นที่เทศบาลแสนสุข อำเภอเมืองจังหวัดชลบุรีเป็นพื้นที่ศึกษา เนื่องจากเป็นมีแหล่งท่องเที่ยวชายหาดที่มีชื่อเสียงมาเป็นระยะเวลายาวนานของคนทุกเพศทุกวัย มีการยกระดับและพัฒนาพื้นที่ท่องเที่ยว ซึ่งนอกจากชายหาดบางแสนแล้วยังมีสถาบันวิทยาศาสตร์ทางทะเล แหลมแท่น ตลาดหนองมน เขาสามมุข และแหล่งท่องเที่ยวที่อยู่ใกล้กับเขตเทศบาลแสนสุข ได้แก่ ศาลเจ้านาจา และตลาดประมงพื้นบ้านอ่างศิลา ขอบเขตการปกครองของเทศบาลแสนสุขมีพื้นที่ทั้งสิ้น 20.268 ตารางกิโลเมตร โดยมีอาณาเขตติดต่อทางด้านทิศเหนือกับตำบลบ้านปึก ตำบลเสม็ด ทิศใต้ติดกับตำบลบางพระ อำเภอศรีราชา ทิศตะวันออกติดกับตำบลห้วยกะปิ ตำบลเหมือง และทิศตะวันตกติดกับทะเลอ่าวไทย ดังรูปที่ 2

รูปที่ 2 แผนที่แสดงเขตเทศบาลแสนสุข

3.2 การรวบรวมข้อมูล

ข้อมูลสำหรับการศึกษานี้ใช้ข้อมูลระดับทุติยภูมิเป็นส่วนใหญ่ โดยรวบรวมจากข้อมูลของหน่วยงานภาครัฐ และการเก็บรวบรวมข้อมูลจากการสัมภาษณ์นักท่องเที่ยวที่เดินทางมาเที่ยวหาดบางแสนจำนวน 400 ตัวอย่าง โดยแบบสอบถามแบ่งเป็น 2 ทางเลือก คือ เห็นด้วยกับการจัดรูปแบบการขนส่งสาธารณะโดยใช้คาร์แชร์ริ่ง และไม่เห็นด้วยกับการจัดรูปแบบการขนส่งสาธารณะโดยใช้คาร์แชร์ริ่ง ถ้าเห็นด้วยจะยอมจ่ายในราคาที่กำหนดหรือไม่ โดยให้รายละเอียดผู้สอบถามในเรื่องระบบขนส่งสาธารณะโดยใช้คาร์แชร์ริ่งในการช่วยพัฒนาเมืองท่องเที่ยวให้มีความสะดวกสบาย โดยแบบสอบถามแบ่งเป็น ส่วน 4 ดังนี้

ส่วนที่ 1 คำถามข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ประกอบด้วย เพศ ช่วงอายุ อาชีพ และระดับรายได้ต่อเดือน

ส่วนที่ 2 คำถามข้อมูลการเดินทางของผู้ตอบแบบสอบถาม ประกอบด้วย จุดหมายหลักในการเดินทาง เวลาที่ใช้ในชายหาดบางแสนและพื้นที่ใกล้เคียง จำนวนผู้ร่วมทางในการมาชายหาดบางแสนครั้งนี้ และยานพาหนะที่ใช้ในการเดินทาง

ส่วนที่ 3 คำถามปัญหาที่เกิดขึ้นในจากการใช้ระบบขนส่งสาธารณะในปัจจุบัน โดยให้ผู้ตอบแบบสอบถามตอบตามระดับของปัญหา 4 ระดับ จากมากไปน้อย คือ เป็นปัญหามาก เป็นปัญหา เป็นปัญหาเล็กน้อย และไม่เป็นปัญหา โดยคำถามปัญหาประกอบด้วย การจราจรติดขัด รถสาธารณะไม่เพียงพอต่อความต้องการ ความตรงเวลาของเที่ยวรถขนส่งสาธารณะ การเกิดมลพิษทางอากาศ และอื่น ๆ

ส่วนที่ 4 จะเป็นคำถามแสดงความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถามว่าถ้ามีการให้บริการรถคาร์แชร์ริ่งเข้ามาใช้ร่วมกับระบบขนส่งสาธารณะ จะเห็นด้วยหรือไม่ ถ้าไม่เห็นด้วยจะจบแบบสอบถามเพียงเท่านี้ แต่ถ้าเห็นด้วยจะมีการสมมติสถานการณ์ให้ผู้ตอบแบบสอบถามเลือก โดยมีปัจจัยด้านราคาและสวัสดิการในการใช้งานของระบบ

3.3 การวิเคราะห์ข้อมูล

ทำการวิเคราะห์นี้ผู้ทำการศึกษากำหนดจุดตั้งป้าย นำประยุกต์การเลือกทำเลที่ตั้งคลังสินค้ามาใช้ และเทียบจากสถิติจำนวนนักท่องเที่ยวรวมถึงประชากรในเขตบางแสนมาเป็นปัจจัยในการเลือกจุดตั้งป้ายรับ-ส่งผู้โดยสาร โดยแบ่งเป็น 3 กลยุทธ์หลัก ได้แก่ (1) กลยุทธ์ทำเลที่ตั้งใกล้ตลาด โดยตั้งให้กับลูกค้าลำดับสุดท้ายให้มากที่สุด (2) กลยุทธ์ทำเลที่ตั้งใกล้แหล่งผลิต โดยตั้งให้ใกล้กับแหล่งวัตถุดิบหรือโรงงานให้มากที่สุด (3) กลยุทธ์ทำเลที่ตั้งอยู่ระหว่างกลาง โดยกำหนดให้ตั้งคลังสินค้าให้อยู่ระหว่างกลางระหว่างแหล่งผลิตและตลาดโดยผู้ศึกษาได้แทนความหมายของตลาด คือ สถานที่ท่องเที่ยวสำคัญต่างๆในบางแสน แหล่งผลิตคือ ตลาดหนองมน หน้ามหาวิทยาลัยบูรพา ชายหาดบางแสน วัตถุดิบ คือ ผู้โดยสาร ผู้ใช้บริการ คลังสินค้า คือ รถคาร์แชร์ริ่ง

การศึกษานี้ยังทำการวิเคราะห์ความเป็นไปได้เบื้องต้นของการให้บริการรถคาร์แชร์ริ่งจากผลการวิเคราะห์คาดการณ์ปริมาณการใช้บริการว่าการให้บริการนี้จะมีคุ้มค่าในการลงทุนเพียงใด

4. ผลการศึกษา

4.1 ลักษณะทั่วไปของข้อมูล

จากผลการสำรวจและรวบรวมข้อมูลแสดงลักษณะทั่วไปของข้อมูลดังตารางที่ 1 โดยพบว่าลักษณะทั่วไปของนักท่องเที่ยวที่เดินทางมาหาดบางแสนอยู่ในช่วงอายุระหว่าง 25 – 35 ปี มากถึงร้อยละ 39.25 รองลงมาคือ อายุระหว่าง 36 – 45 ปี ร้อยละ 34.75 มากกว่าร้อยละ 38.74 จบการศึกษาระดับปริญญาตรีและสูงกว่า ประกอบอาชีพพนักงานบริษัทหรือลูกจ้างเอกชนร้อยละ 49.75 และมีระดับรายได้ระหว่าง 15,000 – 25,000 บาท ถึงร้อยละ 52.50

ตารางที่ **1** ลักษณะทั่วไปของข้อมูลที่รวบรวม

ข้อมูลทั่วไป		จำนวน (คน)	ร้อยละ	รวม
เพศ	ชาย	211	52.75	100
	หญิง	189	47.25	
อายุ	น้อยกว่า 18 ปี	0	0	100
	18-24 ปี	57	14.25	
	25-35 ปี	157	39.25	
	36-45 ปี	139	34.75	
	มากกว่า 45 ปี	47	11.75	
วุฒิการศึกษา	ต่ำกว่ามัธยมต้น	76	19	100
	มัธยมปลาย	122	30.5	
	อนุปริญญา	43	10.75	
	ปริญญาตรี	155	38.75	
	สูงกว่าปริญญาตรี	4	1	
อาชีพ	ธุรกิจส่วนตัว	131	32.75	100
	รับราชการ	47	11.75	
	พนักงานบริษัท/ลูกจ้างเอกชน	199	49.75	
	นักเรียน / นักศึกษา	11	2.75	

	อื่นๆ	12	3	
รายได้	น้อยกว่า 15,000 บาท	97	24.25	100
	15,000-25,000 บาท	210	52.5	
	25,000-35,000 บาท	60	15	
	มากกว่า 35,000 บาท	33	8.25	

นอกจากนั้นยังพบว่านักท่องเที่ยวร้อยละ 93 เดินทางมาท่องเที่ยวโดยมีชายหาดบางแสนเป็นจุดหมายหลักเพียงที่เดียว และร้อยละ 57.5ของนักท่องเที่ยวใช้เวลาพักผ่อนบริเวณชายหาดบางแสนมากกว่า 4 ชั่วโมง โดยมีจำนวนผู้ร่วมเดินทางตั้งแต่ 5 คนขึ้นไปมากถึงร้อยละ 26.75 และร้อยละ 95.75 เดินทางมาด้วยรถยนต์ส่วนบุคคล มีเพียงร้อยละ 4.25 เท่านั้นที่เดินทางมาด้วยระบบขนส่งสาธารณะ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ลักษณะการเดินทางของนักท่องเที่ยว

ข้อมูลการเดินทาง		จำนวน (คน)	ร้อยละ	รวม
จุดหมายหลักในการเดินทาง	ชายหาดบางแสน	357	89.25	100
	อื่นๆ	43	10.75	
จุดหมายปลายทางอื่น	มี	28	7	100
	ไม่มี	372	93	
เวลาที่ใช้ในชายหาดบางแสน	น้อยกว่า 1.30ชั่วโมง	18	4.5	100
	1.30 ชั่วโมง – 4 ชั่วโมง	152	38	
	มากกว่า 4 ชั่วโมง	230	57.5	
จำนวนผู้ร่วมเดินทาง	1 คน	5	1.25	100
	2 คน	107	26.75	
	3 คน	84	21	
	4 คน	97	24.25	
	5 คนขึ้นไป	107	26.75	
ตัวเลือกในการเดินทาง	รถยนต์ส่วนบุคคล	383	95.75	100
	ระบบขนส่งสาธารณะ	17	4.25	

4.2 ความคิดเห็นเกี่ยวกับระบบคาร์แชร์ริ่ง

จากการสอบถามความคิดเห็นเกี่ยวกับคาร์แชร์ริ่งพบว่านักท่องเที่ยวร้อยละ 83.25 ไม่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่ง มีเพียงร้อยละ 16.75 เท่านั้นที่รู้จัก ร้อยละ 65.75 เห็นด้วยที่จะนำระบบคาร์แชร์ริ่งมาให้บริการและร้อยละ 34.25 ไม่เห็นด้วยในการนำมาใช้ ร้อยละ 51.33 คิดว่าลักษณะของการให้บริการควรเป็นการเช่าและการกลับมาคืนยังจุดเดิม อีกร้อยละ 48.67 เป็นการให้บริการเช่าจากจุดหนึ่งและสามารถไปคืนอีกจุดหนึ่ง และหากในอนาคตมีระบบคาร์แชร์ริ่งนี้เกิดขึ้นจริงนักท่องเที่ยวร้อยละ 51.25 สนใจที่จะใช้บริการ อีกร้อยละ 54.75 ไม่สนใจใช้บริการ และร้อยละ 89.25 คิดว่าการให้บริการน่าจะสามารถทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้น อีกร้อยละ 10.75 คิดว่าไม่น่าจะทำให้จำนวนนักท่องเที่ยวเพิ่มขึ้น แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ความคิดเห็นเกี่ยวกับระบบคาร์แชร์ริ่ง

ความคิดเห็นเกี่ยวกับระบบคาร์แชร์ริ่ง		จำนวน (คน)	ร้อยละ	รวม
รู้จักคาร์แชร์ริ่งหรือไม่	รู้จัก	67	16.75	100
	ไม่รู้จัก	333	83.25	
เห็นด้วยหรือไม่ที่จะนำระบบคาร์แชร์ริ่งมาใช้	เห็นด้วย	263	65.75	100
	ไม่เห็นด้วย	137	34.25	
ท่านสะดวกและเต็มใจที่จะเลือกใช้รูปแบบใด	ถ้าขับจากจุด A และกลับมาจอดยังจุด A เหมือนเดิม	135	51.33	100
	ถ้าขับจากจุด A และขับไปจอดยังจุดจอดอื่น	128	48.67	
ในอนาคตถ้ามีระบบคาร์แชร์ริ่งนี้เกิดขึ้นท่านสนใจที่จะมาใช้หรือไม่	สนใจ	205	51.25	100
	ไม่สนใจ	195	48.75	
ท่านคิดว่าถ้ามีระบบคาร์แชร์เกิดขึ้นจะสามารถทำให้นักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้นหรือไม่	เพิ่มขึ้น	357	89.25	100
	ไม่เพิ่มขึ้น	43	10.75	

4.3 การวิเคราะห์ความคิดเห็นของนักท่องเที่ยว

4.3.1 การวิเคราะห์ความคิดเห็นของนักท่องเที่ยวที่”เห็นด้วย”กับระบบคาร์แชร์ริ่ง

การวิเคราะห์ความเห็นของนักท่องเที่ยวที่เห็นด้วยกับระบบคาร์แชร์ริ่ง นักท่องเที่ยวที่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 33 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 22,037 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวที่ไม่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 21,698 บาทต่อเดือน โดยนักท่องเที่ยวที่เลือกรูปแบบถ้าขับจากจุด A และกลับมาจอดยังจุด A เหมือนเดิม นักท่องเที่ยวส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 33 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 20,444 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวที่เลือกรูปแบบถ้าขับจากจุด A และขับไปจอดยังจุดจอดอื่น นักท่องเที่ยวส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 23,164 บาทต่อเดือน นักท่องเที่ยวที่สนในจะมาใช้ระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และรายได้โดยเฉลี่ย 22,590 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวที่ไม่สนใจจะมาใช้ระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่อายุประมาณ 22 ปี และรายได้โดยเฉลี่ย 20,360 บาทต่อเดือน นักท่องเที่ยวคิดว่าถ้ามีระบบคาร์แชร์เกิดขึ้นจะสามารถทำให้นักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้นส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 21,660 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวคิดว่าถ้ามีระบบคาร์แชร์เกิดขึ้นจะไม่สามารถทำให้นักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้นส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 30 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 23,846 บาทต่อเดือน

4.3.2 การวิเคราะห์ความคิดเห็นของนักท่องเที่ยวที่”ไม่เห็นด้วย” กับระบบคาร์แชร์ริ่ง

การวิเคราะห์ความเห็นของนักท่องเที่ยวที่เห็นด้วยกับระบบคาร์แชร์ริ่ง นักท่องเที่ยวที่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 33 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 23,076 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวที่ไม่รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 27 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 20,846 บาทต่อเดือน นักท่องเที่ยวที่สนในจะมาใช้ระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และรายได้โดยเฉลี่ย 21,154 บาทต่อเดือน และ

นักท่องเที่ยวที่ไม่สนใจจะมาใช้ระบบคาร์แชร์ริ่งส่วนใหญ่อายุประมาณ 38 ปี และรายได้โดยเฉลี่ย 21,020 บาทต่อเดือน นักท่องเที่ยวคิดว่าถ้ามีระบบคาร์แชร์เกิดขึ้นจะสามารถทำให้นักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้นส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 34 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 20,560 บาทต่อเดือน และนักท่องเที่ยวคิดว่าถ้ามีระบบคาร์แชร์เกิดขึ้นจะไม่สามารถทำให้นักท่องเที่ยวเพิ่มมากขึ้นส่วนใหญ่มีอายุประมาณ 32 ปี และมีรายได้โดยเฉลี่ย 22,833 บาทต่อเดือน

5. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

จากการศึกษาความเหมาะสมของบริการรถเช่า (Car sharing) กับการพัฒนาการเดินทางสำหรับเมืองท่องเที่ยวอย่างชาญฉลาด ในเขตพื้นที่เทศบาลแสนสุข จังหวัดชลบุรี ใช้แบบสอบถามจำนวน 400 ตัวอย่าง พบว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่นิยมใช้รถยนต์ส่วนตัวในการเดินทางมาท่องเที่ยวชายหาดบางแสน และมีจำนวนผู้ร่วมเดินทาง 5 คนขึ้นไป ส่วนใหญ่ใช้เวลาในชายหาดบางแสนมากกว่า 4 ชั่วโมง ทำให้เห็นว่าคนส่วนใหญ่จะเดินทางมาเป็นครอบครัวและจะใช้เวลาในการทำกิจกรรมเกือบตลอดทั้งวันในการเดินทางมาหนึ่งครั้ง โดยความคิดเห็นของนักท่องเที่ยวส่วนใหญ่ที่มีต่อระบบสาธารณะเรื่องความเป็นส่วนตัว และความสะดวกสบายนักท่องเที่ยวคิดว่าไม่เป็นปัญหาในการเดินทางเข้ามายังพื้นที่ การจราจรติดขัดไม่เป็นปัญหาเพราะการเดินทางด้วยรถสาธารณะไม่ต้องหาที่จอดรถและทำให้จำนวนรถยนต์ในการจราจรลดน้อยลง ในความคิดเห็นเรื่องระบบคาร์แชร์ริ่งนักท่องเที่ยวส่วนใหญ่ไม่รู้จักคาร์แชร์ริ่งเนื่องจากเป็นเรื่องใหม่สำหรับประเทศไทย ทำให้คนส่วนใหญ่ไม่รู้จักคาร์แชร์ริ่งและคนส่วนใหญ่มีความคิดเห็นว่าควรนำระบบคาร์แชร์ริ่งเข้ามาใช้ในพื้นที่บางแสน เพื่อความสะดวกสบายในการเดินทางของนักท่องเที่ยวที่เดินทางมาด้วยรถสาธารณะและคิดว่ามีผลทำให้การท่องเที่ยวในบางแสนเพิ่มมากขึ้น ส่วนความคิดเห็นในการเลือกใช้ระบบคาร์แชร์ริ่งของนักท่องเที่ยวมีความใกล้เคียงกันเนื่องจากผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่มีรถยนต์ส่วนบุคคลจำนวนมาก ในส่วนของรูปแบบการเดินทางคนที่มีรายได้สูงทำให้นักท่องเที่ยวเลือกเช่าจากจุด A และขับไปคืนยังจุดอื่น เนื่องจากผู้ตอบแบบสอบถามคิดว่ามีความสะดวกสบายกว่าที่จะกลับมาคืนยังจุดเดิมเพราะมีฐานเงินเดือนที่สูงจึงไม่เป็นปัญหาเกี่ยวกับค่าใช้จ่าย แต่สำหรับความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถามที่ใช้บริการรถสาธารณะคิดว่าจะยืมจุดเดิมและไปคืนที่จุดเดิมเนื่องจากผู้ที่ใช้บริการรถสาธารณะจะต้องกลับไปขึ้นระบบขนส่งสาธารณะที่ตนเองมาจึงทำให้มีความสะดวกสบายมากขึ้นตามลำดับ

อย่างไรก็ดีผลจากการศึกษานี้อยู่ภายใต้การสัมภาษณ์แบบสถานการณ์สมมติภายใต้ข้อมูลที่นักท่องเที่ยวที่สัมภาษณ์รู้จักระบบคาร์แชร์ริ่งค่อนข้างน้อย ผลการวิเคราะห์จากข้อมูลสัมภาษณ์น่าจะสามารถใช้เป็นกรอบแนวคิดเบื้องต้นเท่านั้น อีกทั้งควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเพื่อประมาณการความคุ้มค่าในการลงทุนระบบที่มีรายละเอียดเพื่อใช้เป็นข้อมูลในการตัดสินใจสำหรับหน่วยงานที่ดูแลและสนับสนุนพัฒนาศักยภาพในการท่องเที่ยวในพื้นที่ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้ดำเนินการศึกษาขอขอบคุณ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้การสนับสนุนทุนในการศึกษาครั้งนี้ และขอขอบคุณเทศบาลเมืองแสนสุขที่อนุเคราะห์ข้อมูลและอำนวยความสะดวกในการลงพื้นที่เพื่อสำรวจและรวบรวมข้อมูล

เอกสารอ้างอิง

[1] พึงพิศ ลักขณาลิขิตกุล (2554). ความคิดเห็นของประชาชนในท้องถิ่นต่อการส่งเสริมการท่องเที่ยวบริเวณชายหาดบางแสน. (ปัญหาพิเศษรัฐประศาสนศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยบูรพา, วิทยาลัยการบริหารรัฐกิจ, วิชาการบริหารทั่วไป.

[2] ทัญญา นามบุรี (2556). การศึกษาความเหมาะสมในการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะในอุทยานแห่งชาติเขาใหญ่. (วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, สาขาวิชาวิศวกรรมขนส่ง.

[3] พัชรศร กนิษฐะสุนทร (2559). การศึกษาอุปสงค์การท่องเที่ยวแบบ Green Tourism ของผู้อาศัยในเขตกรุงเทพ. (การค้นคว้าอิสระเศรษฐศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะเศรษฐศาตร์, สาขาเศรษฐศาสตร์ธุรกิจ.

[4] เทวฤทธิ์ เอมโอษฐ์ (2552). อุปสงค์การท่องเที่ยวในบริเวณบางแสนของนักท่องเที่ยวชาวไทย. สารนิพนธ์ ศ.ม. (เศรษฐศาสตร์การจัดการ). กรุงเทพฯ: บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ.

[5] พิทยุตม์ เจริญพันธุ์, พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม และ ปรีดา พัชยาพันธ์ (2561). การวิเคราะห์พฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทางเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานการขนส่งสาธารณะในเขตเมืองอย่างยั่งยืน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ* ครั้งที่ 23, นครนายก, 18-20 กรกฎาคม 2561.

[6] กรณ์พิทักษ์ อาสน์สุวรรณ (2557). การพัฒนาคุณภาพการให้บริการรถโดยสารสาธารณะในเขตเมืองจังหวัดชลบุรี:กรณีศึกษารถสองแถว (สีน้ำเงิน). (วิทยานิพนธ์รัฐประศาสนศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยบูรพา, วิทยาลัยการบริหารรัฐกิจ, สาขาวิชาการบริหารทั่วไป.

[7] ปรัชภรณ์ เศรษฐเสถียร และกฤติยา เกิดผล (2561). แบบจำลองเส้นทางการเดินทางขนส่งสาธารณะในมหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี. *วารสารมหาวิทยาลัยทักษิณ*, ปีที่ 21, ฉบับที่ 1, หน้า 41-49.

[8] เกศฎาภรณ์ ชัยวงษ์ (2555). การศึกษาความเป็นไปได้ในการลดจำนวนเที่ยวการเดินทางของยานพาหนะส่วนตัวในช่วงเวลาเร่งด่วยโดยใช้สถานที่ส่งแล้วจร. (วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์, สาขาวิชาวิศวกรรมขนส่ง

[9] มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (2560). การศึกษาการใช้พลังงานในรถยนต์ไฟฟ้าพร้อมข้อมูลพฤติกรรมการใช้งานรถยนต์

ไฟฟ้า โครงการ “การศึกษาเทคโนโลยียานยนต์ไฟฟ้า” ภายใต้ศูนย์การเรียนรู้เทคโนโลยีและนวัตกรรม เพื่อการพัฒนาอุตสาหกรรมยานยนต์ไฟฟ้า. สัญญาเลขที่ สยย. 006/60, 30 พฤศจิกายน 2560.

[10] Romeo Denielis, Lucia Rotaris and Eva Valeri (2012). Carsharing for Tourists. *Rivista Italiana di Economia Demografia e Statistica*. Volume LXVI n. 2 Aprile-Giugno 2012.

[11] คำนาย อภิปรัชญาสกุล (2556). *กลยุทธ์ในการเลือกทำเลที่ตั้ง, การจัดการคลังสินค้าและการกระจายสินค้า*. บริษัท โฟกัสมีเดีย แอนด์ พับลิชชิ่ง จำกัด

การวิเคราะห์อุบัติเหตุสำหรับทางโค้งราบของทางหลวงชนบทสองช่องจราจร
Accident Analysis for Horizontal Curves of Two-Lane Rural Roads

เกษศิรินทร์ บุญตัน[1,*] นพดล กรประเสริฐ[2] และ ปฏิพัทธ์ กัณหา[3]

[1,*] *หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่*
[2,3] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่*
** Corresponding author; E-mail address: katesirint_b@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

ในประเทศไทย ช่วงถนนทางโค้งนับเป็นบริเวณที่มีความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุที่สูงบนถนนสองช่องจราจร ซึ่งจำเป็นต้องได้รับการแก้ไขอย่างเร่งด่วน โดยทั่วไป ทางโค้งราบสามารถจำแนกตามประเภทของโค้งได้ 4 ประเภท ได้แก่ โค้งกลม โค้งผสม โค้งหลังหัก และโค้งสลับทาง ซึ่งความเสี่ยงของอุบัติเหตุบริเวณทางโค้งและมาตรการปรับปรุงแก้ไขทางโค้งแต่ละประเภทของทางโค้งนั้นจะแตกต่างกันออกไป งานวิจัยนี้วิเคราะห์จำแนกประเภทของโค้งสำหรับทางโค้งราบบนถนนสองช่องจราจรในโครงข่ายทางหลวงชนบท โดยอาศัยข้อมูลแนวเส้นทางจาก GPS Vehicle Tracking และวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทางถนนและอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท จากข้อมูลอุบัติเหตุในช่วง 3 ปีย้อนหลังบนโครงข่ายทางหลวงชนบท พบว่า ประเภทของทางโค้งส่งผลต่อความรุนแรงของอุบัติเหตุ โดยที่โค้งหลังหักส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงของรถจักรยานยนต์สูงสุด และโค้งสลับทางส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงของรถยนต์สูงสุด

คำสำคัญ: การวิเคราะห์อุบัติเหตุ, ความปลอดภัยทางถนน, อุบัติเหตุทางถนน, ถนนสองช่องจราจร, ถนนในเขตชนบท

Abstract

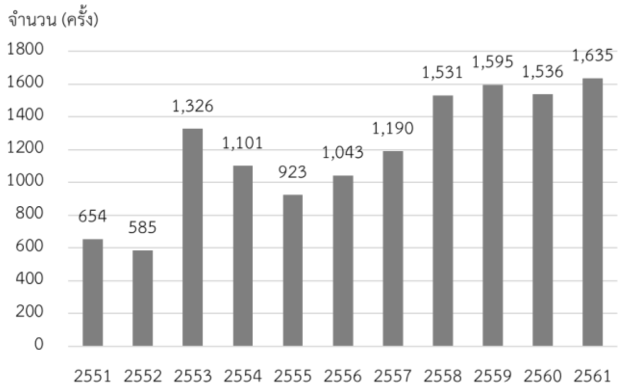
On two-lane rural roads in Thailand, curve segments are among the most hazardous locations leading to road traffic accidents, which need an urgent action to reduce accident frequency and severity. In general, horizontal curve segments can be classified into four types: a circular curve, a compound curve, a reverse curve, and a broken-back curve. For each type of horizontal curve, the risk of accident occurrence and its safety treatments are varied. The focus of this paper is two-fold. First, this study classified horizontal curve segments on two-lane rural road network by curve type using alignment data from GPS vehicle tracking system. Second, the study conducted accident analysis to examine the relationship between road attribute and accident data for each curve type using 3-year historical accident data. The results from the analysis indicated that the types of horizontal curve segments affect fatal and severe injury accident rates; accidents involving motorcycles have the highest accident rate on broken-back curves, while accidents involving cars have the highest accident rate on reverse curves.

Keywords: Accident Analysis, Road Safety, Road Accident, Two-lane Roads, Rural Roads

1. คำนำ

ในช่วงเวลาที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน อุบัติเหตุทางถนนนับเป็นสาเหตุของการเสียชีวิตอันดับ 1 ของประชากรในวัยช่วงอายุ 5 ถึง 29 ปีทั่วโลก และอันดับ 8 จากสาเหตุของการเสียชีวิตทั้งหมด โดยในปีที่ผ่านมาอุบัติเหตุทั่วโลกได้คร่าชีวิตประชากรทั่วโลกกว่า 1.35 ล้านคนก่อนวัยอันควร หรือกล่าวได้ว่าในทุก ๆ 24 วินาทีจะมีผู้เสียชีวิตจากอุบัติเหตุบนถนน 1 ราย [1] ก่อให้เกิดความสูญเสียมูลค่าทางเศรษฐกิจและสังคมเป็นจำนวนมหาศาล ซึ่งถือเป็นความสูญเสียที่ไม่อาจยอมรับได้ และควรได้รับการแก้ไขอย่างเร่งด่วน ดังนั้น ความปลอดภัยทางถนนเป็นประเด็นที่ทั่วโลกให้ความสำคัญเป็นอย่างมาก นอกจากนั้นยังเป็นก้าวสำคัญในการดำเนินงานด้านความปลอดภัยทางถนนระดับโลก

เมื่อพิจารณาถึงอุบัติเหตุทางถนนบนทางหลวงชนบท ในช่วงปี พ.ศ. 2551-2561 ตามข้อมูลสถิติจากระบบรายงานอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท (Accident Report Management System หรือ ARMS) พบว่ามีแนวโน้มที่เพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ ดังรูปที่ 1 ชี้ให้เห็นว่าปัญหาอุบัติเหตุในประเทศไทยมีสถิติเพิ่มขึ้น และมีความรุนแรงที่ส่งผลให้เกิดความเสียหายอย่างต่อเนื่อง ทั้งต่อร่างกาย ต่อทรัพย์สิน และต่อชีวิต รวมไปถึงความสูญเสียทางเศรษฐกิจและสังคม โดยจากรายงานอุบัติเหตุดังตารางที่ 1 พบว่าในช่วงปีดังกล่าวมีอุบัติเหตุกว่าร้อยละ 28 โดยประมาณเกิดขึ้นบริเวณทางโค้ง หรือนับเป็นบริเวณที่มีการเกิดอุบัติเหตุรวมเป็นอันดับสองถัดจากทางตรงที่ไม่มีความลาดชัน



รูปที่ 1 สถิติอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท ปี พ.ศ. 2551 – 2561

ตารางที่ 1 จำนวนอุบัติเหตุจำแนกตามลักษณะบริเวณที่เกิดอุบัติเหตุ

ลำดับ	ลักษณะบริเวณที่เกิดอุบัติเหตุ	อุบัติเหตุ * (ครั้ง)	ร้อยละ
1	ทางตรงที่ไม่มีความลาดชัน	7,173	54.81
2	ทางโค้งกว้างและทางโค้งดิ่งที่มีความลาดชัน	3,192	24.39
3	ทางสามแยกรูปตัว T	1,132	8.65
4	ทางสี่แยก	736	5.62
5	ทางโค้งกว้างที่ไม่มีความลาดชัน	351	2.68
6	ทางโค้งหักศอกที่ไม่มีความลาดชัน	113	0.86
7	ทางตรงและโค้งดิ่งที่มีความลาดชัน	81	0.62
8	ทางสามแยกรูปตัว Y	60	0.46
9	สะพานข้ามแม่น้ำและสะพานข้ามคลอง	49	0.37
10	ทางรถจักรยานยนต์	48	0.37
11	ทางเชื่อมเข้าพื้นที่ส่วนบุคคล	35	0.27
12	วงเวียน	32	0.24
13	ทางแยกต่างระดับ	26	0.20
14	ทางโค้งหักศอกและทางโค้งดิ่งที่มีความลาดชัน	15	0.11
15	ทางเชื่อมเข้าสถานที่ราชการ	13	0.10
16	ทางลอด	7	0.05
17	ทางจักรยาน	7	0.05
18	ทางคนเดินเท้า	5	0.04
19	ทางเชื่อมเข้าบริเวณหน้าโรงเรียน	5	0.04
20	ทางม้าลายและทางคนเดินข้าม	3	0.02
21	จุดกลับรถต่างระดับ	2	0.02
22	จุดตัดทางรถไฟ	1	0.01
	รวม	13,086	100.00

** อ้างอิงจากระบบรายงานอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท ปี พ.ศ. 2551 – 2561*

แม้ว่าอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบทส่วนใหญ่มากกว่าครึ่งจะเกิดขึ้นบนทางตรงปกติไม่มีความลาดชัน แต่ความรุนแรงของอุบัติเหตุบนทางโค้งนั้นมากกว่าบนทางตรงปกติไม่มีความลาดชัน [2] ซึ่งความรุนแรงนั้นส่งผลให้เกิดความสูญเสียที่มากกว่า ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์อุบัติเหตุบนทางโค้งจากข้อมูลสถิติอุบัติเหตุย้อนหลังในช่วงปี พ.ศ. 2559-2561 จากระบบรายงานอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท จากการวิเคราะห์จำแนกทางโค้งบนถนนสองช่องจราจรในโครงข่ายทางหลวงชนบทออกตามประเภททางโค้ง โดยอาศัยข้อมูลแนวเส้นทางจากระบบ GPS Vehicle Tracking และวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทางถนนและอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท เพื่อเป็นแนวทางในการวางแผนหรือเสนอมาตรการในการแก้ไขปัญหาและลดความรุนแรงจากการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้งต่อไปในอนาคต

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปัจจัยที่มีผลต่ออุบัติเหตุทางถนน

อุบัติเหตุทางถนนเป็นเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นโดยไม่มีความแน่นอน และไม่สามารถคาดเดาได้ เนื่องจากอุบัติเหตุทางถนนเกิดได้จากหลายสาเหตุปัจจัยที่มีส่วนทำให้ความปลอดภัยในการใช้ถนนลดน้อยลง โดยสาเหตุการเกิดอุบัติเหตุทางถนนเกิดขึ้นจาก 3 ปัจจัยหลัก ดังต่อไปนี้

1. ผู้ขับขี่ (Road User) เป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุสูงสุด เนื่องจากพฤติกรรมเสี่ยงผู้ขับขี่ เช่น ความประมาท ความมักง่าย ไม่ปฏิบัติตามกฎจราจร ไม่ตระหนักถึงความปลอดภัย การขาดสติ การขาดจิตสำนึกต่อตนเองและผู้ร่วมใช้ทาง รวมไปถึงสภาพร่างกายและจิตใจ ส่งผลให้ประสิทธิภาพในการควบคุมยานพาหนะลดลง และก่อให้เกิดอุบัติเหตุได้
2. ยานพาหนะ (Vehicle) เป็นอีกหนึ่งปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุทางถนน แม้ว่าผู้ขับขี่จะควบคุมยานพาหนะอย่างปลอดภัยและมีสติ แต่สภาพของยานพาหนะที่ไม่พร้อมในการเดินทาง หรือมีอายุการใช้งานมาก ขาดการตรวจเช็คและการบำรุงรักษาต่าง ๆ อาจส่งผลต่อการควบคุมยานพาหนะจนทำให้เกิดอุบัติเหตุได้
3. ถนนและสภาพแวดล้อม (Road and Environment) ลักษณะทางกายภาพของถนนที่บกพร่องไม่สมบูรณ์ รวมไปถึงสภาพแวดล้อมที่ไม่เอื้ออำนวยความปลอดภัยในการขับขี่ เช่น ถนนเป็นหลุมบ่อ สภาพอากาศมืดครึ้ม ต้นไม้บดบังถนน เป็นต้น เนื่องจากลักษณะของถนนมีบทบาททางจิตวิทยาต่อผู้ขับขี่ในการรับรู้ ตัดสินใจ [3] อาจจะทำให้ผู้ขับขี่ไม่สามารถควบคุมสถานการณ์ที่เผชิญและสูญเสียความสามารถในการควบคุมยานพาหนะจนนำไปสู่การเกิดอุบัติเหตุได้

นอกจากนั้นอีกหนึ่งปัจจัยที่สัมพันธ์กับองค์ประกอบของระบบที่ปลอดภัย (Safe System) [4] คือ ความเร็ว (Speed) โดยการใช้ความเร็วสูงในการขับขี่มีความเสี่ยงที่จะก่อให้เกิดอุบัติเหตุเพิ่มสูงขึ้นเมื่อเทียบกับการขับขี่ด้วยความเร็วปกติ จากรายงานสถานการณ์อุบัติเหตุทางถนนของประเทศไทย พ.ศ.2558 โดยมูลนิธิไทยโรดส์ [5] พบว่า ร้อยละ 76 ของอุบัติเหตุทางถนนเกิดจากการใช้ความเร็วสูงในการขับขี่ เนื่องจากการใช้ความเร็วสูงนั้นมีความสัมพันธ์กับระยะทางในการเคลื่อนที่ของยานพาหนะ และเป็นปัจจัยเสริมที่ทำให้อุบัติเหตุมีความรุนแรงมากขึ้น โดยเป็นการเพิ่มระยะเวลาการตัดสินใจและระยะทางในการลดความเร็ว ทำให้ผู้ขับขี่ไม่สามารถควบคุมยานพาหนะได้อย่างมีประสิทธิภาพเมื่อเกิดเหตุการณ์ฉุกเฉินหรือเหตุการณ์ที่เหนือความคาดหมาย และก่อให้เกิดอุบัติเหตุได้ในท้ายที่สุด

เมื่อเกิดความผิดพลาดจากปัจจัยใดปัจจัยหนึ่งหรือหลายปัจจัยร่วมกันส่งผลให้ประสิทธิภาพในการควบคุมยานพาหนะลดลง และก่อให้อันตรายที่ส่งผลให้เกิดความเสียหายแก่ร่างกาย ทรัพย์สิน และชีวิตได้ โดยปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุทางถนนดังกล่าวสามารถรวมเป็นเหตุการณ์ลูกโซ่ (Chain of Events) [6] ได้ดังรูปที่ 2

รูปที่ 2 ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุ

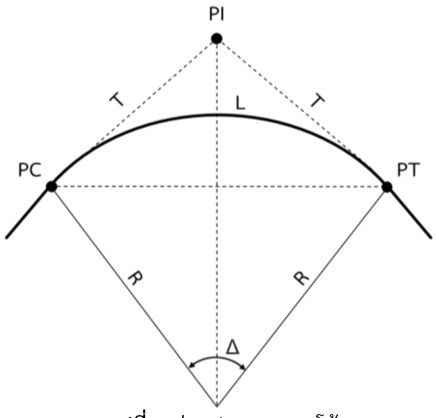
2.2 การออกแบบแนวทางโค้งราบ

การออกแบบแนวทางโค้งราบ (Horizontal Curve) หรือ ทางที่มีรัศมีโค้งน้อยกว่า 900 เมตร คือ การออกแบบส่วนของแนวทางตรงและแนวทางโค้งให้มีความสัมพันธ์กันกับความเร็วออกแบบ รัศมีความโค้ง การยกโค้ง และองค์ประกอบด้านแรงต่าง ๆ ที่กระทำขณะยานพาหนะกำลังเคลื่อนที่บนผิวทางอย่างเหมาะสม เพื่อให้ผู้ขับขี่สามารถใช้เส้นทางได้อย่างสะดวกสบายและปลอดภัยมากยิ่งขึ้น โดย AASHTO [3] ได้แนะนำหลักการเบื้องต้นในการออกแบบแนวทางโค้งราบดังนี้

1. แนวเส้นทางควรเป็นแนวทางตรงและกลมกลืนไปกับสภาพภูมิประเทศ และมีความต่อเนื่องสม่ำเสมอ และกลมกลืนกับแนวทางโค้งดิ่ง (Vertical Alignment) โดยหลีกเลี่ยงโค้งแคบ (Sharp Curve) หรือทางตรงยาวมากแล้วต่อด้วยโค้งสั้น และหลีกเลี่ยงการออกแบบแนวทางที่มีการเปลี่ยนแปลงแบบทันทีทันใด หรือการออกแบบแนวทางที่อยู่เหนือความคาดหวังของผู้ขับขี่
2. สำหรับทางที่ออกแบบให้ใช้ความเร็วสูงและไม่ได้อยู่ในพื้นที่ภูมิประเทศทางเขา ควรเลือกใช้รัศมีความโค้งที่เหมาะสมในการออกแบบ
3. ในกรณีที่มุมเบี่ยงเบน (Deflection Angle) มีค่าน้อยหรือน้อยกว่า 5 องศา ควรมีรัศมีความโค้งอย่างต่ำ 150 เมตรในการออกแบบเพื่อป้องกันการเกิดมุมหัก (Kinked) โดยไม่จำเป็นต้องออกแบบทางให้มีโค้งทางราบ ในกรณีที่มีมุมเบี่ยงเบนน้อยกว่า 1 องศา
4. ควรหลีกเลี่ยงการออกแบบ หรือเพิ่มความระมัดระวังหากจำเป็นต้องออกแบบโค้งในลักษณะต่อไปนี้
    - โค้งผสม (Compound Curve) คือแนวทางโค้งราบที่ประกอบไปด้วยโค้งกลมหลายโค้งเชื่อมต่อกัน และรัศมีของสองโค้งต่างกันค่อนข้างมาก โดยขนาดของรัศมีของโค้งแรกและรัศมีของโค้งที่สองที่อยู่ติดกันไม่ควรต่างกันเกิน 1.5 เท่า
    - โค้งสลับทาง (Reverse Curve) คือแนวทางโค้งราบที่ประกอบไปด้วยโค้งกลมสองโค้งที่เชื่อมต่อกันในทิศทางตรงข้ามกัน โดยมีแนวทางตรงที่สั้นน้อยกว่า 100 เมตรเชื่อมต่อระหว่างสองโค้ง ทำให้เกิดการเปลี่ยนแนวทางอย่างทันทีทันใด
    - โค้งหลังหัก (Broken Back Curve) เป็นโค้งทางเดียวกันสองโค้งที่อยู่ใกล้กันที่เชื่อมต่อกันในทิศทางเดียวกัน โดยมีแนวเส้นตรงที่สั้นน้อยกว่า 100 เมตรเชื่อมต่อระหว่างสองโค้ง โค้งลักษณะนี้ขัดกับความคาดหวังของผู้ขับขี่ หากเป็นไปได้ควรออกแบบเชื่อมต่อแนวเส้นทางด้วยโค้งกว้าง ๆ เพียงโค้งเดียว
5. ควรหลีกเลี่ยงการเปลี่ยนแปลงขนาดความกว้างของเกาะกลางในช่วงถนนทางตรง
6. ใช้ความเร็วออกแบบที่ปลอดภัย และมีความสม่ำเสมอ ตลอดแนวเส้นทาง และจัดให้ทุกตำแหน่งตลอดแนวเส้นทางมีระยะการมองเห็นเพียงพอให้สามารถหยุดรถได้อย่างปลอดภัย (SSD) โดยสอดคล้องกับความเร็วออกแบบ

2.2.1 *โค้งกลม*

โค้งกลม (Circular Curve) คือ โค้งที่มีรัศมีคงที่เท่ากันตลอด และมีจุดศูนย์กลางของรัศมีเพียงจุดเดียว ใช้เชื่อมระหว่างแนวเส้นทางใหม่ที่เบนไปจากแนวเส้นทางเดิมและแนวเส้นทางเดิมเข้าด้วยกัน โดยส่วนประกอบของโค้งกลมสามารถแสดงได้ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ส่วนประกอบของโค้งกลม

โดยที่

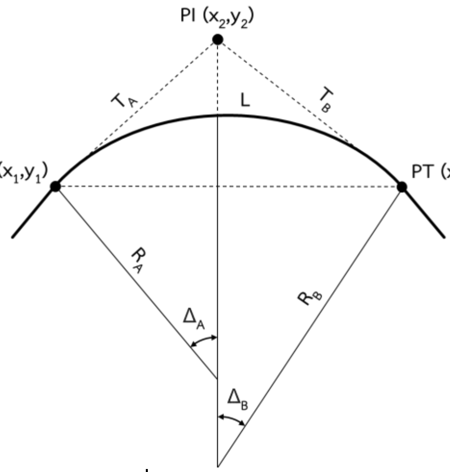
- รัศมีโค้ง (Radius หรือ R) คือ ค่ารัศมีของส่วนโค้งของกลมที่ใช้เชื่อมต่อแนวทางใหม่ที่เบนไป (Δ องศา) จากแนวเดิม
- จุดเริ่มโค้ง (Point of Curve หรือ PC) คือ จุดเริ่มต้นของโค้งกลม
- จุดสิ้นสุดโค้ง (Point of Tangent หรือ PT) คือจุดสิ้นสุดของโค้งกลม
- จุดสกัด (Point of Intersection หรือ PI) คือ จุดตัดระหว่างระหว่างแนวเส้นทางใหม่และแนวเส้นทางเดิม
- ความยาวโค้งกลม (Length of Curve หรือ L) คือ ความยาวโค้งกลมจากจุดเริ่มโค้งถึงจุดสิ้นสุดโค้ง
- มุมสกัด (Intersection Angle หรือ Δ) คือ มุมเบนของแนวเส้นตรงเส้นหลังที่เบนออกจากแนวเส้นก่อนหน้า มีค่าเท่ากับมุมที่ศูนย์กลางที่รองรับส่วนโค้งกลมนั้น

- ระยะสัมผัส (Tangent Distance หรือ T) คือ ระยะจากจุดเริ่มต้นโค้งหรือจุดสิ้นสุดโค้งถึงจุดสกัด มีความสัมพันธ์กับมุมสกัด (องศา) และรัศมีความโค้ง (เมตร) ดังสมการที่ (1)

$$T = R\tan\frac{\Delta}{2} \tag{1}$$

2.2.2 *โค้งผสม*

โค้งผสม (Compound Curve) ประกอบด้วยโค้งกลมที่อยู่ติดกันโดยมีรัศมีขนาดต่างกันมากกว่า 1.5 เท่าเชื่อมต่อกันและมีจุดศูนย์กลางรัศมีมากกว่า 1 จุด ดังรูปที่ 4 สามารถพบทางโค้งลักษณะนี้ได้บนเส้นทางที่มีพื้นที่จำกัด เช่น พื้นที่บริเวณเนินเขาหรือเหวลึก เนื่องจากความสะดวกในการก่อสร้าง โดยปกติไม่เป็นที่นิยมออกแบบ เนื่องจากผู้ขับขี่ไม่รับรู้ถึงการเปลี่ยนแปลงความโค้ง และเป็นการออกแบบแนวทางที่อยู่เหนือความคาดหวังของผู้ขับขี่



รูปที่ 4 ส่วนประกอบของโค้งผสม

โดยที่

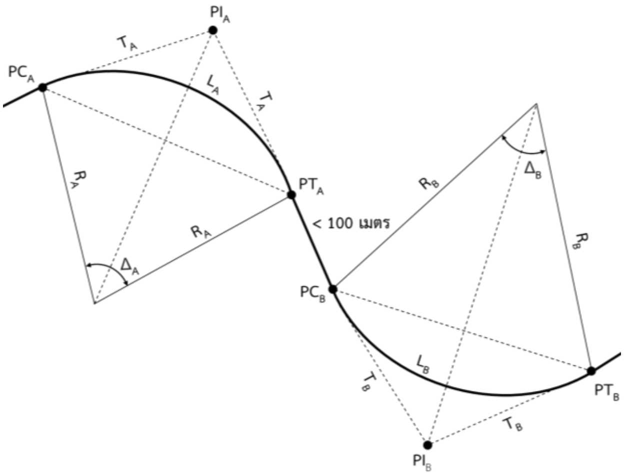
- พิกัด (x, y) คือ พิกัดทางภูมิศาสตร์ โดย x คือพิกัดลองจิจูด และ y คือพิกัดละติจูด
- ระยะสัมผัส (Tangent Distance หรือ T) คือ ระยะจากจุดเริ่มต้นโค้งหรือจุดสิ้นสุดโค้งถึงจุดสกัด สามารถหาได้จากจุดพิกัดของจุดเริ่มต้นโค้ง จุดสิ้นสุดโค้ง และจุดสกัด ดังสมการที่ (2) และ (3) โดย $T_A \geq 1.5T_B$ หรือ $T_B \geq 1.5T_A$

$$T_A = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \tag{2}$$

$$T_B = \sqrt{(x_2 - x_3)^2 + (y_3 - y_2)^2} \tag{3}$$

2.2.3 *โค้งสลับทาง*

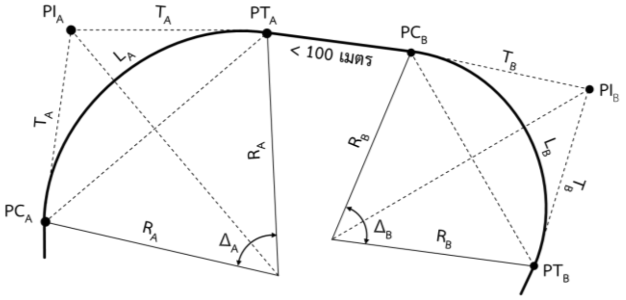
โค้งสลับทาง (Reverse Curve) คือโค้งกลมสองโค้งที่เชื่อมต่อกันในลักษณะที่จุดศูนย์กลางของโค้งอยู่ในทิศตรงกันข้าม โดยมีทางเชื่อมระหว่างสองโค้งยาวไม่เกิน 100 เมตร ดังรูปที่ 5 เป็นโค้งที่ควรหลีกเลี่ยงในการออกแบบ ส่วนมากมักใช้กับทางเขา



รูปที่ 5 ส่วนประกอบของโค้งสลับทาง

2.2.4 *โค้งหลังหัก*

โค้งหลังหัก (Broken-Back Curve) คือ โค้งทางเดียวกันที่อยู่ใกล้กันมาก ประกอบขึ้นจากโค้งกลมสองโค้งที่เชื่อมต่อในทิศทางเดียวกันด้วยทางตรงยาวไม่เกิน 100 เมตร และมีจุดศูนย์กลางของโค้งอยู่ทางเดียวกัน ดังรูปที่ 6 โค้งหลังหักเป็นโค้งที่อันตรายควรหลีกเลี่ยง เนื่องจากยากแก่การยกโค้ง และอาจทำให้ผู้ขับขี่ยานพาหนะมองไม่เห็นแนวทางข้างหน้าในเวลากลางคืนเนื่องจากระยะมองเห็นไม่เพียงพอ ทำให้เกิดอุบัติเหตุได้ง่าย



รูปที่ 6 ส่วนประกอบของโค้งหลังหัก

2.3 *การวิเคราะห์อุบัติเหตุทางถนน*

การวิเคราะห์อุบัติเหตุทางถนน (Accident Analysis) คือ การวิเคราะห์เพื่อบรรยายลักษณะของกลุ่มข้อมูลที่สนใจจากการนำข้อมูลอุบัติเหตุจากฐานข้อมูลที่มีอยู่มาทำการศึกษาและผ่านกระบวนการวิเคราะห์เพื่อประเมินความปลอดภัยทางถนน รวมไปถึงผลกระทบจากการเกิดอุบัติเหตุด้วยเทคนิคต่าง ๆ ขึ้นอยู่กับลักษณะความสัมพันธ์กับข้อมูลอุบัติเหตุที่ต้องการวิเคราะห์ และลักษณะของข้อมูล [7-8] โดยการวิเคราะห์อุบัติเหตุทางถนนด้วยวิธีการทางสถิติสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 รูปแบบหลัก ๆ ดังนี้

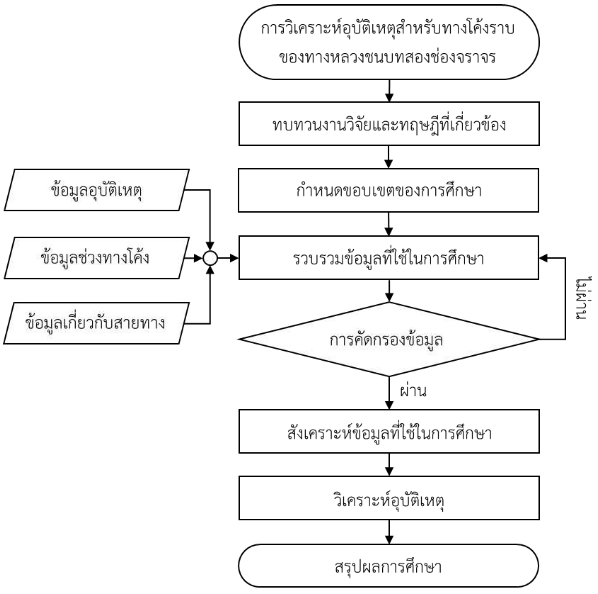
1. สถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics) เป็นวิธีการทางสถิติที่ใช้เพื่อบรรยายถึงลักษณะของข้อมูลที่เก็บรวบรวมภายในขอบเขตของข้อมูลที่เก็บรวบรวมมาได้เท่านั้น ไม่สามารถอ้างอิงกลุ่มข้อมูลอื่น ๆ ได้

2. สถิติเชิงอนุมาน (Inferential Statistics) เป็นวิธีการทางสถิติที่ใช้ในการวิเคราะห์ลักษณะของประชากรทั้งหมดจากการศึกษากลุ่มตัวอย่าง โดยอาศัยทฤษฎีความน่าจะเป็นในการวิเคราะห์ เช่น การประมาณค่า และการทดสอบสมมติฐาน

3. วิธีการศึกษา

3.1 ขั้นตอนการศึกษา

ขั้นตอนการศึกษาประกอบไปด้วย 6 ขั้นตอนหลัก ได้แก่ การทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง การกำหนดขอบเขตของการศึกษา การรวบรวมข้อมูล การสังเคราะห์ข้อมูลที่ใช้ในการวิจัย การวิเคราะห์อุบัติเหตุ การสรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ ดังรูปที่ 7 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



รูปที่ 7 ขั้นตอนการศึกษา

3.2 การกำหนดขอบเขตของการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้ทำการวิเคราะห์จำแนกทางโค้งบนถนน 2 ช่องจราจร (ทิศทางละ 1 ช่องจราจร) ในโครงข่ายทางหลวงชนบทตามประเภททางโค้ง ซึ่งแบ่งออกเป็น 4 ประเภท ได้แก่ โค้งกลม โค้งผสม โค้งหลังหักและโค้งสลับทาง และวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทางถนนและอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท โดยใช้ข้อมูลอุบัติเหตุย้อนหลัง 3 ปี ตั้งแต่วันที่ 1 มกราคม พ.ศ.2559 ถึง 31 ธันวาคม พ.ศ.2561

3.3 การรวบรวมและการคัดกรองข้อมูล

ผู้วิจัยได้เก็บรวบรวมข้อมูลที่จำเป็นจากแหล่งข้อมูลทุติยภูมิต่าง ๆ เพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์และขอบเขตของการศึกษา ได้แก่ ข้อมูลอุบัติเหตุ ข้อมูลช่วงทางโค้ง และข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับสายทาง

3.3.1 ข้อมูลอุบัติเหตุ

ข้อมูลอุบัติเหตุที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ ผู้ศึกษาจะใช้ข้อมูลสถิติอุบัติเหตุ 3 ปีย้อนหลัง ตั้งแต่วันที่ 1 มกราคม พ.ศ. 2559 ถึงวันที่ 31 ธันวาคม พ.ศ. 2561 จากระบบรายงานอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท (Accident Report Management System หรือ ARMS) หรือ arms.drr.go.th เนื่องจากเป็นข้อมูลในช่วงระยะเวลาที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงปัจจัยทางถนนมากนัก ซึ่งข้อมูลอุบัติเหตุจากระบบรายงานอุบัติเหตุประกอบไปด้วยรายละเอียดต่าง ๆ ได้แก่ รหัสสายทาง ชื่อสายทาง ช่วงกิโลเมตรที่เกิดอุบัติเหตุ วันเดือนปีและช่วงเวลาที่เกิดเหตุ บริเวณที่เกิดเหตุ สภาพอากาศในวันที่เกิดเหตุ จำนวนผู้บาดเจ็บและเสียชีวิต ชนิดของยานพาหนะ รูปแบบการชน และสาเหตุของการเกิดอุบัติเหตุ

3.3.2 ข้อมูลช่วงทางโค้ง

ข้อมูลเกี่ยวกับข้อมูลปัจจัยทางถนนของทางโค้ง รวบรวมได้จากระบบ GPS Vehicle Tracking ซึ่งเป็นการเก็บข้อมูลโดยใช้ยานพาหนะที่ติดตั้งระบบติดตาม GPS เพื่อเก็บข้อมูลพิกัดทางภูมิศาสตร์ของแนวถนนตามเส้นทางการเคลื่อนที่ของยานพาหนะที่เปลี่ยนแปลงไปทุก ๆ 1 เมตร และนำข้อมูลพิกัดไปคำนวณข้อมูลลักษณะทางเรขาคณิตของทางโค้งทั้งโครงข่ายทางหลวงชนบท ได้แก่ จุดเริ่มต้นของทางโค้ง จุดสิ้นสุดของทางโค้ง จุดสกัดของทางโค้ง ความยาวทางโค้ง และรัศมีโค้ง เป็นต้น

3.3.3 ข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับสายทาง

ข้อมูลทั่วไปเกี่ยวกับสายทางที่ใช้ในการคัดกรองให้สอดคล้องกับขอบเขตของการศึกษา คือ จำนวนช่องจราจร อ้างอิงจากระบบบริหารจัดการโครงข่ายทางหลวงชนบท (Rural Roads Network Management System หรือ RM) หรือ rm.drr.go.th

เมื่อได้มาซึ่งข้อมูลตามที่ได้กล่าวไว้ข้างต้นแล้ว จำเป็นต้องมีการคัดกรองข้อมูลที่ได้มา เพื่อพิจารณาข้อมูลตามขอบเขตที่สนใจ และตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูล ก่อนที่จะนำไปใช้ในขั้นตอนการสังเคราะห์ข้อมูลและขั้นตอนการวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุ

3.4 การสังเคราะห์ข้อมูล

ก่อนที่จะวิเคราะห์ข้อมูล จะต้องมีการสังเคราะห์ข้อมูลที่ใช้ในการวิจัยตามที่ได้กล่าวไว้ในส่วนก่อนหน้า โดยข้อมูลที่สามารถนำมาใช้ได้เลยหลังจากการคัดกรอง ได้แก่ ข้อมูลอุบัติเหตุ และข้อมูลเกี่ยวกับสายทาง แต่ในส่วนของข้อมูลปัจจัยทางถนนของทางโค้งจะต้องนำข้อมูลดิบไปผ่านกระบวนการสังเคราะห์ข้อมูลก่อนที่จะนำไปใช้ในส่วนถัดไป

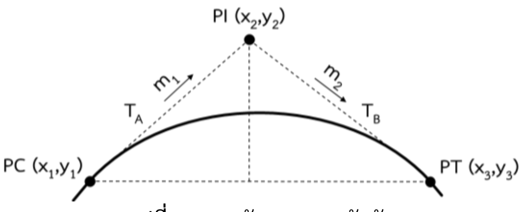
ข้อมูลปัจจัยทางถนนของทางโค้งที่ได้จากแหล่งข้อมูลทุติยภูมิประกอบไปด้วย 3 ส่วน ได้แก่ จุดเริ่มต้นโค้ง จุดสิ้นสุดโค้ง ความยาวทางโค้ง ซึ่งข้อมูลในส่วนนี้จะนำไปพิจารณาเพื่อจำแนกประเภทของทางโค้งต่อ ดังนี้

- ในกรณีที่ทางโค้งที่ติดกันอยู่ห่างกันเกิน 100 เมตร และมีระยะสัมผัสจากจุดเริ่มโค้งถึงจุดสกัด (T_A) และระยะสัมผัสจากจุดสกัดถึงจุดสิ้นสุดโค้ง (T_B) ยาวต่างกันน้อยกว่า 1.5 เท่า ให้พิจารณาเป็นโค้งกลม (Circular Curve)

- ในกรณีที่ทางโค้งที่ติดกันอยู่ห่างกันเกิน 100 เมตร และมีระยะสัมผัสจากจุดเริ่มโค้งถึงจุดสกัด (T_A) และระยะสัมผัสจากจุดสกัดถึงจุดสิ้นสุดโค้ง (T_B) ยาวต่างกันมากกว่า 1.5 เท่า ให้พิจารณาเป็นโค้งผสม (Compound Curve)
- ในการจำแนกโค้งหลังหักและโค้งสลับทาง สามารถพิจารณาได้จากทิศทางของทางโค้งที่อยู่ติดกัน ซึ่งหาได้จากความชันของระยะสัมผัสจากจุดเริ่มโค้งถึงจุดสกัด (m_1) และความชันของระยะสัมผัสจากจุดสกัดถึงจุดสิ้นสุดโค้ง (m_2) ดังรูปที่ 8 และดังสมการที่ (4) – (5) โดยทางโค้งพิจารณาคือโค้งซ้ายหาก $m_1 < m_2$ และทางโค้งพิจารณาคือโค้งขวาหาก $m_1 > m_2$

$$Slope(T_A) = m_1 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad (4)$$

$$Slope(T_B) = m_2 = \frac{y_3 - y_2}{x_3 - x_2} \quad (5)$$



รูปที่ 8 ความชันของระยะสัมผัส

- ในกรณีที่ทางโค้งที่ติดกันอยู่ห่างกันไม่เกิน 100 เมตร และเชื่อมต่อกันในทิศทางเดียวกัน ให้พิจารณาเป็นโค้งหลังหัก (Broken-Back Curve)
- ในกรณีที่ทางโค้งที่ติดกันอยู่ห่างกันไม่เกิน 100 เมตร และเชื่อมต่อกันในทิศทางตรงกันข้าม ให้พิจารณาเป็นโค้งสลับทาง (Reverse Curve)

3.5 การวิเคราะห์อุบัติเหตุ

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยได้เลือกใช้สถิติเชิงพรรณนาในการวิเคราะห์อุบัติเหตุสำหรับทางโค้งราบของทางหลวงชนบท 2 ช่องจราจร เพื่อบรรยายลักษณะข้อมูลทั่วไปของอุบัติเหตุที่ศึกษา โดยกำหนดช่วง กม.ทางโค้งที่พิจารณา ดังสมการที่ (6) ดังรูปที่ 9 และดึงข้อมูลอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นลงบนช่วงทางโค้งเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทางถนนและอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท

ช่วงทางโค้งที่พิจารณา = ช่วง กม. ทางโค้ง ± 50 เมตร (6)

รูปที่ 9 การกำหนดช่วงทางโค้งที่พิจารณา

4. ผลการศึกษา

ผลการศึกษาที่ได้นั้นประกอบไปด้วย 2 ส่วน ได้แก่ การจำแนกทางโค้งและการวิเคราะห์อุบัติเหตุ

4.1 การจำแนกทางโค้ง

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้ทำการวิเคราะห์จำแนกถนนทางโค้ง 2 ช่องจราจรในโครงข่ายทางหลวงชนบทออกตามประเภททางโค้ง แบ่งออกเป็น 4 ประเภท ได้แก่ โค้งกลม โค้งผสม โค้งสลับทาง และโค้งหลังหัก โดยข้อมูลแนวทางโค้งของถนนทั้งโครงข่ายทางหลวงชนบทที่ได้จากระบบ GPS Vehicle Tracking System กว่า 88,435 โค้ง สามารถจำแนกตามประเภทและจำนวนช่องจราจรได้ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 จำนวนทางโค้งในโครงข่ายถนนชนบทจำแนกตามประเภทและจำนวนช่องจราจร

ประเภททางโค้ง	จำนวนช่องจราจร *				รวม
	2	4	6	>6	
โค้งกลม	45,594	5,518	22	7	51,141
โค้งผสม	5,737	536	7	3	6,283
โค้งสลับทาง	19,432	1,597	3	2	21,034
โค้งหลังหัก	9,108	865	2	2	9,977
รวม	79,871	8,516	34	14	88,435

** อ้างอิงจากระบบบริหารจัดการโครงข่ายทางหลวงชนบท*

4.2 การวิเคราะห์อุบัติเหตุ

ในการวิเคราะห์อุบัติเหตุบนช่วงทางโค้งในโครงข่ายถนนชนบท จากข้อมูลสถิติอุบัติเหตุในช่วงเวลา 3 ปี ตั้งแต่วันที่ 1 มกราคม พ.ศ.2559 ถึง 31 ธันวาคม พ.ศ.2561 จากระบบรายงานอุบัติเหตุบนทางหลวงชนบท พบว่า มีอุบัติเหตุเกิดขึ้น 1358 ครั้ง บน 1194 ช่วงถนนทางโค้ง 2 ช่องจราจร ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลสถิติอุบัติเหตุบนช่วงทางโค้งของถนนชนบท 2 ช่องจราจร

ปี พ.ศ.	จำนวนอุบัติเหตุ (ครั้ง)	จำนวนผู้เสียชีวิต (ราย)	จำนวนผู้บาดเจ็บ (ราย)
2559	431	101	169
2560	419	88	126
2561	508	115	142
รวม	1,358	304	437

เมื่อพิจารณาถึงจำนวนอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบนช่วงทางโค้ง 2 ช่องจราจรแต่ละประเภทในช่วงเวลา 3 ปีที่ผ่านมา ดังตารางที่ 4 พบว่า อุบัติเหตุส่วนมากเกิดขึ้นบนโค้งกลม (ร้อยละ 62.0) รองลงมาคือ โค้งสลับทาง (ร้อยละ 20.8) โค้งหลังหัก (ร้อยละ 10.2) และโค้งผสม (ร้อยละ 7.0) ตามลำดับ นอกจากนั้น เมื่อจำแนกอุบัติเหตุตามประเภททางโค้งและชนิดของยานพาหนะที่เกี่ยวข้อง ดังรูปที่ 10 พบว่า โค้งที่มีอัตราการเกิดอุบัติเหตุ (AccRate) ที่เกี่ยวข้องกับรถจักรยานยนต์ต่อ 100 โค้งสูงสุด คือ โค้งกลม

(1.10) รองลงมา คือ โค้งสลับทาง (0.98) โค้งหลังหัก (0.93) และโค้งผสม ตามลำดับ (0.91) ในขณะที่ โค้งที่มีอัตราการเกิดอุบัติเหตุที่เกี่ยวข้องกับรถยนต์ต่อ 100 โค้งสูงสุด คือ โค้งกลม (0.50) รองลงมา คือ โค้งผสม (0.47) โค้งหลังหัก (0.44) และโค้งสลับทาง (0.33) ตามลำดับ

ตารางที่ 4 อัตราการเกิดอุบัติเหตุบนช่วงทางโค้งของถนนชนบท 2 ช่องจราจรจำแนกตามประเภทของทางโค้ง

ประเภททางโค้ง	จำนวนทางโค้ง (โค้ง)	จำนวนอุบัติเหตุ (ครั้ง)	อัตราการเกิดอุบัติเหตุ (ครั้ง/100 โค้ง)
โค้งกลม	45,594 (57.1%)	842 (62.0%)	1.85
โค้งผสม	5,737 (7.2%)	95 (7.0%)	1.66
โค้งสลับทาง	19,432 (24.3%)	282 (20.8%)	1.45
โค้งหลังหัก	9,108 (11.4%)	139 (10.2%)	1.53
รวม	79,871	1,358	6.48

จากการวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุหาความสัมพันธ์ระหว่างชนิดของยานพาหนะที่เกี่ยวข้อง (รถจักรยานยนต์ และรถยนต์) ประเภททางโค้ง และอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท พบว่า ประเภทของทางโค้งส่งผลต่อความรุนแรงของอุบัติเหตุ โดยโค้งที่ส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่เกี่ยวข้องกับรถจักรยานยนต์ที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงสูงสุด คือ โค้งหลังหัก(0.648) รองลงมา คือ โค้งกลม (0.632) โค้งสลับทาง (0.530) และโค้งผสม (0.436) ตามลำดับ ในขณะที่โค้งที่ส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่เกี่ยวข้องกับรถยนต์ที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงสูงสุด คือ โค้งสลับทาง (0.268) รองลงมา คือ โค้งกลม (0.267) โค้งหลังหัก (0.264) และโค้งผสม (0.244) ตามลำดับ ดังตารางที่ 5 โดยที่ FSI (Fatal and Serious Injury) คือ จำนวนผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรง F (Fatal) คือ จำนวนผู้เสียชีวิต และ SI (Serious Injury) คือจำนวนผู้บาดเจ็บ และ AccRate (Accident Rate) คืออัตราการเกิดอุบัติเหตุต่อ 100 โค้ง

นอกจากนั้น เมื่อพิจารณาถึงอัตราการบาดเจ็บรุนแรงและเสียชีวิตจากการเกิดอุบัติเหตุ 1 ครั้งของทางโค้งแต่ละประเภท จำแนกตามชนิดของยานพาหนะที่เกี่ยวข้อง พบว่า ในการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้ง 1 ครั้ง ประเภทของทางโค้งที่ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงจากอุบัติเหตุเกี่ยวข้องกับรถจักรยานยนต์สูงสุด คือ โค้งหลังหัก (0.424) รองลงมา คือ โค้งสลับทาง (0.365) โค้งกลม (0.342) และโค้งผสม (0.263) ตามลำดับ ในขณะที่โค้งที่ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงจากอุบัติเหตุเกี่ยวข้องกับรถยนต์สูงสุด คือ โค้งสลับทาง (0.184) รองลงมา คือ โค้งหลังหัก (0.173) โค้งผสม (0.147) และโค้งกลม (0.145) ตามลำดับ ดังตารางที่ 6 โดยที่ FSIRate (Fatal and Serious Injury Rate) คือ อัตราการบาดเจ็บรุนแรงและเสียชีวิตจากการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้ง 1 ครั้ง FRate (Fatal Rate) คือ อัตราการเสียชีวิตจากการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้ง 1 ครั้ง และ SIRate (Serious Injury Rate) คือ อัตราการบาดเจ็บรุนแรงจากการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้ง 1 ครั้ง

ตารางที่ 5 อัตราการเกิดอุบัติเหตุบนช่วงทางโค้งของถนนชนบท 2 ช่องจราจร จำแนกตามความรุนแรง

ประเภททางโค้ง	จำนวนทางโค้ง (โค้ง)	รถจักรยานยนต์						รถยนต์					
		FSI	AccRate	F	AccRate	SI	AccRate	FSI	AccRate	F	AccRate	SI	AccRate
โค้งกลม	45,594	288	0.63	126	0.28	162	0.36	122	0.27	47	0.10	75	0.16
โค้งผสม	5,737	25	0.44	15	0.26	10	0.17	14	0.24	3	0.05	11	0.19
โค้งสลับทาง	19,432	103	0.53	39	0.20	64	0.33	52	0.27	15	0.08	37	0.19
โค้งหลังหัก	9,108	59	0.65	24	0.26	35	0.38	24	0.26	14	0.15	10	0.11
รวม	79,871	475	2.24	204	1.00	271	1.24	212	1.04	79	0.39	133	0.66

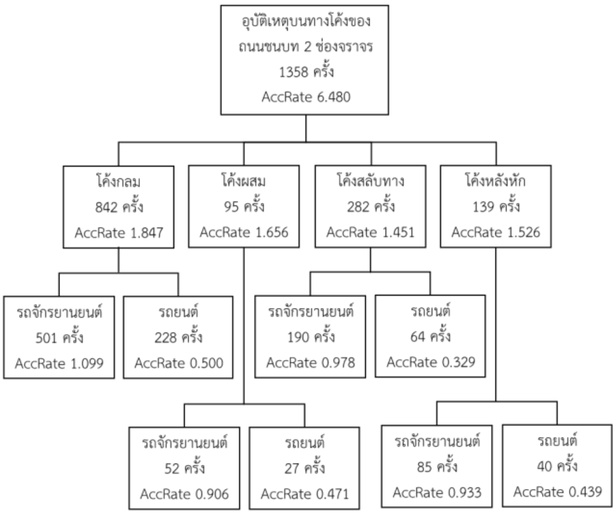
ตารางที่ 6 อัตราการบาดเจ็บรุนแรงและเสียชีวิตจากการเกิดอุบัติเหตุ 1 ครั้ง

ประเภททางโค้ง	จำนวนอุบัติเหตุ (ครั้ง)	รถจักรยานยนต์						รถยนต์					
		FSI	FSIRate	F	FRate	SI	SIRate	FSI	FSIRate	F	FRate	SI	SIRate
โค้งกลม	842	288	0.34	126	0.15	162	0.19	122	0.14	47	0.06	75	0.09
โค้งผสม	95	25	0.26	15	0.16	10	0.10	14	0.15	3	0.03	11	0.12
โค้งสลับทาง	282	103	0.36	39	0.14	64	0.23	52	0.18	15	0.05	37	0.13
โค้งหลังหัก	139	59	0.42	24	0.17	35	0.25	24	0.17	14	0.10	10	0.07
รวม	1,358	475	1.40	204	0.62	271	0.78	212	0.65	79	0.24	133	0.41

5. สรุปผล

จากการศึกษาวิเคราะห์อุบัติเหตุสำหรับทางโค้งราบของทางหลวงชนบทสองช่องจราจรด้วยวิธีการทางสถิติเชิงพรรณนา โดยวิเคราะห์จำแนกทางโค้งบนถนนสองช่องจราจรในโครงข่ายทางหลวงชนบทออกตามประเภททางโค้ง และวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุหาความสัมพันธ์ระหว่างปัจจัยทางถนนและอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท ตั้งแต่วันที่ 1 มกราคม พ.ศ. 2559 ถึง 31 ธันวาคม พ.ศ.2561 สามารถสรุปได้ว่า ช่วงถนนทางโค้งเป็น

บริเวณที่มีความเสี่ยงในการเกิดอุบัติเหตุที่สูง เมื่อจำแนกช่วงทางโค้งบนถนนชนบทสองช่องจราจรทั้งหมดสามารถออกตามประเภท พบว่า ทางโค้งบนถนนชนบทสองช่องจราจรประกอบไปด้วย โค้งกลม (Circular Curve) ร้อยละ 57.1% โค้งสลับทาง (Reverse Curve) ร้อยละ 24.3% โค้งหลังหัก (Broken-Back Curve) ร้อยละ 11.4 และ โค้งผสม (Compound Curve) ร้อยละ 7.2 โดยจำนวนอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบนช่วงทางโค้งแต่ละประเภทในช่วงเวลา 3 ปีดังกล่าว จำแนกตามชนิดของยานพาหนะที่เกี่ยวข้องสามารถสรุปได้ดังรูปที่ 10



รูปที่ 10 แผนภูมิต้นไม้ของอุบัติเหตุบนทางโค้งของถนนชนบท 2 ช่องจราจร

จากการวิเคราะห์ข้อมูลอุบัติเหตุหาความสัมพันธ์ระหว่างชนิดของยานพาหนะ ประเภททางโค้ง และอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบริเวณทางโค้งแต่ละประเภท พบว่า อุบัติเหตุส่วนมากเกิดขึ้นบนโค้งกลม รองลงมา คือ โค้งสลับทาง โค้งหลังหัก และโค้งผสม ตามลำดับ โดยโค้งที่ส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงของรถจักรยานยนต์สูงสุด คือ โค้งหลังหัก ในขณะที่โค้งที่ส่งผลต่ออัตราการเกิดอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงของรถยนต์สูงสุด คือ โค้งสลับทาง อีกทั้ง ในการเกิดอุบัติเหตุบนทางโค้ง 1 ครั้ง โค้งที่ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงจากอุบัติเหตุที่เกี่ยวข้องกับรถจักรยานยนต์สูงสุด คือ โค้งหลังหัก ในขณะที่โค้งที่ส่งผลให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บรุนแรงจากอุบัติเหตุเกี่ยวข้องกับรถยนต์สูงสุด คือ โค้งสลับทาง เช่นเดียวกัน

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณกรมทางหลวงชนบทที่อนุเคราะห์ข้อมูลในการดำเนินการวิจัย และขอขอบคุณศูนย์ความเป็นเลิศทางวิศวกรรมขนส่งและเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐาน (Excellence Center in Infrastructure Technology and Transportation Engineering - ExCITE) และภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ และบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้คำปรึกษาแนะนำในด้านวิชาการ และด้านการดำเนินงานวิจัยนี้ให้สำเร็จสมบูรณ์ได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] WHO (2018). *Global Status Report on Road Safety*. World Health Organization. France.

[2] Zhu, L., Lu, L., Zhang, W., Zhao Y. and Song, M. (2019). *Analysis of Accident Severity for Curved Roadways Based on Bayesian Networks*. Sustainability 2019.

[3] AASHTO (2011). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

[4] VicRoads (2018). *Safe System Assessment Guidelines.*

[5] มูลนิธิไทยโรดส์ (2560). *รายงานสถานการณ์อุบัติเหตุทางถนนของประเทศไทย ปี 2557-2558*. มูลนิธิไทยโรดส์และศูนย์วิจัยอุบัติเหตุแห่งประเทศไทย สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย. กรุงเทพฯ.

[6] กรมทางหลวงชนบท (2560). *คู่มือหลักการด้านความปลอดภัยงานทาง*. กระทรวงคมนาคม.

[7] Underwood, P. and Waterson, P. (2013). *Accident Analysis Models and Methods: Guidance for Safety Professionals*. Loughborough University.

[8] TRL (2004). *Accident Analysis on Rural Roads – A Technical Guide*. Road Safety Division, Department for Transport, United Kingdom.

เงื่อนไขและข้อพิจารณาในการติดตั้งอุปกรณ์ดูดซับแรงกระแทกจากการชนบนทางยกระดับ
Site Characteristics and Installation Criteria for Crash Cushion on Elevated Road

เอกรินทร์ เหลืองวิลัย[1,*] และ วิทวงศ์ กาญจนชมภู[2]

[1] ฝ่ายวิจัยและแผนปฏิบัติการ บริษัท ทางยกระดับดอนเมือง จำกัด (มหาชน)
[2] ฝ่ายอำนวยความสะดวกและจัดการจราจร บริษัท ทางยกระดับดอนเมือง จำกัด (มหาชน)
**Corresponding author; E-mail address: ekarin.lue@tollway.co.th*

บทคัดย่อ

ทางยกระดับดอนเมือง ได้ติดตั้ง Crash Cushion บริเวณหัวเกาะทางลงทางยกระดับ จำนวน 9 จุด เป็นอุปกรณ์ตามมาตรฐาน NCHRP 350 ระดับ TL 2 รองรับการชนที่ความเร็ว 80 กม/ชม มีราคาค่อนข้างสูง เมื่อเกิดอุบัติเหตุ ผู้ประสบเหตุต้องชดใช้ค่าเสียหายและทางยกระดับฯ ต้องจัดหาอุปกรณ์ชุดใหม่ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงเช่นกัน จึงมีความประสงค์จะทบทวนเหตุผลความจำเป็น รวมถึงพิจารณาอุปกรณ์ประเภทอื่น ที่ลดความรุนแรงจากอุบัติเหตุได้ AASHTO Roadside Design Guide ได้ให้ข้อพิจารณาการเลือกชนิดของ Crash Cushion ซึ่งอยู่บนพื้นฐานของความเร็วรถ ปริมาณการจราจร ความถี่ของอุบัติเหตุ และการบำรุงรักษา แต่มิได้มีข้อกำหนดเชิงปริมาณหรือเงื่อนไขที่จำเป็นที่ต้องติดตั้ง ยังคงเป็นวิจารณญาณของวิศวกรบนพื้นฐานลักษณะกายภาพทาง โครงสร้างถาวรที่อาจถูกชนและสถิติอุบัติเหตุเป็นสำคัญ ในกรณีของทางยกระดับในประเทศไทย อุบัติเหตุที่รุนแรงคือ รถตกทาง ข้อพิจารณาหลักจึงได้แก่ 1) มีโอกาสชนปะทะโครงสร้างถาวรจนทำให้เกิดอันตรายอย่างรุนแรงต่อผู้ใช้รถหรือไม่ และ 2) มีโอกาสรถตกทางหรือไม่ เหตุรถตกทางส่วนใหญ่ เกิดบนหัวเกาะกว้างรูปตัววาย (Y) บนทางยกระดับดอนเมือง มีเฉพาะหัวเกาะแคบรูปตัวไอ (I) และตัววี (V) ในส่วนของตัววี ถึงแม้จะกว้างเพียง 0.9-2.0 เมตร แต่ก็กว้างพอที่รถจะพลิก ตกทางลงไปได้ หัวเกาะทางลงทั้งหมด 13 จุด จุดที่ควรให้ความสำคัญเพื่อติดตั้ง Crash Cushion คือที่บริเวณหัวเกาะรูปตัววีซึ่งมีเพียง 3 จุด ด้วยเหตุผลของการป้องกันรถตกทาง อย่างไรก็ตาม เพื่อความมั่นใจในการให้บริการทางยกระดับอย่างปลอดภัย ทางยกระดับดอนเมืองยังคงไว้ซึ่ง Crash Cushion ทั้ง 9 จุด และจะเสริมด้วยมาตรการความปลอดภัยด้านอื่นๆ ต่อไป

คำสำคัญ: อุปกรณ์ดูดซับแรงกระแทก, ความปลอดภัยด้านการจราจร, ทางยกระดับ

Abstract

Crash cushions were installed in Don Muang Tollway (DMT) elevated road. Nine units were installed in the gore area of exit ramps. They are conformed to NCHRP 350 standard, TL 2 level which is capable of 80 km/hr collision. Cost of each unit is quite high. When crashed, compensation and re-installation cost is high. So, the existence of crash cushions is reconsidered. Installation criteria have been reviewed and reconsidered again. AASHTO Roadside Design Guide gives selection criteria for crash cushion. The criteria are speed, traffic volume, accident frequency and maintenance ability. However, installation decision is still based on designer's consideration without quantitative criteria. In the case of elevated road in Thailand, severe accident is car plunges off the road. Thus, the main consideration should be 1) a chance of crash to death on fixed objects and 2) a chance to plunge off the way. Most of plunge off cases were happened on wide-median barrier transition unit which is on Y-shape exit ramp. DMT has only narrow medians which is I-shape and V-shape exit ramp. The narrow gap of V-shape ramp is only 0.9-2 m but still have a chance of falling. So, highly attention should be paid on V-shape exit which has only 3 locations on DMT by the reason of plunge rather than suddenly crash. However, for more confidence of safe road service, 9 crash cushions are still remained. More safety devices will be added to increase driving safety.

Keywords: Crash cushion, road safety, elevated road

1. บทนำและสภาพปัญหา

โครงการทางสัมปทานยกระดับดินแดง-อนุสรณ์สถาน หรือที่เรียกว่าทางยกระดับดอนเมือง ตั้งอยู่เหนือถนนวิภาวดีรังสิต กม.6+383 ถึง 26+597 มีระยะทาง 20.2 กม. เป็นทางยกระดับขนาด 3 ช่องจราจรต่อทิศทางดังรูปที่ 1 มีปริมาณจราจรเฉลี่ย 93,000 เที่ยวต่อวัน (ปี 2562)

รูปที่ 1 ทางยกระดับดอนเมือง

ทางยกระดับมีทางขึ้น-ลง 24 จุด เป็นทางลง 13 จุด ได้ติดตั้ง Crash Cushion บริเวณหัวเกาะทางลงทางยกระดับ จำนวน 9 จุด ดังรูปที่ 2 เป็นอุปกรณ์ตามมาตรฐาน NCHRP 350 ระดับ TL 2 รองรับการชนที่ความเร็ว 80 กม/ชม. มีราคาค่อนข้างสูง เมื่อเกิดอุบัติเหตุ ผู้ประสบเหตุต้องชดใช้ค่าเสียหายและทางยกระดับฯ ต้องจัดหาอุปกรณ์ชุดใหม่ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงเช่นกัน จึงมีความประสงค์จะทบทวน เหตุผลความจำเป็น รวมถึงพิจารณาอุปกรณ์ประเภทอื่น ที่ลดความรุนแรงจากอุบัติเหตุได้

รูปที่ 2 Crash Cushion บริเวณหัวเกาะทางลง

2. การทบทวน Crash Cushion

2.1 มาตรฐานต่างประเทศ

Manual on Uninform Traffic Control Devices for Streets and Highways (MUTCD) (FHWA, 2009) ระบุว่า Crash Cushion ใช้เพื่อป้องกันคนขับจากการชนขอบทาง วัตถุถาวร ต่างๆ

Roadside Design Guide (AASHTO, 2011) ได้กล่าวไว้ว่า Crash Cushion เป็น Roadside Barrier Terminal ประเภทหนึ่ง ใช้ติดตั้งบริเวณเกาะกลาง หรือ หัวเกาะทางออก (Gore Area) เพื่อลดความเร็วรถ เพื่อลดอันตรายจากการชนแบบปะทะตรง แบ่งได้เป็น 2 ชนิดใหญ่ๆ ตามกลไกการทำงาน ได้แก่ Work-Energy Principle แบ่งเป็น 3 ประเภท ได้แก่ Sacrificial, Useable และ Low maintenance ชนิดที่ 2 เป็นแบบ Conservation of Momentum Principle ที่เรียกกันว่า ถังทราย (Sand Barrel) เงื่อนไขในการเลือกประเภทประกอบไปด้วย สถิติการชน ปริมาณจราจร (ADT) ต่อวัน ระยะเวลาการปิดซ่อม การซ่อมกลางวัน-กลางคืน มีข้อพิจารณาตามตารางที่ 1 ดังนี้

ตารางที่ 1 คำแนะนำการเลือก Crash Cushion โดย RDG

ชนิด	ADT, คัน/วัน	ความถี่ของการชน	อื่นๆ
Sacrificial	<25,000	ครั้งเดียวตลอดอายุ	ห่างจากขอบทาง มากกว่า 3 เมตร
Usable	<25,000	ปีละครั้ง	เข้าซ่อมได้ตลอดเวลา
Low Maintenance	>25,000	ปีละหลายครั้ง	ระยะเวลาเข้าซ่อม จำกัด

เอกสารประกอบการสัมมนา IRF Safer Road by Designs 2012 (IRF, 2012) แนะนำชนิดของ Crash Cushion ตามตารางที่ 2 ดังนี้

ตารางที่ 2 คำแนะนำการเลือก Crash Cushion โดย IRF

ชนิด	ชิ้นส่วนที่ใช้ได้หลังชน	ความถี่ของการชน	ระดับราคา
Sacrificial	น้อยกว่า 50%	น้อยกว่า 1 ครั้งใน 18 เดือน	1X
Usable	50 – 90%	1 ครั้ง/18เดือน < X < 3 ครั้ง/ปี	2X
Low Maintenance	มากกว่า 90%	มากกว่า 3 ครั้ง/ปี	5X

ชนิด Low-Maintenance ถึงแม้จะสามารถซ่อมแซมและนำกลับมาใช้ใหม่ได้ แต่ก็มีราคาสูงกว่าชนิดอื่นๆ มาก

2.2 มาตรฐานประเทศไทย

คู่มือการติดตั้งป้ายจราจร และงานก่อสร้าง งานบูรณะ งานบำรุงรักษาทางหลวงพิเศษ (กรมทางหลวง, 2561) ระบุความจำเป็นว่า กรณีที่มีวัตถุถาวรที่รถเสียหลักเข้ามาอาจทำให้เกิดความรุนแรงของอุบัติเหตุได้ ให้พิจารณาติดตั้ง Crash Cushion

2.3 การติดตั้งของหน่วยงานต่างๆ

ทางพิเศษ

ได้ติดตั้ง Crash Cushion ไม่แต่เฉพาะหัวเกาะทางลงแต่รวมถึงหัวเกาะทางแยกด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ที่เป็นลักษณะตัว Y กว้างดัง**รูปที่ 3** เมื่อรถเสียหัวเกาะอาจตกทางได้ ถึงแม้ว่า หัวเกาะนั้น จะยังไม่เคยมีเหตุรถตกทางก็ตาม การติดตั้ง เลือกใช้ของที่ได้มาตรฐาน ได้แก่ NCHRP 350 (TRB, 1992) หรือ EN1317 ภายหลัง มีการติดตั้งถังกันชน (Cushion Tank) เสริมอีกด้วย

รูปที่ 3 Crash Cushion บนทางพิเศษ

ถนนกรุงเทพมหานคร

ได้ติดตั้ง Crash Cushion ในทางยกระดับที่อยู่ในความรับผิดชอบ อาทิ สะพานยกระดับจตุรทิศ ช่วงเลียบบึงมะกะสัน สะพานยกระดับคู่ขนานลอยฟ้าบรมราชชนนี สะพานยกระดับรัชวิภา และจุดอื่นๆ ในหลายบริเวณ ดัง**รูปที่ 4**

รูปที่ 4 ภาพข่าวการติดตั้ง Crash Cushion ของกรุงเทพมหานคร

ทางหลวงชนบท

ได้ติดตั้ง Crash Cushion ไว้หลายแห่งดัง**รูปที่ 5** เช่น สะพานภูมิพล ถนนสมโภชเชียงใหม่ 700 ปีและถนนราชพฤกษ์ ได้ออกสำรวจจุดเสี่ยงอันตรายบริเวณหัวเกาะบนถนนที่มี ปริมาณจราจรสูง และมีแผนติดตั้งบริเวณหัวเกาะบนสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (กรมทางหลวงชนบท, 2556)

รูปที่ 5 การติดตั้ง Crash Cushion ทางหลวงชนบท

จากการทบทวนมาตรฐานต่างๆ และวิธีปฏิบัติในประเทศ ไม่พบเงื่อนไขหรือตัวชี้วัดเชิงปริมาณที่ชัดเจน ที่บ่งชี้ถึงตำแหน่งและความจำเป็นที่ต้องติดตั้ง Crash Cushion ยังคงเป็นข้อพิจารณาของวิศวกร ผู้บริหารถนนและผู้ตรวจสอบความปลอดภัยทางถนน นอกจากนั้นแล้ว ถนนระดับดิน และทางยกระดับ มีลักษณะทางกายภาพที่แตกต่างกัน ดังนั้น จำเป็นที่จะต้องมีข้อพิจารณาที่แตกต่างกันออกไป

3. ข้อพิจารณาการติดตั้ง Crash Cushion บนทางยกระดับ

3.1 ข้อพิจารณาจุดติดตั้ง

บนทางยกระดับดอนเมือง มีปริมาณจราจรประมาณ 1 แสนเที่ยว/วัน หรือประมาณ 5 หมื่นเที่ยวต่อทิศทางต่อวัน สถิติเหตุรถชน-เสยหัวเกาะจำนวน 12 จุดที่อยู่บนทางระหว่างปี 2551-2562 แบ่งเป็นเฉี่ยวชนและพลิกคว่ำจำนวน 6 ครั้งใน 5 หัวเกาะ เป็นเฉี่ยวชนและปีนหัวเกาะจำนวน 36 ครั้งในทุกหัวเกาะ รวมทั้งหมด 42 ครั้ง แต่ละหัวเกาะถูกเฉี่ยวชน 1-5 ครั้ง หรือคิดเป็นจำนวนเฉลี่ย 3.18 ครั้ง/จุด/10 ปี หัวเกาะที่ถูกเฉี่ยวบ่อยที่สุดคือ 15 ครั้ง ซึ่งมีจุดเดียว ความถี่สูงกว่าจุดอื่นๆ ถึง 3 เท่า ต้องได้รับการพิจารณาเป็นพิเศษ ที่สำคัญคือยังไม่เคยมีกรณีรถตกทาง

ข้อพิจารณาหลักของการติดตั้ง Crash Cushion บนทางยกระดับคือ

1) มีโอกาสชนปะทะโครงสร้างถาวรจนเป็นเหตุให้เกิดอันตรายอย่างรุนแรงต่อผู้ใช้รถหรือไม่ ในส่วนข้อพิจารณาแรกนี้ ที่บริเวณเส้นบั้งหัวเกาะ (Gore Area) มีการติดตั้ง Median Barrier Transition Unit เพื่อป้องกันการชนปะทะตรงในทุกหัวเกาะทางลงอยู่แล้ว จึงไม่มีการชนปะทะตรง และไม่มีโครงสร้างถาวรกีดขวางอยู่ และมีการติดตั้งป้ายลูกศร ป้ายเตือนทางแยก พร้อมไฟกระพริบหัวเกาะให้เห็นชัดเจนครบทุกจุด

2) มีโอกาสรถตกทางหรือไม่ เหตุรถตกทางส่วนใหญ่ เกิดบนหัวเกาะกว้างรูปตัววาย (Y) ดังรูปที่ 6 บนทางยกระดับดอนเมือง มีเฉพาะหัวเกาะแคบรูปตัวไอ (I) และตัววี (V) แต่ไม่มีหัวเกาะรูปตัววาย ในส่วนของตัววีถึงแม้จะกว้างเพียง 0.9-2.0 เมตร แต่ก็กว้างพอที่รถจะพลิก ตกทางลงไปได้ ดังรูปที่ 7 ดังนั้น หัวเกาะทางลงทั้งหมด 13 จุด จุดที่ควรให้ความสำคัญเพื่อติดตั้ง Crash Cushion คือที่บริเวณหัวเกาะรูปตัววีซึ่งมีเพียง 3 จุด ด้วยเหตุผลหลักของการป้องกันรถตกทาง

รูปที่ 6 หัวเกาะรูปตัววาย

รูปที่ 7 หัวเกาะแบบตัววี

3.2 ข้อพิจารณา ชนิดที่เหมาะสม

ปริมาณจราจรและอุบัติเหตุ

บนทางยกระดับดอนเมือง เมื่อพิจารณาปริมาณการจราจร ช่วงเวลาและระยะเวลาการปิดซ่อม จะเข้าข่ายเลือกใช้ชนิด Low Maintenance ตามคำแนะนำ แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาความถี่ของการเกิดอุบัติเหตุ

เป็นลักษณะชนเบา 3.18 ครั้งในรอบ 10 ปี ถือว่า ถือว่าความถี่ต่ำมาก ดังนั้น จะเลือกใช้ชนิด Sacrificial Type ก็ได้ซึ่งมีราคาประหยัดกว่า ช่วยลดค่าใช้จ่ายได้

ลักษณะทางกายภาพ

เมื่อพิจารณาถึงลักษณะทางกายภาพ หัวเกาะบนทางยกระดับดอนเมืองค่อนข้างแคบ สั้น ไม่เหมาะกับชนิด Sand Barrel ที่ต้องการพื้นที่ค่อนข้างกว้างตามดัง**รูปที่ 8** ใช้แบบชนิดแคบ (Narrow Type) จะเหมาะกับพื้นที่เล็กๆ มากกว่า

รูปที่ 8 Sand Barrel Cushion

ตัวอย่าง Sacrificial Type ที่มีลักษณะแคบ รุ่นยอดนิยมอย่าง Absorb 350 ดัง**รูปที่ 9** ใช้ถังใส่น้ำเป็นตัวสลายพลังงาน ไม่มีโครงสร้างเหล็กอื่นๆ ช่วย ดังนั้นจึงต้องใช้ความยาวค่อนข้างมาก ถึง 9.7 เมตร สำหรับให้รองรับการชนระดับ Level 3 ได้ (L.R. Lawrance, 1975) และต้องมีโครงสร้าง Rigid Backup รองรับด้วย

รูปที่ 9 Absorb 350

ในขณะที่หัวเกาะของทางยกระดับดอนเมือง มีความยาวของเส้นบั้งหัวเกาะ (Hatching Gore Area) ไม่มาก ตัว Crash Cushion ที่จะใช้ต้องเป็นชนิดแคบที่มีความยาวไม่ควรจะเกิน 6 เมตร ตัว Rigid Backup ก็ไม่มี หากต้องใช้ ต้องสร้างขึ้นใหม่ ดังนั้น รุ่นที่เป็นถังตั้งเรียงกันยาวๆ ประเภทนี้ คงไม่เหมาะกับทางยกระดับดอนเมือง

การบริการและอะไหล่

Crash Cushion รุ่นต่างๆ ที่หน่วยงานทางต่างๆ ในประเทศไทยเลือกใช้จะใช้ประเภท Cassette Type ที่รูปร่างสั้น Compact เหมาะกับหัวเกาะประเภทแคบสั้น ดังนั้น Crash Cushion ประเภทอื่นๆ จึงไม่ค่อยมีผู้แทนนำเข้ามาจำหน่าย ราคาที่แต่ละหน่วยงานซื้อใช้อยู่ก็ใกล้เคียงกัน ดังนั้น ชนิด Low Maintenance/ Cassette Type ที่มีจำหน่ายอยู่ในปัจจุบัน เห็นว่ามีความเหมาะสม

4. ผลสืบเนื่อง

จากข้อพิจารณาข้างต้น ถึงแม้ว่า จุดที่ควรให้ความสำคัญเพื่อติดตั้ง Crash Cushion บนทางยกระดับดอนเมือง คือที่บริเวณหัวเกาะรูปตัววีซึ่งมีเพียง 3 จุดจากทั้งหมด 13 จุด ด้วยเหตุผลของการป้องกันรถตกทางเป็นหลัก จุดอื่นๆ ที่ติดตั้งไปแล้วสามารถยกเลิก หรือ ถอดเป็นอะไหล่ได้ อย่างไรก็ตาม เพื่อความมั่นใจในการให้บริการทางยกระดับอย่างปลอดภัย ทางยกระดับดอนเมือง ยังคงไว้ซึ่ง Crash Cushion ทั้ง 9 จุด และจะเสริมด้วยมาตรการความปลอดภัยด้านอื่นๆ ต่อไป

ในส่วนของการออกแบบทางยกระดับเส้นใหม่ หากมีหัวเกาะที่เป็นลักษณะตัววาย หรือ ตัววีกว้าง ควรจะต้องมีอุปกรณ์ประกอบการจราจรหรือโครงสร้างที่ป้องกันเหตุรถตกทางได้

ส่วนของหัวเกาะตามข้อ 3.1 ซึ่งมีความถี่ถูกเฉี่ยวชนสูงกว่าจุดอื่นๆ ถึง 3 เท่า ต้องมีปรับปรุงด้านกายภาพ จากการพิจารณาพบว่า หัวเกาะค่อนข้างแคบและสั้น รวมถึงเส้นประแบ่งทางแยก (Ramp Broken Line) ไม่ชัดเจน ดัง**รูปที่** 10

รูปที่ 10 หัวเกาะก่อนปรับปรุง

ต่อมาจึงได้ทำการปรับปรุงใหม่ ด้วยการขยายเส้นบั้งหัวเกาะให้กว้างและยาวมากขึ้น เพิ่มหมุดสะท้อนแสง เพิ่มเส้นประแบ่งทางแยกและเส้นสะดุดลดความเร็ว (Ramble Strip) ดัง**รูปที่ 11** และในอนาคตจะปรับปรุงหน้าป้ายบอกทางให้ชัดเจนมากขึ้นอีกด้วย

รูปที่ 11 หัวเกาะหลังปรับปรุง

5. บทสรุป

จากการทบทวนมาตรฐานต่างๆ ไม่พบเงื่อนไขหรือตัวชี้วัดเชิงปริมาณที่ชัดเจนที่บ่งชี้ตำแหน่งที่ต้องติดตั้ง Crash Cushion ยังคงเป็นข้อพิจารณาของวิศวกรและผู้ตรวจสอบความปลอดภัยทางถนน ข้อพิจารณาทั่วไปคือ มีโอกาสชนปะทะโครงสร้างถาวรหรือไม่ แต่บนทางยกระดับมีข้อพิจารณาที่เพิ่มขึ้น คือ มีโอกาสตกทางหรือไม่ ด้วยข้อพิจารณานี้ ทำให้หัวเกาะทางลงของทางยกระดับดอนเมืองจำนวน 13 จุด มีความจำเป็นติดตั้ง Crash Cushion บนหัวเกาะรูปตัววี ซึ่งมีเพียง 3 จุด หัวเกาะบนทางยกระดับมีลักษณะแคบสั้น เมื่อพิจารณาปริมาณจราจร สถิติอุบัติเหตุ ลักษณะทางกายภาพ การบำรุงรักษาและอะไหล่ ชนิด Low Maintenance/ Cassette Type ที่มีจำหน่ายอยู่ เห็นว่ามีความเหมาะสมที่ใช้งานบนทางยกระดับได้

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้เป็นความคิดเห็นของผู้เขียนเท่านั้น บริษัท ทางยกระดับดอนเมืองจำกัด (มหาชน) ไม่มีส่วนเกี่ยวข้องแต่อย่างใด

เอกสารอ้างอิง

[1] AASHTO. (2011). *Road side Design Guide.* Washington, DC.
[2] FHWA. (2009). *Manual on Uninform Traffic Control Devices for Street and Highways.*
[3] IRF. (2012). *Crash Cushions.*
[4] James H.Hatton Jr L.R. Lawrance. (1975). *Crash Cushions Selection Criteria and Design.*
[5] TRB. (1992). *NCHRP Report 350.*
[6] กรมทางหลวง. (2561). *คู่มือการติดตั้งป้ายจราจรและงานก่อสร้างงานบูรณะ และงานบำรุงรักษาทางหลวงพิเศษ.*
[7] กรมทางหลวงชนบท. (2556). *รายงานประจำปี 2556.*

การประยุกต์โครงข่ายประสาทเทียมร่วมกับความสัมพันธ์ของโครงข่ายถนนโดยรอบในการทำนายเวลาเดินทางบนถนนในเขตเมือง

Application of Artificial Neural Networks and Neighboring Sections Relationship in the Short-Term Travel Time Prediction on Urban Roadways

พรเทพ พวงประโคน[1,*] และ สรวิศ นฤปิติ[2]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร กรุงเทพฯ

[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทควิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ

**Corresponding author; E-mail address: puangprakhon@gmail.com*

บทคัดย่อ

เวลาเดินทางบนถนนในเขตเมืองมีลักษณะซับซ้อน มีการเปลี่ยนแปลงและแกว่งตัวสูง เนื่องจากถูกรบกวนจากปัจจัยแวดล้อมหลายประการ อย่างไรก็ตามปัจจุบันวิธีการทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าบนถนนเหล่านี้โดยส่วนใหญ่นิยมใช้วิธีการอย่างง่าย เช่น พิจารณาใช้รูปแบบข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตเป็นตัวแทน หรือใช้เวลาการเดินทางปัจจุบันเป็นค่าประมาณการเวลาเดินทางในอนาคต เป็นต้น มิได้มีการพิจารณาแนวโน้มการเปลี่ยนแปลง และความสัมพันธ์ระหว่างสภาพจราจรบนโครงข่ายถนนโดยรอบ ซึ่งมีอิทธิพลต่อสภาพจราจรและเวลาเดินทางบนถนนที่ศึกษา ในการพัฒนาแบบจำลองเพื่อทำนายเวลาเดินทาง บทความนี้นำเสนอกระบวนการประยุกต์โครงข่ายประสาทเทียมร่วมกับความสัมพันธ์ของสภาพจราจรของโครงข่ายถนนโดยรอบ ในการทำนายเวลาเดินทางบนถนนในเขตเมือง ผลการศึกษาจากสภาพจราจรจริงในเขตเมืองกรุงเทพมหานครพบว่าวิธีการที่นำเสนอให้ผลการทำนายเวลาเดินทางแม่นยำกว่าวิธีการพื้นฐานในทุกสถานการณ์ นอกจากนี้ได้นำเสนอแบบจำลองที่สามารถประยุกต์ใช้ได้ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลเวลาเดินทางบนถนนที่ศึกษา เพื่อช่วยแก้ปัญหาการทำนายเวลาเดินทางบนถนนที่ไม่มีข้อมูลในอดีต ซึ่งเป็นจุดอ่อนของวิธีการที่นิยมใช้ในปัจจุบัน

คำสำคัญ: การทำนายเวลาเดินทาง, ถนนในเขตเมือง, โครงข่ายถนน, โครงข่ายประสาทเทียม

Abstract

In general, travel times on urban road networks are highly stochastic due to various disturbance factors from surrounding environment. However, most of the existing short-term travel time prediction techniques on these roadways are very simple methods e.g. using the travel time from historical database to expect the forthcoming travel time according to a specified date and time, or using the current travel time for representing the forecasted travel time of the study section. There was lack of consideration on the forming and dissipating trends of traffic congestion, and the effects from the neighboring road sections which commonly influences the traffic conditions and travel times of the study sections. This study aims to develop the robust travel time prediction models by using Artificial Neural Networks (ANNs) technique together with the integrating of data from neighboring sections as the candidates for model inputs. The testing results from the real field data on urban roadway networks in Bangkok CBD indicated the proposed technique was superior to the baseline models in all testing scenarios. Furthermore, in the case that data from target section was missing, this paper also suggested the model that could address the travel time prediction problem with acceptable results.

Keywords: Travel time prediction, Urban roadways, Neighboring sections, Artificial Neural Networks

1. บทนำ

ข้อมูลจราจรที่เป็นปัจจุบันมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อผู้ใช้ถนนและผู้ควบคุมการจราจร โดยช่วยให้ผู้ใช้ข้อมูลสามารถตัดสินใจดำเนินการต่างๆ ได้อย่างมีประสิทธิภาพ นอกจากข้อมูลจราจรที่เป็นปัจจุบันแล้ว การทราบสภาพจราจรในอนาคตอันใกล้จะยิ่งช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการตัดสินใจให้สูงขึ้น ทั้งในด้านการวางแผนการเดินทางล่วงหน้า และการวางแผนจัดการการจราจรได้อย่างเหมาะสม

วิธีการทำนายสภาพจราจรและเวลาที่ใช้ในการเดินทาง สามารถกระทำได้หลายวิธี ตั้งแต่การใช้วิธีการอย่างง่ายจนถึงกระบวนการที่ซับซ้อน เช่น การใช้สมการถดถอย การใช้อนุกรมเวลาแบบต่างๆ การใช้ตัวกรอง

Kalman และการใช้โครงข่ายประสาทเทียม เป็นต้น การศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการทำนายเวลาการเดินทางบนถนนในเขตเมืองซึ่งเป็นถนนประเภทที่มีความซับซ้อนและถูกรบกวนจากปัจจัยแวดล้อมหลายประการ พบว่า ในกรณีที่มีข้อมูลในอดีตเพียงพอ การใช้โครงข่ายประสาทเทียมสามารถให้ผลการทำนายที่มีค่าใกล้เคียงกับค่าจริงได้ นอกจากนี้ข้อดีของวิธีโครงข่ายประสาทเทียม คือ เป็นวิธีที่ใช้ข้อมูลขับเคลื่อน (data driven) จึงไม่จำเป็นต้องสร้างแบบจำลองหรือใช้ทฤษฎีจราจรที่มีความซับซ้อน สามารถประยุกต์ใช้ได้สะดวกรวดเร็ว และมีซอฟต์แวร์จำนวนมากที่รองรับการประยุกต์ใช้งานโครงข่ายประสาทเทียมในปัจจุบัน

อย่างไรก็ตามถึงแม้การศึกษาที่ผ่านมาพบว่าการใช้โครงข่ายประสาทเทียมในการทำนายเวลาที่ใช้ในการเดินทางให้ผลเป็นที่น่าพอใจ แต่การศึกษาส่วนใหญ่เป็นการศึกษาบนถนนที่มีการจำกัดการเข้าถึง เช่น ทางด่วน หรือมอเตอร์เวย์ เป็นต้น โดยพฤติกรรมของถนนเหล่านี้มีความซับซ้อนน้อยกว่าถนนในเขตเมืองอย่างมาก อีกทั้งงานวิจัยจำนวนมากใช้ข้อมูลที่ได้จากแบบจำลองสภาพจราจร (traffic simulation) ซึ่งไม่สามารถสะท้อนพฤติกรรมจราจรจริงได้ครบถ้วน นอกจากนี้แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นส่วนใหญ่มักพิจารณาเฉพาะข้อมูลในอดีตของถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทางเท่านั้น ไม่ได้มีการพิจารณาข้อมูลของโครงข่ายถนนโดยรอบซึ่งมีอิทธิพลต่อสภาพจราจรของถนนที่พิจารณา ดังนั้นหากไม่มีข้อมูลในอดีตของถนนที่พิจารณาจะไม่สามารถทำนายเวลาเดินทางในอนาคตได้

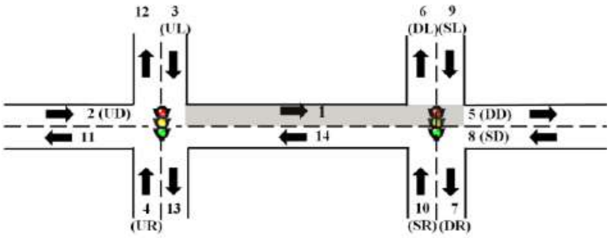
บทความนี้นำเสนอวิธีการทำนายเวลาการเดินทางบนถนนในเขตเมือง โดยประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียม ร่วมกับข้อมูลจราจรของโครงข่ายถนนโดยรอบ เพื่อรวมอิทธิพลของสภาพจราจรโดยรอบในการสร้างแบบจำลอง และแก้ปัญหาการไม่สามารถทำนายได้เมื่อขาดข้อมูลในอดีตของถนนที่พิจารณา

2. แนวคิดพื้นฐานเกี่ยวกับการพัฒนาแบบจำลอง

2.1 โครงข่ายถนนในการพัฒนาแบบจำลอง

รูปที่ 1 แสดงโครงข่ายถนนในการพัฒนาแบบจำลองเพื่อทำนายเวลาเดินทาง โดยประกอบด้วยถนนทั้งหมดจำนวน 14 ทิศทาง ถนนหมายเลข 1 คือ ถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทางในอนาคต (Target, T) ถนนหมายเลข 2, 3 และ 4 คือ ถนนต้นทาง (Upstream) ที่ส่งกระแสจราจรมายังถนนหมายเลข 1 ซึ่งในที่นี้แทนด้วยสัญลักษณ์ UD, UL และ UR ตามลำดับ ถนนหมายเลข 5, 6 และ 7 คือ ถนนปลายทาง (Downstream) ที่รับกระแสจราจรจากถนนหมายเลข 1 ซึ่งในที่นี้แทนด้วยสัญลักษณ์ DD, DL และ DR ตามลำดับ ถนนหมายเลข 8, 9 และ 10 คือ ถนนที่ใช้สัญญาณไฟร่วมกับถนนหมายเลข 1 (Signal sharing) ซึ่งในที่นี้แทนด้วยสัญลักษณ์ SD, SL และ SR ตามลำดับ ส่วนถนนหมายเลข 11, 12, 13 และ 14 เป็นถนนที่มิได้มีการรับ ส่ง หรือใช้สัญญาณไฟร่วมกับถนนหมายเลข 1

บทความนี้พิจารณาใช้ข้อมูลจราจรในอดีตของถนนที่พิจารณา (หมายเลข 1) และถนนโดยรอบที่มีอิทธิพลต่อถนนที่พิจารณา (หมายเลข 2 ถึง 10) เป็นข้อมูลนำเข้าในแบบจำลองการทำนายเวลาเดินทางต่อไป



รูปที่ 1 โครงข่ายถนนในเขตเมือง

2.2 การทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าโดยโครงข่ายประสาทเทียม

โครงข่ายประสาทเทียม (Artificial Neuron Network : ANN) เป็นศาสตร์แขนงหนึ่งของทางด้านปัญญาประดิษฐ์ มีรูปแบบโครงสร้างและการประมวลผลเหมือนกับสมองของสิ่งมีชีวิตซึ่งมีปรับเปลี่ยนตัวเองต่อการตอบสนองของอินพุตตามกฎของการเรียนรู้ (learning rule) หลังจากที่โครงข่ายได้เรียนรู้สิ่งที่ต้องการแล้ว โครงข่ายนั้นจะสามารถทำงานที่กำหนดไว้ได้ เช่น มีความสามารถในการเรียนรู้การจดจำรูปแบบ(Pattern Recognition) และการสร้างความรู้ใหม่ (Knowledge Extraction) เป็นต้น

จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่า มีการศึกษาหลายชิ้นประยุกต์ใช้โครงข่ายประสาทเทียมรูปแบบต่างๆ ในการทำนายพฤติกรรมจราจรล่วงหน้า เช่น การใช้ multilayer feedforward with back propagation [1-3] การใช้ dynamics time-delayed neural networks [4] การใช้ state-space neural networks [5-7] ในการทำนายเวลาเดินทางและสภาพจราจร อย่างไรก็ตามโครงข่ายประสาทเทียมเป็นแบบจำลองที่สร้างขึ้นโดยเฉพาะสำหรับแต่ละพื้นที่ ไม่สามารถนำโครงข่ายประสาทเทียมสำหรับพื้นที่หนึ่งไปใช้กับอีกพื้นที่ได้โดยตรง

การศึกษานี้ทำการพัฒนาโครงข่ายประสาทเทียมสำหรับทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าบนถนนในเขตเมืองในพื้นที่กรุงเทพมหานคร โดยพิจารณาใช้โครงข่ายประสาทเทียมแบบ multilayer feedforward เป็นโครงสร้างหลักของโครงข่ายประสาทเทียม เนื่องจากเป็นรูปแบบที่ไม่ซับซ้อนยุ่งยากในการพัฒนา สามารถนำเข้าข้อมูลเชิงตำแหน่งและข้อมูลเวลาการเดินทางในอดีตได้สะดวก เป็นแบบจำลองงานวิจัยจำนวนมากในอดีตเลือกใช้โดยให้ผลการทำนายที่แม่นยำ ทั้งจากการศึกษาโดยข้อมูลที่สำรวจได้จริงในสนามและข้อมูลที่ได้จากแบบจำลองสภาพจราจร

2.3 อินพุตสำหรับแบบจำลองในการทำนายเวลาเดินทาง

จำนวนอินพุตหรือนิวรอน (neurons) ในโครงข่ายประสาทเทียมมีความสัมพันธ์กับจำนวนตัวแปร (variable) ที่ใช้ในการทำนายเวลาเดินทาง การศึกษานี้พิจารณาตัวแปรที่เป็นไปได้และคาดว่ามีผลต่อเวลาเดินทางในอนาคตของถนนที่ศึกษาโดยจำแนกเป็นกลุ่มได้ดังนี้

(1) เวลาเดินทางในอดีตของถนนที่พิจารณา โดยผลการศึกษาที่ผ่านมาบ่งชี้ว่าเวลาเดินทางในอดีตมีผลอย่างมากต่อเวลาเดินทางในอนาคตของถนนที่ศึกษา การศึกษานี้พิจารณาค่าเฉลี่ยเวลาเดินทางในอดีตเมื่อ 15, 30, 45 และ 60 นาที ที่ผ่านมาของถนน

ที่ศึกษา เป็นตัวแปรที่อาจนำไปใช้ในโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อทำนายเวลาเดินทางต่อไป

(2) เวลาเดินทางในอดีตของถนนต้นทาง ปลายทาง และใช้สัญญาณไฟร่วมกับถนนที่พิจารณา เนื่องจากโดยทั่วไปสภาพจราจรของถนนเหล่านี้มีความสัมพันธ์กับสภาพจราจรของถนนที่พิจารณา และมักจะมีอิทธิพลต่อสภาพจราจรของถนนที่พิจารณา การศึกษานี้พิจารณาค่าเฉลี่ยเวลาเดินทางของถนนแต่ละช่วงในอดีตเมื่อ 15, 30, 45 และ 60 นาที ที่ผ่านมา เป็นตัวแปรที่อาจนำไปใช้ในโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อทำนายเวลาเดินทางต่อไป

2.4 การคัดเลือกตัวแปรเพื่อเป็นอินพุตในโครงข่ายประสาทเทียม

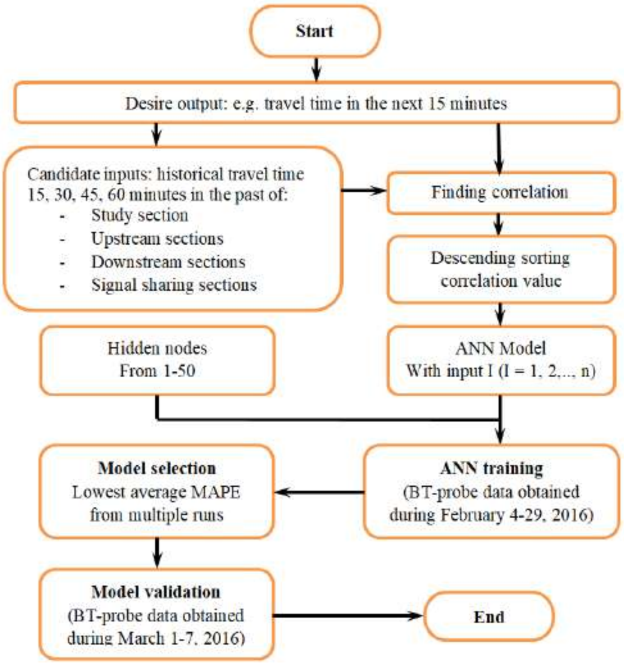
วิธีการเลือกตัวแปร (Input Variable Selection : IVS) เป็นประเด็นที่มีการศึกษาวิจัยอย่างกว้างขวางในงานทางด้านปัญญาประดิษฐ์ โดยทั่วไปแล้วสามารถจำแนกวิธีการเลือกตัวแปรได้เป็น 3 กลุ่มใหญ่ [8, 9] คือ (1) wrapper algorithm คือ การรวมกระบวนการ IVS เข้าไปเป็นส่วนหนึ่งในขั้นตอนการ optimization โครงสร้างของแบบจำลอง (2) embedded algorithm โดย IVS ได้รับการรวมเข้าไปในกระบวนการเรียนรู้ (training) ของโครงข่ายประสาทเทียม และ (3) filtering algorithm ซึ่งแตกต่างจากสองวิธีข้างต้น โดยจะแยก IVS ออกจากกระบวนการเรียนรู้โครงข่ายประสาทเทียม และใช้หลักการทางสถิติในการจำแนกและหาความเกี่ยวข้องของตัวแปรแต่ละตัวที่มีต่อผลลัพธ์ ในการศึกษานี้พิจารณาใช้ค่าสหสัมพันธ์ (Pearson correlation, R) ซึ่งเป็นค่าที่นิยมใช้สำหรับการวิเคราะห์เชิงสถิติและการทำเหมืองข้อมูล [10] เป็นเครื่องมือเบื้องต้นในการคัดเลือกตัวแปร โดยการคำนวณค่า R แสดงได้ดังสมการ (1)

$$R_{XY} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2 \sum_{i=1}^{n}(y-\bar{y})^2}} \quad (1)$$

เมื่อ n คือ จำนวนตัวอย่าง x_i, y_i คือ ค่าใดๆของแต่ละตัวแปร ที่เป็นคู่กัน $\bar{x}, \bar{y}$ คือ ค่าเฉลี่ยของแต่ละตัวแปร

การใช้ค่าสหสัมพันธ์ในการคัดเลือกตัวแปรเป็นหนึ่งในวิธีการที่มีการใช้งานอย่างแพร่หลาย การคัดเลือกตัวแปรสามารถกระทำได้โดยการเรียงลำดับค่าสหสัมพันธ์จากสูงไปต่ำแล้วคัดเลือกตัวแปรที่มีค่าสหสัมพันธ์สูงตามจำนวนที่ต้องการ หรือการเลือกใช้เฉพาะตัวแปรที่มีค่าสหสัมพันธ์เป็นค่าบวก นอกจากนี้อาจใช้หลักพิจารณาอย่างง่าย [10] คือ ในกรณีที่มีจำนวนตัวแปรจำนวนมากให้เลือกใช้ตัวแปรที่มีค่าสหสัมพันธ์สูงกว่า $2/\sqrt{n}$ เป็นต้น

การศึกษานี้ทำการคัดเลือกตัวแปรเพื่อเป็นอินพุตสำหรับโครงข่ายประสาทเทียม โดยการจัดเรียงตัวแปรแต่ละตัวตามค่าสหสัมพันธ์จากสูงไปต่ำ จากนั้นจึงนำตัวแปรแต่ละตัวเพิ่มเข้าไปเรื่อยๆ ตามลำดับ ในขั้นตอนกระบวนการเรียนรู้ (training) ของโครงข่ายประสาทเทียม ดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 กระบวนการพัฒนาแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อทำนายเวลาเดินทาง

2.5 การเลือกจำนวน neuron ในชั้น hidden layer

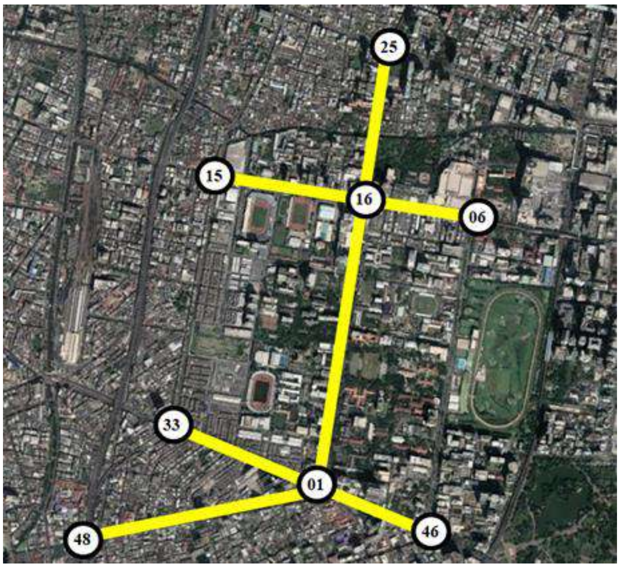
การศึกษาที่ผ่านมา [11, 12] พบว่าการใช้โครงข่ายประสาทเทียมแบบ multilayer feedforward ที่มี 1 hidden เลเยอร์ เพียงพอต่อการแก้ปัญหาที่มีความซับซ้อนและไม่เป็นเชิงเส้นโดยให้คำตอบที่มีความถูกต้องตามที่ต้องการได้ นอกจากนี้ยังพบว่าผลลัพธ์จากการศึกษาที่ผ่านมาเกี่ยวกับการทำนายเวลาเดินทางโดยใช้โครงข่ายประสาทเทียมประเภทนี้อยู่ในเกณฑ์ที่น่าพอใจเช่นเดียวกัน [13-16] จากเหตุผลข้างต้นการศึกษานี้จึงพิจารณาเลือกใช้โครงข่ายประสาทเทียมแบบ multilayer feedforward ที่มีโครงสร้าง 3 เลเยอร์ โดยประกอบด้วย 1 อินพุตเลเยอร์ 1 hidden เลเยอร์ และ 1 เอาท์พุตเลเยอร์ เป็นโครงสร้างหลักของแบบจำลองในการทำนายเวลาเดินทาง

เนื่องจากไม่มีข้อสรุปที่ชัดเจนในการกำหนดจำนวน neuron ที่เหมาะสมในชั้น hidden เลเยอร์ ของโครงข่ายประสาทเทียม การศึกษานี้ใช้วิธี trial and error ในการกำหนดจำนวน neuron โดยใช้ข้อมูลเวลาเดินทางที่สำรวจได้จริงระหว่างวันที่ 4 ถึง 29 กุมภาพันธ์ 2559 ซึ่งเป็นข้อมูลที่ใช้ในกระบวนการเรียนรู้ของแบบจำลอง (training dataset) มาทำการทดสอบโดยกำหนดจำนวน neuron ในการทดสอบตั้งแต่ 1 ถึง 50 neuron และทำการใส่ค่าตัวแปรที่เรียงลำดับตามกระบวนการในข้อ 2.4 เพิ่มขึ้นทีละตัว ทำการทดสอบด้วยวิธี 5-fold cross validation และทำซ้ำจำนวน 5 ครั้ง จากนั้นเลือกใช้โครงสร้างของแบบจำลอง (จำนวนอินพุต จำนวน hidden neuron และค่าน้ำหนัก) ที่ให้ค่า mean absolute percentage error (MAPE) ต่ำสุด เป็นโครงสร้างของแบบจำลองที่จะนำไปใช้ในกระบวนการทำนายเวลาเดินทางต่อไป

3. วิธีการศึกษา

3.1 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาประกอบด้วยถนนในเขตเมืองกรุงเทพมหานคร จำนวน 14 ช่วง แต่ละช่วงแบ่งแยกโดยสัญญาณไฟจราจร มีความยาวตั้งแต่ 0.5 ถึง 1.49 กิโลเมตร รายละเอียดของพื้นที่ศึกษาแสดงดังรูปที่ 3 และตารางที่ 1 ถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทาง คือ ถนนหมายเลข 01-16 (แยกสามย่านถึงแยกปทุมวัน) ทำการเก็บข้อมูลเวลาเดินทางบนถนนทุกช่วงโดยการตรวจจับสัญญาณจากอุปกรณ์บลูทูธที่เคลื่อนตัวผ่านทางแยกต่างๆ และวิเคราะห์เพื่อหาเวลาเดินทางบนถนนแต่ละช่วง [17] รายละเอียดของเวลาเดินทางเฉลี่ยบนถนนแต่ละช่วงรวมทั้งปริมาณเที่ยวการเดินทางเฉลี่ยต่อ 15 นาที ที่ตรวจจับได้จากอุปกรณ์บลูทูธหลังผ่านการกรองข้อมูลแล้ว แสดงดังตารางที่ 2 โดยเที่ยวการเดินทางเฉลี่ยที่ตรวจจับได้จากยานพาหนะที่มีอุปกรณ์บลูทูธบนถนนแต่ละช่วง มีค่าตั้งแต่ 1.82 เที่ยว/15 นาที บนถนนหมายเลข 15-16 (แยกเจริญผลถึงแยกปทุมวัน) มีค่าสูงสุดเท่ากับ 10/36 เที่ยว/15 นาที บนถนนหมายเลข 25-16 (แยกราชเทวีถึงแยกปทุมวัน) และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 5.81 เที่ยว/15 นาที



รูปที่ 3 พื้นที่ศึกษา

ตารางที่ 1 ชื่อและตำแหน่งของแยกต่างๆ ในบริเวณพื้นที่ศึกษา

หมายเลขทางแยก	ชื่อแยก	ละติจูด	ลองจิจูด
1	สามย่าน	13.73292	100.52870
6	เฉลิมเผ่า	13.74538	100.53588
15	เจริญผล	13.74743	100.52387
16	ปทุมวัน	13.74613	100.53082
25	ราชเทวี	13.75351	100.53151
33	สะพานเหลือง	13.73577	100.52155
46	อังรีดูนัง	13.73090	100.53359
48	มหานคร-สี่พระยา	13.73063	100.51816

ตารางที่ 2 ข้อมูลจราจรที่สำรวจได้จากพื้นที่ศึกษา

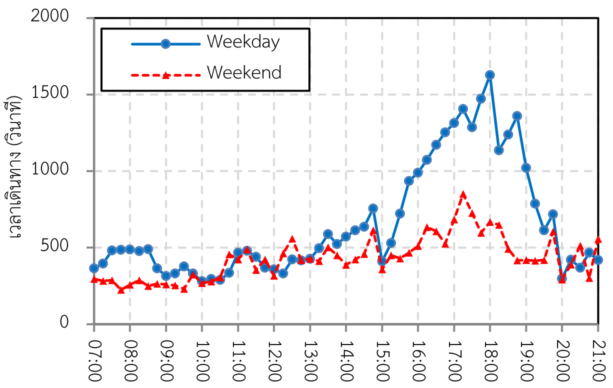
ถนน	ความยาว (กม.)	ข้อมูลที่ตรวจจับได้จากอุปกรณ์บลูทูธ		
		จำนวนเที่ยวที่สำรวจได้/15 นาที	เวลาเดินทางเฉลี่ย (วินาที)	ความเร็วเฉลี่ย (กม./ชม.)
01-16*	1.491	3.18	537.47	9.99
16-01	1.491	5.51	349.29	15.37
01-33	0.841	10.20	198.32	15.26
33-01	0.841	5.23	252.58	11.98
01-46	0.568	6.81	202.51	10.10
46-01	0.568	8.57	160.32	12.75
01-48	1.173	1.42	1161.37	3.64
48-01	1.173	5.30	340.98	12.39
06-16	0.551	6.84	230.03	8.63
16-06	0.551	1.89	317.48	6.25
15-16	0.761	1.82	499.36	5.49
16-15	0.761	9.53	149.78	18.30
16-25	0.794	4.71	431.41	6.62
25-16	0.794	10.36	179.69	15.90
เฉลี่ย		5.81	357.90	10.91

หมายเหตุ ข้อมูลช่วง 06:00-21:00 น. ระหว่างวันที่ 4 กุมภาพันธ์ – 7 มีนาคม 2559
*ถนนเป้าหมายที่ต้องการทำนายเวลาเดินทาง

รูปที่ 4 แสดงเวลาเดินทางเฉลี่ยแต่ละช่วงเวลาในวันทำงานและวันหยุดบนถนนหมายเลข 01-16 ซึ่งเป็นถนนเป้าหมายที่จะทำการทำนายเวลาเดินทาง พบว่าเวลาเดินทางเฉลี่ยในช่วงที่การจราจรไม่ติดขัดมีค่าประมาณ 200 วินาที เกิดขึ้นในวันหยุดช่วงเวลาประมาณ 7:45 ถึง 9:30 น.

เวลาเดินทางในวันทำงานและวันหยุดมีความแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด โดยในวันทำงานช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเช้าระหว่าง 7:30-8:30 มีเวลาเดินทางสูงสุดประมาณ 500 วินาที (ประมาณ 2.5 เท่าของช่วงที่การจราจรไม่ติดขัด) ส่วนในช่วงเย็นเริ่มตรวจพบการก่อตัวของการติดขัดตั้งแต่เวลาประมาณ 15:00 น. โดยพบเวลาเดินทางสูงสุดประมาณ 1600 วินาที วินาที (ประมาณ 8 เท่าของช่วงที่การจราจรไม่ติดขัด) ที่ช่วงเวลาประมาณ 18:00 น. จากนั้นสภาพจราจรติดขัดจึงเริ่มสลายตัวและกลับเข้าสู่สภาวะปกติที่เวลาประมาณ 20:00 น.

ในช่วงวันหยุด สภาพจราจรในช่วงเช้าไม่ติดขัด ไม่พบช่วงเร่งด่วนเช้า ในช่วงเย็นตรวจพบเวลาเดินทางสูงขึ้น โดยมีค่าสูงสุดประมาณ 800 วินาที วินาที (ประมาณ 4 เท่าของช่วงที่การจราจรไม่ติดขัด) ที่เวลา 17:45 น. และเริ่มกลับเข้าสู่สภาวะปกติหลังจากเวลาประมาณ 18:45 น.



รูปที่ 4 เวลาเดินทางเฉลี่ยในช่วงเวลาต่างๆ ของถนนหมายเลข 01-16

3.2 ข้อมูลที่ใช้ในการพัฒนาและตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

ข้อมูลเวลาเดินทางที่ใช้ในการศึกษานี้ได้จากการเก็บข้อมูลตลอด 24 ชั่วโมง เป็นเวลา 33 วัน ระหว่างวันที่ 4 กุมภาพันธ์ ถึง 7 มีนาคม 2559 จากนั้นจึงคัดเลือกเฉพาะข้อมูลระหว่างช่วงเวลา 06:00-21:00 น. มาเพื่อใช้ในการศึกษา ทั้งนี้เนื่องจากเป็นช่วงที่สภาพจราจรและเวลาเดินทางมีความเปลี่ยนแปลงสูงคาดการณ์ได้ยากกว่าเมื่อเทียบกับช่วงเวลากลางคืน อีกทั้งปริมาณข้อมูลที่สำรวจได้ช่วงกลางวันมีจำนวนมากกว่าทำให้ได้ค่าที่น่าเชื่อถือกว่าข้อมูลที่สำรวจได้ช่วงกลางคืน

จากข้อมูลทั้งหมดที่ทำการสำรวจจำนวน 33 วัน ข้อมูลจะถูกแบ่งเป็น 2 ชุด ข้อมูลชุดแรกประกอบด้วยข้อมูล 26 วัน (วันที่ 4-29 กุมภาพันธ์ 2559) ใช้ในกระบวนการเรียนรู้ (training and learning process) และพัฒนาแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียม ข้อมูลชุดที่สอง ประกอบด้วยข้อมูล 7 วัน (วันที่ 1-7 มีนาคม 2559) ใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องในการทำนายเวลาเดินทางของแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียมที่ได้พัฒนาขึ้น

3.3 สถานการณ์ที่ใช้พัฒนาและทดสอบแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียม

การศึกษานี้แบ่งสถานการณ์ที่ใช้พัฒนาและตรวจสอบความถูกต้องของโครงข่ายประสาทเทียมในการทำนายเวลาเดินทางออกเป็น 3 สถานการณ์ ดังต่อไปนี้

สถานการณ์ที่ 1 เมื่อทราบเฉพาะข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทางเท่านั้น ในกรณีนี้กระบวนการพัฒนาโครงข่ายประสาทเทียมจะใช้เฉพาะข้อมูลในอดีตจากถนนที่พิจารณาเท่านั้น แบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียมลักษณะนี้เป็นรูปแบบที่พบได้เป็นส่วนใหญ่ในงานศึกษาวิจัยที่ผ่านมา

สถานการณ์ที่ 2 เมื่อทราบข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทางและโครงข่ายถนนโดยรอบทุกทิศทาง ในกรณีนี้กระบวนการพัฒนาโครงข่ายประสาทเทียมจะใช้ข้อมูลในอดีตจากถนนที่พิจารณาและโครงข่ายถนนโดยรอบ

สถานการณ์ที่ 3 เมื่อไม่ทราบข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทาง แต่ทราบข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของโครงข่ายถนนโดยรอบทุกทิศทาง ในกรณีนี้กระบวนการพัฒนาโครงข่ายประสาทเทียมจะใช้เฉพาะข้อมูลในอดีตจากโครงข่ายถนนโดยรอบเท่านั้น (ไม่ใช้ข้อมูลในอดีตของถนนที่ต้องการทำนายเวลาเดินทางในการพัฒนาโครงข่ายประสาทเทียม)

โครงข่ายประสาทเทียมจะได้รับการพัฒนาขึ้นตามสถานการณ์จำลองทั้ง 3 สถานการณ์ข้างต้น เพื่อใช้ทำนายเวลาเดินทางของถนนที่ศึกษา (ถนนหมายเลข 01-16) ล่วงหน้า 15, 30, 45 และ 60 นาที โดยชื่อของโครงข่ายประสาทเทียมที่พัฒนาขึ้นตามสถานการณ์ที่ 1, 2 และ 3 คือ ANN (Target) ANN (All) และ ANN (Miss) ตามลำดับ

4. ผลการศึกษา

ผลการคัดเลือกอินพุตสำหรับโครงข่ายประสาทเทียมเพื่อใช้ทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าที่ช่วงเวลาต่างๆ โดยใช้ข้อมูลเวลาเดินทางที่สำรวจได้ระหว่างวันที่ 4-29 กุมภาพันธ์ 2559 แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลการคัดเลือกอินพุตสำหรับโครงข่ายประสาทเทียม

ช่วงเวลาทำนาย	สถานการณ์ที่ 1 ANN (Target)		สถานการณ์ที่ 2 ANN (All)		สถานการณ์ที่ 3 ANN (Miss)	
	อินพุต	MAPE	อินพุต	MAPE	อินพุต	MAPE
ล่วงหน้า 15 นาที	T15	31.07	T15 T30 DD15 DD30	30.58	DD15 DD30 DD45 DD60 UL15 UL30 UL45	32.73
ล่วงหน้า 30 นาที	T15	37.73	T15 T30 DD15 DD30	36.39	DD15 DD30	33.89
ล่วงหน้า 45 นาที	T15 T30 T45 T60	38.45	T15 T30 DD15	36.35	DD15	34.59
ล่วงหน้า 60 นาที	T15 T30	34.59	T15 T30 T45 DD15 DD30 DD45 UL15	34.49	DD15 DD30 DD45 DD60 UL15 UL30 UD15 DL15	34.88

โครงข่ายประสาทเทียมแบ่งออกเป็น 3 สถานการณ์ ดังที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.3 และแบ่งช่วงเวลาทำนายล่วงหน้าออกเป็น 4 ช่วง คือ ทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้า 15, 30, 45 และ 60 นาที ค่า MAPE ที่แสดงในตารางที่ 3 คือค่า MAPE ของแบบจำลองให้ผลการทำนายแม่นยำที่สุดในขั้นตอนการพัฒนาแบบจำลองซึ่งใช้กระบวนการ 5-fold cross validation

ตัวอย่างคำอธิบายความหมายของค่าในตาราง เช่น ในการทำนายเวลาล่วงหน้า 15 นาที โดยพิจารณาโครงข่ายประสาทเทียมตามสถานการณ์ที่ 2 จะได้อินพุตที่เหมาะสม 4 ตัว คือ ข้อมูลเวลาเดินทางย้อนหลัง15 นาที ที่ผ่านมาของถนนที่ศึกษา (T15), ข้อมูลเวลาเดินทางย้อนหลัง 30 นาที ที่ผ่านมาของถนนที่ศึกษา (T30), ข้อมูลเวลาเดินทางย้อนหลัง 15 นาที ที่ผ่านมาของถนนปลายทางในทิศทางตรง (DD15), และข้อมูลเวลาเดินทางย้อนหลัง 30 นาที ที่ผ่านมาของถนนปลายทางในทิศทางตรง (DD30) โดยในกระบวนการพัฒนาแบบจำลองพบว่าโครงสร้างนี้ให้ค่า MAPE ในการทำนายผลเท่ากับร้อยละ 30.58

เมื่อได้โครงสร้างแบบจำลองที่เหมาะสมดังตารางที่ 3 แล้ว จึงทำการตรวจสอบความแม่นยำของโครงข่ายประสาทเทียมที่พัฒนาขึ้นใน โดยเปรียบเทียบกับวิธีการพื้นฐานต่างๆ ที่นิยมใช้ในการทำนายและให้ข้อมูลเวลาเดินทาง 3 วิธีประกอบด้วย การใช้ข้อมูลจากฐานข้อมูลในอดีตเป็นตัวแทนของเวลาในอนาคต (Database) การใช้เวลาเดินทางที่ประมาณได้ในปัจจุบันเป็นตัวแทนของเวลาในอนาคต (Current TT) และการใช้ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ลำดับต่างๆ (moving average, MA)

ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ คือ ค่าเฉลี่ยของจำนวน N จำนวน ที่ผ่านมา สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (2)

$$SMA_t(N) = \frac{(T_t + T_{t-1} + \cdots + T_{t-N+1})}{N} \quad (2)$$

เมื่อ SMA คือ ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ของเวลาเดินทาง, N คือ จำนวนของช่วงเวลาที่ต้องการหาค่าเฉลี่ย, T_t คือ เวลาเดินทางเฉลี่ยของถนนที่พิจารณาในช่วงเวลา t (ในการศึกษานี้แบ่งช่วงเวลาเท่ากับ 15 นาที ดังนั้นใน 1 วัน จะมีช่วงเวลาทั้งหมด 96 ช่วง)

การทำนายเวลาเดินทาง ณ ช่วงเวลาต่างๆ ในอนาคต ($\hat{T}_{T+\tau}$) กำหนดให้เท่ากับค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ของเวลาเดินทางที่ประมาณได้ ดังนั้นสมการสำหรับทำนายเวลาเดินทางโดยใช้ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่สามารถอธิบายได้ดังสมการที่ (3)

$$\hat{T}_{T+\tau} = SMA_t \qquad for\ \tau = 1, 2, \ldots \quad (3)$$

การตรวจสอบความถูกต้องของโครงข่ายประสาทเทียมที่พัฒนาขึ้นรวมทั้งแบบจำลองพื้นฐานต่างๆ ที่นำมาเปรียบเทียบ ในการทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้า ใช้ข้อมูลเวลาเดินทางที่สำรวจได้ระหว่างวันที่ 1-7 มีนาคม 2559 ซึ่งเป็นข้อมูลคนละชุดกับข้อมูลที่ใช้ในการพัฒนาแบบจำลอง โดยทำการทดสอบซ้ำจำนวน 5 ครั้ง ผลการทดสอบแสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 MAPE จากการทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าบนถนนหมายเลข 01-16 ของแบบจำลองที่นำเสนอและวิธีการพื้นฐานต่างๆ

แบบจำลอง	เวลาที่ทำนายล่วงหน้า (นาที)			
	15	30	45	60
Database	55.64	57.47	61.66	60.85
Current TT	37.69	52.89	56.01	59.52
MA(2)	42.95	52.00	55.11	60.12
MA(3)	44.70	51.82	55.99	61.31
MA(4)	46.51	52.22	56.76	60.99
ANN (Target)	32.77	37.16	50.05	60.01
ANN (All)	29.27*	35.58	40.92*	53.37*
ANN (Miss)	33.59	33.20*	49.97	54.03

หมายเหตุ เวลาเดินทางเฉลี่ยของถนน 01-16 เท่ากับ 537.47 วินาที (ประมาณ 9 นาที)

ผลการทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าบนถนนหมายเลข 01-16 โดยทดสอบด้วยข้อมูลระหว่างวันที่ 1-7 มีนาคม 2559 พบว่าโครงข่ายประสาทเทียมที่ใช้ข้อมูลในอดีตของถนนที่ศึกษาร่วมกับโครงข่ายโดยรอบ (ANN All) ให้ผลการทำนายเวลาล่วงหน้าที่ 15, 45 และ 60 นาที แม่นยำที่สุดเมื่อเทียบกับแบบจำลองอื่นๆ โดยมีค่า MAPE เท่ากับร้อยละ 29.27, 40.92 และ 53.37 ตามลำดับ สำหรับการการทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าที่ 30 นาที พบว่าโครงข่ายประสาทเทียมที่ใช้เฉพาะข้อมูลในอดีตจากโครงข่ายถนนโดยรอบเท่านั้นให้ผลการทำนายแม่นยำที่สุด โดยมี MAPE เท่ากับร้อยละ 33.20 นอกจากนี้พบว่าแบบจำลองต่างๆ ที่นำมาทำการเปรียบเทียบซึ่งประกอบด้วยการใช้ฐานข้อมูล การใช้เวลาเดินทางปัจจุบันเป็นตัวแทนเวลาในอนาคต และการใช้ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ลำดับต่างๆ ให้ผลการทำนายเวลาเดินทางแม่นยำน้อยกว่าการใช้โครงข่ายประสาทเทียมอย่างเห็นได้ชัด

ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของถนนที่ทำการศึกษาพบว่าโครงข่ายประสาทเทียมแบบ ANN (Miss) สามารถทำนายเวลาเดินทางของถนนที่ศึกษาได้โดยให้ผลการทำนายที่มีความแม่นยำ ในขณะที่แบบจำลองอื่นรวมทั้งวิธีการพื้นฐานที่นำมาเปรียบเทียบจะไม่สามารถทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าได้เมื่อไม่มีข้อมูลในอดีตของถนนที่ศึกษา บ่งชี้ให้เห็นถึงศักยภาพของการใช้ข้อมูลจากโครงข่ายโดยรอบในการประมาณและทำนายเวลาเดินทาง โดยสามารถนำไปประยุกต์ใช้ยังพื้นที่ที่มีปริมาณข้อมูลจราจรไม่มาก พื้นที่ที่เกิดปัญหาข้อมูลขาดหายไปจากสาเหตุต่างๆ และยังช่วยลดงบประมาณในการตรวจวัดเวลาการเดินทางได้โดยการวางแผนติดตั้งอุปกรณ์เฉพาะถนนที่จำเป็นเท่านั้น

5. สรุปผลการศึกษา

บทความนี้นำเสนอการใช้โครงข่ายประสาทเทียมในการทำนายเวลาเดินทางบนถนนในเขตเมือง โดยเป็นโครงข่ายประสาทเทียมแบบ multilayer feedforward ที่มี 1 hidden เลเยอร์ พิจารณาใช้ข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตจากถนนที่ศึกษาและโครงข่ายถนนโดยรอบตัวแปรในกระบวนการคัดเลือกอินพุตของแบบจำลอง

ในกระบวนการเรียนรู้และพัฒนาแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียมใช้การเรียงลำดับตัวแปรตามค่าสหสัมพันธ์จากสูงไปต่ำ จากนั้นทำการเพิ่มตัวแปรแต่ละตัวเข้าไปเรื่อยๆ ตามลำดับ เพื่อคัดเลือกโครงสร้างแบบจำลอง

ที่ให้ผลการทำนายดีที่สุด โดยประกอบด้วยจำนวนและข้อมูลอินพุต จำนวน hidden neuron และค่าน้ำหนักต่างๆ ภายในโครงข่ายประสาทเทียม

ผลการทดสอบความแม่นยำในการทำนายเวลาเดินทางจากข้อมูลที่สำรวจได้จริงบนถนนในเขตกรุงเทพมหานคร พบว่าแบบจำลองโครงข่ายประสาทเทียมที่นำเสนอให้ผลการทำนายแม่นยำกว่าวิธีการพื้นฐานที่นิยมใช้ในปัจจุบันอย่างเห็นได้ชัด นอกจากนี้พบว่าในกรณีที่ไม่มีข้อมูลเวลาเดินทางในอดีตของถนนที่ศึกษา โครงข่ายประสาทเทียมแบบ ANN (Miss) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ไม่ต้องการข้อมูลในอดีตของถนนที่ศึกษา สามารถทำนายเวลาเดินทางได้โดยให้ผลการทำนายที่มีความแม่นยำ ในขณะที่แบบจำลองอื่นรวมทั้งวิธีการพื้นฐานที่นำมาเปรียบเทียบไม่สามารถทำนายเวลาเดินทางล่วงหน้าได้ บ่งชี้ให้เห็นถึงศักยภาพของการใช้ข้อมูลจากโครงข่ายโดยรอบในการประมาณและทำนายเวลาเดินทาง โดยสามารถนำไปประยุกต์ใช้กับพื้นที่ที่มีปัญหาการเก็บข้อมูลเวลาเดินทาง และใช้ในการวางแผนการเก็บข้อมูลเวลาเดินทางได้

เอกสารอ้างอิง

[1] Park, D. J. and Rilett, L. R. (1999). Forecasting freeway section travel times with a multilayer feed-forward neural network. *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering,* vol.14 (5), pp.357–367.

[2] Kisgyorgy, L. and Rilett, L. R. (2002). Travel Time Prediction by Advanced Neural Network. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol.46(1), pp.15-32.

[3] Huisken, G. and Van Berkum, E. C. (2003). A Comparative Analysis of Short- Range Travel Time Prediction Methods. *Transportation Research Record,* In Proceedings *82nd Annual Meeting*, Washington, D.C.

[4] Shen, L. and Huang, M. (2011). Assessing dynamic neural networks for travel time prediction. *Communications in Computer and Information Science*, vol.224, pp.469-477.

[5] Van Lint, J. W. C., et al. (2002). Freeway travel time prediction with state-space neural networks-modeling state-space dynamics with recurrent neural networks. *Transportation Research Record*, vol.1811, pp.30–39.

[6] Van Lint, J. W. C., et al. (2005). Accurate freeway travel time prediction with state-space neural networks under missing data. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies,* vol.13 (5-6), pp.347-369.

[7] Abu-Lebdeh, G. and Singh, A. K. (2011). Modeling arterial travel time with limited traffic variables using conditional independence graphs & state-space neural networks. In Proceedings *6th Int. Symposium on Highway Capacity and Quality of Service*, Stockholm, Sweden.

[8] Blum, A. and Langley, P. (1997). Selection of relevant features and examples in machine learning. *Artificial Intelligence*, vol.97 (1-2), pp.245-271.

[9] Guyon, I. and Elisseeff, A. (2003). An introduction to variable and feature selection. *The Journal of Machine Learning Research*, vol.3, pp.1157–1182.

[10] May, R., et al. (2011). *Review of input variable selection methods for artificial neural networks*, in Artificial Neural Networks - Methodological Advances and Biomedical Applications.

[11] Cybenko, G. (1989). Approximation by superimposition of a sigmoidal function. *Mathematical Control Signals Systems*, vol.2, pp.303-314.

[12] Hornik, K., et al. (1989). Multilayer feed forward networks are universal approximators. *Neural Networks*, vol.2, pp. 359-366

[13] Faghri, A. and J. Hua. (1992). Evaluation of Artificial Neural Network Applications in Transportation Engineering. *Journal of Transportation Research Board*, vol.1358, pp.71-80.

[14] Dougherty, M. (1995). A review of neural networks applied to transport. *Transportation Research Part C*, vol.3(4), pp.247–260.

[15] Vanajakshi, L. D. and Rilett, L. R. (2004). Loop Detector Data Diagnostics Based on Conservation-of-Vehicles Principle. *Transportation Research Record*, vol.1870, pp.162-169.

[16] Naik, B. (2010). A Generalized Non-parametric Approach for Uncertainty Evaluation in Travel Time Prediction Models. University of Nebraska – Lincoln. Ph.D study.

[17] Puangprakhon, P. and Narupiti, S. (2019), "Travel Time Information on Urban Roadways for Advanced Travelers Information System Using Data from Bluetooth MAC Scanners", *Journal of the Eastern Asia Society of Transportation Studies*, Vol.13, pp. 1835-1852.

การประเมินความสามารถในการประหยัดระยะเวลาการเดินทางของทางพิเศษ
The Evaluation of Travel Time Saving on Urban Expressway

ปิยพงษ์ จันทโชติ[1] วิรภพ เมฆพฤกษาวงศ์[2] กิตติคุณ รอดสกุล[3] ปณิก โพธิสาวัง[4] พรณรงค์ เลื่อนเพ็ชร[5,*]
ธนานี ไต่เมฆ[6] และ รวิพันธุ์ เด็ดแก้ว[7]

[1,2,3,4,5,6,7] *แผนกวางแผนระบบความปลอดภัยและการจราจร กองวางแผนปฏิบัติการ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย*
**Corresponding author; E-mail address: pornnarong_lue@exat.co.th*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความสามารถในการประหยัดเวลาการเดินทางของทางพิเศษ โดยการเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนทางพิเศษกับระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดิน ณ จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางเดียวกัน ที่มีลักษณะกายภาพการเดินทางคู่ขนานไปกับทางพิเศษ ซึ่งผู้ใช้ทางสามารถเลือกใช้ทางพิเศษหรือไม่ใช้ทางพิเศษได้ โดยมีปัจจัยจากค่าผ่านทางพิเศษ และมูลค่าการประหยัดเวลาในการเดินทาง การเก็บข้อมูลพิจารณาใช้วิธียานพาหนะทดสอบ ซึ่งติดตั้งระบบ GPS Data Logger สำหรับบันทึกข้อมูลการเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบ เพื่อเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางระหว่างการใช้ทางพิเศษบนเส้นทางการใช้ทางพิเศษในเขตเมืองกับถนนระดับดิน จำนวน 4 เส้นทาง ในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้าและเย็น ประกอบด้วย ช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9 และ ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช ช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา และ ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์ ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษในช่วงเวลาเร่งด่วนสามารถประหยัดระยะเวลาการเดินทางลงได้โดยเฉลี่ยมากกว่า ร้อยละ 40 แสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการบริหารจัดการจราจรบนทางพิเศษโดยเฉพาะในชั่วโมงเร่งด่วน ทั้งนี้ ผลการดำเนินงานสามารถนำไปขยายผลเพื่อประเมินประสิทธิภาพสำหรับทางพิเศษเส้นทางอื่น ๆ ต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: การประหยัดเวลาการเดินทาง, ทางพิเศษ, ถนนระดับดิน, วิธียานพาหนะทดสอบ, GPS Data Logger

Abstract

The objective of this study aims to evaluate the travel time saving on the expressway by comparing the travel time between using expressway and ordinary road at the same origin and destination which is similar route in terms of physical characteristics and expressway user be able to made an alternative route. The data collection both on expressway and ordinary road using the floating-car technique and collect the trajectory data with GPS data logger. The comparison between 4 sections of urban expressway and ordinary road in morning and evening rush hour period have been used as study area consisting of Ramindra-Rama 9 and Ngamwongwan-Yommarat in morning rush hour and Rama 9-Ramindra and Phaholyothin-Srinagarindra in evening rush hour. After comparing the travel time between using expressway and ordinary road, the result shows that the using of expressway in rush hour period tends to save the travel time more than 40% comparing with the ordinary road. The result can be concluded that the performance of traffic management on the expressway especially during rush hour is efficient enough to operate the exceeded demand in such period. The contribution of this study will be extended to assess the efficiency for other expressway routes in the future.

Keywords: Travel Time Saving, Urban Expressway, Ordinary Road, Floating-Car Technique, GPS Data Logger

1. คำนำ

ระยะเวลาในการเดินทางเป็นปัจจัยพื้นฐานในการขนส่ง หมายถึง ระยะเวลาทั้งหมดที่จำเป็นสำหรับยานพาหนะในการเดินทางจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งผ่านเส้นทางที่กำหนดภายใต้สภาพการจราจร โดยมีความล่าช้าในการเดินทาง ซึ่งหมายถึง เวลาที่สูญเสียไปในการเดินทาง เนื่องจากการอำนวยการจราจร โดยที่การศึกษาระยะเวลาและความล่าช้าในการเดินทางมักใช้ในการประเมินสภาพการจราจร เช่น การประเมินความติดขัดของกระแสจราจร และ การวิเคราะห์ผลกระทบจากการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานด้านการขนส่งต่าง ๆ ทั้งนี้ ผลลัพธ์ที่ได้จะถูกนำมาใช้เพื่อกำหนดระดับการให้บริการและวางแผนสำหรับการปรับปรุงการดำเนินงานในอนาคต

การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (กทพ.) เป็นรัฐวิสาหกิจ สังกัดกระทรวงคมนาคม มีอำนาจหน้าที่ในการก่อสร้างและจัดการจราจรบนโครงข่ายทางพิเศษในพื้นที่กรุงเทพมหานคร และปริมณฑล ตลอดจนดำเนินงานธุรกิจเกี่ยวเนื่องอื่นๆ ที่เป็นประโยชน์กับทางพิเศษ ปัจจุบันโครงข่ายทางพิเศษที่อยู่ภายใต้ความรับผิดชอบของ กทพ. มีทั้งสิ้นรวม 8 สายทาง ระยะทาง

โดยรวมประมาณ 220 กิโลเมตร ทั้งนี้ จะมีการก่อสร้างขยายขอบเขตการให้บริการทางพิเศษเพิ่มขึ้นในอนาคตตามแผนแม่บทของ กทพ. เพื่อบรรเทาปัญหาการจราจรในพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล

สืบเนื่องจากปัญหาการจราจรติดขัดอย่างหนักในพื้นที่กรุงเทพมหานครที่ยังคงเป็นความเดือดร้อนสำหรับคนเมืองในปัจจุบัน ยิ่งไปกว่านั้นมีการคาดการณ์ว่าภายในปี พ.ศ. 2572 จำนวนรถยนต์ส่วนบุคคลบนโครงข่ายถนนในพื้นที่กรุงเทพมหานคร จะเพิ่มขึ้นจากปัจจุบันที่มีอยู่ประมาณ 8 ล้านคัน ขึ้นเป็น 10 ล้านคัน ส่งผลให้ค่าความเร็วของการเดินทางลดลงจาก 19 กิโลเมตร/ชั่วโมง คงเหลือเพียง 12 กิโลเมตร/ชั่วโมง สำหรับกรณีทางพิเศษ พบว่า ปัญหาการจราจรติดขัดก็เพิ่มขึ้นด้วยเช่นกัน โดยในปัจจุบันสัดส่วนปริมาณจราจรต่อความจุของทางพิเศษ มีค่าเข้าสู่ช่วงวิกฤติ ปริมาณจราจรในปัจจุบันมีค่าเข้าใกล้ความจุของทางพิเศษ โดยเฉพาะโครงข่ายทางพิเศษที่พาดผ่านพื้นที่แหล่งธุรกิจ ที่มักพบเห็นสภาพการจราจรติดขัดตลอดทั้งวัน

อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาถึงลำดับชั้นของถนน, ลักษณะทางกายภาพ และ การให้บริการของทางพิเศษที่มีลักษณะเป็นโครงสร้างพื้นฐานที่มีการควบคุมทางเข้า-ออก และ มีการเก็บค่าผ่านทาง ทำให้ในการเดินทางที่มีจุดต้นทางและปลายทางที่มีความใกล้เคียงกับตำแหน่งทางขึ้น-ลงทางพิเศษ มีความน่าเชื่อถือในแง่ของการคาดการณ์ระยะเวลาการเดินทาง และ สามารถวางแผนการเดินทางได้ดีกว่าการใช้ถนนระดับดิน แม้ว่าการเดินทางดังกล่าวจะอยู่ในพื้นที่ที่มีระดับความติดขัดของการจราจรอย่างมาก โดยเฉพาะในชั่วโมงเร่งด่วน

การศึกษานี้จึงเป็นการศึกษาเพื่อประเมินความสามารถในการประหยัดเวลาการเดินทางของทางพิเศษ โดยการเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนทางพิเศษกับระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดินในเส้นทางพิเศษที่มีลักษณะกายภาพการเดินทางคู่ขนานไปกับทางพิเศษ ซึ่งผู้ใช้ทางสามารถเลือกใช้ทางพิเศษหรือไม่ใช้ทางพิเศษได้ การเก็บข้อมูลพิจารณาใช้การเก็บข้อมูลด้วยวิธียานพาหนะทดสอบ และ ระบบ GPS Data Logger เพื่อบันทึกเวลาขณะที่ยานพาหนะทดสอบขับผ่านจุดอ้างอิงต่าง ๆ บนเส้นทางการใช้ทางพิเศษในเขตเมือง จำนวน 4 เส้นทาง ประกอบด้วย ช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9 และ ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช สำหรับช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา และ ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์ ซึ่งยานพาหนะทดสอบจะต้องขับขี่ด้วยการใช้ความเร็วเฉลี่ยของกระแสจราจรขณะนั้น ทั้งนี้ ผลการศึกษาสามารถประเมินผลประสิทธิภาพการจัดการจราจรบนทางพิเศษพื้นที่ศึกษาในปัจจุบัน รวมถึงใช้เป็นเกณฑ์ในการประเมินผลทางพิเศษเส้นทางอื่น ๆ ต่อไปในอนาคต

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การศึกษาระยะเวลาในการเดินทาง

ระยะเวลาการเดินทางถือเป็นข้อมูลที่มีความสำคัญต่อผู้ขับขี่ส่งผลถึงพฤติกรรมการขับขี่ และ การตัดสินใจวางแผนการเดินทาง รวมถึงเป็นข้อมูลที่ช่วยให้หน่วยงานที่ทำหน้าที่อำนวยการจราจรสามารถใช้เป็นเกณฑ์ในการประเมินประสิทธิภาพการปฏิบัติงานของเจ้าหน้าที่

สำหรับการศึกษาระยะเวลาการเดินทางสามารถทำได้ทั้งในกรณีทางตรงและทางอ้อม สำหรับการศึกษาระยะเวลาการเดินทางกรณีทางตรง Robertson et al. [1] แนะนำวิธีการเก็บข้อมูลระยะเวลาการเดินทางด้วยรถทดสอบ (Test Car) และ เพื่อให้ได้ข้อมูลที่มีความน่าเชื่อถือ ผู้ขับขี่รถทดสอบจะต้องปฏิบัติตามเงื่อนไขต่าง ๆ เช่น Floating Car Technique ผู้ขับขี่จะต้องขับขี่ด้วยค่าเฉลี่ยของกระแสจราจรด้วยการตรวจสอบจำนวนการแซงขึ้นหน้า และ รถที่ถูกแซง, Maximum Car Technique ผู้ขับขี่สามารถขับขี่ได้อย่างอิสระแต่ควรคำนึงถึงความปลอดภัย โดยจะต้องควบคุมการใช้ความเร็วไม่ให้เกินเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 85 ของความเร็วที่เกิดขึ้นภายในกระแสจราจร, Average Car Technique ผู้ขับขี่จะสามารถตัดสินใจขับขี่ได้อย่างอิสระ โดยจะต้องควบคุมการใช้ความเร็วให้อยู่ในค่าเฉลี่ยของกระแสจราจร

ในปัจจุบันด้วยเทคโนโลยีสื่อสารที่มีการพัฒนาอย่างรวดเร็ว ทำให้การศึกษาระยะเวลาการเดินทางทั้งกรณีทางตรงและกรณีทางอ้อมสามารถทำให้มากขึ้น เช่น การประมาณค่าระยะเวลาการเดินทางจากอุปกรณ์ตรวจวัดสภาพจราจรต่างๆ ที่ติดตั้งบนโครงข่ายถนน การเก็บข้อมูลระยะเวลาการเดินทางด้วยการรวบรวมข้อมูลดาวเทียม (GPS) และ สำหรับกรณีทางพิเศษระบบปิด (Close System) สามารถประมาณระยะเวลาการเดินทางด้วยการนำข้อมูลเวลาที่ใช้การผ่านด่านเก็บค่าผ่านทางของระบบเก็บค่าผ่านทางแบบอัตโนมัติ

Macababbad and Regidor [2] นำเสนอการวิเคราะห์ระยะเวลาและความล่าช้าในการเดินทางด้วยการประยุกต์ใช้ข้อมูลดาวเทียม (GPS) เพื่อรวบรวมระยะเวลาการเดินทางและข้อมูลความล่าช้าที่เชื่อถือได้ของบนโครงข่ายถนน ด้วยการการวิเคราะห์ข้อมูล และ การนำเสนอผ่านการใช้แผนที่ดิจิตอล ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่า รูปแบบที่นำเสนอเป็นวิธีการที่มีประสิทธิภาพสำหรับการแสดงผลระยะเวลา และ ความล่าช้าในการเดินทาง โดยในการศึกษานี้ข้อมูลการจราจรจะถูกนำเสนอผ่านแผนที่ในลักษณะแถบสีแสดงความเร็วและระยะเวลาในการเดินทางของโครงข่านถนน ทั้งนี้ สำหรับการวิเคราะห์การจราจร ในระดับโครงข่ายเป็นแนวคิดใหม่ในประเทศฟิลิปปินส์ แสดงให้เห็นถึงความจำเป็นที่มีต่อการพัฒนาระบบ Probe Car โดยจากการศึกษาครั้งนี้แสดงให้เห็นว่าการใช้อุปกรณ์ GPS เพียงอย่างเดียวสามารถช่วยให้การประมวลผลข้อมูลที่ได้จากการสำรวจสามารถอัพเดทได้ตามเวลาจริง

ธีระศร [3] ทำการศึกษาระยะเวลาการเดินทางบนโครงข่ายถนนสายหลักในเขตกรุงเทพมหานคร ด้วยการใช้พิกัดตำแหน่งของรถแท็กซี่มาเป็นตัวแทนของกระแสจราจรในการสร้างแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างกระแสจราจรและความเร็วเฉลี่ยบนช่วงถนนต่าง ๆ ผลการศึกษาพบว่า ค่าความคลาดเคลื่อนของระยะเวลาการเดินทางที่ได้มีค่าไม่เกินร้อยละ 10

เชาวฤทธิ์ และ คณะ [4] พัฒนาวิธีการวิเคราะห์ระยะเวลาการเดินทางจากการรวบรวมข้อมูลดาวเทียม (GPS) ของรถบรรทุกที่ใช้ทางพิเศษ

กาญจนาภิเษก (บางพลี-สุขสวัสดิ์) โดยการเปรียบเทียบค่าความเชื่อมั่นในการประมาณระยะเวลาการเดินทางกับข้อมูลระบบเก็บค่าผ่านทาง ผลการศึกษาพบว่า ข้อมูลพิกัดดาวเทียม (GPS) ของรถบรรทุก สามารถนำมาใช้ประมาณระยะเวลาในการเดินทางได้ แต่ไม่เหมาะสมสำหรับการประมาณระยะเวลาการเดินทางในช่วงเวลาที่การจราจรติดขัด

2.2 การวิเคราะห์มูลค่าของเวลาในการเดินทาง

แนวคิดเกี่ยวกับการประเมินผลประโยชน์ของโครงการด้านการขนส่งสรุปไว้ว่า มูลค่าของเวลาในการเดินทาง หมายถึง มูลค่าเทียบเท่ากับเงินที่ต้องสูญเสียไปในการเดินทาง ซึ่งหากสามารถนำเวลาการเดินทางดังกล่าวไปทำกิจกรรมอย่างอื่นจะสามารถสร้างมูลค่าเพิ่มทางเศรษฐกิจได้ การวิเคราะห์มูลค่าของเวลาในการเดินทางนิยมใช้ในการประเมินประสิทธิภาพของโครงการด้านคมนาคมขนส่งต่าง ๆ กันอย่างแพร่หลายในสหราชอณาจักร การวิเคราะห์มูลค่าของเวลาในการเดินทางมักจะถูกประมาณด้วยการใช้ข้อมูลแบบ Stated-Preference [5]

อย่างไรก็ตาม แม้ว่าการวิเคราะห์มูลค่าของเวลาในการเดินทางด้วยการใช้ข้อมูลแบบ Stated-Preference จะสามารถดำเนินการได้สะดวกกว่าการใช้ข้อมูลแบบ Revealed-Preference แต่ก็มีข้อเสียที่เกิดจากลักษณะหรือรูปแบบที่ระบุไว้ใน Stated-Preference อาจไม่ตรงกับความเป็นจริง [6] ดังนั้น การวิเคราะห์มูลค่าของเวลาในการเดินทาง จึงควรใช้ข้อมูลในเชิงประจักษ์ที่สามารถตรวจสอบผลลัพธ์ในการดำเนินงานได้

Fosgerau and Engleson [7] ทำการศึกษาความแปรปรวนของมูลค่าเวลาในการเดินทางในแต่ละช่วงเวลาซึ่งสามารถอธิบายได้ถึงความแตกต่างของอรรถประโยชน์ (Utility) ที่เกิดขึ้นระหว่างจุดต้นทางและปลายทาง ผลการศึกษาพบว่า ค่าความแตกต่างของเวลาเดินทางไม่ได้ขึ้นอยู่กับรูปร่างการกระจายตัวของเวลาในการเดินทาง แต่จะมีความสัมพันธ์มากกว่าในส่วนของความแปรปรวน (Variance) ของเวลาในการเดินทาง

Mackie et al [8] ศึกษาการนำของเวลาในการเดินทางมาใช้ในการประเมินมูลค่าเวลาในการเดินทาง ทั้งในมิติการเดินทางส่วนบุคคล และ การเดินทางในภาพรวม โดยปัจจัยที่นำมาใช้พิจารณา ประกอบด้วย การประเมินมูลค่าการประหยัดเวลาแบ่งตามวัตถุประสงค์การเดินทาง ระยะเวลาการเดินทาง ขนาดของการประหยัดเวลา รูปแบบการเดินทาง และ ความยืดหยุ่นของรายได้ ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าเวลาเป็นทรัพยากรที่จำกัด และ ควรให้ความสำคัญ นอกจากนี้ การประยุกต์ใช้วิธีวิเคราะห์แบบ Willingness to pay โดยตรงนั้นไม่เหมาะสมสำหรับการประเมินมูลค่าเวลาในการเดินทางในภาพรวมโครงการ

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Jo et al. [9] ทำการศึกษาวิเคราะห์การประหยัดเวลาการเดินทางที่เกิดจากมาตรการจัดการจราจรแบบกลุ่มรถบรรทุกบนโครงข่ายทางพิเศษขนาด 3 ช่องจราจรขึ้นไป ในประเทศเกาหลีใต้ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเพิ่มความจุของทางพิเศษ ด้วยการเปรียบเทียบผลต่างความจุของทางพิเศษผ่านการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค VISSIM และการเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนโครงข่ายทางพิเศษ ผ่านการประยุกต์ใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับมหภาค TransCAD ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่า มาตรการจัดการจราจรแบบกลุ่มรถบรรทุกบนโครงข่ายทางพิเศษ สามารถประหยัดมูลค่าเวลาในการเดินทางบนทางพิเศษได้ประมาณ 167.7 ล้านเหรียญสหรัฐอเมริกา

Dixit et al. [10] ศึกษาการรับรู้ถึงความเสี่ยงของเวลาในการเดินทางและ ผลกระทบที่เกิดขึ้นต่อมูลค่าของเวลาในการเดินทาง ด้วยการวิเคราะห์รูปแบบการกระจายของเวลาการเดินทางที่สามารถรับรู้ได้ รวมถึงการวิเคราะห์กลไกที่สามารถกระตุ้นการรับรู้ความแปรปรวนของเวลาเดินทางจากเวลาการเดินทางที่ระบุไว้ โดยใช้ข้อมูลการขับขี่รถแท็กซี่บนโครงข่ายถนนในเมืองธากา ประเทศบังคลาเทศ เป็นรถทดสอบในภาคสนาม ผลการศึกษาพบว่า การรับรู้เวลาในการเดินทางส่วนบุคคลมีความแตกต่างจากเวลาการเดินทางจริงอย่างมีนัยสำคัญ และ ส่งผลให้ค่าเวลาการเดินทางมีแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติสูงถึง 17%

Athira et al. [11] ทำการศึกษาเพื่อประมาณค่าเวลาการเดินทางที่เกี่ยวข้องกับการเดินทางไปทำงานในเมืองกาลิกัต ประเทศอินเดีย ด้วยการประยุกต์ใช้วิธี Willingness to pay สำหรับการวิเคราะห์ระยะเวลาการเดินทางที่ลดลง ผ่านการเก็บรวบรวมข้อมูลโดยใช้แบบสำรวจความพึงพอใจจากกลุ่มตัวอย่างการเดินทางไปทำงานในเมืองกาลิกัต ผลการศึกษาพบว่ามูลค่าเวลาในการเดินทางที่เกี่ยวข้องกับการเดินทางไปทำงานนั้นมีค่าสูงโดยเฉพาะในกลุ่มตัวอย่างที่มีรายได้สูง โดยเมื่อรายได้เพิ่มขึ้นมูลค่าเวลาในการเดินทางก็เพิ่มขึ้นเช่นกัน นอกจากนี้ ยังมีอิทธิพลในเชิงบวกต่อมูลค่าเวลาในการเดินทางที่เกิดขึ้นจากระยะทางของการเดินทาง โดยเมื่อระยะทางของการเดินทางเพิ่มขึ้น มูลค่าเวลาในการเดินทางที่เกิดขึ้นจะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย

Metz [12] ศึกษาทบทวนแนวคิดที่ว่าประโยชน์หลักของการปรับปรุงโครงสร้างพื้นฐานด้านการขนส่งคือการประหยัดเวลาในการเดินทาง ซึ่งเป็นหัวใจสำคัญในการวิเคราะห์ทางด้านเศรษฐศาสตร์การขนส่ง ผลการศึกษาทบทวนสามารถสรุปได้ว่า การประหยัดระยะเวลาเฉลี่ยในการเดินทางโดยเฉพาะในการเดินทางระยะไกล หมายความว่า ผู้ขับขี่จะได้รับประโยชน์ในเชิงความสามารถในการเข้าถึงเพิ่มเติม โดยจะสามารถเดินทางไปยังจุดหมายปลายทางที่อยู่ห่างไกลมากขึ้นด้วยความเร็วที่สูงขึ้น มุมมองดังกล่าวขึ้นอยู่กับการพิจารณาของมูลค่าการเข้าถึงเพิ่มเติม ซึ่งนัยการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์ การสร้างแบบจำลอง และ การกำหนดนโยบายต่าง ๆ

Kolarova et al [13] วิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงที่อาจเกิดขึ้นกับมูลค่าของการประหยัดเวลาในการเดินทาง ซึ่งเป็นผลมาจากความพร้อมของการใช้ยานยนต์ขับขี่แบบอัตโนมัติ โดยใช้แบบสำรวจออนไลน์ในลักษณะ Stated-Preference และ Revealed-Preference เพื่อพัฒนาแบบจำลอง Mixed Logit Model สำหรับทางเลือกของรูปแบบยานยนต์ ที่กำหนดให้มี 2 รูปแบบ ได้แก่ ยานยนต์ที่ขับขี่ในปัจจุบัน และ ยานยนต์ขับขี่อัตโนมติในอนาคต ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ว่า สำหรับการเดินทางเพื่อวัตถุประสงค์ทั่วไป ค่าเฉลี่ยของการประหยัดเวลาในการเดินทางมีแนวโน้มลดลง 41% เมื่อขับขี่ยานยนต์แบบอัตโนมัติ และ สำหรับการเดินทางเพื่อวัตถุประสงค์ประเภทท่องเที่ยวไม่พบการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญของการประหยัดเวลาในการเดินทาง อย่างไรก็ตาม เมื่อพิจารณาการใช้ยานยนต์อัตโนมัติในลักษณะที่ใช้ร่วมกัน ผลการวิจัย

พบว่าการใช้ยานยนต์อัตโนมัติในลักษณะที่ใช้ร่วมกันนั้นถูกมองว่าเป็นตัวเลือกที่น่าดึงดูดน้อยกว่าการใช้ยานยนต์อัตโนมัติในลักษณะส่วนตัว

3. วิธีการศึกษา

3.1 การคัดเลือกจุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทาง

การศึกษานี้พิจารณาคัดเลือกจุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางสำหรับการประเมินความสามารถในการประหยัดระยะเวลาการเดินทางเปรียบเทียบระหว่างทางพิเศษและถนนระดับดิน โดยพิจารณาคัดเลือกทางพิเศษเส้นทางที่มีถนนระดับดินอยู่ในจุดต้นทางและจุดปลายทางเดียวกัน เพื่อให้สามารถเดินทางคู่ขนานในระยะทางใกล้เคียงกัน ซึ่งผู้ใช้ทางสามารถเลือกใช้ทางพิเศษหรือไม่ใช้ทางพิเศษได้ นอกจากนี้ ยังพิจารณาเส้นทางที่เกิดความติดขัดโดยเฉพาะในช่วงชั่วโมงเร่งด่วน เพื่อแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการบริหารจัดการจราจรบนทางพิเศษ

จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางบนทางพิเศษสำหรับการประเมินความสามารถในการประหยัดระยะเวลาการเดินทางในการศึกษานี้ประกอบด้วย ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9 และ ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช สำหรับช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า และ ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา และทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์ สำหรับช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น รายละเอียดเส้นทางพื้นที่ศึกษาแสดงดัง รูปที่ 1 และ รูปที่ 2

3.2 การเก็บข้อมูลด้วยวิธีรถทดสอบ (Floating Car Technique)

การศึกษานี้พิจารณาเก็บข้อมูลพิจารณาใช้การเก็บข้อมูลด้วยวิธียานพาหนะทดสอบ ซึ่งติดตั้งระบบ GPS Data Logger สำหรับบันทึกข้อมูลการเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบ เพื่อเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางระหว่างการใช้ทางพิเศษบนเส้นทางการใช้ทางพิเศษในเขตเมืองกับถนนระดับดิน ทั้งในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า และ ช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น โดยใช้ยานพาหนะทดสอบ จำนวน 2 คัน ดำเนินการขับขี่ตามกระแสจราจรในเส้นทางที่กำหนดคู่ขนานกันไประหว่างการใช้ทางพิเศษ และ การใช้ถนนระดับดิน ทั้งนี้ สำหรับกรณีการคัดเลือกเส้นทางเพื่อเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดิน พิจารณาใช้การเลือกเส้นทางอัตโนมัติภายใน Google Map โดยมีเงื่อนไขคือต้องเป็นเส้นทางที่มีลักษณะคู่ขนาน และ มีระยะทางใกล้เคียงกันกับการใช้ทางพิเศษ นอกจากนี้เพื่อเป็นการตรวจสอบและเปรียบเทียบสภาพจราจรในแต่ละเส้นทาง การศึกษานี้พิจารณาติดตั้งกล้องหน้ารถ (Dash Camera) เพื่อบันทึกสภาพการจราจรระหว่างการเดินทาง และ ใช้ในการตรวจสอบวันที่และเวลาที่ดำเนินการสำรวจ สำหรับข้อมูลการสำรวจระยะเวลาการเดินทาง จะพิจารณาใช้ข้อมูลจากการสำรวจในวันจันทร์ เป็นตัวแทนการขับขี่ในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า และ วันศุกร์ เป็นตัวแทนการขับขี่ในช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น ตั้งแต่เดือนธันวาคม 2562 ถึงกุมภาพันธ์ 2563 รายละเอียดวันที่ดำเนินการสำรวจระยะเวลาการเดินทางแสดงดัง ตารางที่ 1 และ การติดตั้งอุปกรณ์การสำรวจรวมถึงขั้นตอนการดำเนินการสำรวจ แสดงดังรูปที่ 3

เส้นทางที่ 1 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9

เส้นทางที่ 2 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช

รูปที่ 1 การคัดเลือกเส้นทางในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า

เส้นทางที่ 3 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา

เส้นทางที่ 4 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์

รูปที่ 2 การคัดเลือกเส้นทางในช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น

3.3 การเก็บข้อมูลด้วยวิธีรถทดสอบ (Floating Car Technique)

การศึกษานี้พิจาณาเก็บข้อมูลพิจารณาใช้การเก็บข้อมูลด้วยวิธียานพาหนะทดสอบ และ ระบบ GPS Data Logger เพื่อบันทึกเวลาขณะที่ยานพาหนะทดสอบขับผ่านจุดอ้างอิงต่าง ๆ บนเส้นทางการใช้ทางพิเศษในเขตเมือง ทั้งในช่วงเวลาเร่งด่วนเช้า และ ช่วงเวลาเร่งด่วนเย็น โดยใช้ยานพาหนะทดสอบ จำนวน 2 คัน ดำเนินการขับขี่ตามกระแสจราจรในเส้นทางที่กำหนดคู่ขนานกันไประหว่างการใช้ทางพิเศษ และ การใช้ถนนระดับดิน ทั้งนี้ สำหรับกรณีการคัดเลือกเส้นทางเพื่อเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดิน พิจารณาใช้การเลือกเส้นทางอัตโนมัติภายใน Google Map โดยมีเงื่อนไขคือต้องเป็นเส้นทางที่มีลักษณะคู่ขนาน และ มีระยะทางใกล้เคียงกันกับการใช้ทางพิเศษ นอกจากนี้เพื่อเป็นการตรวจสอบและเปรียบเทียบสภาพจราจรในแต่ละเส้นทาง การศึกษานี้พิจารณาติดตั้งกล้องหน้ารถ (Dash Camera) เพื่อบันทึกสภาพการจราจรระหว่างการเดินทาง และ ใช้ในการตรวจสอบวันที่และเวลาที่ดำเนินการสำรวจ สำหรับข้อมูลการสำรวจระยะเวลาการเดินทาง จะพิจารณาใช้ข้อมูลตั้งแต่เดือนธันวาคม 2562 ถึง กุมภาพันธ์ 2563 รายละเอียดวันที่ดำเนินการสำรวจระยะเวลาการเดินทางแสดงดัง ตารางที่ 1 และ การติดตั้งอุปกรณ์การสำรวจรวมถึงขั้นตอนการดำเนินการสำรวจ แสดงดังรูปที่ 3

ตารางที่ 1 รายละเอียดการสำรวจข้อมูลระยะเวลาการเดินทาง

เส้นทาง	จำนวนการวิ่งยานพาหนะทดสอบ (เที่ยว)			จำนวนรวม (เที่ยว)	ระยะทางเฉลี่ย (กิโลเมตร)
	ธ.ค. 2562	ม.ค. 2563	ก.พ. 2563		
1. ทางพิเศษฉลองรัช					
ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9	3	3	3	9	12.76
ถนนระดับดิน (ประดิษฐ์มนูธรรม)	3	3	3	9	12.37
2. ทางพิเศษศรีรัช					
ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช	3	3	3	9	12.26
ถนนระดับดิน (คลองประปา-เทอดดำริ)	3	3	3	9	14.07
3. ทางพิเศษฉลองรัช					
ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา	1	4	3	8	10.79
ถนนระดับดิน (ประดิษฐ์มนูธรรม)	1	4	3	8	11.14
4. ทางพิเศษศรีรัช					
ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์	1	4	3	8	11.81
ถนนระดับดิน (พระราม 9)	1	4	3	8	13.13

ก. ตัวอย่างการติดตั้ง GPS บนยานพาหนะทดสอบ

ข. ตัวอย่างการเก็บข้อมูลบนทางพิเศษ

ค. ตัวอย่างการเก็บข้อมูลบนถนนระดับดิน

รูปที่ 3 การติดตั้งอุปกรณ์การสำรวจรวมถึงขั้นตอนการดำเนินการสำรวจ

3.4 การวิเคราะห์ข้อมูล

(1) การวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบ

การศึกษานี้ดำเนินการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบ ด้วยการประยุกต์ใช้ข้อมูลเวลาการเดินทางและระยะทางที่ได้จากอุปกรณ์ GPS Data Logger ผ่านการแสดงผลการเคลื่อนไหวของการจราจรด้วย Time Space Diagram โดยที่สมการพาราเมตริกการเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบสามารถแสดงได้ดังนี้

$$x_p = f(t)$$
$$y_p = f(t)$$

โดยทั่วไป Time Space Diagram จะถูกใช้เพื่ออธิบายปัญหาที่เกี่ยวข้องกับการจราจรและขนส่ง โดยแกน x จะแสดงเวลาที่ยานพาหนะใช้เดินทาง และ แกน y จะแสดงระยะทางจากจุดอ้างอิงต่าง ๆ ที่กำหนด ทั้งนี้การเคลื่อนที่ของยานพาหนะแต่ละคันจะถูกแสดงในแผนภาพนี้ในลักษณะเส้นลาดเอียง และสำหรับยานพาหนะที่ไม่มีการเคลื่อนที่จะแสดงเป็นเส้นแนวนอน นอกจากนี้ ยังสามารถประมาณความเร็วของยานพาหนะได้จากการวิเคราะห์ความชันของเส้นที่แสดงในแผนภาพ

Time Space Diagram นอกเหนือจากความสามารถในการแสดงตำแหน่งของยานพาหนะในแต่ละคันช่วงเวลา ยังมีประโยชน์อย่างมากสำหรับการอธิบายสภาพการไหลของการจราจรบนเส้นทาง รวมถึงการวิเคราะห์ตำแหน่งติดขัดบนเส้นทางพื้นที่ศึกษา

(2) การวิเคราะห์ความเร็วของยานพาหนะทดสอบ

การศึกษานี้ดำเนินการวิเคราะห์ความเร็วของยานพาหนะทดสอบบนเส้นทางพื้นที่ศึกษาด้วยการประยุกต์ใช้ข้อมูลความเร็วจุดของยานพาหนะทดสอบที่ได้จากอุปกรณ์ GPS Data Logger ผ่านการวิเคราะห์ค่าทางสถิติที่เกี่ยวข้อง ประกอบด้วย การวิเคราะห์ความเร็วเฉลี่ย ณ เปอร์เซ็นต์ไทล์ต่างๆ รวมถึงการวิเคราะห์ความถี่สะสม และ ลักษณะการกระจายตัวของความเร็วที่ยานพาหนะทดสอบใช้บนเส้นทางพื้นที่ศึกษา

(3) การวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาการเดินทาง

การศึกษานี้ดำเนินการวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาการเดินทาง ด้วยการทดสอบสมมติฐานเกี่ยวกับผลต่างระหว่างค่าเฉลี่ยของประชากร 2 กลุ่ม ดังนี้

μ_1 คือ ค่าเฉลี่ยระยะเวลาการเดินทางบนทางพิเศษ
μ_2 คือ ค่าเฉลี่ยระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดิน

ทั้งนี้ สมมติฐานที่ใช้ในการทดสอบอยู่ในลักษณะ

$$H_0: \mu_1 = \mu_2$$
$$H_1: \mu_1 < \mu_2$$

ทำให้กรณีนี้จะเป็นการทดสอบค่าที่น้อยกว่า (Lower-Tailed Test) ดังนั้น ค่า p-value จะเท่ากับพื้นที่ด้านซ้ายมือของ ค่า -Z หรือ -t ที่คำนวณได้ (T Calculated) โดยในกรณีนี้จะเท่ากับพื้นที่ตั้งแต่ซ้ายมือของค่า T Critical ไปจนสุดขอบ สำหรับการตั้งค่าระดับนัยสำคัญ (Level of Significant) ซึ่งเป็นส่วนที่แสดงถึงข้อผิดพลาดที่ยอมให้ โดยการศึกษานี้พิจารณาเลือกใช้ค่าระดับความเชื่อมั่นที่ร้อยละ 95

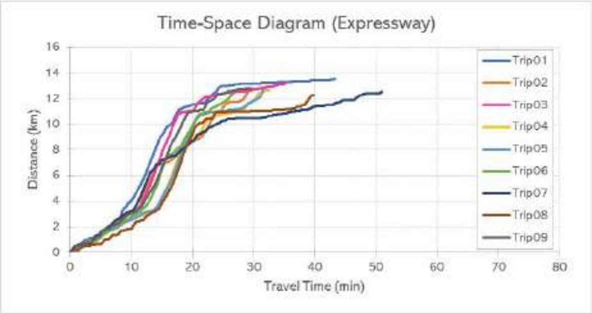
4. ผลการศึกษา

4.1 การวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบ

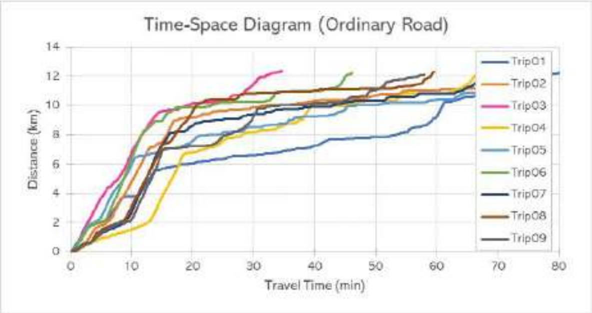
การวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของยานพาหนะทดสอบด้วยการใช้แผนภูมิ Time-Space Diagram แสดงให้เห็นว่า ณ จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางเดียวกันในชั่วโมงเร่งด่วน การเลือกใช้ทางพิเศษแสดงให้เห็นว่าใช้ระยะเวลาการเดินทางน้อยกว่าการใช้ถนนระดับดิน รวมถึงพบเห็นการเกาะกลุ่มของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษ ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความแปรปรวนน้อยกว่าการเดินทางด้วยถนนระดับดิน นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาความเร็วในการเดินทาง ยังพบว่าความชันของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษจากแผนภูมิ Time-Space Diagram มีค่ามากกว่าการเดินทางด้วยถนนระดับดิน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการใช้ทางพิเศษยานพาหนะสามารถใช้ความเร็วได้มากกว่า รายละเอียดการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ยานพาหนะทดสอบด้วยการใช้แผนภูมิ Time-Space Diagram แสดงดัง รูปที่ 4

4.2 การวิเคราะห์ความเร็วของยานพาหนะทดสอบ

การวิเคราะห์ Time-Space Diagram แสดงให้เห็นว่า ณ จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางเดียวกันในชั่วโมงเร่งด่วน การเดินทางด้วยถนนระดับดินมีความติดขัดมากกว่าการเดินทางด้วยทางพิเศษ เนื่องจากต้องเดินทางผ่านทางแยก และเส้นทางระดับดินที่มีการเชื่อมต่อของทางเข้า-ออกตลอดเส้นทาง ทำให้เกิดความล่าช้าในการเดินทางมากกว่า โดยเมื่อทำการวิเคราะห์ลักษณะการกระจายตัวของความเร็วที่ยานพาหนะทดสอบใช้ในการเดินทาง ผลการศึกษาสามารถสรุปว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษกลุ่มของความเร็วส่วนใหญ่ที่ยานพาหนะทดสอบใช้ในการเดินทางมีค่ามากกว่าการใช้ความเร็วในการเดินทางบนถนนระดับดิน โดยความเร็วในการเดินทางบนทางพิเศษมีการกระจายตัวอยู่ในช่วงความเร็ว 10-70 กิโลเมตร/ชั่วโมง และ 10-60 กิโลเมตร/ชั่วโมง สำหรับการเดินทางด้วยถนนระดับดิน นอกจากนี้ เมื่อพิจารณาค่าความเร็วเฉลี่ย ณ เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 85 พบว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษพื้นที่ศึกษาในชั่วโมงเร่งด่วนมีค่าความเร็วอยู่ระหว่าง 30-70 กิโลเมตร/ชั่วโมง และ 23-30 กิโลเมตร/ชั่วโมง สำหรับการเดินทางด้วยถนนระดับดิน รายละเอียดการวิเคราะห์ความเร็วของยานพาหนะทดสอบ แสดงดัง รูปที่ 5

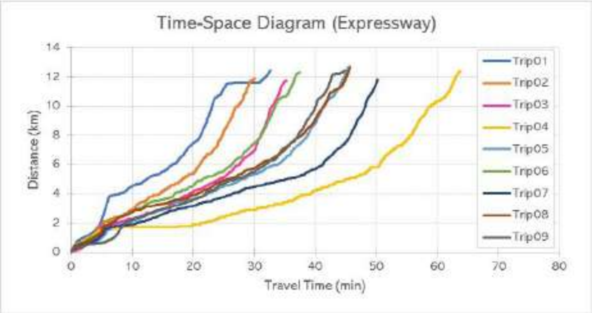


ทางพิเศษ

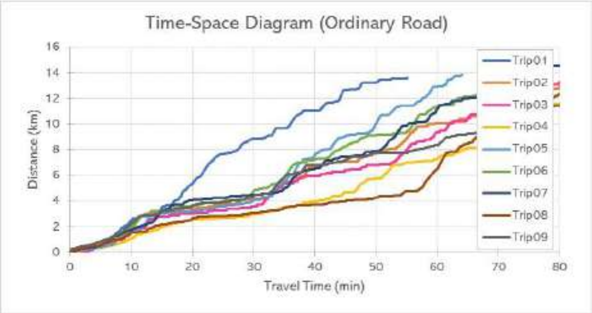


ระดับดิน

ก. เส้นทางที่ 1 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9

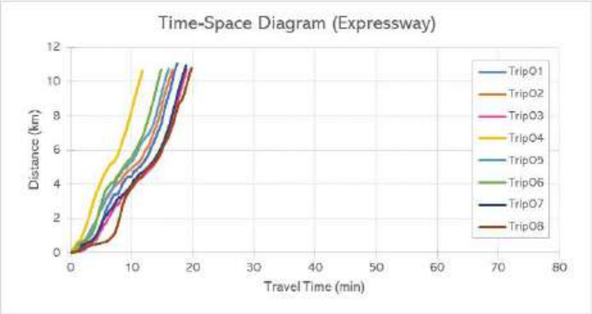


ทางพิเศษ

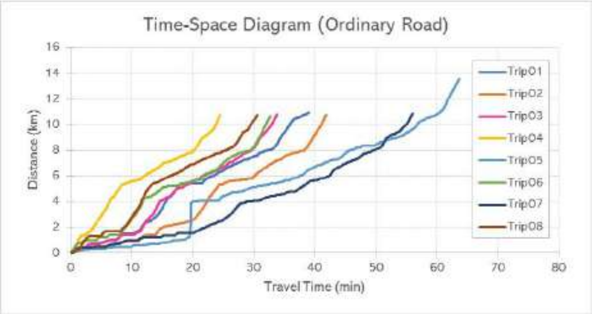


ระดับดิน

ข. เส้นทางที่ 2 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช

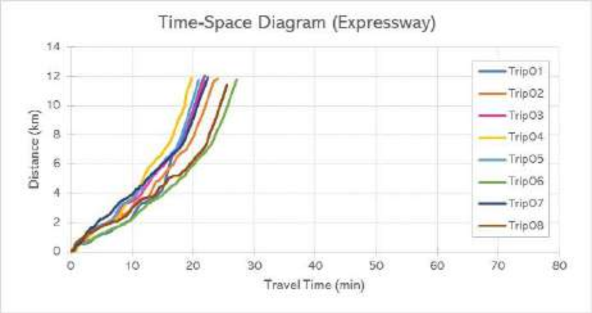


ทางพิเศษ

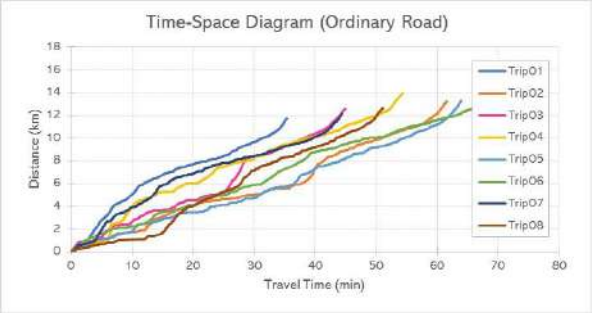


ระดับดิน

ค. เส้นทางที่ 3 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา



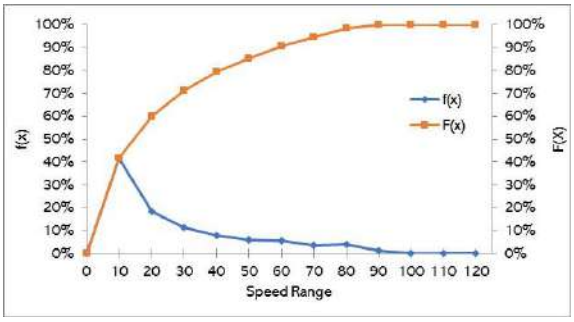
ทางพิเศษ



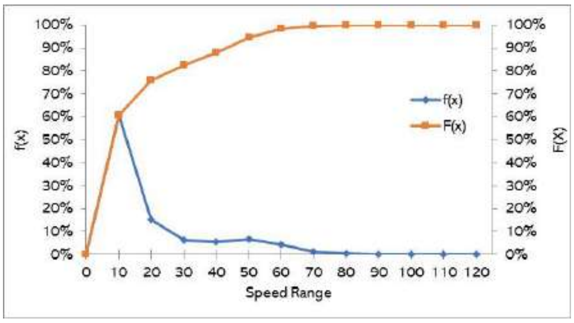
ระดับดิน

ง. เส้นทางที่ 4 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์

รูปที่ 4 Time-Space Diagram ของยานพาหนะทดสอบ

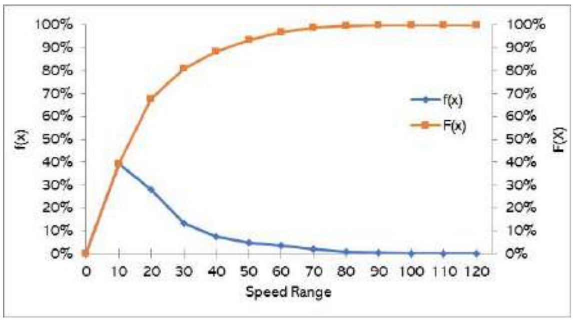


ทางพิเศษ

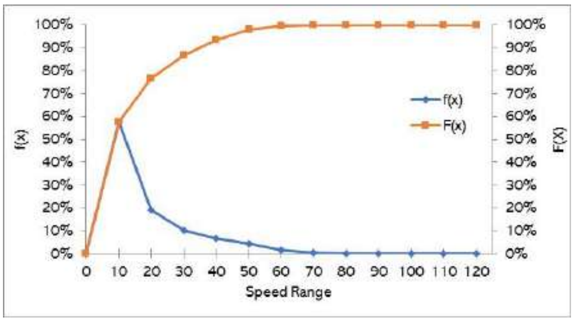


ถนนระดับดิน

ก. เส้นทางที่ 1 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9

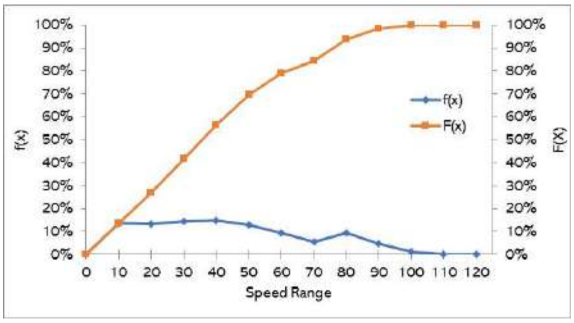


ทางพิเศษ

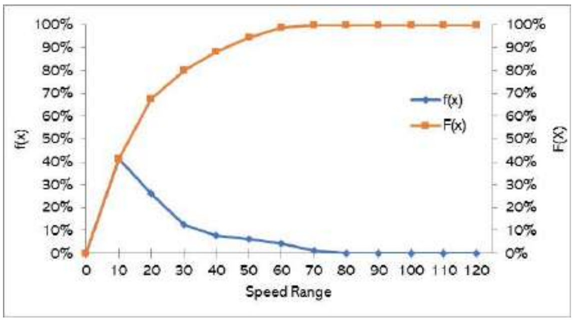


ถนนระดับดิน

ข. เส้นทางที่ 2 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช

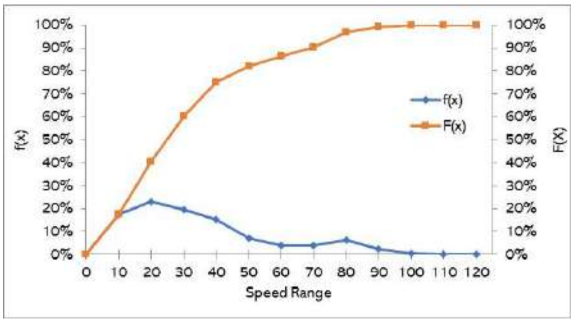


ทางพิเศษ

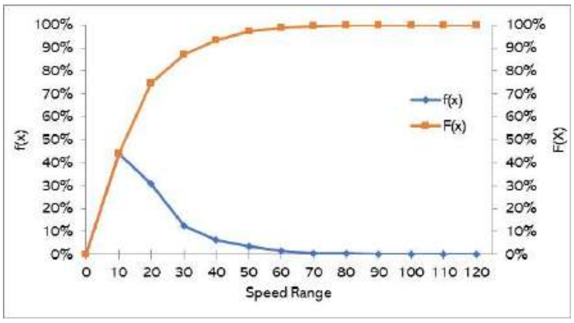


ถนนระดับดิน

ค. เส้นทางที่ 3 ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางพระราม 9-รามอินทรา



ทางพิเศษ



ถนนระดับดิน

ง. เส้นทางที่ 4 ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางพหลโยธิน-ศรีนครินทร์

รูปที่ 5 Speed Profile ของยานพาหนะทดสอบ

4.3 การวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาการเดินทาง

การวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาการเดินทาง ด้วยการทดสอบสมมติฐานเกี่ยวกับผลต่างระหว่างค่าเฉลี่ยของประชากร 2 กลุ่ม สามารถสรุปได้ว่า ณ จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางเดียวกันในชั่วโมงเร่งด่วน จากกลุ่มตัวอย่างการเก็บข้อมูลระยะเวลาการเดินทางระหว่างเดือนธันวาคม 2562 ถึง กุมภาพันธ์ 2563 พบว่า ระยะเวลาเดินทางเฉลี่ยจากการใช้ทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วน มีค่าน้อยกว่า ระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ยจากการใช้ถนนระดับดินอย่างมีนัยสำคัญ (T-calculated < T-critical และ p-value < 0.05) โดยการเดินทางด้วยทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วนสามารถประหยัดเวลาการเดินทางได้มากกว่า ร้อยละ 40 เมื่อเทียบกับการเดินทางด้วยถนนระดับดิน

นอกจากนี้ ยังสามารถสรุปได้ว่าการเดินทางด้วยทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วนมีความน่าเชื่อถือมากกว่าการเดินทางเดินทางด้วยถนนระดับดิน เนื่องจากความแปรปรวนของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษต่ำกว่าการเดินทางด้วยการใช้ถนนระดับดิน

ตารางที่ 2 การวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาการเดินทาง

ผลการทดสอบ T-Test	ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทางรามอินทรา-พระราม 9		ทางพิเศษศรีรัช ทิศทางงามวงศ์วาน-ยมราช		ทางพิเศษฉลองรัช ทิศทาง พระราม 9-รามอินทรา		ทางพิเศษศรีรัช ทิศทาง พหลโยธิน-ศรีนครินทร์	
	ทางพิเศษ	ระดับดิน	ทางพิเศษ	ระดับดิน	ทางพิเศษ	ระดับดิน	ทางพิเศษ	ระดับดิน
Average Travel Time (min)	35.48	64.09	42.87	80.53	16.78	40.29	22.97	53.79
Standard Deviation (σ)	7.84	16.89	10.38	13.40	2.63	13.33	2.46	12.55
Variance (σ^2)	61.41	254.91	107.74	193.77	6.92	177.57	6.03	157.60
Observations	9	9	9	9	8	8	8	8
Degree of Freedom	8		8		7		7	
T-calculated	-5.682		-9.140		-5.175		-7.499	
p-value	0.0002		0.0000		0.0006		0.0001	
T-critical (Left Side)	-1.860		-1.860		-1.895		-1.895	
Travel time per km (min)	2.78	5.18	3.50	5.72	1.56	3.62	1.94	4.10
Travel time saving per km (min)	2.40		2.23		2.06		2.15	
Overall travel time save (%)	44.64		46.77		58.35		57.30	

5. สรุปผลการศึกษา

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความสามารถในการประหยัดเวลาการเดินทางของทางพิเศษในช่วงเวลาเร่งด่วน ซึ่งเป็นช่วงเวลาวิกฤติที่มีความต้องการเดินทางมากกว่าในช่วงเวลาปกติ โดยการเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางบนทางพิเศษกับระยะเวลาการเดินทางบนถนนระดับดิน ณ จุดต้นทางและจุดปลายทางการเดินทางเดียวกัน ที่มีลักษณะกายภาพการเดินทางคู่ขนานไปกับทางพิเศษ ซึ่งผู้ใช้ทางสามารถเลือกใช้ทางพิเศษหรือไม่ใช้ทางพิเศษได้

เมื่อทำการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ของยานพาหนะด้วยการใช้แผนภูมิ Time-Space Diagram แสดงให้เห็นว่า การเดินทางในชั่วโมงเร่งด่วนด้วยทางพิเศษใช้ระยะเวลาการเดินทางน้อยกว่าการใช้ถนนระดับดิน รวมถึงพบเห็นการเกาะกลุ่มของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษ ซึ่งแสดงให้เห็นถึงความแปรปรวนน้อยกว่าการเดินทางด้วยถนนระดับดิน นอกจากนี้ ยังพบว่าความชันของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษจากแผนภูมิ Time-Space Diagram มีค่ามากกว่าการเดินทางด้วยถนนระดับดิน ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการใช้ทางพิเศษยานพาหนะสามารถใช้ความเร็วได้มากกว่า

เมื่อทำการวิเคราะห์ความเร็วในการเดินทาง ผลการศึกษาพบว่า การเดินทางในชั่วโมงเร่งด่วนด้วยถนนระดับดินมีความติดขัดมากกว่าการเดินทางด้วยทางพิเศษ เนื่องจากต้องเดินทางผ่านทางแยก และเส้นทางระดับดินที่มีการเชื่อมต่อของทางเข้า-ออกตลอดเส้นทาง ทำให้เกิดความล่าช้าในการเดินทางมากกว่า เมื่อทำการวิเคราะห์ลักษณะการกระจายตัวของความเร็ว ผลการศึกษาพบว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษกลุ่มของความเร็วส่วนใหญ่ที่ยานพาหนะทดสอบใช้ในการเดินทางมีค่ามากกว่าการใช้ความเร็วในการเดินทางบนถนนระดับดิน โดยเมื่อพิจารณาค่าความเร็วเฉลี่ย ณ เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 85 พบว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษพื้นที่ศึกษาในชั่วโมงเร่งด่วนมีค่าความเร็วอยู่ระหว่าง 30-70 กิโลเมตร/ชั่วโมง และ 23-30 กิโลเมตร/ชั่วโมง สำหรับการเดินทางด้วยถนนระดับดิน

เมื่อทำการวิเคราะห์การประหยัดระยะเวลาในการเดินทาง ผลการศึกษาพบว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วนสามารถประหยัดระยะเวลาการเดินทางได้มากกว่า ร้อยละ 40 โดยเมื่อทดสอบสมมติฐานเกี่ยวกับผลต่างระหว่างค่าเฉลี่ยของประชากร 2 กลุ่ม ประกอบด้วย ระยะเวลาเดินทางเฉลี่ยจากการใช้ทางพิเศษ และ ระยะเวลาการเดินทางเฉลี่ยจากการใช้ถนนระดับดิน ผลการทดสอบสมมติฐานที่ระดับนัยความเชื่อมั่น ร้อยละ 95 สามารถสรุปได้ว่า การเดินทางด้วยทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วนสามารถประหยัดระยะเวลาการเดินทางได้มากกว่าการใช้ถนนระดับดินอย่างมีนัยสำคัญ นอกจากนี้ ยังสามารถสรุปได้ว่าการเดินทางด้วยทางพิเศษในชั่วโมงเร่งด่วนมีความน่าเชื่อถือมากกว่าการเดินทางเดินทางด้วยถนนระดับดิน เนื่องจากความแปรปรวนของระยะเวลาการเดินทางด้วยทางพิเศษต่ำกว่าการเดินทางด้วยการใช้ถนนระดับดิน

ผลการศึกษาดังกล่าว สามารถสะท้อนให้เห็นถึงประสิทธิภาพในการบริหารจัดการจราจรบนทางพิเศษโดยเฉพาะในชั่วโมงเร่งด่วน ทั้งนี้ ผลการดำเนินงานสามารถนำไปขยายผลเพื่อประเมินประสิทธิภาพสำหรับทางพิเศษเส้นทางอื่น ๆ ต่อไปในอนาคต

อย่างไรก็ตาม ในการศึกษาเปรียบเทียบระยะเวลาการเดินทางและความเร็ว ของยวดยานควรพิจารณาเปรียบเทียบตามช่วงเวลาอื่นๆ นอกเหนือจากช่วงเวลาเร่งด่วน เช่น ช่วงนอกเวลาเร่งด่วน ช่วงวันกลางสัปดาห์ หรือ ช่วงวันหยุด เนื่องจากมีพฤติกรรมที่แตกต่างกัน ซึ่งจะช่วยให้การเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยที่สามารถอภิปรายผลได้อย่างรอบคอบ และครอบคลุมทุกเวลา

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ พนักงานและลูกจ้าง แผนกวางแผนระบบความปลอดภัยและการจราจร กองวางแผนปฏิบัติการ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย ที่เกี่ยวข้องทุกท่าน ในการอำนวยความสะดวก และ ร่วมลงสนามเก็บข้อมูลตามเส้นทางในพื้นที่ศึกษา

เอกสารอ้างอิง

[1] H. Robertson, J. Hummer and D. Nelson, Manual of Traffic Engineering Studies, New Jersey: Institute of Transportation Engineers, Prentice-Hall, 1994.

[2] R. Macababbad and J. Regidor, "A study on travel time and delay survey and traffic data analysis and visualization methodology," in Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.8, 2011.

[3] ธีระศร พิริยมานันท์, “การประมาณเวลาการเดินทางของกระแสจราจรโดยใช้ข้อมูลพิกัดตำแหน่งแท็กซี่”, วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, 2548.

[4] เชาวฤทธิ์ บุญช่วย, สโรช บุญศิริพันธ์ และ ชวเลข วณิชเวทิน, “การวัดค่าความเชื่อมั่นของระยะเวลาเดินทางบนทางพิเศษด้วยข้อมูล GPS รถบรรทุก” ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, ขอนแก่น, 2557.

[5] P. Mackie, M. Wardman, A. Fowkes, G. Whelan, J. Nellthorp and J. Bates, "Values of travel time savings in the UK," Institute for Transport Studies, University of Leeds, Leeds, 2003.

[6] P. Bonsall, "Transfer price data-Its use and abuse," in Proceedings of seminar M, PTRC Summer Annual Meeting, Brighton, 1983.

[7] M. Fosgerau and L. Engleson, "The value of travel time variance," Transportation Research Part B, vol. 45, pp. 1-8, 2011.

[8] P. Mackie, S. Jara-Diaz and A. Fowkes, "The value of travel time savings in evaluation," Transportation Research Part E, vol. 37, pp. 91-106, 2001.

[9] Y. Jo, J. Kim, C. Oh, I. Kim and G. Lee, "Benefit of travel time savings by truck platooning in Korean freeway networks," Transport Policy, vol. 83, pp. 37-45, 2019.

[10] V. Dixit, S. Jian, A. Hassan and E. Robson, "Eliciting perceptions of travel time risk and exploring its impact on value of time.," Transport Policy, vol. 82, pp. 36-45, 2019.

[11] I. Athira, C. Muneera, K. Krishnamurthy and M. Anjaneyulu, "Estimation of value of travel time for work trips.," Transportation research Procedia, vol. 17, pp. 116-123, 2016.

[12] D. Metz, "The myth of travel time saving," Transport Reviews: A Transnational Transdisciplinary Journal, vol. 28, no. 3, pp. 321-336, 2008.

[13] V. Kolarova, F. Steck and F. Bahamonde-Birke, "Assessing the effect of autonomous driving on value of travel time savings: A comparison between current and future preferences," Transportation Research Part A, vol. 129, pp. 155-169, 2019.

การศึกษาค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ

Study on the Start-Up Lost Time and Saturation Headway at the Signalized Intersection With and Without Countdown Display

พรเทพ พวงประโคน[1,*] พงศกร ปัญญา[2] แนววิทย์ บุญทา[3] และ ซุกรอน เซ็งสาเมาะ[4]

[1,2,3,4] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร กรุงเทพฯ*
**Corresponding author; E-mail address: puangprakhon@gmail.com*

บทคัดย่อ

เวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวของการจราจรบริเวณทางแยกสัญญาณไฟเป็นปัจจัยสำคัญที่ใช้ในการออกแบบช่องจราจรและรอบสัญญาณไฟ นอกจากนี้ยังสามารถสะท้อนพฤติกรรมการขับขี่ที่แตกต่างกันในแต่ละท้องที่และบ่งชี้ประสิทธิภาพในการจัดการทางแยก การทราบค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มที่ถูกต้องทำให้สามารถออกแบบรอบสัญญาณไฟได้เหมาะสมและจัดการทางแยกได้อย่างมีประสิทธิภาพ บทความนี้ทำการศึกษาเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟซึ่งได้รับการใช้งานอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยทำการเก็บและวิเคราะห์ข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังจำนวนประเภทละ 3 ทางแยก ในเขตกรุงเทพมหานคร ผลการศึกษาพบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยของแต่ละทางแยกมีค่าระหว่าง 1.99 ถึง 4.50 วินาที เวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยบริเวณทางแยกที่มีและไม่มีการนับเวลาถอยหลังเท่ากับ 3.54 และ 3.28 วินาที ตามลำดับแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยของแต่ละทางแยกมีค่าระหว่าง 2.36 ถึง 2.75 วินาที ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยบริเวณทางแยกที่มีและไม่มีการนับเวลาถอยหลังเท่ากับ 2.58 และ 2.50 วินาที ตามลำดับแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ นอกจากนี้ผลการทดสอบสมมุติฐานเปรียบเทียบระหว่างพฤติกรรมจราจรในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน พบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญเช่นเดียวกัน

คำสำคัญ: เวลาสูญเสียเริ่มต้น, อัตราการไหลอิ่มตัว, สัญญาณไฟ, นับเวลาถอยหลัง

Abstract

Start-up lost time and saturation headway are the key parameters in designing the lane configuration and traffic signal control of signalized intersection. It could depict the behavior of different drivers in different locations and also indicates the traffic management performance of each intersection. By knowing the correct start-up lost time and saturation headway, the signal control can be designed appropriately, which leads to the efficient intersection management. In this paper, based on the field survey data from 3 countdown signalized intersections and 3 non-countdown signalized intersections in Bangkok area, a comparative analysis of the start-up lost time and saturation headway has been made. The analysis showed that the average start-up lost time of each intersection was ranging between 1.99 to 4.50 seconds; the average start-up lost time of the signalized intersections with and without countdown displays were no statically significant different with the value of 3.54 and 3.28 seconds, respectively. The average saturation headway of each intersection varied from 2.36 to 2.75 seconds; the average saturation headways of signalized intersections with and without countdown displays were 2.58 and 2.50 seconds, respectively, with no statically significant different. Furthermore, the hypothesis testing on the data collected during peak and off-peak periods showed that the start-up lost time and saturation headway from both periods were not statically significantly different as well.

Keywords: Start-up lost time, Saturation headway, Signalized, Intersection, Countdown display

1. บทนำ

เวลาสูญเสียเริ่มต้น (Start-Up Lost Time) ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (Saturation headway) และอัตราการไหลอิ่มตัว (Saturation flow) เป็นค่าที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในกระบวนการออกแบบและควบคุมสัญญาณไฟจราจร ค่าดังกล่าวมีความแตกต่างกันตามลักษณะพื้นที่และพฤติกรรมจราจรรวมทั้งปัจจัยแวดล้อมอื่นๆ ที่ผ่านมามีการศึกษารวมทั้งมาตรฐานเกี่ยวกับเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวจำนวนมาก มาตรฐาน HCM 2010 [1] แนะนำให้ใช้ค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นในบริเวณทางแยกสัญญาณไฟประมาณ 2 วินาที ในขณะที่ผลการศึกษาจากพื้นที่หลายๆ แห่ง ได้ค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยแตกต่างกัน เช่น ผลการศึกษา [2] ในสหรัฐอเมริกาค่าได้เวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยในรัฐแคนซัส เท่ากับ 1.92 วินาที ในรัฐโอเรกอนเท่ากับ 2.09 วินาที และในรัฐยูท่าห์เท่ากับ 2.12 วินาที โดยพบว่าหากผู้ขับขี่ถูกรบกวนจากปัจจัยภายนอกจะทำให้เวลาสูญเสียเริ่มต้นมากขึ้นกว่าค่าที่นำเสนอไว้ การศึกษาในตุรกี [3] ได้ค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยเท่ากับ 2.32 วินาที และพบว่าความกว้างของช่องจราจรและปริมาณรถโดยสารมีผลต่อเวลาสูญเสียเริ่มต้น การศึกษาในกรุงอาบูดาบี [4] ได้ค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ย 2.20 วินาที และพบว่ารถในทิศทางตรงและรถเลี้ยวมีเวลาสูญเสียเริ่มต้นแตกต่างกัน การศึกษาในเมืองเซี่ยงไฮ้พบว่าสภาวะอากาศมีผลต่อเวลาสูญเสียเริ่มต้น [5] โดยเวลาสูญเสียเริ่มต้นมีค่าเฉลี่ย 2.54 วินาทีที่สภาวะอากาศปกติ และเท่ากับ 3.12 วินาทีในสภาวะฝนตกหรือถนนเปียกชื้น การศึกษาในกรุงเอเธน ประเทศกรีซ [6] พบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นมีค่าระหว่าง 0.35-1.39 วินาที และระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวมีค่า 1.76-1.94 วินาที โดยขนาดความกว้างของช่องจราจรไม่มีผลต่อเวลาสูญเสียเริ่มต้น และระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว แต่ช่วงเวลาของวันรวมทั้งทิศทางการจราจรมีผลต่อค่าดังกล่าว

การศึกษาในประเทศไทย [7] โดยพิจารณาเวลาสูญเสียเริ่มต้นของรถทางตรงบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการนับเวลาถอยหลังจำนวน 2 ทางแยก พบว่าในช่วงเร่งด่วนการนับเวลาถอยหลังช่วยลดเวลาสูญเสียเริ่มต้นได้จาก 8.32 เป็น 6.53 วินาที ส่วนนอกช่วงเร่งด่วนเวลาสูญเสียเริ่มต้นลดลงจาก 5.95 เป็น 4.03 วินาที และ [8] พบว่าบริเวณทางแยกขนาดใหญ่เวลาสูญเสียเริ่มต้นมีค่าระหว่าง 6.0-7.1 วินาที อัตราการไหลอิ่มตัวมีค่าระหว่าง 1,323-1,532 คัน/ชั่วโมง/ช่องจราจร ส่วนทางแยกขนาดเล็กเวลาสูญเสียเริ่มต้นมีค่าระหว่าง 5.0-5.5 วินาที อัตราการไหลอิ่มตัวมีค่าระหว่าง 1,456-1,495 คัน/ชั่วโมง/ช่องจราจร การศึกษาเปรียบเทียบผลของจำนวนจักรยานยนต์ที่มีต่อเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ [9] พบว่าในประเทศไทยการมีรถจักรยานยนต์แทรกอยู่ในแถวคอยตั้งแต่ 1-6 คัน ทำให้เวลาสูญเสียเริ่มต้นเพิ่มขึ้นจาก 3.0 เป็น 6.2 วินาที และระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์เพิ่มขึ้นจาก 2.0 เป็น 5.8 วินาที ส่วนในเวียดนามเวลาสูญเสียเริ่มต้นเพิ่มขึ้นจาก 3.2 เป็น 7.0 วินาที และระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์เพิ่มขึ้นจาก 2.0 เป็น 5.0 วินาที

จากการทบทวนวรรณกรรมข้างต้นเห็นได้ว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้น ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวและอัตราการไหลอิ่มตัว เป็นค่าที่ขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ หลายประการ ค่าเหล่านี้มีความแตกต่างกันในแต่ละพื้นที่ ไม่สามารถนำค่าจากพื้นที่หนึ่งไปเป็นตัวแทนของอีกพื้นที่ได้โดยตรง ดังนั้นจึงควรมีการศึกษาเปรียบเทียบเพื่อให้ได้ข้อสรุปที่ชัดเจนยิ่งขึ้น รวมทั้งควรมีการศึกษาให้ครอบคลุมพื้นที่มากขึ้นเนื่องจากในปัจจุบันการศึกษาค่าดังกล่าวยังคงจำกัดอยู่ในบางพื้นที่เท่านั้น

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาเวลาสูญเสียเริ่มต้น ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวและอัตราการไหลอิ่มตัว ของทางแยกที่มีและไม่มีอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ โดยพื้นที่ศึกษาประกอบด้วยทางแยกในเขตเมืองกรุงเทพมหานคร จำนวน 6 ทางแยก โดยข้อมูลจากการศึกษาสามารถนำไปประยุกต์ใช้กับทางแยกที่มีลักษณะใกล้เคียงกับพื้นที่ศึกษาได้ต่อไป

2. ขั้นตอนและวิธีการศึกษา

2.1 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาประกอบด้วยทางแยกในเขตเมืองกรุงเทพมหานคร ทั้งหมด 6 ทางแยก ในการศึกษาเวลาสูญเสียเริ่มต้น ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว และอัตราการไหลอิ่มตัว พิจารณาศึกษาเฉพาะรถในช่องทางตรงเท่านั้นและพิจารณาเพียงทิศทางเดียวในทางแยก จากพื้นที่ศึกษาจำนวน 6 ทางแยก แบ่งเป็นทางแยกที่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลัง 3 ทางแยก ประกอบด้วย แยกอโศก-เพชรบุรี (จากถนนเพชรบุรีมุ่งหน้าสู่ถนนราชปรารภ) แยกนิด้า (จากเสรีไทยมุ่งหน้าสู่บางกะปิ) และแยกมีนบุรี (ถนนสุวินทวงศ์มุ่งหน้าสู่ถนนเสรีไทย) และทางแยกที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลัง 3 ทางแยก ได้แก่ แยกรามคำแหง-ร่มเกล้า (จากถนนรามคำแหงมุ่งหน้าสู่บางกะปิ) แยกภายในสนามบินสุวรรณภูมิ (ถนนสุวรรณภูมิ 2 ตัดกับถนนสุวรรณภูมิ 3, จากบางนา-ตราด มุ่งหน้าสู่คลังสินค้า) และแยกถนนประเสริฐมนูกิจตัดกับถนนประดิษฐ์มนูธรรม (จากนวมินทร์มุ่งหน้าสู่เกษตรศาสตร์)

การเก็บข้อมูลใช้การบันทึกวีดิโอภาพการจราจรบนทางแยกทั้ง 6 แห่ง ในช่วงเวลาเร่งด่วน 1 ชั่วโมง (07.00-08.00 น.) และนอกช่วงเวลาเร่งด่วน 1 ชั่วโมง (10.00-11.00 น.) จากนั้นนำเทปบันทึกภาพที่ได้มาคัดแยกและวิเคราะห์ค่าต่างๆ ต่อไป ข้อมูลรอบสัญญาณไฟเบื้องต้นที่สำรวจได้จากทางแยกทั้ง 6 แสดงดังตารางที่ 1 พบว่าแต่ละทางแยกมีความยาวรอบสัญญาณไฟแตกต่างกัน โดยพบรอบสัญญาณไฟที่สั้นที่สุดเท่ากับ 190 วินาที ที่ทางแยกรามคำแหง-ร่มเกล้า ในช่วงเวลา 07:00-08:00 น. ส่วนรอบสัญญาณไฟที่ยาวที่สุดเท่ากับ 580 วินาที ที่ทางแยกมีนบุรี ในช่วงเวลา 10:00-11:00 น. อีกทั้งพบการจัดการรอบสัญญาณไฟโดยตำรวจจราจรเป็นผู้กำหนด (manual) ที่แยกมีนบุรี นอกจากนี้พบว่าในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วนทุกทางแยกมีความยาวรอบสัญญาณไฟแตกต่างกัน

ตารางที่ 1 ข้อมูลเบื้องต้นของทางแยกที่เป็นพื้นที่ศึกษา

ทางแยก	เวลาที่สำรวจ	รอบสัญญาณไฟ (วินาที)	ช่วงไฟเขียว (วินาที)
อโศก-เพชรบุรี	07:00-08:00 (Peak)	423	115
	10:00-11:00 (Off-peak)	375	85
นิด้า	07:00-08:00 (Peak)	395	99
	10:00-11:00 (Off-peak)	325	80
มีนบุรี	07:00-08:00 (Peak)	Manual	Manual
	10:00-11:00 (Off-peak)	580	132
รามคำแหง-ร่มเกล้า	07:00-08:00 (Peak)	190	44
	10:00-11:00 (Off-peak)	200	40
ภายในสนามบินสุวรรณภูมิ	07:00-08:00 (Peak)	360	97
	10:00-11:00 (Off-peak)	300	81
ประเสริฐมนูกิจ-ประดิษฐ์มนูธรรม	07:00-08:00 (Peak)	368	98
	10:00-11:00 (Off-peak)	380	105

2.2 ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (Saturation Headway) และอัตราการไหลอิ่มตัว (Saturation Flow Rate)

ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ คือ ระยะห่างของช่วงเวลาระหว่างยวดยานที่วิ่งติดกันมาซึ่งผ่านตำแหน่งหรือแนวอ้างอิงที่กำหนดไว้บนถนนหรือช่องทางจราจร โดยสังเกตจากเวลาที่ตำแหน่งอ้างอิงบนตัวรถคันหนึ่งวิ่งผ่านจุดที่กำหนดไว้ ถึงเวลาที่ตำแหน่งอ้างอิงเดียวกันบนรถคันถัดไปที่วิ่งตามกันมาผ่านจุดที่กำหนดนั้นเช่นกัน ตำแหน่งบนตัวรถที่นิยมใช้ในการอ้างอิง เช่น กันชนหน้า กันชนท้าย หรือเพลาหน้า เป็นต้น ค่าเฉลี่ยของระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ สามารถคำนวณได้โดยตรงจากความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$h = \frac{3600}{q} \tag{1}$$

เมื่อ h คือ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์เฉลี่ย (วินาที), q คือ อัตราการไหลของกระแสจราจร (คันต่อชั่วโมงต่อช่องจราจร)

ผลการศึกษาในอดีต [1, 10-11] พบว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์จะมีค่าสูงและค่อยๆ ลดลง เนื่องจากผลของเวลาสูญเสียเริ่มต้นจนกระทั่งจะเริ่มคงที่ตั้งแต่รถคันที่ 5-6 ในแถวคอยเป็นต้นไป ในการศึกษานี้ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว คำนวณโดยหาค่าเฉลี่ยระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์โดยพิจารณาตั้งแต่รถคันที่ 5 จนถึงคันที่ 15 ที่อยู่ในแถวคอย ดังสมการที่ (2) และอัตราการไหลอิ่มตัวของทางแยก (S) สามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (3)

$$h_s = \frac{\sum_{i=5}^{15}(h_i)}{n} \tag{2}$$

เมื่อ h_s คือ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (วินาที), i คือ ลำดับในแถวคอย, h_i คือ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์(วินาที) และ n คือ จำนวนของยวดยานที่นำมาพิจารณา (คัน)

$$S = \frac{3600}{h_s} \tag{3}$$

2.3 เวลาสูญเสียเริ่มต้น (Start-Up Lost Time, SULT)

เวลาสูญเสียเริ่มต้นเป็นค่าที่บอกถึงเวลาที่สูญเสียจากการออกตัวในช่วงเริ่มต้นของสัญญาณไฟเขียวเนื่องจากผลของการรับรู้และตอบสนองของผู้ขับขี่หลังจากเห็นสัญญาณไฟเขียว ซึ่งประกอบด้วยเวลาตอบสนองของรถยนต์คันแรกหลังจากเห็นสัญญาณไฟเขียวจนกระทั่งกันชนหน้า ของรถคันแรกผ่านเส้นหยุด และผลต่างระหว่างระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ตั้งแต่คันแรกจนถึงคันก่อนที่เริ่มคงที่ (Time headway) กับระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (Saturation Headway) ซึ่งโดยปกติระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ในช่วงแรกจะมีค่าสูงและจะลดลงเรื่อยๆ จนกระทั่งเริ่มคงที่ประมาณลำดับที่ 5 ถึง 6 เวลาสูญเสียเริ่มต้นของการเคลื่อนตัวของรถยนต์ สามารถคำนวณได้ดังนี้ [1]

$$SULT = \sum_{i=1}^{4}(h_i - h_s) \tag{4}$$

เมื่อ $SULT$ คือ เวลาสูญเสียเริ่มต้น (วินาที), h_i คือ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ลำดับที่ (i) (วินาที) และ h_s คือ ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (วินาที)

3. ผลการศึกษา

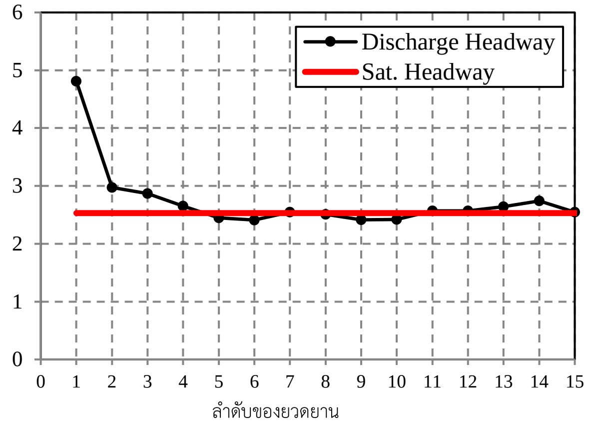
3.1 ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ

ผลการสำรวจข้อมูลระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ จากรถในทิศทางตรงบริเวณทางแยกทั้ง 6 แห่ง ทั้งในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน รวมทั้งสิ้น 111 รอบสัญญาณไฟ แสดงดังตารางที่ 2 โดยระยะของเวลาระหว่างรถยนต์ตำแหน่งที่ 1 หมายถึง เวลาตั้งแต่เริ่มต้นสัญญาณไฟเขียวจนกระทั่งกันชนหน้าของรถคันที่ 1 ผ่านเส้นหยุด ระยะของเวลาระหว่างรถยนต์ตำแหน่งที่ 2 (และตำแหน่งถัดไป) หมายถึงความแตกต่างของเวลานับตั้งแต่กันชนหน้าของรถคันก่อนหน้า (คันที่ 1) ผ่านเส้นหยุดจนกระทั่งกันชนหน้าของรถคันดังกล่าว (คันที่ 2) ผ่านเส้นหยุด จากข้อมูลทั้งหมดที่สำรวจได้พบว่ามีค่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเท่ากับ 2.53 วินาที และมีค่าเวลาสูญเสียเริ่มต้น เท่ากับ 3.19 วินาที รูปที่ 1 แสดงระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ เทียบกับระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว โดยสามารถสังเกตได้ว่าในลำดับแรกๆ (ลำดับ 1-4) ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์มีค่าสูงกว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว จากนั้นตั้งแต่ประมาณลำดับที่ 5 เป็นต้นไประยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์จะเริ่มคงที่ ใกล้เคียงกับระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว

ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ (วินาที)

ตารางที่ 2 ค่าทางสถิติของระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ

ตำแหน่งของยวดยาน	จำนวนตัวอย่าง (คัน)	Min (วินาที)	Max (วินาที)	Mean (วินาที)	Std. dev. (วินาที)
1	111	1.98	8.54	4.81	1.46
2	111	1.32	6.14	2.97	0.85
3	111	1.22	8.11	2.87	1.10
4	111	1.09	7.47	2.65	0.99
5	111	1.02	4.76	2.45	0.76
6	111	0.97	6.26	2.41	0.91
7	111	1.18	7.53	2.55	1.01
8	111	1.21	7.18	2.51	0.96
9	109	1.03	5.46	2.41	0.91
10	107	1.05	7.32	2.42	1.06
11	102	1.06	8.90	2.57	1.19
12	99	1.06	6.56	2.57	1.00
13	91	1.01	6.94	2.64	1.03
14	86	1.07	7.24	2.74	1.09
15	81	0.85	5.13	2.55	0.93
Avg. Sat. Headway	2.53 sec				
Avg. SULT	3.19 sec				



รูปที่ 1 ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์ที่ตำแหน่งต่างๆ เทียบกับระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว

3.2 ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์และอัตราการไหลอิ่มตัว

ตารางที่ 3 แสดงระยะห่างระหว่างรถยนต์อิ่มตัวและอัตราการไหลอิ่มตัวที่สำรวจได้ จำแนกตามพื้นที่ศึกษาจำนวน 6 ทางแยก พบว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยและอัตราการไหลอิ่มตัวเฉลี่ยของแต่ละทางแยกมีค่าแตกต่างกัน โดยแยกภายในสนามบินสุวรรณภูมิ มีระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยสูงสุดเท่ากับ 2.75 วินาที มีอัตราการไหลอิ่มตัวเท่ากับ 1,311 คัน/ชม./ช่องจราจร แยกรามคำแหง-ร่มเกล้า มีระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยสูงสุดเท่ากับ 2.36 วินาที มีอัตราการไหลอิ่มตัวเท่ากับ 1,528 คัน/ชม./ช่องจราจร

ตารางที่ 3 ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวและอัตราการไหลอิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟ

ทางแยก	เวลาที่สำรวจ	รอบสัญญาณไฟ	ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว (วินาที)				อัตราการไหลอิ่มตัว (คัน/ชม./ช่อง)
			min	max	mean	Std. Dev.	
อโศก-เพชรบุรี	Paek	8	1.86	2.89	2.46	0.38	1463.35
	Off-Peak	9	2.09	3.71	2.64	0.48	1363.79
	รวม	17	1.86	3.71	2.56	0.43	1408.90
นิด้า	Paek	9	2.19	3.14	2.60	0.32	1384.99
	Off-Peak	11	2.03	3.56	2.52	0.42	1426.84
	รวม	20	2.03	3.56	2.56	0.37	1407.70
มีนบุรี	Paek	4	2.34	3.16	2.66	0.39	1350.96
	Off-Peak	5	2.41	2.97	2.68	0.25	1341.65
	รวม	9	2.34	3.16	2.68	0.30	1345.77
รามคำแหง-ร่มเกล้า	Paek	12	2.02	2.98	2.41	0.29	1492.06
	Off-Peak	12	1.87	2.95	2.30	0.33	1565.73
	รวม	24	1.87	2.98	2.36	0.31	1528.01
ภายในสนามบินสุวรรณภูมิ	Paek	10	2.24	4.19	3.02	0.63	1191.87
	Off-Peak	12	1.95	3.85	2.52	0.50	1430.15
	รวม	22	1.95	4.19	2.75	0.60	1311.02
ประเสริฐมนูกิจ-ประดิษฐ์มนูธรรม	Paek	9	1.86	2.97	2.39	0.36	1507.23
	Off-Peak	10	2.01	3.10	2.37	0.33	1516.66
	รวม	19	1.86	3.10	2.38	0.33	1512.18

3.2.1 เปรียบเทียบระหว่างทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ

ตารางที่ 4 แสดงการเปรียบเทียบระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวในทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับถอยเวลาหลัง เพื่อศึกษาอิทธิพลของการนับเวลาถอยหลังที่มีต่อระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว โดยจากการศึกษามีข้อมูลจากแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับถอยเวลาหลัง จำนวน 46 และ 65 รอบสัญญาณไฟตามลำดับ พบว่าค่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยในทางแยกที่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังมีค่าเฉลี่ย 2.58 วินาที ใกล้เคียงกับทางแยกที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังซึ่งมีค่าเฉลี่ย 2.50 วินาที อย่างไรก็ตามจากการทดสอบสมมุติฐานพบว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว

ในทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ

ประเภททางแยก	n*	เฉลี่ย (วินาที)	Variance	t	df	Sig
มีการนับเวลาถอยหลัง	46	2.58	0.143	1.050	107	0.148
ไม่มีการนับเวลาถอยหลัง	65	2.50	0.218			

* จำนวนรอบสัญญาณไฟ

3.2.2 เปรียบเทียบระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวในช่วงเวลาเร่งด่วนและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน

ตารางที่ 5 แสดงการเปรียบเทียบระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน เพื่อศึกษาอิทธิพลของช่วงเวลาที่สำรวจข้อมูลที่มีต่อระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว โดยมีข้อมูลจากในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วนจำนวน 52 และ 59 รอบสัญญาณไฟตามลำดับ พบว่าค่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยในช่วงเวลาเร่งด่วนมีค่าเฉลี่ย 2.58 วินาที มากกว่าช่วงนอกกว่านอกช่วงเวลาเร่งด่วนซึ่งมีค่าเฉลี่ย 2.48 วินาที อย่างไรก็ตามจากการทดสอบสมมุติฐานพบว่าค่าเฉลี่ยของช่วงห่างกระแสจราจรอิ่มตัวในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วนแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวในช่วงเวลาเร่งด่วนและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน

ช่วงเวลา	n*	เฉลี่ย (วินาที)	Variance	t	df	Sig
ในช่วงเวลาเร่งด่วน	52	2.58	0.208	1.235	103	0.110
นอกช่วงเวลาเร่งด่วน	59	2.48	0.167			

* จำนวนรอบสัญญาณไฟ

3.3 ระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้น (Start-Up Lost Time)

ตารางที่ 6 แสดงเวลาสูญเสียเริ่มต้นบริเวณทางแยกที่เป็นพื้นที่ศึกษาจำนวน 6 ทางแยก พบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยของแต่ละทางแยกมีค่าแตกต่างกัน โดยแยกภายในสนามบินสุวรรณภูมิมีเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยต่ำที่สุดเท่ากับ 1.99 วินาที และแยกประเสริฐมนูกิจ-ประดิษฐ์มนูธรรมมีเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยสูงสุดเท่ากับ 4.50 วินาที

หากพิจารณาในรายละเอียดของรอบสัญญาณไฟพบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นต่ำสุดมีค่าเท่ากับ 0 วินาที ซึ่งสามารถพบได้ในทุกทางแยกที่ทำการศึกษา ส่วนเวลาสูญเสียเริ่มต้นสูงสุดเกิดขึ้นในรอบสัญญาณไฟที่อยู่นอกช่วงเวลาเร่งด่วนบริเวณแยกนิด้า โดยมีค่าเท่ากับ 11.64 วินาที

ตารางที่ 6 เวลาสูญเสียเริ่มต้นบริเวณทางแยกสัญญาณไฟ

ทางแยก	เวลาที่สำรวจ	รอบสัญญาณไฟ	เวลาสูญเสียเริ่มต้น (วินาที)			
			min	max	mean	Std. Dev.
อโศก-เพชรบุรี	Paek	8	0.00	7.15	3.69	2.77
	Off-Peak	9	0.00	5.64	2.54	2.33
	รวม	17	0.00	7.15	3.08	2.53
นิด้า	Paek	9	0.00	9.60	3.40	3.71
	Off-Peak	11	2.94	11.64	5.16	2.39
	รวม	20	0.00	11.64	4.37	3.10
มีนบุรี	Paek	4	2.78	4.22	3.59	0.60
	Off-Peak	5	0.00	4.68	1.76	1.92
	รวม	9	0.00	4.68	2.57	1.71
รามคำแหง-ร่มเกล้า	Paek	12	0.44	7.23	3.78	1.75
	Off-Peak	12	0.00	4.81	3.19	1.64
	รวม	24	0.00	7.23	3.49	1.68
ภายในสนามบินสุวรรณภูมิ	Paek	10	0.00	6.31	1.74	2.13
	Off-Peak	12	0.00	6.17	2.20	1.92
	รวม	22	0.00	6.31	1.99	1.98
ประเสริฐมนูกิจ-ประดิษฐ์มนูธรรม	Paek	9	1.33	8.10	4.90	2.42
	Off-Peak	10	0.00	7.18	4.14	2.78
	รวม	19	0.00	8.10	4.50	2.57

3.3.1 เปรียบเทียบระหว่างแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ

ผลการเปรียบเทียบเวลาสูญเสียเริ่มต้นระหว่างทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ แสดงดังตาราง 7 โดยพบว่าทางแยกที่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังมีระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ย 3.54 วินาที และ ทางแยกที่ไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังมีระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ย 3.28 วินาที ผลการทดสอบสมมุติฐานพบว่าระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นของทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

ตารางที่ 7 เปรียบเทียบระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นในแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟ

ประเภททางแยก	n*	เฉลี่ย (วินาที)	Variance	t	df	Sig
มีการนับเวลาถอยหลัง	46	3.54	7.429	0.540	86	0.295
ไม่มีการนับเวลาถอยหลัง	65	3.28	5.198			

* จำนวนรอบสัญญาณไฟ

3.3.2 เปรียบเทียบระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นในช่วงเวลาเร่งด่วนและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน

การเปรียบเทียบเวลาสูญเสียเริ่มต้นระหว่างในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน แสดงดังตาราง 8 โดยพบว่าระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นในช่วงเวลาเร่งด่วนและนอกช่วงเวลาเร่งด่วนมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.49 วินาที และ 3.30 วินาทีตามลำดับ ผลการทดสอบสมมุติฐานพบว่าระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นของทางแยกในและนอกช่วงเวลาเรงด่วนแตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95

ตารางที่ 8 เปรียบเทียบระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นในช่วงเวลาเร่งด่วนและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน

ช่วงเวลา	n*	ค่าเฉลี่ย (วินาที)	Variance	t	df	Sig
ช่วงเวลาเร่งด่วน	52	3.49	6.592	0.409	105	0.342
นอกช่วงเวลาเร่งด่วน	59	3.30	5.718			

4. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

4.1 สรุปผลการศึกษา

บทความนี้ทำการศึกษาเวลาสูญเสียเริ่มต้น ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว และอัตราการไหลอิ่มตัว ซึ่งเป็นค่าที่มีความสำคัญอย่างยิ่งในกระบวนการออกแบบและควบคุมสัญญาณไฟจราจร ซึ่งโดยทั่วไปแล้วค่าดังกล่าวมีความแตกต่างกันตามลักษณะพื้นที่และพฤติกรรมจราจรรวมทั้งปัจจัยแวดล้อมอื่นๆ การศึกษานี้พิจารณาเฉพาะรถทิศทางตรงบริเวณทางแยกสัญญาณไฟที่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลังประกอบสัญญาณไฟซึ่งได้รับการใช้งานอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยทำการเก็บข้อมูลเปรียบเทียบระหว่างทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลัง ในเขตกรุงเทพมหานคร ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้

ผลการศึกษาแยกสัญญาณไฟทั้ง 6 แยก ซึ่งประกอบด้วยทางแยกที่มีการนับเวลาถอยหลัง 3 แยก และไม่มีการนับเวลาถอยหลัง 3 แยก โดยเก็บข้อมูลทั้งในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน รวมทั้งสิ้น 111 รอบสัญญาณไฟ พบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ย เท่ากับ 3.19 วินาที และระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ย เท่ากับ 2.53 วินาที เมื่อพิจารณาเป็นรายแยกพบว่าเวลาสูญเสียเริ่มต้น ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยและอัตราการไหลอิ่มตัวเฉลี่ยของแต่ละทางแยกมีค่าแตกต่างกัน โดยเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยมีค่าระหว่าง 1.99-4.50 วินาที ระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยมีค่าระหว่าง 2.36 - 2.75 วินาที และอัตราการไหลอิ่มตัวเฉลี่ยมีค่าระหว่าง 1,311 – 1528 คัน/ชม./ช่องจราจร

การเปรียบเทียบระหว่างทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับถอยเวลาหลัง เพื่อพิจารณาอิทธิพลของการนับเวลาถอยหลังที่มีต่อพฤติกรรมจราจร พบว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยในทางแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยเวลาหลังมีค่าเท่ากับ 2.58 วินาที และ 2.50 วินาที ตามลำดับ แตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ ระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยในแยกที่มีและไม่มีการติดตั้งอุปกรณ์นับเวลาถอยหลัง เท่ากับ 3.54 วินาที และ 3.28 วินาที ตามลำดับ แตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ

การเปรียบเทียบระหว่างพฤติกรรมในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน เพื่อพิจารณาผลของช่วงเวลาที่สำรวจข้อมูลต่อพฤติกรรมจราจร พบว่าระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัวเฉลี่ยในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วนมีค่า 2.58 วินาที และ 2.48 วินาที ตามลำดับ แตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ ระยะเวลาสูญเสียเริ่มต้นเฉลี่ยในและนอกช่วงเวลาเร่งด่วน เท่ากับ 3.49 วินาที และ 3.30 วินาที ตามลำดับ แตกต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติ

4.2 ข้อเสนอแนะ

การศึกษานี้พิจารณาศึกษาเฉพาะรถในทิศทางตรงเท่านั้น และทำการศึกษาทางแยกสัญญาณไฟจำนวน 6 แยก การศึกษาในอนาคตควรมีการพิจารณาเพิ่มจำนวนพื้นที่ศึกษาให้มากขึ้น โดยอาจพิจารณาลักษณะพื้นที่และตัวแปรหลายๆ แบบเพื่อให้ได้ข้อมูลที่สมบูรณ์และสามารถอธิบายพฤติกรรมจราจรได้ดียิ่งขึ้น โดยประเด็นอื่นๆ ที่ควรมีการศึกษาต่อไป เช่น พฤติกรรมจราจรของรถเลี้ยว อิทธิพลของปริมาณรถจักรยานยนต์ หรือรถขนาดใหญ่ การมีจักรยานยนต์แทรกอยู่ระหว่างแถวคอย อิทธิพลของสภาพอากาศ อิทธิพลของขนาดความกว้างของช่องจราจรที่มีต่อเวลาสูญเสียเริ่มต้นและระยะห่างของเวลาระหว่างรถยนต์อิ่มตัว เป็นต้น

เอกสารอ้างอิง

[1] Transportation Research Board (TRB) (2010). *Highway Capacity Manual*. Washington, D.C.: Transportation Research Board, National Research Council.

[2] David, S. H., Kevin, P. H., Steven, D. S., Joshua, S., Patrick, M. and Halston, T. (2013). Implications of distracted driving on start-up lost time for dual left-turn lanes. *Journal of Transportation Engineering,* vol. 139 No. 9 pp. 923-930.

[3] Çalışkanelli, S. P., Coşkun Atasever, F. and Tanyel, S. (2017). Start-up lost time and its effect on signalized intersections in Turkey. *Traffic & Transportation*, vol. 29, No. 3, pp. 321-329.

[4] Shawky, M. and Al-Ghafli, A. (2016). Start-up delay estimation at signalized intersections: Impact of left turn phasing sequences. *International Journal of Engineering and Applied Sciences (IJEAS)*, vol.-3, (1), pp.7-12.

[5] Hongyun, S. and Jinshun, Y. (2013). Saturation flow rate and start-up lost time of dual-left lanes at signalized intersection in rainy weather condition. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, vol 96, pp.270-279.

[6] Matsoukis, E. and Efstathiadis, St. (2013) An investigation of the variability of start-up lost times and departure headways at signalized intersections in urban area. *Intersections Control and Safety,* vol. 66, pp. 53-62.

[7] Limanond, T, Chookerd, S. and Routonglang, N. (2009) Effects of countdown timers on queue discharge characteristics of through movement at signalized intersection. *Transp. Res. C, Emerg. Technol*., vol. 17, no. 6, pp. 662-671.

[8] ณัฐนนท์ รอดขำ, นิทัศน์ ศรีผ่องงาม, เศวตโชติ ลิชัย และ วศิน เกียรติโกมล (2562) การศึกษาค่าเวลาการสูญเสียเริ่มต้นและค่าอัตราการไหลอิ่มตัวบริเวณทางแยกในกรุงเทพมหานคร *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24,* อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 1876-1881.

[9] Minh, C. C. and Sano, K. (2003) Analysis of motorcycle effects to saturation flow rate at signalized intersection in developing countries. Journal of Eastern Asia Society of Transportation Studies, vol. 4, no. 3, pp. 1211-1222.

[10] Li, H. L. and Prevedouros, P. D. (2002). Detailed observations of saturation headways and start-up lost times. Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, Vol 1802(1), pp. 44-53.

[11] Yang, X, Zhuang, B. and Li, K. (2006). Analysis of saturation flow rate and delay at signalized intersection. Journal Of Tongji University (Natural Science, vol 6, pp. 738-743.

แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ผลกระทบการจราจรของการดำเนินงานระบบเครื่องชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง
Simulation Model for Traffic Impact Assessment of Weigh-in-Motion System Implementation

โสรยา ปิยะวราภรณ์*1 และ นพดล กรประเสริฐ2

[1]*หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่*
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiang Mai University
[*]Corresponding author; E-mail address: soraya.kmm@gmail.com

[2]*สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่*
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiang Mai University
E-mail address: nopkron@eng.cmu.ac.th

บทคัดย่อ

การจำกัดเวลาและเส้นทางการเดินรถบรรทุกส่งผลให้เกิดปัญหาการจราจรของรถบรรทุกที่หนาแน่น เกิดความล่าช้าในการเดินทาง ทำให้ค่าใช้จ่ายในการขนส่งสูงขึ้น และสร้างความเสียหายแก่โครงสร้างพื้นฐานทางถนนบนทางสายหลัก เพื่อเป็นการควบคุมมาตรฐานน้ำหนักรถบรรทุกให้เกิดประสิทธิภาพ หน่วยงานทางได้จัดให้มีด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกบนโครงข่ายถนน แต่อย่างไรก็ตาม การดำเนินการตรวจสอบน้ำหนักรถบรรทุกส่งผลกระทบด้านการจราจรต่อการเดินทางของรถบรรทุกและการจราจร ซึ่งในปัจจุบันได้มีการประยุกต์ใช้ระบบการตรวจชั่งน้ำหนักแบบอัตโนมัติด้วยเครื่องมือเทคโนโลยีตรวจชั่งขณะรถวิ่ง (Weigh-in-Motion) หรือ WIM มาช่วยในการตรวจสอบน้ำหนักบรรทุกและคัดแยกรถบรรทุกที่มีน้ำหนักเกิน วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อวิเคราะห์ผลกระทบด้านการจราจรของสถานีตรวจสอบน้ำหนักรถบรรทุกแบบอัตโนมัติบนถนนสายหลัก 4 ช่องจราจร โดยอาศัยการพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค (Microscopic Traffic Simulation) ของด่านชั่งน้ำหนักรูปแบบต่าง ๆ และวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบด้านการจราจร งานวิจัยนี้ได้พัฒนาแบบจำลองของด่านชั่งน้ำหนัก 3 รูปแบบเพื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบ ได้แก่ (1) ด่านชั่งน้ำหนักถาวร (2) ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (WIM) ในการคัดแยกรถบรรทุก และ (3) ด่านชั่งน้ำหนักแบบใช้เครื่องชั่งอัตโนมัติขณะรถวิ่ง (WIM) ในการตรวจสอบน้ำหนัก แบบจำลองที่พัฒนาขึ้นประเมินผลกระทบด้านการจราจรด้วยดัชนีชี้วัดความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง ความล่าช้าในการให้บริการ และความยาวแถวคอย ผลของการวิจัยจะช่วยแนะนำถึงเงื่อนไขการจัดตั้งด่านชั่งน้ำหนักในรูปแบบต่าง ๆ และสภาพการจราจรที่เหมาะสมสำหรับการประยุกต์ใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (Weigh-in-Motion)

คำสำคัญ: ผลกระทบด้านการจราจร, ด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุก, เครื่องชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง, แบบจำลองการจราจร, เทคโนโลยีการขนส่ง

Abstract

Restricting time and route of heavy vehicles leads to the problem of heavy traffic and travel delays, which resulting in higher cost in transportation and causing damages to road infrastructure. In other to make the truck weight standard system to be in control and more effective, the road agencies have set up weighing truck stations on the road network. However, the truck weigh operation affects the truck traffic and overall traffic along the road network. Recently, the automatic weighing system using Weigh-In-Motion (WIM) has been gaining acceptance in weighing heavy vehicles and pre-screening the overweight vehicles. The objective of this research is to assess the traffic impact of different types of automatic weighing truck system on the 4-lane roads by using microscopic traffic simulation models, and then compare their traffic impacts. This research developed the models for 3 weigh truck systems including (1) weighing stations using static loads (2) weighing stations using WIM for screening overweight trucks and (3) weighing stations using WIM for weighing. The models assessed traffic impact using the average travel speed, service delay and queue length. The results will help suggest the conditions for establishing the weigh stations in various forms and traffic condition that are suitable with the Weight-in-Motion system.

Keywords: Traffic impact assessment, Weighing truck stations, Weigh-in-Motion, Traffic simulation, Transportation technology

1. บทนำ

ปัจจุบันการขนส่งของประเทศไทยได้รับความสนใจจากนักลงทุนทั่วโลกเป็นอย่าง ส่งผลให้รัฐบาลไทยให้ความสำคัญกับระบบขนส่งมากขึ้น ข้อมูลจากกรมพัฒนาธุรกิจการค้าประจำปีพุทธศักราช 2562 กล่าวว่า ประเทศไทยมีธุรกิจให้บริการโลจิสติกส์ ด้านการขนส่งทางบกและระบบท่อลำเลียง คิดเป็นร้อยละ 71.58 สูงเป็นอันดับ 1 ของการขนส่งทั้งหมด [5] การเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกนั้นส่งผลกระทบโดยตรงต่อการจราจรและสภาพถนน

ถนนในประเทศไทยมีระยะทางทั้งสิ้น 701,847.12 กิโลเมตร คิดเป็นร้อยละ 1.37 ของพื้นที่ทั้งหมด [9] ถนนส่วนมากอยู่ในสภาพปกติ แต่ยังมีบางส่วนที่อยู่ในสภาพที่ควรได้รับการปรับปรุงแก้ไข เนื่องจากการใช้งานโดยปกติแล้วถนนถูกออกแบบให้มีอายุการใช้งานอยู่ที่ประมาณ 20 ปี จากสถิติของกรมทางหลวง [4] แต่ละปีจะเสียงบประมาณในการซ่อมบำรุงถนน คิดเป็นสัดส่วน 20 เปอร์เซ็นต์ของงบประมาณทั้งหมด หรือราว ๆปีละ 20,000-30,000 ล้านบาท กรมทางหลวงได้มีการจัดตั้งหน่วยงานเฉพาะที่มีหน้าที่รับผิดชอบดำเนินการตรวจสอบน้ำหนักยานพาหนะบนทางหลวงทั่วประเทศ เพื่อป้องกันไม่ให้ทางหลวงชำรุดเสียหายเนื่องจากยานพาหนะน้ำหนักบรรทุกเกินพิกัดที่กฎหมายกำหนด นั่นก็คือสำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ โดยที่ด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกบนทางหลวงปัจจุบันมีด้วยกันทั้งสิ้น 70 แห่งทั่วประเทศ แต่เนื่องจากประเทศไทยกำลังอยู่ในช่วงพัฒนาด้านอุตสาหกรรม เศรษฐกิจเติบโตขึ้นเรื่อยๆ ส่งผลให้ธุรกิจด้านการขนส่งเพิ่มขึ้น ทำให้ปริมาณรถบรรทุกขึ้น เป็นปัจจัยให้เกิดพฤติกรรมการบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายกำหนด

ปัจจุบันมีเทคโนโลยีตรวจชั่งน้ำหนักแบบอัตโนมัติ (Weigh-In-Motion) ซึ่งเป็นระบบที่สามารถชั่งน้ำหนักรถในขณะเคลื่อนที่ผ่านอุปกรณ์ตรวจชั่ง สามารถคัดกรองรถบรรทุกที่บรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดออกจากรถบรรทุกทั้งหมด เพื่อให้ปริมาณรถบรรทุกที่เข้ารับการตรวจชั่งน้ำหนักบริเวณด่านชั่งถาวรน้อยลง และเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของปริมาณรถบรรทุกส่งผลกระทบโดยตรงต่อการจราจร ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์ผลกระทบด้านการจราจรของด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกบนถนนสายหลัก 4 ช่องจราจร ด้วยแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค (Microscopic Traffic Simulation) ของด่านชั่งน้ำหนักรูปแบบต่าง ๆ เพื่อเป็นแนวทางช่วยแนะนำถึงเงื่อนไขการจัดตั้งด่านชั่งน้ำหนักในรูปแบบต่าง ๆ และสภาพการจราจรที่เหมาะสมสำหรับการประยุกต์ใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (Weigh-in-Motion)

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ด่านชั่งน้ำหนัก (Weigh Station)

ด่านชั่งน้ำหนักที่ติดตั้งบนทางหลวงเพื่อควบคุมและตรวจสอบน้ำหนักรถบรรทุกให้อยู่ในข้อกฎหมายที่กำหนดไว้ ด่านชั่งน้ำหนักเปิดดำเนินการตลอด 24 ชั่วโมง และระบบของการตรวจวัดน้ำหนักรถบรรทุกเป็นเครื่องชั่งแบบบ่อที่จะสามารถชั่งน้ำหนักขณะที่รถหยุดนิ่ง (Static Scale) อีกทั้งยังสามารถชั่งน้ำหนักรถบรรทุกได้ทั้งคัน [11]

ด่านชั่งน้ำหนักตามมาตรฐานของกรมทางหลวง สามารถแบ่งประเภทออกเป็น 3 ประเภทได้แก่

1. ด่านชั่งน้ำหนักขนาดเล็ก คือ การก่อสร้างเป็นตู้คอนเทนเนอร์และมีเครื่องชั่งน้ำหนัก เนื่องจากบริเวณที่จัดสร้างนั้นไม่มีพื้นที่เพียงพอ ดังแสดงในรูปที่ 1
2. ด่านชั่งน้ำหนักขนาดกลาง คือ การก่อสร้างเป็นโครงสร้างถาวรและมีเครื่องชั่งน้ำหนัก บริเวณที่จัดสร้างมีพื้นที่เพียงพอ ดังแสดงในรูปที่ 2
3. ด่านชั่งน้ำหนักขนาดใหญ่ คือ ด่านชั่งน้ำหนักที่สร้างในพื้นที่ดินสงวนของกรมทางหลวง เช่น สถานีจุดพักรถบรรทุก (Truck Rest Area) เป็นต้น ดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 1 ด่านชั่งน้ำหนักขนาดเล็ก
ที่มา : สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ กรมทางหลวง (2557)

รูปที่ 2 ด่านชั่งน้ำหนักขนาดกลาง
ที่มา : สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ กรมทางหลวง (2557)

รูปที่ 3 ด่านชั่งน้ำหนักขนาดใหญ่
ที่มา : สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ กรมทางหลวง (2557)

2.2 รถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัด

การจราจรเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีความสำคัญต่อประสิทธิภาพของถนน โดยที่ถนนส่วนใหญ่จะกำหนดค่าโหลดเพลาของยานพาหนะไว้จำกัดเพื่อการขนส่ง ดังแสดงในรูปที่ 4 โดยที่กำหนดค่าน้ำหนักลงเพลาแต่ละเพลาต้องไม่เกิน 9.1 ตัน สำหรับเพลาเดี่ยว และไม่เกิน 8.2 ตัน สำหรับเพลาคู่ที่ชิดกัน ยกตัวอย่างเช่นรถบรรทุกสิบล้อ ถนนออกแบบรับน้ำหนักลงเพลา 21 ตัน คือ เพลาหน้า 4.6 ตันสำหรับเพลาเดี่ยว เพลาท้าย 8.2 ตันสำหรับเพลาคู่ที่ชิดกัน อายุการใช้งานของถนน 15 ปี [6] ความเสียหายของถนนเนื่องจากรถบรรทุกหนัก เป็นความเสียหายที่สะสมอยู่ภายใต้ผิวทางและโครงสร้าง เมื่อเวลาผ่านไป ถนนก็จะค่อยๆเสื่อมสภาพลง จากการศึกษาทางวิศวกรรมพบว่าความเสียหายของถนนมีค่าเป็นสัดส่วนกับน้ำหนักลงเพลายกกำลังสี่ กล่าวคือ ถ้าน้ำหนักลงเพลาเพิ่มขึ้นเป็น 2 เท่าตัว เพลานั้นจะส่งผลให้เกิดความเสียหายต่อถนนเพิ่มขึ้นเป็น 16 เท่าตัว

รูปที่ 4 พิกัดขนาดและน้ำหนักรถบรรทุกตามกฎหมายกำหนด
ที่มา : sites.google.com (2563)

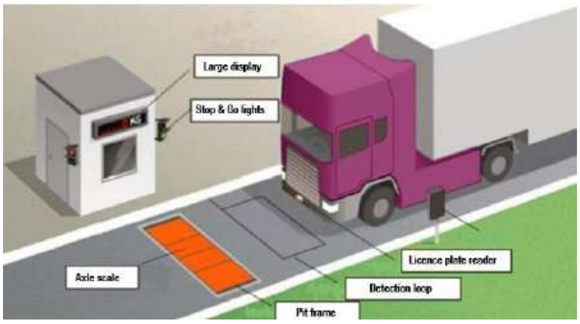
2.3 Weigh-In-Motion (WIM)

เป็นเทคโนโลยีที่ใช้ในการตรวจสอบน้ำหนักยานพาหนะ [1] โดยทำการติดตั้งบนถนนหรือรางรถไฟ อีกทั้งยังสามารถติดตั้งที่ยานพาหนะเพื่อใช้ในการวัดจัดเก็บและให้ข้อมูลเกี่ยวกับการไหลของการจราจร ในขณะที่ยานพาหนะกำลังเคลื่อนที่อยู่บนถนนหรือรางรถไฟ แต่การติดตั้งบนถนนนั้นมีความคลาดเคลื่อนสูง เนื่องจากต้องทำการติดตั้งให้ลึกเพียงพอเพื่อป้องกันการเสียหายที่เกิดจากการเคลื่อนที่ของรถบนท้องถนน และการซ่อมบำรุงจะต้องทำการปิดการจราจร ซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูง ปัจจุบันจึงมีไม่มากระบบตรวจชั่งน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ (Weigh-In-Motion) สามารถแบ่งได้ออกเป็น 2 ประเภท

2.2.1 ระบบตรวจชั่งน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ความเร็วต่ำ (Low Speed Weigh-In-Motion; LS-WIM) เป็นระบบที่ติดตั้งบริเวณนอกช่องจราจรสายหลัก เพื่อควบคุมความเร็ว พื้นที่สำหรับติดตั้งควรเป็นแพลตฟอร์มคอนกรีตเรียบ ความยาว 30 เมตรขึ้นไป ค่าน้ำหนักที่วัดได้โดยทั่วไปมีความคลาดเคลื่อนประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ขึ้นอยู่กับช่วงความเร็วของรถ ความแม่นยำในการวัดค่าน้ำหนักขึ้นอยู่กับปัจจัยต่าง ๆเช่น คุณภาพในการติดตั้ง กายภาพของถนน ความราบเรียบของแพลตฟอร์มคอนกรีต เป็นต้น และประสิทธิภาพของการวัดค่าขึ้นอยู่กับวิธีที่ใช้ในการวัด อัลกอรึทึมในการวิเคราะห์ข้อมูล และวิธีการจัดการกับสิ่งรบกวนที่เกิดจากการเคลื่อนไหวของยานพาหนะ โดยระบบ LS-WIM สามารถแบ่งประเภทออกเป็น 2 ประเภท คือ

1) Strip and Bar Sensors เป็นเทคโนโลยีที่สามารถวัดความดันที่กระทำกับตัวเซ็นเซอร์เพื่อประมวลผลปริมาณทางกายภาพ มีราคาถูก ใช้พื้นที่ติดตั้งน้อย แต่ผลที่ได้จะขึ้นอยู่กับปัจจัยภายนอกที่รบกวน เช่นสภาพอากาศ พฤติกรรมการขับขี่ โดยจะติดตั้งบนชั้นผิวจราจร

2) Scale and Plates เป็นเทคโนโลยีที่ประมวลผลน้ำหนักของรถที่กำลังเคลื่อนที่ โดยที่จะติดตั้งภายใต้โครงสร้างผิวถนน



รูปที่ 5 การออกแบบระบบตรวจชั่งน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ความเร็วต่ำ
ที่มา : ISWIM, International Society for Weigh-in-Motion (2019)

2.2.2 ระบบตรวจชั่งน้ำหนักรถบรรทุกขณะเคลื่อนที่ความเร็วสูง (High Speed Weigh-In-Motion; HS-WIM) เป็นระบบที่ติดตั้งบริเวณช่องจราจรสายหลัก ที่ใช้ความเร็วปกติ (30 กิโลเมตรต่อชั่วโมงหรือมากกว่า) ผลกระทบที่รบกวนประสิทธิภาพการทำงานของระบบนี้ขึ้นอยู่กับชนิดและองค์ประกอบของเซ็นเซอร์ โดยปกติระบบ HS-WIM จะมีความคลาดเคลื่อนในการวัดค่า GVW อยู่ที่ระหว่าง ±5% ถึง ±10% และการวัดค่าน้ำหนักของระบบนี้จะได้รับผลกระทบจากพลศาสตร์ยานพาหนะโดยขึ้นอยู่กับปัจจัยต่างๆ

- ลักษณะทางกายภาพของผิวทางก่อนถึงจุดติดตั้งระบบWIM
- พฤติกรรมการขับขี่
- องค์ประกอบช่วงล่างของรถบรรทุก

ระบบ HS-WIM สามารถแบ่งประเภทออกเป็น 3 ประเภทได้แก่

1) In-Road WIM เทคโนโลยีลักษณะนี้จะคล้ายกับระบบ LS-WIM สามารถแบ่งได้เป็น Strip or Bar Sensors และ Scale and Plates

2) Bridge WIM เป็นระบบที่ติดตั้งเซ็นเซอร์บริเวณสะพาน จะใช้วัดความเครียดและพฤติกรรมการโก่งตัวของสะพานเมื่อรถบรรทุกเคลื่อนผ่านแล้วประมวลผลออกมาเป็นน้ำหนักและแรงในแนวแกน

3) Dynamic On-Board Weighing-In-Motion เป็นระบบที่วัดน้ำหนักรถบรรทุกที่ติดตั้งบนยานพาหนะ

ข้อมูลจากสำนักนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร [4] พบว่างบประมาณในปีพุทธศักราช 2548 ประเทศไทยมีการก่อสร้างด่านชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง (Weigh-In-Motion) จำนวน 10 แห่ง ในงบประมาณปีพุทธศักราช 2548 โดยการติดตั้งแบบ High Speed WIM ที่สามารถตรวจวัดน้ำหนักขณะที่รถเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 16-36 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ซึ่งจะทำการติดตั้งก่อนถึงด่านชั่งน้ำหนักถาวรประมาณ 1 กิโลเมตร

ตารางที่ 1 ตำแหน่งที่ตั้งด่านชั่งน้ำหนักขณะเคลื่อนที่ (Weigh-In-Motion; WIM)

ลำดับ	ทางหลวงหมายเลข	ตำแหน่งที่ตั้ง	กม.+ม.
1	1	กม.80+000 (ต่อเขตแขวงฯ อยุธยา) - สระบุรี	97+855
2	32	ทางแยกต่างระดับบางปะอิน-กม.68+000	55+659
3	2	กม.166+000 (ต่อเขตแขวงฯสระบุรี)-ทางแยกไปชัยภูมิ (ขาเข้าและขาออก)	201+993
4	35	ธนบุรี-ปากท่อ (ขาเข้าและขาออก)	53+432
5	4	กม.41+067 - จุดเริ่มทางเลี่ยงเมืองนครปฐม	41+538
6	3	แยกทางหลวงหมายเลข 34-ชลบุรี	84+620
7	340	บางบัวทอง-สุพรรณบุรี	52+200
8	9	บางบัวทอง-ต่อเขตแขวงฯธนบุรี-ลาดหลุมแก้ว	38+896
9	4	จุดสุดทางเลี่ยงเมืองอีจาง-จุดเริ่มทางเลี่ยงเมืองอีจาง	89+275
10	304	มีนบุรี-ฉะเชิงเทรา	50+400

**อ้างอิงจากรายงานฉบับสมบูรณ์ สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร*

2.4 หลักการของแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค

แบบจำลองการจราจรเป็นการจำลองพฤติกรรมการเคลื่อนที่ของยานพาหนะแต่ละประเภทบนโครงข่ายถนน (VISSIM) ซึ่งเงื่อนไขการจราจรมีด้วยกันอยู่ 2 ลักษณะคือ แบบพลวัต (dynamic) และแบบสุ่ม (stochastic) การจำลองพฤติกรรมจะถูกพิจารณาทุก ๆ ช่วงเวลาย่อย (time step) โดยอาศัยหลักการพื้นฐานของการเคลื่อนที่ และพฤติกรรมการขับขี่ ผลที่ได้จากแบบจำลองสามารถนำไปประเมินประสิทธิภาพของโครงข่ายถนน ตัวอย่างเช่น ระดับการให้บริการ (LOS) ความล่าช้าในการเดินทาง (Delay) ความยาวแถวคอย (Queue Length) เป็นต้น [7]

ความเร็วในการเดินทางเฉลี่ย (Average Travel Time) [12] เป็นค่าเฉลี่ยความเร็วในรูปแบบของ Space Mean Speed โดยสามารถหาได้จาก ระยะทางหารด้วยค่าเฉลี่ยของเวลาที่ยานพาหนะเคลื่อนที่ในระยะทางนั้น โดยที่เวลาที่ยานพาหนะเคลื่อนที่นั้นจะพิจารณาถึงความล่าช้าเนื่องจากการหยุดรถ (Stopped delays) ร่วมด้วย

ความล่าช้าในการเดินทาง (Travel Time Delay) ความล่าช้าที่เกิดจากการชะลอรถและการออกรถ ความล่าช้าเป็นดัชนีที่สามารถบ่งบอกถึงประสิทธิภาพการรองรับปริมาณจราจรและระดับการให้บริการ โดยเทคนิคที่ใช้ในการสำรวจความล่าช้าในการเดินทางเรียกว่า Float Car เป็นวิธีที่ต้องพยายามขับรถด้วยความเร็วที่รถทั่วไปใช้ บริเวณช่วงถนนที่ทำการสำรวจ เพื่อรักษาความเร็ว

ความยาวแถวคอย (Queue Length) [13] สามารถวัดได้จาก upstream ของช่วงถนนที่สำรวจถึงรถคันสุดท้ายที่เข้ามาในแถวคอย เมื่อทราบถึงความยาวแถวคอยและเวลาที่เกิดแถวคอยแล้ว สามารถนำมาพิจารณาสภาพการจราจรได้ว่าเป็นแบบไม่อิ่มตัว (Under saturation) หรืออิ่มตัว (Over saturation)

2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

รศ.ดร.เป็นหนึ่ง วานิชชัย [8] ทำการศึกษาสถิติการกระจายตัวของค่าน้ำหนักรถบรรทุกและผลกระทบที่มีต่อสภาพถนน โดยวิธี Weigh-In-Motion (WIM) ซึ่งเป็นวิธีการนำอุปกรณ์ไปติดตั้งบนสะพานที่มีดัดแปลงให้เป็นเครื่องวัดน้ำหนักรถบรรทุก ซึ่งจะสามารถวัดน้ำหนักรถบรรทุกทุกคันที่วิ่งผ่านสะพาน ผลที่ได้พบว่า

1. รถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักเกิน 21 ตัน คิดเป็นร้อยละ33 ก่อให้เกิดความเสียหายต่อถนนคิดเป็นร้อยละ 81 ของความเสียหายทั้งหมด
2. รถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักเกิน 30 ตัน คิดเป็นร้อยละ5 ก่อให้เกิดความเสียหายต่อถนนคิดเป็นร้อยละ 41 ของความเสียหายทั้งหมด
3. รถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักต่ำกว่า 21 ตัน คิดเป็นร้อยละ 61 ก่อให้เกิดความเสียหายต่อถนนคิดเป็นร้อยละ 19 ของความเสียหายทั้งหมด
4. รถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักเกิน 40 ตัน คิดเป็นร้อยละ 1 และน้ำหนักสูงสุดของรถบรรทุกสิบล้อที่ตรวจพบคือ 41 ตัน

Bosso, Vasconcelos, Ho and Bernucci (2019) [2] ศึกษาการพัฒนาวิธีการใช้ Weigh-In-Motion เพื่อระบุน้ำหนักของรถบรรทุกที่บรรทุกเกินพิกัดและรูปแบบการเดินทางของรถบรรทุก ทำการสร้างแบบจำลองการทำนายชุดข้อมูลเพื่อหาตัวแปรที่สำคัญสำหรับการจำแนก โดยพบว่าตัวแปรประเภทของรถบรรทุกและตัวแปรช่วงเวลาในการเดินทางเป็นตัวแปรที่สำคัญที่สุด จากผลที่ได้สามารถนำไปวางแผนการบังคับใช้รถบรรทุกตามสถานการณ์ต่างๆอีกทั้งเพิ่มความรู้เกี่ยวกับลักษณะของรถบรรทุก ซึ่งสามารถนำไปสู่การจัดการกับผิวทางให้มีประสิทธิภาพมากขึ้นและออกแบบโครงสร้างผิวทางให้มีความเหมาะสม

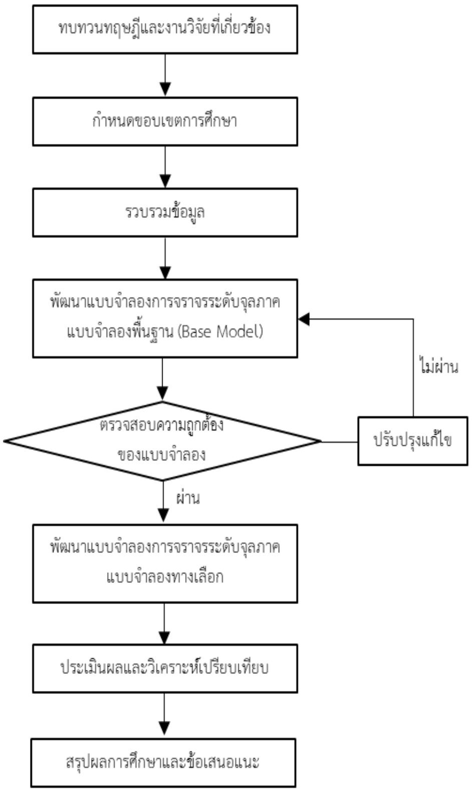
Karim, Ibrahim, Saifizul and Yamanaka (2013) [3] ศึกษาผลกระทบของความสามารถในการใช้ Vehicle by-pass และสถานีตรวจชั่งน้ำหนักถาวรในประเทศที่กำลังพัฒนา ผลที่ได้จากการศึกษาพบว่า ระบบ Weigh-In-Motion จะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพการบังคับใช้น้ำหนักรถบรรทุกอย่างมีนัยสำคัญ ช่วยลดงบประมาณในการบำรุงรักษาถนน ถ้าหากรถบรรทุกที่บรรทุกเกินพิกัดลดลง จะส่งผลให้ถนนมีอายุการใช้งานมากขึ้น อีกทั้งความเสี่ยงของอุบัติเหตุก็น้อยลง และการปล่อยก๊าซเรือนกระจกน้อยลงอีกด้วย

3. วิธีการศึกษา

ส่วนนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนและแนวทางวิธีการศึกษา โดยประกอบไปด้วย 8 ขั้นตอนหลัก อันได้แก่ ทบทวนทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง กำหนดพื้นที่ศึกษา รวบรวมข้อมูล พัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคแบบจำลองพื้นฐาน ตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง พัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคแบบจำลองทางเลือก ประเมินผลประสิทธิภาพและวิเคราะห์เปรียบเทียบ และสรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ ดังรูปที่ 6 รายละเอียดของแต่ละขั้นตอนจะอธิบายในหัวข้อถัดไป

3.1 กำหนดขอบเขตพื้นที่การศึกษา

การศึกษาครั้งนี้ทำการจำลองสถานการณ์ (Scenarios) ทั้งหมด 3 ทางเลือก คือ (1) ด่านชั่งน้ำหนักถาวร (2) ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (WIM) ในการคัดแยกรถบรรทุก และ (3) ด่านชั่งน้ำหนักแบบใช้เครื่องชั่งอัตโนมัติขณะรถวิ่ง (WIM) ในการตรวจสอบน้ำหนัก บนถนนสายหลัก 4 ช่องจราจร และประเมินผลกระทบด้านการจราจรด้วยดัชนีชี้วัดความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง ความล่าช้าในการให้บริการ และความยาวแถวคอย จากข้อมูลปริมาณรถบรรทุกที่ได้จากฐานข้อมูลของระบบสารสนเทศโครงข่ายทางหลวง Central Road Database หรือ roadnet2.doh.go.th ประจำปี 2562 บนทางหลวงหมายเลข 118 เชียงใหม่-ดอยนางแก้ว



รูปที่ 6 ขั้นตอนการดำเนินการ

3.2 รวบรวมข้อมูล

ข้อมูลที่ใช้สำหรับงานวิจัยครั้งนี้ ผู้วิจัยได้ทำการเก็บข้อมูลจากแหล่งข้อมูลทุติยภูมิ อันได้แก่ ข้อมูลปริมาณรถบรรทุก ลักษณะทางกายภาพของด่านชั่ง ข้อมูลทางกายภาพของสายทาง

3.2.1 ข้อมูลปริมาณรถบรรทุก

ข้อมูลปริมาณรถบรรทุกแต่ละประเภท ได้มาจากข้อมูลสถิติของสำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ กรมทางหลวง ของด่านชั่งน้ำหนักดอยสะก็ดขาเข้า ทางหลวงหมายเลข 118 เชียงใหม่-ดอยสะเก็ด ช่วงวันที่ 1 พฤษภาคม 2562 ถึงวันที่ 30 มิถุนายน 2562 มาเฉลี่ยกัน ปริมาณรถที่เข้ารับการตรวจชั่งเฉลี่ยอยู่ที่ 6,497 คันต่อเดือน และปริมาณรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดคิดเป็นเปอร์เซ็นต์อยู่ที่ 0.02% ของปริมาณรถบรรทุกทั้งหมดที่เข้าตรวจชั่ง

ตารางที่ 2 สถิติปริมาณรถบรรทุกที่เข้ารับการตรวจชั่งที่ด่านดอยสะเก็ดขาเข้า

ช่วงการเก็บข้อมูล	ปริมาณรถบรรทุก ทั้งหมด	ปริมาณรถบรรทุก น้ำหนักเกินมาตรฐาน
พฤษภาคม 2563	7,764 คัน/เดือน	2 คัน/เดือน
มิถุนายน 2563	5,230 คัน/เดือน	1 คัน/เดือน

**อ้างอิงจากกรมทางหลวง*

3.2.2 ลักษณะทางกายภาพของด่านชั่ง

การจัดตั้งด่านชั่งน้ำหนักถาวรบนทางหลวง [10] ต้องมีการพิจารณาถึงความเหมาะสมในการจัดตั้ง โดยพิจารณาจากลำดับความสำคัญของถนน ผลตอบแทนทางเศรษฐศาสตร์ และลักษณะทางเรขาคณิตของทางหลวง

บริเวณด่านชั่งน้ำหนักจะมีอุปกรณ์ต่าง ๆที่ใช้เพื่อดำเนินการตรวจสอบยานพาหนะ อันได้แก่ เครื่องชั่งน้ำหนักระบบอิเล็กทรอนิกส์แบบบ่อ ระบบอ่านป้ายทะเบียนอัตโนมัติ ระบบคัดแยกประเภทรถ ระบบชั่งน้ำหนักอัตโนมัติ เครื่องแสดงผลน้ำหนัก ระบบกล้องวงจรปิด (CCTV)

3.2.3 ข้อมูลทางกายภาพของสายทาง

ข้อมูลลักษณะทางกายภาพของสายทาง พื้นที่ศึกษาบริเวณทางหลวงหมายเลข 118 เชียงใหม่-ดอยนางแก้ว ซึ่งเป็นถนนที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวง 4 ช่องจราจร ความกว้างช่องจราจร 3.5 เมตร อ้างอิงข้อมูลจากระบบสารสนเทศโครงข่ายทางหลวง Central Road Database หรือ roadnet2.doh.go.th

3.3 พัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค เพื่อเปรียบเทียบผลกระทบด้านการจราจร ด้วยดัชนีความเร็วเฉลี่ยในการเดินทาง ความล่าช้าในการให้บริการ และความยาวแถวคอย ของแบบจำลองทางเลือกต่าง ๆ โดยทำการสร้างแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคจากปริมาณจราจร ลักษณะทางกายภาพของด่านชั่งและสายทาง ผู้จัดทำได้ทำการกำหนดแบบจำลองทางเลือกไว้ 3 ทางเลือก โดยแตกต่างกันที่ลักษณะของด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุก คือ ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบไม่มีระบบ WIM และด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบมีระบบ WIM ซึ่งแบบที่มีระบบ WIM จะแบ่งออกได้เป็น Low Speed WIM และ High Speed WIM การพัฒนาแบบจำลองการจราจรสามารถแบ่งขั้นตอนได้ดังนี้

3.3.1 พัฒนาพฤติกรรมในการเดินทาง

ลักษณะการเดินทางสามารถสร้างโดยการกำหนดพฤติกรรมรายละเอียดในการสร้างแบบจำลองได้แก่

- เวลาในการให้บริการด่านชั่งน้ำหนัก (Service time) เป็นเวลาที่รถบรรทุกหยุดรอเพื่อใช้บริการด่านชั่งน้ำหนัก โดยทำการกำหนดไว้ที่ 30 วินาที
- ลักษณะการรอคิว (Queuing) กำหนดพื้นที่ในการรอคิวเพื่อใช้บริการด่านชั่งน้ำหนักถาวร
- สัดส่วนการเดินทาง (Vehicle routes) เพื่อจำลองเส้นทางการเดินทางของรถบรรทุก โดยจะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับการบรรทุกน้ำหนักของรถบรรทุก
- ความเร็วที่ใช้ในการเดินทาง (Vehicle Speed) เป็นระยะทางที่สามารถเคลื่อนที่ไปได้ในหนึ่งชั่วโมง จากกฎหมายกำหนดไว้ว่าถนนนอกเมือง รถยนต์ความเร็วไม่เกิน 100 กิโลเมตรต่อชั่วโมง และรถบรรทุกความเร็วไม่เกิน 60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง
- สัดส่วนปริมาณรถบรรทุกและรถยนต์ (Vehicle Input) จำนวนรถบนโครงข่ายถนนที่พิจารณา กำหนดในหน่วยคันต่อชั่วโมง

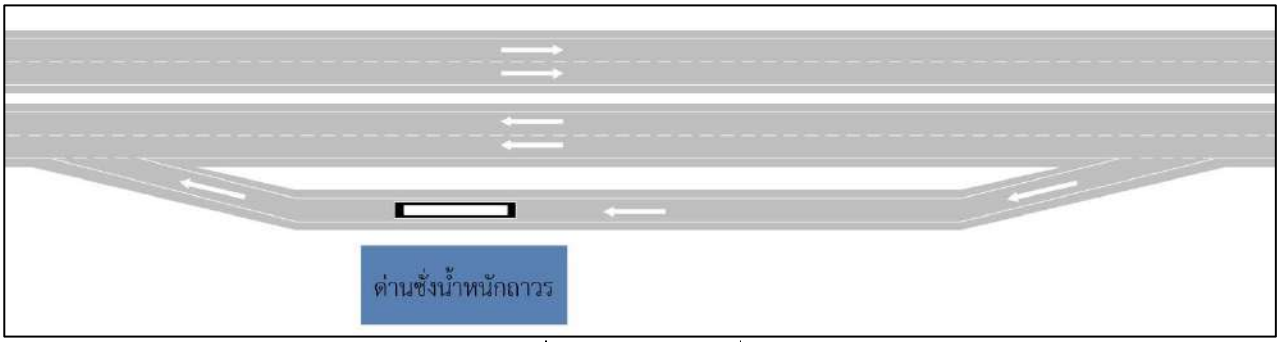
3.3.2 พัฒนาแบบจำลองทางเลือกต่าง ๆ

งานวิจัยครั้งนี้มุ่งเน้นการเปรียบเทียบผลกระทบด้านการจราจรของแบบจำลองแต่ละทางเลือก ทั้ง 3 ทางเลือกดังนี้

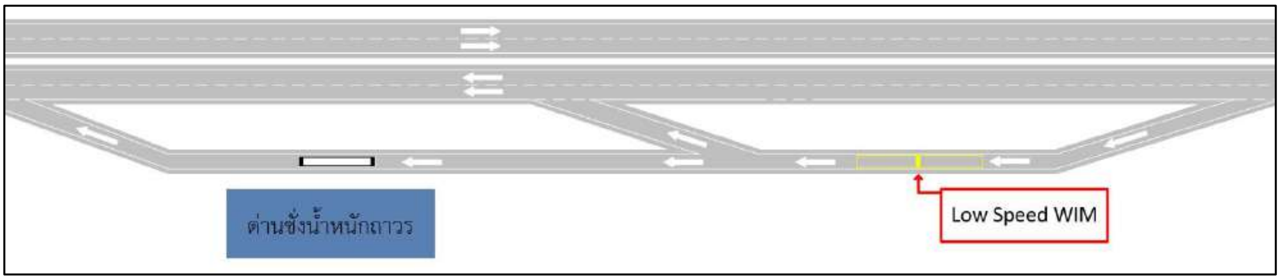
1) ด่านชั่งน้ำหนักถาวร : เป็นแบบจำลองพื้นฐาน ซึ่งรถบรรทุกทุกคันต้องเข้ารับการตรวจชั่งน้ำหนักที่ด่านชั่งน้ำหนักถาวร แสดงดังรูปที่ 7

2) ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (WIM) ในการคัดแยกรถบรรทุก : เป็นแบบจำลองที่ใช้ระบบ Low Speed WIM เพื่อคัดกรองรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัด โดยจะทำการติดตั้งเซ็นเซอร์บริเวณพื้นที่นอกเส้นจราจรหลัก เพื่อควบคุมความเร็วรถบรรทุกให้ไม่เกิน 12 กิโลเมตรต่อชั่วโมง สัดส่วนการเดินทางของรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดจะอยู่ที่ร้อยละ 0.02 ของปริมาณรถบรรทุกทั้งหมด แสดงดังรูปที่ 8

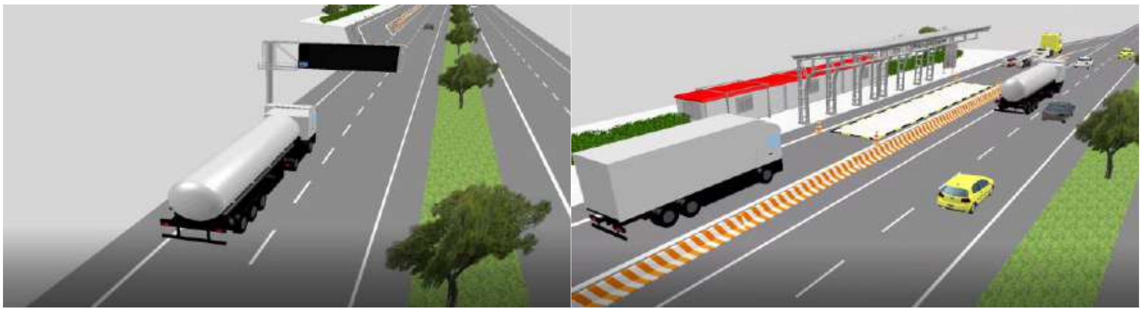
3) ด่านชั่งน้ำหนักแบบใช้เครื่องชั่งอัตโนมัติขณะรถวิ่ง (WIM) ในการตรวจสอบน้ำหนัก : เป็นแบบจำลองที่ใช้ระบบ High Speed WIM เพื่อตรวจชั่งน้ำหนักรถบรรทุก โดยจะทำการติดตั้งเซ็นเซอร์บริเวณช่องจราจรสายหลักช่องความเร็วต่ำ (ช่องจราจรซ้ายสุด) ก่อนถึงทางเข้าด่านชั่งถาวร 1 กิโลเมตร สัดส่วนการเดินทางของรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดจะอยู่ที่ร้อยละ 0.02 ของปริมาณรถบรรทุกทั้งหมด โดยที่ระบบ High Speed WIM สัดส่วนการเดินทางของรถบรรทุกที่ไม่ได้บรรทุกเกินพิกัดกฎหมายกำหนด ไม่ต้องเข้าด่านชั่งถาวร แสดงดังรูปที่ 9

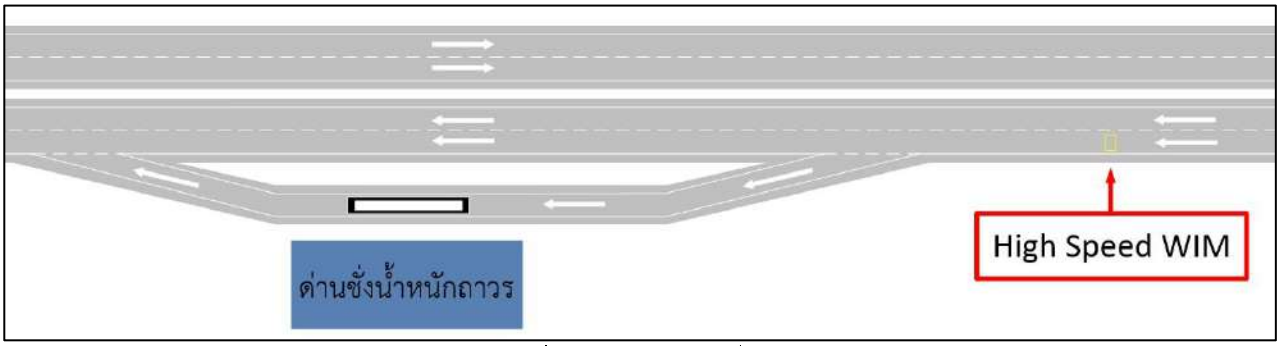


รูปที่ 7 แบบจำลองทางเลือกที่ 1



รูปที่ 8 แบบจำลองทางเลือกที่ 2





รูปที่ 9 แบบจำลองทางเลือกที่ 3

4. ผลการศึกษา

ผลจากการจำลองสภาพการจราจรของด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกแต่ละประเภท บริเวณดอยสะเก็ดขาเข้า บนถนนทางหลวงหมายเลข 118 เชียงใหม่-ดอยนางแก้ว ทำการประเมินเพื่อวิเคราะห์ผล เปรียบเทียบแบบจำลองทั้ง 3 ทางเลือก โดยผลที่ได้จากแบบจำลองมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

จากตารางแสดงผลการจำลองการจราจรแต่ละทางเลือก ดังแสดงในตารางที่ 3 พบว่าความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางหาได้จากผลหารของเวลาการเดินทาง (Vehicle Travel Time) กับระยะทางที่เดินทางไปได้ ของทั้งโครงข่ายถนนเฉลี่ยกัน ของแบบจำลองแต่ละทางเลือกมีผลลัพธ์ที่ไม่แตกต่างกันมากนัก จากผลที่ได้พบว่าแบบจำลองทางเลือกที่ 2 และแบบจำลองทางเลือกที่ 3 กรณีที่ติดตั้งระบบ WIM ความเร็วเฉลี่ยในการเดินทางเพิ่มขึ้นร้อยละ13-19 กรณีแบบจำลองทางเลือกที่ 2 เพิ่มขึ้นร้อยละ 13 และแบบจำลองทางเลือกที่ 3 เพิ่มขึ้นร้อยละ 19

ความล่าช้าในการให้บริการ (Delay) พบว่า เทคโนโลยี WIM สามารถช่วยลดความล่าช้าของการให้บริการได้เมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางเลือกที่ 1 กรณีที่ไม่ได้ติดตั้งเทคโนโลยี WIM คิดเป็นร้อยละ 88-92 (แบบจำลองทางเลือกที่ 2 คิดเป็นร้อยละ 88 และ แบบจำลองทางเลือกที่ 3 คิดเป็นร้อยละ 92)

ความยาวแถวคอย (Queue Length) การศึกษาครั้งนี้ทำการศึกษาหาผลกระทบของการจราจร เนื่องจากด่านชั่งน้ำหนัก ดังนั้นจึงทำการพิจารณาความยาวแถวคอยของรถบรรทุกที่บดบังการจราจรสายหลัก จากผลการจำลองจะเห็นได้ว่าเทคโนโลยี WIM สามารถช่วยลดปัญหาด้านความยาวแถวคอยได้ โดยความยาวแถวคอยลดลง เมื่อเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางเลือกที่ 1 กล่าวคือความยาวแถวคอยของทางเลือกที่ 2 และทางเลือกที่ 3 จะไม่เกิดขึ้นเลย

ตารางที่ 3 สรุปผลการจำลองสภาพการจราจรของทั้ง 3 ทางเลือก

แบบจำลองทางเลือก	ผลกระทบด้านการจราจร		
	Travel Speed (เมตรต่อวินาที)	Service Delay (วินาที)	Queue Length (เมตร)
ด่านชั่งน้ำหนักถาวร	19.80	11.39	1.32
ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (WIM) ในการคัดแยกรถบรรทุก	22.40	1.33	-
ด่านชั่งน้ำหนักแบบใช้เครื่องชั่งอัตโนมัติขณะรถวิ่ง (WIM) ในการตรวจสอบน้ำหนัก	23.47	0.94	-

**ผลจากแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค*

จากผลการศึกษาข้างต้นสรุปได้ว่า เทคโนโลยี Weigh-In-Motion (WIM) เป็นเครื่องมือที่ช่วยทำให้ผลกระทบด้านการจราจรของด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกดีขึ้น

สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

งานวิจัยครั้งนี้ได้ทำการนำเสนอการวิเคราะห์เปรียบเทียบผลกระทบด้านการจราจรของด่านชั่งน้ำหนัก 3 รูปแบบ อันได้แก่ (1) ด่านชั่งน้ำหนักถาวร (2) ด่านชั่งน้ำหนักถาวรแบบใช้เครื่องชั่งขณะรถวิ่ง (WIM) ในการคัดแยกรถบรรทุก และ (3) ด่านชั่งน้ำหนักแบบใช้เครื่องชั่งอัตโนมัติขณะรถวิ่ง (WIM) ในการตรวจสอบน้ำหนัก โดยพื้นที่ศึกษาคือ ด่านชั่งน้ำหนักดอยสะเก็ดขาเข้า ทางหลวงหมายเลข 118 จังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งเป็นถนนที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวง ทำการพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค (PTV VISSIM) เพื่อจำลองสภาพจราจรของด่านชั่งน้ำหนักแต่ละรูปแบบ และผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองพบว่า แบบจำลองทางเลือกที่ 2 และแบบจำลองทางเลือกที่ 3 กรณีที่ติดตั้งระบบ Weigh-In-Motion ช่วยลดปัญหาผลกระทบด้านการจราจรของด่านชั่งน้ำหนักรถบรรทุกได้ จากการวิเคราะห์ดัชนีชี้วัดเช่น ความเร็วในการเดินทางเฉลี่ย ความล่าช้าในการให้บริการ ความยาวแถวคอย เทคโนโลยี Weigh-In-Motion เป็นระบบที่ช่วยในการคัดกรองรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัด เพื่อให้ปริมาณรถบรรทุกที่เข้ารับการตรวจชั่งบริเวณด่านชั่งน้ำหนักถาวรน้อยลง รถบรรทุกที่รอรับการตรวจชั่งใช้เวลารอน้อยลง ส่งผลให้การติดขัดบริเวณทางออกด่านชั่งน้ำหนักเข้าสู่ถนนสายหลักน้อยลงและไม่กระทบต่อกระแสจราจรของถนนสายหลัก

จากผลการวิเคราะห์แบบจำลองที่ 2 และแบบจำลองที่ 3 ผลที่ได้จากดัชนีชี้วัดมีค่าไม่ต่างกันมาก ดังนั้นงานวิจัยในอนาคตควรมีการศึกษาปัจจัยอื่นเพื่อร่วมพิจารณา เช่น ปัจจัยด้านพื้นที่ ความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์

ความคลาดเคลื่อนของอุปกรณ์ เป็นต้น ทำการศึกษาความเหมาะสมและความคุ้มค่าในการติดตั้งของระบบ Weigh-In-Motion แต่ละประเภทให้เข้ากับลักษณะทางกายภาพของด่านชั่งน้ำหนัก เพื่อประกอบการตัดสินใจ

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้จัดทำขอขอบพระคุณศูนย์ความเป็นเลิศทางวิศวกรรมขนส่งและเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐาน (Excellence Center in Infrastructure Technology and Transportation Engineering – ExCITE) ที่กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลือในด้านวิชาการ และขอขอบพระคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่และบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ช่วยเหลือด้านการดำเนินงานวิจัยครั้งนี้ให้สำเร็จสมบูรณ์ได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] Hans van Loo and Aleš Žnidarič. (2019). *Guide for Users of Weigh-In-Motion An Introduction to Weigh-In-Motion*. ISWIM, International Society for Weigh-in-motion.

[2] Mariana Bosso, Kamilla L. Vasconcelos, Linda Lee Ho and Liedi L. B. Bernucci. (2019). Use of regression trees to predict overweight trucks from historical weigh-in-motion data. *Traffic and Transportation Engineering.*

[3] Mohamed Rehan Karim, Nik Ibtishamiah Ibrahim, Ahmad Abdullah Saifizul and Hideo Yamanaka. (2014). Effectiveness of vehicle weight enforcement in a developing country using weigh-in-motion sorting system considering vehicle by-pass and enforcement capability. *Traffic and Safety Sciences.*

[4] กรมทางหลวง. (ม.ป.ป.). ด่านชั่งน้ำหนักขณะรถวิ่ง. รายงานฉบับสมบูรณ์ สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร.

[5] กรมพัฒนาธุรกิจการค้า. (2563). การจดทะเบียนธุรกิจ ไตรมาส 1/2563(ม.ค.-มี.ค.).

[6] กฤษณ์ หย่ำวิไล. (2548). *ส่วยกับรถบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดกฎหมายกำหนด*. รป.ม., มหาวิทยาลัยบูรพา. ชลบุรี.

[7] ชัยวัฒน์ ใหญ่บก และ ปรเมศวร์ เหลือเทพ. (2558). การวิเคราะห์การจัดการจราจรของชุดทางแยกต่อเนื่อง กรณีศึกษาเทศบาลนครหาดใหญ่. *วารสารวิชาการ วิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ. ปีที่ 8*. หน้า 104.

[8] เป็นหนึ่ง วานิชชัย. (2015). ปัญหารถบรรทุกสิบล้อน้ำหนักเกินพิกัดตามกฎหมาย. *ไทยเอ็นจิเนียริ่ง.*

[9] ศูนย์เทคโนโลยีสารสนเทศการขนส่งและจราจร. (2562). รายงานโครงสร้างพื้นฐานคมนาคม พ.ศ.2561. *สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งจราจร.* มิถุนายน 2562.

[10] สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ. (2557). คู่มือการจับกุมรถบรรทุกน้ำหนักเกินกว่ากฎหมายกำหนด ณ สถานีตรวจสอบน้ำหนัก. *กรมทางหลวง.*

[11] สำนักงานควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ. (2557). แนวทางการปฏิบัติงานของเจ้าพนักงานทางหลวงในการควบคุมน้ำหนักยานพาหนะ. *กรมทางหลวง.*

[12] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร. (2557). การสำรวจและวิเคราะห์ข้อมูลด้านจราจร. *โครงการจัดทำแผนพัฒนามาตรฐานด้านการจัดระบบการจราจรในเมืองภูมิภาค*. บทที่5. หน้า16.

[13] สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์. (ม.ป.ป.). *บทที่ 4 วิศวกรรมจราจร Traffic Engineering*. มหาวิทยาลัยบูรพา. ชลบุรี. หน้า 129-130.

การศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่บนถนนชานเมืองจังหวัดชลบุรี

A study on speeding and driving behavior on Chonburi's urban fringe roads

พิชญ์สินี กุลเอกสรชา[1] จัตุรงค์ อินทะนู[2] สุรเมศวร์ พิริยะวัฒน์[3*] และ อรรถวิทย์ อุปโยคิน[4]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

[4]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: suramesp@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้เป็นส่วนหนึ่งของผลการศึกษา "โครงการศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่บนโครงข่ายถนน จังหวัดชลบุรี" โดยเลือกผลการศึกษากรณีถนนชานเมืองมานำเสนอ การศึกษานี้ใช้เทคนิคการสัมภาษณ์ด้วยแบบสอบถามเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่ของกลุ่มเป้าหมายซึ่งได้แก่ ผู้เดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคลและจักรยานยนต์ส่วนบุคคล กลุ่มตัวอย่างจำนวน 284 คน ถูกเลือกโดยเทคนิค Accidental random sampling เพื่อตอบคำถาม จากนั้นข้อมูลที่ได้ถูกนำไปวิเคราะห์ด้วยสถิติเชิงพรรณนาและการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงเส้นหลายตัวแปร โดยแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 2 กลุ่ม ตามรูปแบบการเดินทาง ผลการวิเคราะห์พบว่า พฤติกรรมการใช้ความเร็วเกินขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit) สามารถอธิบายได้โดยประสบการณ์การถูกจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed limit ทั้งกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคลและจักรยานยนต์ส่วนบุคคล นอกจากนี้ พฤติกรรมการใช้ความเร็วยังเป็นอีกตัวแปรที่สามารถอธิบายพฤติกรรมการใช้ความเร็วเกิน Speed limit สำหรับกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคลด้วย

คำสำคัญ: พฤติกรรมการใช้ความเร็ว, พฤติกรรมการขับขี่, การปรับพฤติกรรมการขับขี่, จังหวัดชลบุรี

Abstract

This article is the part of "A Study of Speeding Behavior and Driver Behavior on Chonburi's Road Networks" by focusing on Chonburi's urban fringe roads. The samples were selected by accidental random sampling from focused groups, private car drivers and motorcycle riders, to response the demographic and speeding behavior questions. By using questionnaire survey technique, the available data from 284 respondents were obtained. The data was analyzed by descriptive statistical technique to explore overall information of the samples. Then, the data of two samples groups was analyzed by multiple regression analysis. The findings show that "driving exceed speed limit experiences" is significantly affected by, the past behavior, "punishment experiences" for both groups. Besides, "speeding behavior" also significantly effects the "driving exceeds speed limit experience" for private car group.

Keywords: Speeding behavior, Driving behavior, Driving behavior modification, Chonburi

1. ความเป็นมาของปัญหา

สถิติอุบัติเหตุทางถนนของประเทศไทยจัดอยู่ในอันดับ 1 ใน 10 โลก และมีผู้เสียชีวิตสูงที่สุดอันดับหนึ่งในเอเชียและในอาเซียน [1] และเป็นปัญหาสำคัญที่นำไปสู่ความสูญเสียชีวิต ทรัพย์สิน รวมถึงงบประมาณในการแก้ไขปัญหา และเป็นประเด็นสำคัญในระดับนานาชาติที่ให้ความสนใจและต้องการที่จะป้องกันและลดปัญหาดังกล่าว มีหลายปัจจัยที่เป็นสาเหตุของอุบัติเหตุจราจร อาทิ ลักษณะทางกายภาพของเส้นทาง ทัศนวิสัยในการขับขี่ สภาพของยานพาหนะ อย่างไรก็ดี สาเหตุหลักประการหนึ่งของการเกิดอุบัติเหตุจราจร ได้แก่ การใช้ความเร็วสูงในการขับขี่ยวดยาน โดยสาเหตุดังกล่าว เป็นปัจจัยในกลุ่มพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่ ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของการแสดงออกจากการตัดสินใจและการแสดงพฤติกรรมของมนุษย์เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ตามสิ่งเร้าที่เข้ามากระทบ [2, 3]

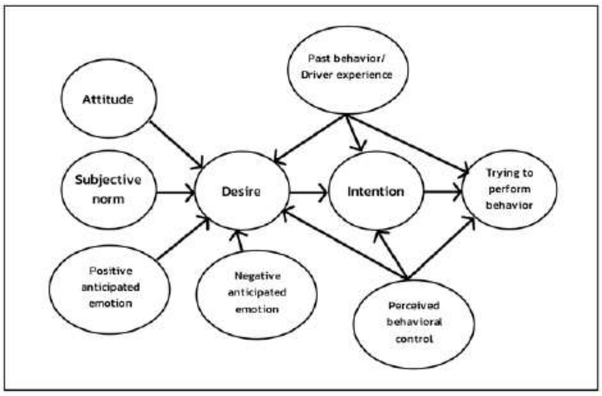
การใช้ความเร็วสูงในการขับขี่ยวดยาน ก่อให้เกิดความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุจราจรที่รุนแรง นำมาซึ่งการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สิน และยังเป็นการฝ่าฝืนกฎหมายการจราจรทางบก ซึ่งถือได้ว่าเป็นการทำผิดกฎหมาย แต่จากข้อมูลสถิติอุบัติเหตุและการจับกุม พบว่า อุบัติเหตุจราจรและการจับกุมจากการใช้ความเร็วสูง กลับมีจำนวนเพิ่มขึ้นทุกปี ด้วยเหตุนี้อาจกล่าวได้ว่า พฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่ กับข้อเท็จจริงของสถานการณ์การเกิดอุบัติเหตุและการจับกุมนั้น ไม่สอดคล้องและมีความย้อนแย้งกันในตัว จากที่กล่าวข้างต้น จึงเป็นประเด็นที่น่าสนใจและต้องการตรวจสอบข้อมูลเกี่ยวกับพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่ เพื่อให้เกิดความเข้าใจและทราบตัวแปรสำคัญที่ส่งผลต่อการใช้ความเร็วของผู้ขับขี่ โดยบทความนี้ เป็นการนำเสนอส่วนหนึ่งของ

ผลการศึกษา "โครงการศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่บนโครงข่ายถนน จังหวัดชลบุรี" โดยนำเสนอผลการตรวจสอบพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่บนโครงข่ายถนนชานเมือง จังหวัดชลบุรี ทั้งนี้ จังหวัดชลบุรีเป็นหนึ่งในจังหวัดเขตเศรษฐกิจพิเศษภาคตะวันออกที่มีการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานด้านการขนส่งอย่างต่อเนื่อง ไม่ว่าจะเป็น โครงการรถไฟความเร็วสูงเชื่อม 3 สนามบิน โครงการพัฒนาท่าเรือแหลมฉบัง และโครงการขยายท่าอากาศยานนานาชาติอู่ตะเภา เป็นต้น และเป็นจังหวัดที่มีสถิติการเกิดอุบัติเหตุจราจรสูง [4] ปัญหาอุบัติเหตุจราจรจึงถือได้ว่าเป็นปัญหาสำคัญที่ต้องได้รับการแก้ไขเพื่อเสริมสร้างคุณภาพชีวิตและสวัสดิภาพในการเดินทางให้กับคนในชุมชน เพื่อเป็นพื้นฐานสำหรับรองรับการพัฒนาในทุกด้านที่จะเกิดขึ้นในอนาคตอันใกล้นี้

2. การทบทวนผลงานที่เกี่ยวข้อง

มีผลการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่ยวดยานเป็นจำนวนมาก และมีการมุ่งเน้นหรือพิจารณาตัวแปรหรือปัจจัยที่เกี่ยวข้องแตกต่างกันไปตามบริบทของพื้นที่ศึกษาในแต่ละประเทศ [5] อย่างไรก็ดี ผลงานดังกล่าวส่วนใหญ่จะมีการพิจารณาตัวแปรหรือปัจจัยที่คล้ายคลึงกัน เพศ (Gender) และอายุ (Age) เป็นข้อมูลส่วนบุคคล (Demographic Data) ที่นิยมนำมาพิจารณาในการศึกษาเรื่องพฤติกรรมการใช้ความเร็ว จากการศึกษาของ Ellison and Greaves (2010) [6] พบว่า เพศชายมีแนวโน้มที่จะใช้ความเร็วในการขับขี่สูงกว่าเพศหญิง เช่นเดียวกับผลการศึกษาของ Fildes et al. (1991) [7] อย่างไรก็ดี มีผลงานวิจัยที่แสดงให้เห็นอิทธิพลของความแตกต่างทางเพศที่มีต่อการใช้ความเร็ว แต่เป็นเฉพาะบางกลุ่มอายุเท่านั้น [8] นอกจากนี้ อายุ (Age) และกลุ่มอาชีพ (Occupation) ก็เป็นตัวแปรที่นิยมใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็ว [9]

ความเร็วในการขับขี่ (Speed) และประสบการณ์ของผู้ขับขี่ (Driver Experience) มีความสัมพันธ์กัน โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ประสบการณ์การเกิดอุบัติเหตุจากการขับขี่ โดยถ้าใช้ความเร็วในการขับขี่สูง โอกาสของการเกิดอุบัติเหตุจะเพิ่มขึ้น [5, 9] และจากทฤษฎี Model of Goal Directed Behavior [10] ที่ใช้อธิบายการแสดงพฤติกรรมและการปรับพฤติกรรมซึ่งพัฒนาเพิ่มเติมจาก The Theory of Planned Behavior [11, 12] กล่าวว่า พฤติกรรมในอดีต (Past Behavior) หรือพฤติกรรมที่ปฏิบัติซ้ำอย่างสม่ำเสมอจนเป็นพฤติเคยชิน (Habitual Behavior) นั้น ส่งอิทธิพลต่อการแสดงพฤติกรรมทั้งในระดับของการแสดงพฤติกรรมตามเหตุผลผ่านการควบคุมของจิตรู้สำนึก (Consciousness) และการแสดงพฤติกรรมแบบอัตโนมัติโดยไม่ผ่านกระบวนการตัดสินใจตามเหตุผล [13-15] ดังแสดงในรูปที่ 1 ด้วยเหตุนี้ ประสบการณ์ในอดีตของผู้ขับขี่ยวดยานเกี่ยวกับการใช้ความเร็ว และผลที่ตามมาจากการใช้ความเร็ว ไม่ว่าจะเป็น การใช้ความเร็วเกินขีดจำกัดความเร็ว (Speed Limit) การโดนจับ/ปรับจากการใช้ความเร็วเกินขีดจำกัดความเร็ว การประสบอุบัติเหตุ และความรุนแรงจากการประสบอุบัติเหตุ ฯลฯ น่าจะมีอิทธิพลต่อพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่อย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 1 อิทธิพลของพฤติกรรมในอดีตในทฤษฎี The Model of Goal Directed Behavior
ที่มา: ดัดแปลงจาก Perugini and Bagozzi (2001) [10]

นอกจากนี้ ตัวแปรในกลุ่มแบบแผนการเดินทาง (Travel Pattern) อาทิ วัตถุประสงค์การเดินทาง (Trip Purposes) และรูปแบบการเดินทาง (Travel Modes) และประเภทถนน (Road Types) เป็นอีกกลุ่มปัจจัยที่นิยมใช้ในการศึกษาวิเคราะห์พฤติกรรมการใช้ความเร็ว [5, 9] จากที่กล่าวข้างต้น สามารถสรุปตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาได้ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตัวแปรที่ใช้อธิบายพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่

	Explanatory factors
Demographics	Gender
	Age
Driver experience	Usual driving speed
	Driving exceed speed limit
	Traffic enforcement experience
	Traffic accident experience
Road characteristics	Road type
Travel pattern	Trip purposes
	Travel modes

3. กระบวนการศึกษา

3.1 พื้นที่ศึกษา

ข้อมูลที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์สำหรับบทความนี้ เป็นส่วนหนึ่งของโครงการศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่บนโครงข่ายถนน จังหวัดชลบุรี โดยเลือกข้อมูลบางส่วนที่ได้จากการตรวจสอบพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมของผู้ขับขี่บนโครงข่ายถนนบริเวณชานเมือง มานำเสนอ

3.2 การสำรวจข้อมูล

กลุ่มเป้าหมายของการศึกษานี้ ได้แก่ ผู้เดินทางด้วยรถยนต์ส่วนบุคคลและรถจักรยานยนต์ ข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์ได้มาจากการสัมภาษณ์กลุ่มเป้าหมายโดยใช้เทคนิคการสำรวจข้อมูลด้วยแบบสอบถาม โดยมีคำถามแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ประกอบด้วย

ส่วนที่ 1 ข้อมูลสถานะทางเศรษฐกิจและสังคม (Socioeconomic data) อาทิ เพศ อาชีพ อายุ รายได้ จำนวนสมาชิกในครัวเรือน จำนวนรถยนต์ในครัวเรือน ระดับการศึกษา เป็นต้น

ส่วนที่ 2 ข้อมูลการเดินทาง (Travel data) อาทิ วัตถุประสงค์การเดินทาง จุดต้นทาง-ปลายทาง ยานพาหนะที่ใช้ เวลาในการเดินทาง ค่าใช้จ่ายในการเดินทาง ระยะทาง และประเภทถนน เป็นต้น

ส่วนที่ 3 ข้อมูลตัวแปรตามโครงสร้างแบบจำลองทฤษฎี The Model of Goal-Directed Behavior (MGB) โดยปัจจัยแฝงและตัวแปรวัดค่าได้จะถูกออกแบบให้สอดคล้องกับทฤษฎี MGB รวมถึงข้อมูลพฤติกรรมการใช้ความเร็วในการสัญจร ประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit) ประสบการณ์การเกิดอุบัติเหตุ ความรุนแรงของการเกิดอุบัติเหตุในครั้งนั้น ประสบการณ์การโดนจับ/ปรับอันเนื่องมาจากการใช้ความเร็วเกินกฎหมายกำหนด เป็นต้น

การสัมภาษณ์ข้อมูลใช้เทคนิคการเลือกตัวอย่างแบบ Accidental random sampling โดยมีช่วงถนนที่ทำการสำรวจข้อมูล และจำนวนตัวอย่างที่ได้จากการสำรวจข้อมูลบนช่วงถนนที่เป็นกรณีศึกษา ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ช่วงถนนที่เป็นกรณีศึกษาและจำนวนตัวอย่างที่ได้จากการสำรวจข้อมูลบนแต่ละช่วงถนน

ช่วงถนนที่ทำการสำรวจข้อมูล	จำนวนตัวอย่าง
ถนนสุขุมวิท (ม.ศรีปทุม-ต.บ้านหนองมน)	14
ถนนศุขประยูร (แยกเฉลิมไทย - ดอนหัวฬ่อ)	6
ถนนเลี่ยงเมืองชลบุรี	9
ถนนเลี่ยงหนองมน	15
ถนนเลียบมอเตอร์เวย์ (บางแสน - มาบเอียง)	12
ถนนลงหาดบางแสน	78
ถนนข้าวหลาม	32
ถนนสุขุมวิท (นาเกลือ - บ้านอำเภอ)	44
ปตท.สัตหีบ (ฝั่งขาเข้า)	20
ปตท.เขาตะแบก	17
มาบเอียง	37
รวมทั้งสิ้น	284

4. ผลการศึกษา

4.1 ภาพรวมของกลุ่มตัวอย่าง

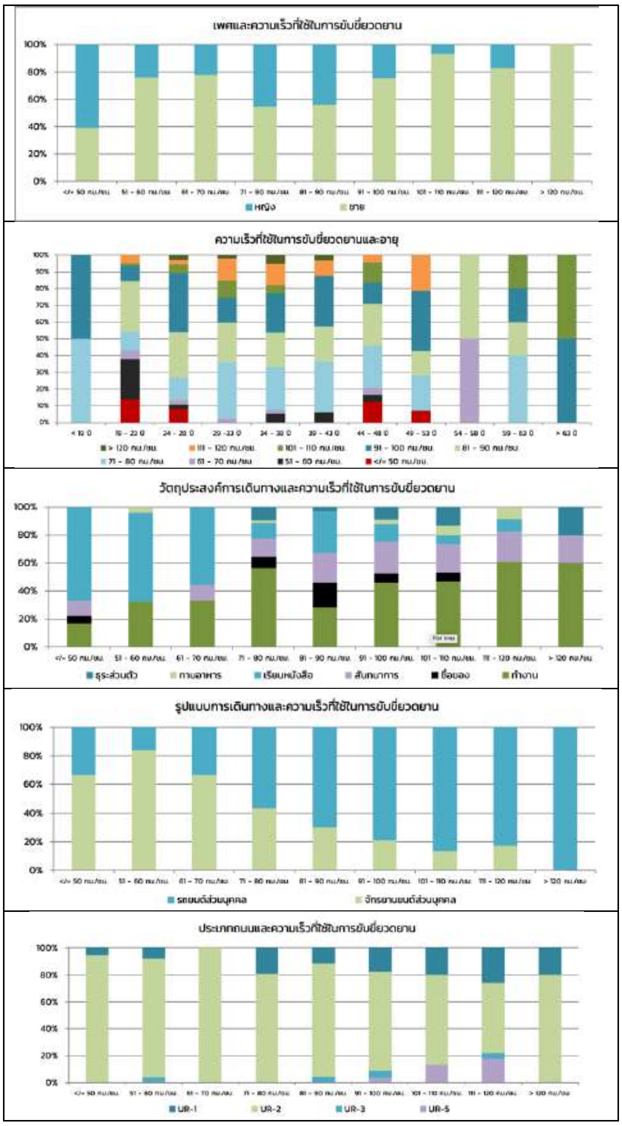
ข้อมูลจำนวน 284 ตัวอย่าง ถูกนำมาวิเคราะห์เบื้องต้นด้วยสถิติเชิงพรรณนาเพื่อตรวจสอบภาพรวมของข้อมูล โดยมีผลการวิเคราะห์ ดังแสดงในตารางที่ 3

4.2 พฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่ของกลุ่มตัวอย่าง

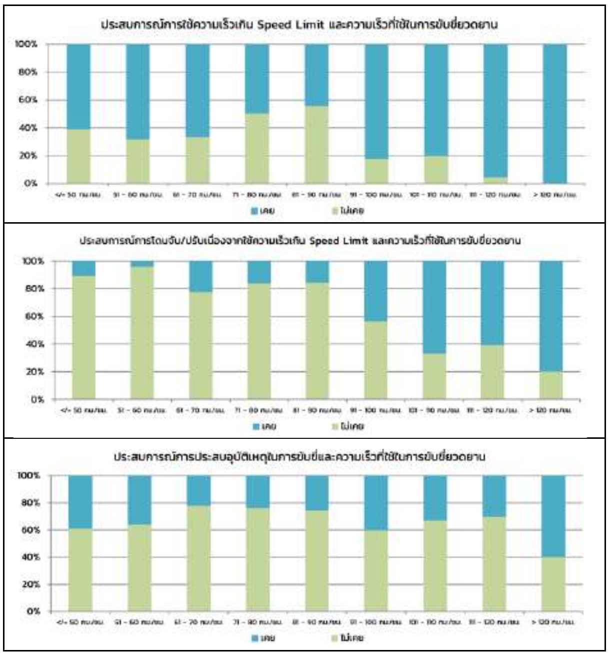
จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่ของกลุ่มตัวอย่าง จะพิจารณาตามตัวแปรที่แสดงในตารางที่ 1 จากการวิเคราะห์พฤติกรรมการใช้ความเร็วของกลุ่มตัวอย่าง และการเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าความเร็วเฉลี่ยระหว่างกลุ่มย่อยในแต่ละตัวแปร ได้ผลการวิเคราะห์ดังแสดงในรูปที่ 2 และตารางที่ 4 – 6

ตารางที่ 3 ลักษณะพื้นฐานด้านสถานะทางเศรษฐกิจและสังคมและพฤติกรรมการเดินทางของกลุ่มตัวอย่าง

จำนวนตัวอย่าง (N) = 284			
ตัวแปร	ค่าเฉลี่ย	Std.	หน่วย
- อายุ (Age)	32.55	10.69	ปี
- รายได้ต่อเดือน (Income)	23,010.92	19,654.25	บาท/เดือน
- เวลาที่ใช้ในการเดินทางต่อเที่ยว (Travel time)	40.91	24.43	นาที/เที่ยว
- ค่าใช้จ่ายในการเดินทางต่อเที่ยว (Travel cost)	173.92	112.31	บาท/เที่ยว
- ระยะทางในการเดินทางต่อเที่ยว (Travel distance)	39.04	50.87	กม./เที่ยว
- ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ (Driving speed)	87.75	21.06	กม./ชม.
- ความเร็วที่ใช้ขับขี่เกิน Speed limit	117.69	15.39	กม./ชม.
- จำนวนครั้งของการเกิดอุบัติเหตุจากการขับขี่รถยนต์/รถจักรยานยนต์	2.00	1.25	ครั้ง/คน



รูปที่ 2 พฤติกรรมการใช้ความเร็วของกลุ่มตัวอย่างจำแนกตามตัวแปร



รูปที่ 2 พฤติกรรมการใช้ความเร็วของกลุ่มตัวอย่างจำแนกตามตัวแปร (ต่อ)

ตารางที่ 4 การเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าความเร็วเฉลี่ยระหว่างกลุ่มย่อยในกลุ่มปัจจัยลักษณะพื้นฐานด้านสถานะทางเศรษฐกิจและสังคม

	ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ตามปกติ (กม./ชม.)			
	ค่าเฉลี่ย	Std.	จำนวนตัวอย่าง	ANOVA Test
เพศ				
ชาย	90.89	20.83	187	F = 12.674
หญิง	81.70	20.24	97	Sig. = < 0.001
อายุ				
< 19 ปี	90.00	14.14	2	F = 4.544
19 - 23 ปี	76.23	21.83	79	Sig. = < 0.001
24 - 28 ปี	90.00	19.15	37	
29 -33 ปี	94.47	15.75	47	
34 - 38 ปี	95.90	21.61	39	
39 - 43 ปี	92.42	16.59	33	
44 - 48 ปี	83.75	23.18	24	
49 - 53 ปี	94.29	21.02	14	
54 - 58 ปี	80.00	14.14	2	
59 - 63 ปี	92.00	13.04	5	
> 63 ปี	105.00	7.07	2	

จากรูปที่ 2 พบว่าเพศชายมีแนวโน้มที่จะอยู่ในกลุ่มที่ใช้ความเร็วในการขับขี่สูง และมีความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่ตามปกติสูงกว่าของเพศหญิงอย่างมีนัยสำคัญ (F = 12.674, Sig. = < 0.001) ดังแสดงในตารางที่ 4 ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Ellison and Greaves (2510) [6] และ Fildes et al. (1991) [7] นอกจากนี้ ความเร็วเฉลี่ยที่ใช้ในการขับขี่ตามปกติมีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญในแต่ช่วงอายุ (F = 4.544, Sig. = < 0.001) และมีแนวโน้มที่จะใช้ความเร็วในการขับขี่สูงขึ้นตามช่วงอายุที่มากขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Quimby et al. (1999) [9]

ตารางที่ 5 การเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าความเร็วเฉลี่ยระหว่างกลุ่มย่อยในกลุ่มปัจจัยลักษณะพื้นฐานด้านพฤติกรรมการเดินทางและประเภทถนน

	ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ตามปกติ (กม./ชม.)			
	ค่าเฉลี่ย	Std.	จำนวนตัวอย่าง	ANOVA Test
วัตถุประสงค์การเดินทาง				
ทำงาน	91.49	20.95	119	F = 8.903
ซื้อของ	88.26	13.02	23	Sig. = < 0.001
สันทนาการ	94.06	17.28	48	
เรียนหนังสือ	74.58	21.63	71	
ทานอาหาร	97.86	21.19	7	
ธุระส่วนตัว	94.38	14.59	16	
รูปแบบการเดินทาง				
จักรยานยนต์ส่วนบุคคล	77.26	20.10	105	F = 48.320
รถยนต์ส่วนบุคคล	93.91	19.13	179	Sig. = < 0.001
ประเภทถนน				
- 4 ช่องจราจร 2 ทิศทาง มีเกาะกลาง (UR-1)	92.91	20.30	43	F = 5.766
- มากกว่า 4 ช่องจราจร 2 ทิศทาง มีเกาะกลาง (UR-2)	85.68	20.95	225	Sig. = 0.001
- 2 ช่องจราจร 2 ทิศทาง ไม่มีเกาะกลาง (UR-3)	93.75	16.85	8	
- มากกว่า 4 ช่องจราจร 2 ทิศทาง ไม่มีเกาะกลาง (UR-5)	112.5	8.86	8	

จากตารางที่ 5 แสดงให้เห็นความเร็วเฉลี่ยที่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญในวัตถุประสงค์การเดินทางที่แตกต่างกัน (F = 8.903, Sig. = < 0.001) โดยพบว่าการเดินทางในกลุ่มพักผ่อนหย่อนใจ (Leisure trips) ซึ่งได้แก่ การเดินทางเพื่อทานอาหารและสันทนาการ ภารกิจส่วนตัว (Personal trip) และทำงาน (Work trip) มีค่าความเร็วเฉลี่ยสูงและมีแนวโน้มที่จะอยู่ในกลุ่มที่ใช้ความเร็วในการขับขี่สูง ดังแสดงในรูปที่ 2 ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ Quimby et al. (1999) [9] รูปแบบการเดินทางและประเภทถนนที่แตกต่างกัน ก็มีความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่ที่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญเช่นเดียวกัน (F = 48.320, Sig. = < 0.001 และ F = 5.766, Sig. = 0.001 ตามลำดับ) โดยรถยนต์ส่วนบุคคล มีค่าความเร็วเฉลี่ยสูงกว่ารถจักรยานยนต์ และมีแนวโน้มอยู่ในกลุ่มที่ใช้ความเร็วในการขับขี่สูง ขณะที่ถนนชานเมืองที่กลุ่มตัวอย่างใช้สัญจรเป็นส่วนใหญ่ มีค่าความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่มากกว่า 80 กม./ชม. ทุกเส้นทาง

จากตารางที่ 6 พบว่ามีความแตกต่างของความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่อย่างมีนัยสำคัญระหว่างกลุ่มผู้ขับขี่ที่มีประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit) (F = 10.834, Sig. = 0.001) โดยกลุ่มที่มีประสบการณ์ มีค่าความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่สูงกว่ากลุ่มที่ไม่เคยมีประสบการณ์ และมีแนวโน้มอยู่ในกลุ่มที่ใช้ความเร็วในการขับขี่สูง ดังแสดงในรูปที่ 2 เช่นเดียวกันกับกลุ่มผู้ขับขี่ที่เคยมีประสบการณ์การโดนจับ/ปรับ ซึ่งมีค่าความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่สูงกว่ากลุ่มที่ไม่เคยมีประสบการณ์อย่างมีนัยสำคัญ (F= 41.641, Sig. = < 0.001) อย่างไรก็ดี กลุ่มผู้ขับขี่ที่เคยและ

ไม่เคยมีประสบการณ์การประสบอุบัติเหตุจากการขับขี่ มีค่าความเร็วเฉลี่ยต่างกันอย่างไม่มีนัยสำคัญ (F = 0.311, Sig. = < 0.577) โดยกลุ่มที่เคยมีประสบการณ์การเกิดอุบัติเหตุ มีความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่สูงกว่ากลุ่มที่ไม่เคยมีประสบการณ์เล็กน้อย

ตารางที่ 6 การเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าความเร็วเฉลี่ยระหว่างกลุ่มย่อยในกลุ่มปัจจัยประสบการณ์ของผู้ขับขี่ยวดยานเกี่ยวกับการใช้ความเร็วและผลที่ตามมาจากการใช้ความเร็ว

	ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ตามปกติ (กม./ชม.)			
	ค่าเฉลี่ย	Std.	จำนวนตัวอย่าง	ANOVA Test
ประสบการณ์การใช้ความเร็วเกิน Speed Limit				
กลุ่มที่ไม่เคยขับเกิน Speed Limit	82.35	16.60	102	F = 10.834
กลุ่มที่เคยขับเกิน Speed Limit	90.78	22.67	182	Sig. = 0.001
ประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit				
กลุ่มที่ไม่เคยโดนจับเนื่องจากขับเกิน Speed Limit	83.07	18.86	205	F= 41.641
กลุ่มที่เคยโดนจับเนื่องจากขับเกิน Speed Limit	99.90	21.71	79	Sig. = < 0.001
ประสบการณ์การประสบอุบัติเหตุในการขับขี่				
กลุ่มที่ไม่เคยประสบอุบัติเหตุจากการขับขี่	87.28	19.44	195	F = 0.311
กลุ่มที่เคยประสบอุบัติเหตุจากการขับขี่	88.79	24.31	89	Sig. = < 0.577

เนื่องจากพฤติกรรมการใช้ความเร็วในการขับขี่บนท้องถนน ควรเป็นไปเพื่อให้เกิดความปลอดภัยต่อผู้ขับขี่และผู้เดินทางที่ร่วมสัญจรบนท้องถนน จากข้างต้นที่ได้กล่าวถึงความสำคัญของการใช้ความเร็วในการขับขี่ โดยการใช้ความเร็วสูงในการขับขี่ยวดยาน เป็นการเพิ่มความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงของการเกิดอุบัติเหตุ ซึ่งโดยทั่วไป การขับขี่ที่ถือว่าใช้ความเร็วสูงตามกฎหมายนั้น ก็คือการใช้ความเร็วเกิดค่าขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit) นั่นเอง ซึ่งผู้ขับขี่ที่ใช้รูปแบบการเดินทางที่แตกต่างกันนั้น อาจมีประสบการณ์ของการใช้ความเร็วในการขับขี่เกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit) ที่แตกต่างกัน ทั้งนี้เนื่องจากขนาดของยานพาหนะ เครื่องยนต์ น้ำหนักบรรทุก และรูปทรงของยานพาหนะแต่ละประเภทที่แตกต่างกัน ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์เบื้องต้นที่พบว่าความเร็วเฉลี่ยในการขับขี่รถยนต์ส่วนบุคคล มีค่าสูงกว่าของจักรยานยนต์ส่วนบุคคลอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5 ด้วยเหตุนี้ ในลำดับต่อไปจะทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปร เพื่อตรวจสอบอิทธิพลของตัวแปรอธิบาย (Explanatory variables) กับประสบการณ์การใช้ความเร็วเกิน Speed limit ในการขับขี่ (Dependent variable) ด้วยการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงเส้นหลายตัวแปร (Multiple regression analysis) โดยทำการวิเคราะห์แยกตามรูปแบบการเดินทาง 2 กลุ่ม ได้แก่ รถยนต์ส่วนบุคคล และจักรยานยนต์ส่วนบุคคล โดยทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรได้ผลลัพธ์ดังแสดงในตารางที่ 7 และ 8 สำหรับรถยนต์ส่วนบุคคล และจักรยานยนต์ส่วนบุคคล ตามลำดับ และคำอธิบายตัวแปร ดังแสดงในตารางที่ 9

จากตารางที่ 7 ในกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล พบว่า ประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (EES) มีความสัมพันธ์อย่างมีนัยสำคัญกับตัวแปร ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ (DRS) เพศของกลุ่มตัวอย่าง (GEN) ประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit (ELE) และประสบการณ์การประสบอุบัติเหตุในการขับขี่ (EAC) ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 และอายุของกลุ่มตัวอย่าง (AGE) ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 และจากตารางที่ 8 สำหรับกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคล พบว่า ประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (EES) มีความสัมพันธ์อย่างมีนัยสำคัญกับตัวแปร ประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit (ELE) และ ประสบการณ์การประสบอุบัติเหตุในการขับขี่ (EAC) ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 และเพศของกลุ่มตัวอย่าง (GEN) ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 โดยมีผลการวิเคราะห์ Multiple regression ที่นำเฉพาะตัวแปรอธิบายที่มีนัยสำคัญกับตัวแปร EES มาวิเคราะห์ ดังแสดงในตารางที่ 10 และ 11 สำหรับกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล และกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคล ตามลำดับ

ตารางที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรของกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล

	EES	DRS	GEN	AGE	TPP	ROT	ELE	EAC
EES	1.000	*0.336***	*-0.213**	*0.147**	-0.048	0.070	*0.455***	*0.264***
DRS	0.336**	1.000	-0.299*	0.070	-0.014	0.141	0.359**	0.084
GEN	-0.213**	-0.299**	1.000	-0.015	-0.046	-0.045	-0.200**	-0.080
AGE	0.147*	0.070	-0.015	1.000	-0.216**	-0.030	0.135	0.064
TPP	-0.048	-0.014	-0.046	-0.216**	1.000	0.010	-0.008	0.029
ROT	0.070	0.141	-0.045	-0.030	0.010	1.000	-0.030	0.000
ELE	0.455**	0.359**	-0.200**	0.135	-0.008	-0.030	1.000	0.336**
EAC	0.264**	0.084	-0.080	0.064	0.029	0.000	0.336**	1.000

** มีความสัมพันธ์ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 * มีความสัมพันธ์ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05

ตารางที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรของกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคล

	EES	DRS	GEN	AGE	TPP	ROT	ELE	EAC
EES	1.000	-0.088	*-0.212**	-0.056	0.117	-0.133	*0.319***	*0.269***
DRS	-0.088	1.000	-0.183	0.099	-0.158	0.136	0.141	0.080
GEN	-0.212*	-0.183	1.000	0.272**	-0.266**	-0.048	-0.117	-0.164
AGE	-0.056	0.099	0.272**	1.000	-0.543**	0.032	0.059	0.017
TPP	0.117	-0.158	-0.266**	-.543**	1.000	-0.090	-0.064	0.137
ROT	-0.133	0.136	-0.048	0.032	-0.090	1.000	-0.066	0.000
ELE	0.319**	0.141	-0.117	0.059	-0.064	-0.066	1.000	0.241*
EAC	0.269**	0.080	-0.164	0.017	0.137	0.000	0.241*	1.000

** มีความสัมพันธ์ที่ระดับนัยสำคัญ 0.01 * มีความสัมพันธ์ที่ระดับนัยสำคัญ 0.05

ตารางที่ 9 ตัวแปรและคำอธิบายตัวแปร

EES	ประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (Speed limit)	ตัวแปรตาม (Dependent variable)
DRS	ความเร็วที่ใช้ในการขับขี่	
GEN	เพศของกลุ่มตัวอย่าง	
AGE	อายุของกลุ่มตัวอย่าง	ตัวแปรอธิบาย (Explanatory variable)
TPP	วัตถุประสงค์การเดินทางของกลุ่มตัวอย่าง	
ROT	ประเภทถนน	
ELE	ประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit	
EAC	ประสบการณ์การประสบอุบัติเหตุในการขับขี่	

ตารางที่ 10 ผลการวิเคราะห์ Multiple regression สำหรับกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล

Explanatory Variable	Coefficient (β)	t-stat	Sig.
Constant	-0.010	-0.045	0.964
DRS	***0.004***	***2.494***	***0.014***
GEN	-0.082	-1.227	0.222
AGE	0.004	1.247	0.214
ELE	***0.309***	***4.283***	***< 0.001***
EAC	0.137	1.886	0.061

EES = 0.004DRS + 0.309ELE

ตารางที่ 11 ผลการวิเคราะห์ Multiple regression สำหรับกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคล

Explanatory Variable	Coefficient (β)	t-stat	Sig.
Constant	***0.511***	***7.510***	***< 0.001***
GEN	-0.165	-1.644	0.103
ELE	***0.386***	***2.739***	***0.007***
EAC	0.185	1.919	0.058

EES = 0.511 + 0.386ELE

จากตารางที่ 10 ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นอิทธิพลของตัวแปรความเร็วที่ใช้ในการขับขี่ (DRS) และประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit (ELE) ที่สามารถอธิบายประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (EES) ของกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคลได้อย่างมีนัยสำคัญ (ค่านัยสำคัญเท่ากับ 0.014 และ < 0.001 ตามลำดับ) และจากตารางที่ 11 ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นอิทธิพลของตัวแปรประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit (ELE) ที่สามารถอธิบายประสบการณ์การใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็ว (EES) ของกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคลได้อย่างมีนัยสำคัญ (ค่านัยสำคัญเท่ากับ 0.007)

5. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

จากผลการศึกษาพฤติกรรมการใช้ความเร็วและพฤติกรรมการขับขี่โดยแบ่งการพิจารณาออกเป็น 2 กลุ่ม ตามรูปแบบการเดินทาง ได้แก่ กลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล และกลุ่มจักรยานยนต์ส่วนบุคคล พบว่าตัวแปรประสบการณ์การโดนจับ/ปรับเนื่องจากใช้ความเร็วเกิน Speed Limit ซึ่งเป็นประสบการณ์จากพฤติกรรมในอดีต (Past behavior) สามารถใช้คาดการณ์แนวโน้มที่จะใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็วของผู้ขับขี่ทั้ง 2 กลุ่ม ได้อย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งอาจกล่าวได้ว่าผู้ขับขี่ที่เคยโดนจับ/ปรับในอดีตมีโอกาสที่จะใช้ความเร็วเกินขีดจำกัดความเร็วได้ในปัจจุบันรวมถึงในอนาคตด้วย โดยสำหรับกลุ่มรถยนต์ส่วนบุคคล อาจพิจารณาความเร็วในการขับขี่ประกอบด้วย โดยอิทธิพลของพฤติกรรมในอดีตที่ปฏิบัติอย่างต่อเนื่องจนเคยชินแล้ว ก็จะทำให้พฤติกรรมการใช้ความเร็วเป็นไปโดยอัตโนมัติโดยไม่ผ่านกระบวนการคิดอย่างมีเหตุผล [10, 14] ด้วยเหตุนี้ ผู้ที่ทำความผิดในเรื่องการใช้ความเร็วเกินกำหนด จึงมีโอกาสที่จะทำความผิดในเรื่องเดิมซ้ำอีกถ้าไม่มีมาตรการหรือกระบวนการที่เหมาะสมในการตัดวงจรของพฤติกรรมเคยชินในการใช้ความเร็วในการขับขี่ ซึ่งการตัดวงจรของพฤติกรรมการใช้ความเร็วเกินค่าขีดจำกัดความเร็วที่ผู้ขับขี่ปฏิบัติซ้ำจนเคยชินที่เป็นแนวทางในการแก้ปัญหาการใช้ความเร็วในการขับขี่และอุบัติเหตุจราจรอย่างยั่งยืนนั้น สามารถทำได้ด้วยการนำกระบวนการปรับพฤติกรรมมาประยุกต์ใช้ [16-18] โดยปรับกระบวนการให้สอดคล้องกับบริบทของการแก้ปัญหาพฤติกรรมการขับขี่ ซึ่งกระบวนการดังกล่าวนี้จำเป็นต้องอาศัยความร่วมมือและการบูรณาการของหน่วยงานที่เกี่ยวข้องทุกฝ่าย ไม่ว่าจะเป็น กรมการขนส่งทางบก ตำรวจจราจร กระทรวงคมนาคม และกระทรวงอุตสาหกรรม ฯลฯ และจำเป็นต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญในการออกแบบกระบวนการและกำหนดมาตรการที่เหมาะสมในการปรับพฤติกรรมของผู้ขับขี่ โดยต้องพิจารณากระบวนการปรับพฤติกรรมดังกล่าวในทุกมิติอย่างครบวงจร ซึ่งต้องใช้เวลาและความรู้ความเข้าใจในเรื่องดังกล่าวเป็นมาก เพื่อนำไปสู่การลดปัญหาการเกิดอุบัติเหตุจราจรอย่างยั่งยืนต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (2562). *รายงานการวิเคราะห์สถานการณ์อุบัติเหตุทางถนนของกระทรวงคมนาคม พ.ศ. 2561*. กระทรวงคมนาคม.

[2] Steg, L. (2005). Car use: lust and must. Instrumental, symbolic and affective motives for car use. *Transportation Research Part A*, 39, pp. 147-162.

[3] Steg, L., Vlek, C. and Slotegraaf, G. (2001). Instrumental-reasoned and symbolic-affective motives for using a motor car. *Transportation Research Part F*, 4, pp. 151-169.

[4] เอกสารประกอบการประชุมคณะอนุกรรมการจัดระบบการจราจรทางบกจังหวัดชลบุรี ครั้งที่ 1/2563. *กลุ่มงานยุทธศาสตร์และข้อมูลเพื่อการพัฒนาจังหวัด*, สำนักงานจังหวัดชลบุรี.

[5] Shinar, D. (2007). *Traffic Safety and Human Behavior*. Elsevier Ltd. UK.

[6] Ellison, A.B. and Greaves S.P. (2010). *Driver Characteristics and Speeding Behavior*. https://www.researchgate.net/publication/228660490.

[7] Fildes, B.N., Rumbold, G. and Leening, A. (1991). *Speed Behaviour and Drivers' Attitude to Speeding*. Monash University Accident Research Centre, Australia.

[8] Ogle, J.H. (2005). *Quantitative Assessment of Driver Speeding Behavior Using Instrumented Vehicles*. Georgia Institute of Technology. USA.

[9] Quimby, A., Maycock, G., Palmer, C. and Buttress, S. (1999). *The factors that influence a driver's choice of speed – a questionnaire study*. TRL Report 325, Transport Research Laboratory. England.

[10] Perugini, M. and Bagozzi, R.P. (2001). *The role of desires and anticipated emotions in goal-directed behaviors: broadening and deepening the theory of planned behavior*. Br. J. Soc. Psychol., 40, pp.79-98.

[11] Ajzen, I. (1991). The theory of planned behavior. *Organizational Behavior and Human Decision Process*, 50, pp.179-211.

[12] Ajzen, I. (2005). Attitudes, *Personality and Behavior* (Second Edition). Open University Press.

[13] Ronis, D.L., Yates, J.F., Kirscht, J.P. (1989). *Attitudes, decisions, and habits as determinants of repeated behavior*. In: Pratkanis, A.R., Breckler, S.J., and Greenwald, A.G. (Eds.), *Attitudes structure and function*, Hillsdale, Erlbaum, NJ, pp.213-239.

[14] Verplanken, B., Aarts, H. (1999). Habit, attitudes, and planned behaviour: Is habit an empty construct or an interesting case of goal-directed automaticity? *European Review of Social Psychology*, 10, pp.101-134.

[15] Gärling, T., Fujii, S., Boe, O. (2001). Empirical tests of a model of determinants of script-based driving choice. *Transportation Research Part F*, 4, pp.89-102.

[16] Fujii, S. and Taniguchi, A. (2003). Reducing family car use by providing travel advice or by requesting behavioral plans: an experimental analysis of travel feedback programs. *Paper presented at the 10th International Conference on Travel Behaviour Research*, Lucerne.

[17] Fujii, S. and Taniguchi, A. (2005). Travel feedback programs: Communicative mobility management measures for changing travel behavior. *Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies* (5), pp.2320-2329.

[18] Taniguchi, A. and Fujii, S. (2007). A process model of voluntary travel behavior modification and effects of Travel Feedback Programs (TFPs). *Transportation Research Board 86th Annual Meeting*, January 21-25, Washington, D.C., USA.

Analysis of Impact of Introduction of Bus Rapid Transit on Land Price in Developing City - Case Study of Managua city, Republic of Nicaragua -

Lisako Kugii[1], Atushi Fukuda[2], Noriyasu Tsumita[1] and Hiroki Kikuchi[2]

[1] *Department of Transportation Systems and Engineering, Graduate School of Science and Technology, Nihon University, Japan*

[2] *Department of Transportation Systems and Engineering, College of Science and Technology, Nihon University, Japan*

**Corresponding author; E-mail address: csri19005@g.nihon-u.ac.jp*

Abstract

Most of the cities in developing countries are car-dependent, which causes traffic congestion. In order to decrease traffic congestion, Bus Rapid Transit (BRT) is introduced. In addition, it is not only necessary to convert demand from automobile-use but also to form urban corridors along the BRT routes and make significant changes to the urban structure. In that sense, it is also essential to estimate external effects such as urban development in the evaluation of BRT introduction. Therefore, in this study, we focused on changes in asset value as one of the external effects of introducing BRT and analyzed the impact of the introduction of BRT. This asset value is defined as land price. In analyzing the impact of its introduction, the land price data was collected from the website of real estate and a land price formula with explanatory variables such as the convenience of transportation, house quality, shopping convenience, and the Possibility of landslides, was derived by using the hedonic price approach. And then, the difference in land prices with/without the introduction of BRT was analyzed. As a result, land prices in the zones along BRT lines but also suburban zones have risen. This result means that was spread the impact of the introduction of the BRT system to the entire city. In conclusion, it was clarified that the introduction of BRT would have a substantial effect not only on the transportation market but also on the external market such as real estate and contribute to the development of the urban areas.

Keywords: Developing city, BRT, Land price, Hedonic price approach.

1. Introduction

Taking the success of Curitiba and Bogota as a precedent in many developing cities that depend on automobiles, in recent years, BRT was introduced to reduce demand from automobiles and the severe traffic congestion. Therefore, many existing studies on the introduction of BRT have analyzed the impact of passenger demands. For example, Bocarejo et al. [1] analyzed land use and population changes by the introduction of BRT in Bogota and evaluated from the viewpoint of urban. The study by Rodriguez et al. [2] estimated the impact on the real estate value in urban areas after BRT was introduced using the Hedonic Price Approach. However, in the cities where BRT has been successfully introduced, the demand conversion from automobiles and the city corridor centered on BRT line is formed, and the urban structure is mostly changed. In that sense, n the evaluation of the impact of BRT, it is necessary to measure not only the effects within the transportation market such as the alleviation of traffic congestion but also the outside market such as the urban development along BRT lines. In order to measure the impacts on the introduction of BRT, including these external effects, it is adequate to measure the fluctuation of asset value along BRT lines before and after its introduction.

Therefore, in this study, we derived the land price formula, including explanatory variables such as the convenience of transportation and calculated change of land price each zone with and without the introduction of BRT. Notably, the factors of the rise in land prices were considered from the view of the synergistic effects of the introduction of BRT and residential environment. This study selected Managua city, Nicaragua, where has the plan of the introduction of BRT [3] as a case study.

2. Literature Reviews

Many studies estimated the impacts of BRT from planning to the introduction. Many researchers have mainly discussed the benefits and issues related to cost and the environment of BRT and obtained much knowledge. In existing research, the impact of the introduction of BRT is enormous. Moreover, it has a significant impact on the environment along the BRT lines. In addition to existing studies, as stated in section 1, Estupinan et al. [4] analyzed the relationship between the built environment of BRT stations and BRT demand in Bogota. They found that pedestrians' environmental support and deterrents to car use was related to higher BRT demand.

On the other hand, in many studies, the hedonic price approach has been applied to understand the relationship between property prices and characteristics. "Hedonic price approach" was firstly proposed by Rosen [8]. The approach was implemented in the real estate industry. In other existing studies, the real estate price was estimated by using the hedonic price approach by the influences due to the introduction of transportation systems (e.g., train, Light Rail Transit, BRT) [9-16]. Furthermore, to understand the impacts of various natural disasters (e.g., flood risk, earthquake, landslide, etc.) on house prices, the relationship between flood damage and housing prices were analyzed [17-19]. These studies have clarified the impacts of changing environmental quality (e.g., the introduction of new transportation systems and flood risks, etc.) using the hedonic price approach.

However, these studies are not sufficient to analyze the fluctuations in house prices under the introduction of the transportation systems that positively affect housing prices and flood risk that negatively affects housing prices. Additionally, almost studies have not been analyzed the external effects such as real estate by synergistic effects of the introduction of BRT and residential environment. Thus, to clarify the impact of urban development along BRT corridor, it is essential to analyze the change of land price from the view of the effects of the introduction of BRT and residential environment.

3. Estimation of Land Price

3.1 Study Area

In recent years, residential areas for high - income people such as condominiums have spread in low density in the suburbs, and the urban area is gradually expanding. Since traffic congestion has become more severe due to the modal shift from public bus to passenger car use has increased. To tackle this problem, the government is planning four routes of BRT along the main roads in the city.

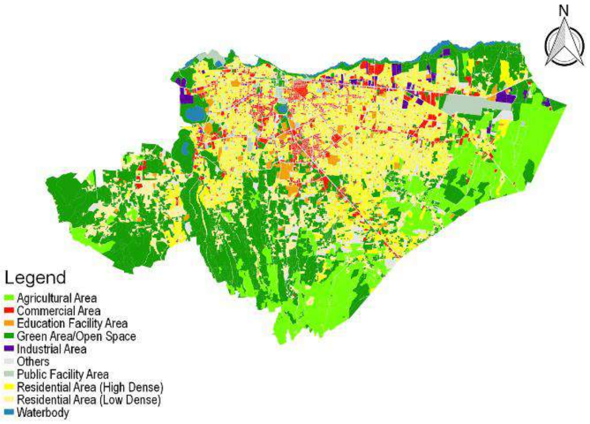


Fig. 1 Land Use in Managua (2016) [3]

3.2 Data Collection

In this study, we estimated the impacts of land prices by the opening of BRT on each zone, which divided into 27 zones based on the traffic analysis zone and four planned BRT routes (Juan Pablo II Line, Masaya Line, Saburbana Line, Panamerican Line), as shown in Fig. 2.

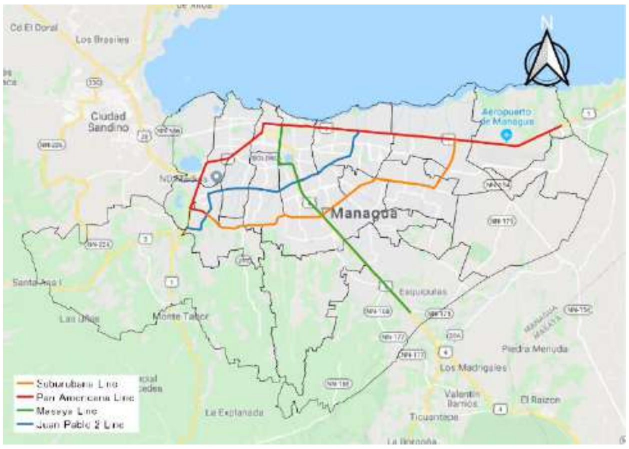


Fig. 2 27 zones and planned BRT routes

All land prices have to contain exact coordinates for analysis that the point belongs to which zone, and all zones should have at least a few points for estimation. In this study, 136 points of land price data were collected, as shown in Fig. 3.

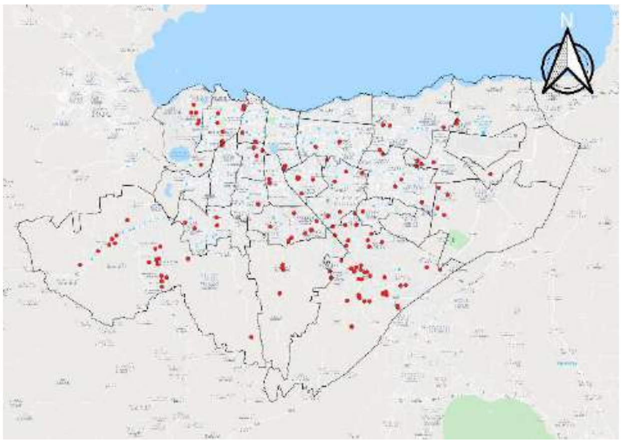


Fig. 3 The Data collection point of land price

3.3 Hedonic Price Approach

Hedonic Price approach is to understand the relationship between dependent variables and independent variables. The equation of the hedonic price approach could be written in the classical linear regression as follow:

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + K + \beta_k X_{ik} + \varepsilon_i \qquad (1)$$

Where,

Y= vector (n×1) of observations coresponding to dependent variable, X= matrix (n×k) of observations of k independent variables, β = vecotr (k×1) of regression parameters, and ε = vector (n×1) of random errors.

The hedonic price method is based on the theory of capitalization hypothesis. This hypothesis is that the flow effect is capitalized as a stock to a price. In this way, environmental improvement and social capital development are reflected in land prices and housing prices. In this study, we selected the variables that can be classified into five categories, BRT maintenance, facilities, disasters, location, and environment, to estimate the land price function.

Also, explanatory variables, such as the number of facilities and the city center's distance using the surrounding environment in the hedonic price approach, were collected from Google Maps and Geographic Information System (GIS). Details of the explanatory variable are shown in Table 1.

Table 1 Explanatory variables

Categories	Item	Range	Method
Locations	Distance from city central	Point	Google map
	House located in hill	Point	GIS
	Distance from nearest bus stop	Point	GIS
Environment	House quality	Point	Website
	Road pavement	Point	Google map
Disaster	Earthquake occurs possibility	Point	GIS
	Flood occurs possibility		GIS
	Landslide occurs possibility		GIS
	Earthquake occurs possibility	Within 500m	GIS
	Flood occurs possibility		GIS
	Landslide occurs possibility		GIS
	Earthquake occurs possibility	Zone	GIS
	Flood occurs possibility		GIS
	Landslide occurs possibility		GIS
Facilities	stores	Within 500m	Google map
	services		
	religion		
	medical		
	restaurant		
	recreation		
	school		
BRT	*No of route*	*Within 1km*	*GIS*
	Distance to line	*Point*	*GIS*

3.4 Variable Selection

As stated in the previous section, the hedonic price approach is a methodology that uses an explanatory variable to estimate a land price function. In this study, the variables which are not filled the criterion are gradually reduced using the p-value of each variable. And then, this process is repeated until all variables have p-values under 0.05. At first, 14 explanatory variables were set as variables of the land price formula of the case without BRT, as shown in Table 1. Finally, four explanatory variables (House location, House quality, Possibility of landslide and, number of stores) were narrowed down.

4. Results

First, the result (Coefficient, t-value, p-value) has shown the land price estimation before introducing BRT using the four variables. From this result, it was revealed that land price is greatly affected by the quality of housing and whether or not the residential land is on the hill (coefficient: 0.280, 0.435). On the other hand, the result of land price function, including some variables about the BRT has shown in Table3. This result has shown that variable of the number of BRT within 1 km has not filled with p-value (within 0.05). However, at this time, we estimated these parameter values for an understanding of the effects of introducing the BRT.

Table 2 Result of the case without BRT

	Coef.	t-stat	p-stat	Sig
β0	10.266	69.126	5.9×10^{-105}	*
β1	0.280	2.089	3.9×10^{-2}	*
β2	0.435	3.815	2.1×10^{-4}	*
β3	0.082	2.511	1.3×10^{-2}	*
β4	0.023	2.407	1.7×10^{-2}	*
Adj. R^2		0.26		
N		136		

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \beta_3 X_{i3} + \beta_4 X_{i4} + \varepsilon_i \qquad (2)$$

Where,

y_i= land price of zone i, β = vector of regression parameters (1:hill, 2: house quality 3: the Possibility of landslides, 4: number of stores within 500m).

Table 3 Result of the case with BRT

	Coef.	t-stat	p-stat	Sig
β0	10.226	69.126	5.9×10^{-105}	*
β1	0.280	2.089	3.9×10^{-2}	*
β2	0.435	3.815	2.1×10^{-4}	*
β3	0.082	2.511	1.3×10^{-2}	*
β4	0.023	2.407	1.7×10^{-2}	*
β5	0.083	0.811	4.0×10^{-1}	*
Adj. R^2		0.265		
N		136		

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \beta_3 X_{i3} + \beta_4 X_{i4} + \beta_5 X_{i5} + \varepsilon_i \qquad (3)$$

Where,

y_i= land price of zone i, β = vector of regression parameters (1:hill, 2: house quality 3: the Possibility of landslides, 4: number of stores within 500m, 5: the number of line within 1 km).

R2 value is approximate 0.26. Generally, the accuracy of the estimation is high when R2 value exceeds 0.8. However, this estimation result was in low efficiency. It is considered that the collected data cause the reason for the bias.

Fig. 4 shows the land prices each zone before and after the introduction of BRT. Land prices in suburban zones along BRT lines tend to be higher than in other areas. This result means that it is inconvenient to access the city center by public transportation at present. Then it is expected that the rising land prices will be exceptionally high because the access to the city center is likely to improve after the introduction of BRT.

Besides, Fig. 5 shows the change in land prices before and after the introduction of BRT in different colors. Similarly, land prices of more than half of the zones along BRT routes were gone up. On the other hand, the land price of other zones without BRT routes was declined. Zone1 is the only central zone where the land price rises significantly. The reason is why the three BRT lines pass through in the zone, and the zone has high convenience of transportation and shopping. Hence, it is assumed that the land price will rise even more if the urban area along the line further developments due to the introduction of BRT.

On the other hand, the land price in zones much farther from BRT lines was declined because the number of BRT lines within 1km selected as an explanatory variable in the hedonic price approach. However, a few zones fell the land prices significantly, located near the city center, and passed BRT lines near the administrative boundary. This result is because the selected point of land price as an explanatory variable is further from the BRT lines. To solve this problem, It is thought that obtaining many samples and conducting analysis in smaller administrative units.

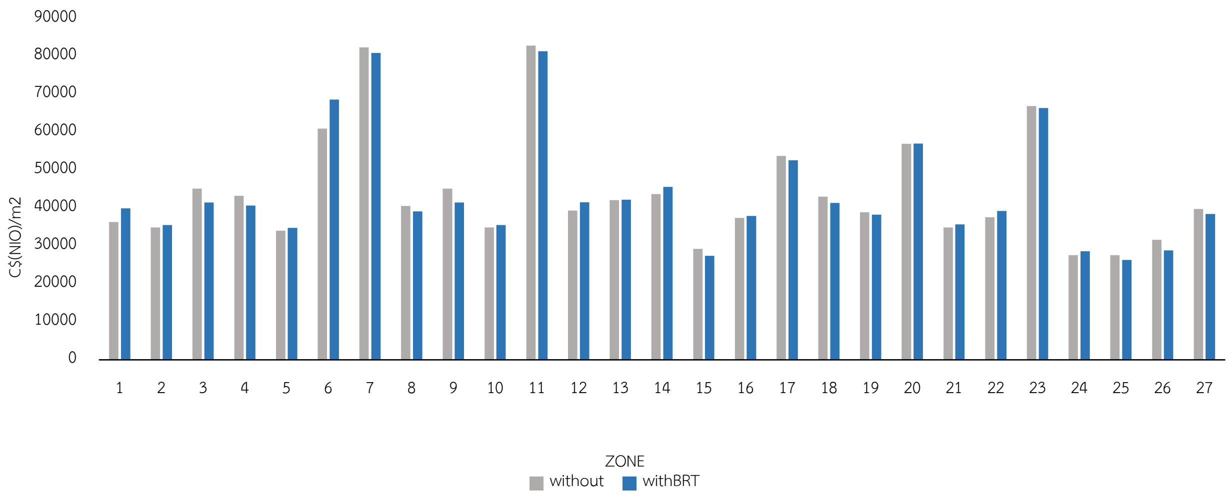


Fig. 4 Estimated land prices each zone

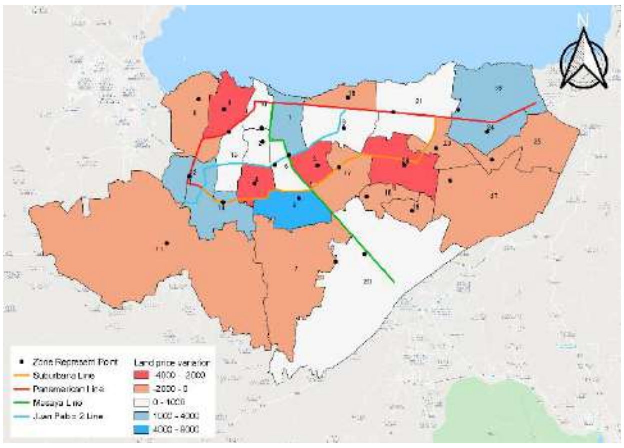


Fig. 5 Change of land price

5. Conclusions and Discussion

In this study, the difference in land prices was defined as the change in asset value. Moreover, the impact of the introduction of BRT was evaluated by using a land price formula which has explanatory variables such as the convenience of transportation, house quality, shopping convenience, and the Possibility of landslides. As a result, it was revealed that land prices would rise in most zones along BRT lines after its introduction. This result means that it is the impact of introducing BRT. In other words, the land price of the zones was fluctuated wildly depending on the introduction of BRT. The fluctuation range of the zones where land prices declined is average 4.3%, the range of the zone where land prices rose is 3.8%. The specific point is that the suburban zones along the BRT lines are most affected. This is why it is inconvenient to access the city center by public transportation in suburban zones at present, and access to the city center is expected to improve after the introduction of BRT.

In conclusion, it was found that the land price fluctuation, which is one of the external effects, spreads to the whole city by the introduction of BRT. Notably, the land price in the zones along the BRT lines has significantly risen. And then, it is assumed that the introduction of BRT would be contributed to the urban development along the BRT line. On the other hand, land prices in the zones without BRT would be declined. This result means that it is assumed that the difference in land prices would be increased in the city. Consequently, to lead to equable urban development in the city, it is necessary to cover the BRT network in a whole city.

For future studies, it is necessary to collect more realistic land prices because the land price on the real estate website, which was referred to in this study, is high estimation compared with its standard of Managua city.

References

[1] Bocarejo J P, Portilla I, Pérez M A. (2013). Impact of Transmilenio on Density, Land Use, and Land Value in Bogotá: *Research in Transportation Economics*, Vol.40, pp.78-86.

[2] Rodriguez D A, Mojica C H . (2009). Capitalization of BRT network expansions effects into prices of non-expansion areas: *Transportation Research Part A,* 43, pp.560-571.

[3] Japan International Cooperation Agency. (2017). Project for Urban Development Master Plan for Managua City in Republic of Nicaragua.

[4] Estupinan N, Rodoriguez D A. (2008). The relationship between urban form and station boardings for Bogota's BRT: *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, Vol.42, pp.296-306.

[5] Nicaragua classifieds, Encuentra24.com (2019). https://www.encuentra24.com/nicaragua-en/classifieds.

[6] Living Wage Series – Nicaragua – January 2018 – In Cordoba Oro, per Month (2018). https://wageindicator.org/salary/living-wage/nicaragua-living-wage-series-december-2018.

[7] Rosen, S. (1974). Hedonic Prices and Implicit Markets: Product Differentiation in Pure Competition. *Journal of Political Economy*, 81, pp.34-55.

[8] Tsutsumi M, Seya H. (2008). Measuring the impact of large-scale transportation projects on land price using spatial statistical models: *The regional science association international*, Vol.87, pp.385-401.

[9] Sasaki T, Sato T. (2016). The long-run impact of development of LRT on household distribution in Utsunomiya city, *Japan: Journal of the City Planning Institute of Japan*, Vol.51, No.3, pp.715-721.

[10] Suzuki K, Morioto A, Kanda M. (2012). Study on land use change along the railway line by introducing LRT: *Japan Society of Civil Engineers*, 45.

[11] Mochizuki A, Nakagawa D, Kasahara T. (2008). Analysis of the effectiveness of the improvement of service level of public transportation as city axis in Toyama city: *Journal of the City Planning Institute of Japan*, No.43-3, pp.805-810.

[12] Deng T, Nelson J D. (2010). The impact of bus rapid transit on land development a case study of Beijing China: *World Academy of Science, Engineering and Technology*, Vol66.

[13] Xue C, Ju Y, Li S, Zhou Q. (2020). Research on the Sustainable Development of Urban Housing Price Based on Transport Accessibility: A Case Study of Xi'an, China*:* *Sustainability*, 12(4), 1497.

[14] Dziauddin F M, Powe N, Alvanides S. (2014). Estimating the Effects of Light Rail Transit (LRT) System on Residential Property Values Using Geographically Weighted Regression (GWR): *Applied Spatial Analysis and Policy*, 25pp.

[15] Dziauddin F M, Alvanides S, Powe N. (2013). Estimating the Effects of Light Rail Transit (LRT) System on the Property Values in the Klang Valley Malaysia: A Hedonic House Price Approach: *Journal Technology* 61 (1), pp.35-47.

[16] Speyrer, F J. and, Ragas, R. W. (1991). Housing Prices and Flood Risk: An Examination Using Spline Regression, *Journal of Real Estate Finance and Economics*, 4, pp.395-407.

[17] Isamail H N, Karim A Z M, Basri H B. (2019) Hedonic Analysis of the Impact of Flood Events on Residential Property Values in Malaysia: A Study of Willingness to Pay: *Malaysian Journal of Economic Studies*, 56(1), pp.63-84.

[18] Egbenta I R, Udo G O, Otegbulu A C. (2015). Using Hedonic Price Model to Estimate Effects of Flood on real Property Value in Lokija Nigeria: *Ethiopian Journal of Environmental Studies & Management,* 8(5), pp.507-516.

การประเมินความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟ

Risk assessment of railway switch failures

ธิตินันท์ รวมทรัพย์[1] โรจนัสถ์ รัตนวัน[2] รัฐพงศ์ มีสิทธิ์[3,*]และภาสุรีย์ ล้ำสกุล[4]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

[4] สาขาวิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมอุตสาหการ คณะอุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตวังไกลกังวล จ.ประจวบคีรีขันธ์

**Corresponding author; E-mail address: ratthaphong.me@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

ระบบขนส่งทางรางกำลังเข้ามามีบทบาทสำคัญอย่างมากต่อประเทศไทย การใช้ระบบขนส่งทางรางให้เกิดประโยชน์สูงสุดได้นั้นจำเป็นต้องอาศัยการบริหารจัดการทรัพย์สิน (Assets) ที่มีประสิทธิภาพ ดังนั้นบทความนี้มีจุดประสงค์เพื่อนำเสนอการบริหารจัดการทรัพย์สินของระบบขนส่งทางรางโดยใช้หลักการจัดการความเสี่ยงตามมาตรฐาน ISO31000 ควบคู่กับการวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องและผลกระทบที่วิกฤติ (Failure Modes, Effects and Criticality Analysis, FMECA) โดยมีกรณีศึกษาคือประแจรางรถไฟหรือจุดสับราง (Railway switches and crossings) บนโครงข่ายแอร์พอร์ต เรล ลิงค์ (Airport Rail Link city line) ซึ่งเป็นอุปกรณ์ที่ทำหน้าที่ในการเปลี่ยนเส้นทางของขบวนรถไฟ ผลการศึกษาจะแสดงในรูปแบบค่าวิกฤติของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของประแจรางรถไฟ พร้อมข้อเสนอแนะที่สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการจัดลำดับความสำคัญรวมถึงการวางแผนซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟอย่างมีประสิทธิภาพ

คำสำคัญ: ระบบขนส่งทางราง, ประแจรางรถไฟ, การจัดการความเสี่ยง, การวางแผนซ่อมบำรุง

Abstract

Railways are becoming the main transportation system in Thailand. The way to manage railway assets are extremely important in order to make the system more reliable. This study presents how the risk of railway assets could be assessed and managed. The process of risk management is based on ISO31000, and the method used to assess the risk is the Failure Modes, Effects and Criticality Analysis (FMECA). Switches and crossings on the Airport Rail Link city line are considered. The results obtained are not only applicable to evaluate the effectiveness of the current maintenance program, but they can also be used to create a proper preventive maintenance plan in the future.

Keywords: Railway systems, Switches and crossings, Risk management, Preventive maintenance.

1. คำนำ

ระบบขนส่งทางรางเป็นระบบขนส่งมวลชนที่สามารถช่วยพัฒนาทางด้านสังคมและเศรษฐกิจของประเทศ ประชาชนสามารถใช้ระบบรางในการเดินทางในชีวิตประจำวัน โดยไม่จำเป็นต้องพึ่งพารถยนต์ส่วนตัว ซึ่งจะเป็นการช่วยลดปัญหาการจราจร ลดมลพิษทางอากาศ และช่วยประหยัดเวลาในการเดินทางได้เป็นอย่างมาก จากข้อดีที่กล่าวมาข้างต้น ปัจจุบันประเทศไทยจึงได้มีการก่อสร้างระบบขนส่งทางรางขึ้นมาหลายเส้นทางในกรุงเทพฯ และมีแผนที่จะขยายระบบนี้ไปสู่หัวเมืองสำคัญของประเทศ เช่น เชียงใหม่ ขอนแก่น และภูเก็ต เป็นต้น ซึ่งจะทำให้ในอนาคตประเทศไทยจะมีโครงข่ายระบบขนส่งทางรางที่สมบูรณ์เป็นอันดับต้นๆ ของกลุ่มประเทศอาเซียน

แม้ว่าระบบขนส่งทางรางจะมีข้อดีมากมาย อย่างไรก็ตามการจะทำให้ระบบขนส่งทางรางเกิดประโยชน์สูงสุดนั้น การดำเนินการบริหารจัดการโครงสร้างพื้นฐานถือเป็นสิ่งที่สำคัญอย่างยิ่ง เนื่องจากระบบขนส่งทางรางมีทรัพย์สิน (Assets) อยู่มากมายที่กระจายอยู่ ณ ตำแหน่งต่างๆ ตามแนวทางรถไฟ เช่น รางรถไฟ หมอนรางรถไฟ จุดสับราง ระบบพลังงาน ระบบอาณัติสัญญาณ เป็นต้น ทำให้ยากต่อการดูแลบำรุงรักษา และถ้าทรัพย์สินเหล่านี้เกิดการชำรุดหรือเสียหายขึ้นมาก็จะส่งผลให้รถไฟเกิดความล้าช้าหรืออาจถึงขั้นต้องยกเลิกเที่ยวขบวน กระทบต่อผู้ใช้บริการเป็นจำนวนมาก ดังนั้น การบริหารจัดการ การวางแผนงานบำรุงรักษาของทรัพย์สินที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างพื้นฐานจึงเป็นสิ่งจำเป็นที่จะทำให้การบริการรถไฟมีประสิทธิภาพสูงสุด

ทรัพย์สินที่ถือเป็นชิ้นส่วนที่มีความสำคัญมากที่สุดอย่างหนึ่งคือประแจรางรถไฟหรือจุดสับราง (Railway switches and crossings) [1] ชิ้นส่วนนี้ทำหน้าที่เปลี่ยนเส้นทางของขบวนรถไฟ ทำให้เกิดจุดตัดบนโครงข่ายระบบราง ดังนั้นเพื่อความปลอดภัยสูงสุดของผู้ใช้บริการ ประแจรางรถไฟจึงต้องสามารถใช้งานได้อย่างเต็มประสิทธิภาพ ต้องไม่มีความชำรุดหรือเสียหายแม้เพียงเล็กน้อย เนื่องจากถ้าตรวจสอบพบความชำรุดของชิ้นส่วนประกอบใดๆ ของประแจรางรถไฟ การเดินรถไฟที่ต้องใช้ประแจรางรถไฟนั้นๆ จะถูกหยุด (Fail-safe system) เพื่อให้มีการซ่อมบำรุงรักษา ซึ่งจะส่งผลโดยตรงต่อทั้งผู้ใช้บริการ (ล่าช้า) และผู้ให้บริการที่จะสูญเสียรายได้และความน่าเชื่อถือ

งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อประเมินความเสี่ยงการชำรุดของชิ้นส่วนต่างๆ ของประแจรางรถไฟ ตามมาตรฐาน ISO31000 วิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์คือการวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องและผลกระทบที่วิกฤติ (Failure Modes, Effects and Critical Analysis, FMECA) โดยวิธีนี้จะสามารถทำให้รู้ถึงค่าวิกฤติของชิ้นส่วนต่างๆ ของประแจรางรถไฟ ซึ่งสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการจัดลำดับความสำคัญ รวมถึงการวางแผนซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟอย่างมีประสิทธิภาพ

หัวข้อถัดไปของบทความคือการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง จากนั้นหัวข้อที่ 3-5 ระบุถึงวิธีดำเนินงาน กรณีศึกษาและผลสรุปตามลำดับ

2. ทบทวนวรรณกรรม

2.1 ประแจรางรถไฟ (Switches and Crossings)

ประแจรางรถไฟ คือโครงสร้างรูปแบบเชิงกลที่มีหน้าที่สับเปลี่ยนทางวิ่งของรถไฟจากช่องทางหนึ่งไปอีกทางหนึ่ง (รูปที่ 1) โดยทั่วไปประแจรางรถไฟจะประกอบไปด้วย 2 ส่วนหลัก คือ ชิ้นส่วนที่ไม่เคลื่อนที่ (Static parts) และชิ้นส่วนที่เคลื่อนที่ได้ (Dynamic parts) ซึ่งมีรายเอียดดังต่อไปนี้ [1]

2.1.1 ชิ้นส่วนที่ไม่เคลื่อนที่ (Static parts)

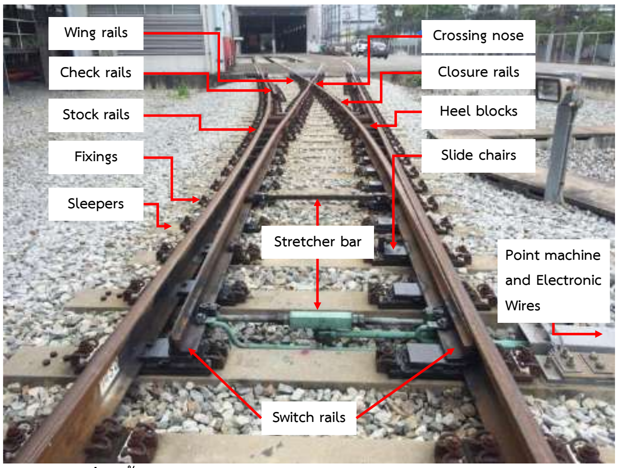
ชิ้นส่วนที่ไม่เคลื่อนที่ประกอบด้วย 9 ชิ้นส่วนหลัก ได้แก่

1) สายไฟและสายสัญญาณ (Electrical wires) หน้าที่รับและส่งกระแสไฟฟ้าและสัญญาณจากห้องควบคุมไปยังตัวประแจกล
2) หมอนรองราง (Sleepers) มีหน้าที่รับแรงในช่วงที่เวลารถไฟวิ่งผ่านและรับแรงจากประแจรางรถไฟถ่ายลงมาสู่โครงสร้างฐานรากของทางรถไฟ
3) รางปิด (Closure rails) มีหน้าที่ทำให้ล้อรถไฟอยู่บนรางหลัก (Guide) หลังจากผ่านชิ้นส่วนที่เคลื่อนที่ (Switch rails) โดยส่วนปลายด้านหลังของรางปิดจะเป็นชิ้นส่วนรางกัน (Wing rails)
4) ตะเฆ่ (Crossing noses or Frogs) เป็นจุดเริ่มแยก (Crossing) ที่มีรางไขว้กัน 2 รางขึ้นไป โดยจะมีลักษณะรูปร่างปลายแหลมทำให้รถไฟสามารถวิ่งได้ทุกทิศทาง
5) รางกัน (Check rails) เป็นชิ้นส่วนรางขนาดเล็กที่ถูกติดตั้งใกล้กับรางหลักบริเวณจุดตะเฆ่ มีหน้าที่ป้องกันไม่ให้รถไฟตกรางขณะสับรางในบริเวณจุดแยก ซึ่งจะเหมือนกับ Wing rails ที่เชื่อมต่อมาจากรางปิด
6) บล็อกโคนรางลิ้น (Heel blocks) เป็นชิ้นส่วนที่ทำหน้าเป็นเหมือนจุดหมุนให้กับรางลิ้น (Switch rails) โดยขณะสับเปลี่ยนราง บล็อกโคนรางลิ้นจะรักษาระยะห่างระหว่างชิ้นส่วนรางปิด (Closure rails) กับรางลิ้น (Switch rails) ไม่ให้เกิดการคลาดเคลื่อน
7) ตัวยึดราง (Clips/Fixing/Fasteners) เป็นชิ้นส่วนที่ทำหน้าที่สำหรับยึดรางให้ติดกับหมอนรองราง เพื่อป้องกันไม่ให้รางเคลื่อนออกจากตำแหน่งเดิมที่ออกแบบไว้
8) รางหลัก (Stock Rails) ทำหน้าที่เป็นรางอ้างอิงให้กับรางลิ้น (Switch rails) โดยเมื่อเกิดการสับราง รางลิ้นจะเคลื่อนที่มาอยู่ติดกับรางหลักรางใดรางหนึ่งเพื่อให้รถไฟสามารถวิ่งผ่านไปได้
9) ตัวรองรางลิ้น (Plates/Slide chairs) เป็นอุปกรณ์สำหรับรองรับและกำหนดขนาดการเคลื่อนที่ของรางลิ้น (Switch rails) ไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ไปมากเกินความจำเป็น

2.1.2 ชิ้นส่วนที่เคลื่อนที่ได้ (Dynamic parts)

ชิ้นส่วนที่ไม่เคลื่อนที่ประกอบด้วย 3 ชิ้นส่วนหลัก ได้แก่

1) คันชักประแจ (Stretcher Bar) เป็นแท่งเหล็กยึดกับรางลิ้นทั้ง 2 ข้าง ทำหน้าที่ถ่ายแรงจากประแจกลเพื่อให้รางลิ้นเคลื่อนที่ไปในทิศทางที่กำหนด
2) รางลิ้น (Switch Rails/Point Blades) เป็นชิ้นส่วนที่เชื่อมต่อกับรางปิด สามารถเคลื่อนที่ไปทางซ้ายหรือขวาตามการบังคับของประแจกลเพื่อเปลี่ยนทิศทางวิ่งของรถไฟ
3) ประแจกล (Point Machines) เป็นอุปกรณ์ขับเคลื่อนการสับราง ที่เชื่อมต่อกับ Throw bar ยึดกับรางลิ้น เมื่อได้รับสัญญาณจากห้องควบคุม ชิ้นส่วนของประแจกลจะสับเปลี่ยนทิศทางของรางลิ้นจากนั้นจะทำการล็อคเพื่อไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ในขณะที่รถไฟวิ่งเพื่อความปลอดภัย



รูปที่ 1 ชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟ (ณ Airport rail link depot)

2.2 ความเสี่ยง (Risk)

ความเสี่ยง หมายถึงโอกาสที่จะเกิดความผิดพลาดหรือเหตุการณ์ที่ไม่พึงประสงค์ ส่งผลให้เกิดผลกระทบ ความเสียหายหรือทำให้ระบบไม่สามารถดำเนินงานตามวัตถุประสงค์และเป้าหมายที่ตั้งไว้ [2] โดยทั่วไปความเสี่ยง (*R*) สามารถหาได้จากผลคูณของโอกาสการเกิดเหตุการณ์ไม่พึงประสงค์ (*O*) กับผลกระทบของเหตุการณ์นั้นๆ (*S*) ดังแสดงในสมการที่ (1)

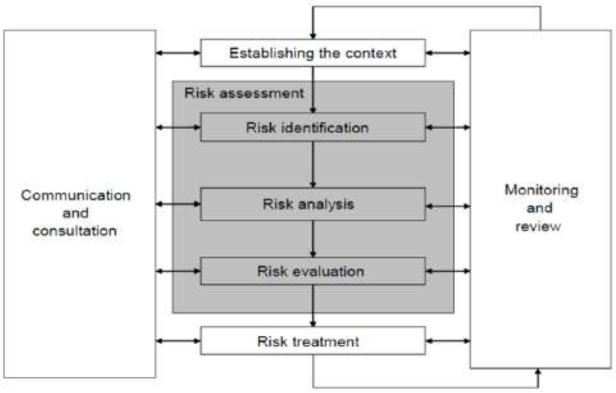
$$R = O \times S \quad (1)$$

2.3 มาตรฐานสากลเกี่ยวกับการจัดการความเสี่ยง (ISO 31000)

มาตรฐาน ISO 31000 เป็นมาตรฐานสากลสำหรับกระบวนการจัดการความเสี่ยง โดยกระบวนการจัดการความเสี่ยงที่กล่าวถึงในมาตรฐานนี้สามารถสรุปได้เป็น 5 ขั้นตอนตามรูปที่ 2 ดังนี้ [2]

1) การสร้างบริบท (Establishing the context) เป็นการกำหนดบริบทที่จะพิจารณา เช่น ความเสี่ยงของระบบเกิดความผิดพลาด ความเสี่ยงของอุปกรณ์ชำรุด เป็นต้น เพื่อจะนำไปวิเคราะห์
2) การประเมินผลความเสี่ยง (Risk assessment) เป็นการประเมินความเสี่ยงของบริบทที่ถูกตั้งขึ้น ซึ่งสามารถแบ่งย่อยได้อีก 3 ขั้นตอน คือ ก) การระบุความเสี่ยง (Risk identification) เป็นการระบุสถานการณ์ไม่พึงประสงค์ที่เกี่ยวข้องกับบริบท ที่มาที่ไปและรายละเอียดต่าง ๆ ของสถานการณ์เพื่อนำไปพิจารณาความเสี่ยง ข) การวิเคราะห์ความเสี่ยง (Risk analysis) เป็นขั้นตอนประมาณความเสี่ยงของสถานการณ์ต่าง ๆ ที่ได้ระบุไว้ ค) การประเมินผลความเสี่ยง (Risk evaluation) จะพิจารณาค่าความเสี่ยงของสถานการณ์ต่าง ๆ ว่าสามารถยอมรับได้หรือไม่
3) การบรรเทาความเสี่ยง (Risk treatment) เป็นขั้นตอนการหามาตรการมารองรับสถานการณ์ที่มีความเสี่ยงอยู่ในเกณฑ์ที่ไม่สามารถยอมรับได้ เพื่อลดความเสี่ยงของสถานการณ์นั้นลง
4) การตรวจสอบและทบทวน (Monitoring and review) เป็นการตรวจสอบและติดตามความเสี่ยง ว่ามาตรการที่ถูกเสนอแนะไปมีประสิทธิภาพเพียงใด หากมาตรการที่ใช้ไม่เกิดผลต้องมีการทบทวน ปรับปรุง หรือหามาตรการใหม่ที่เหมาะสม
5) การสื่อสารและการให้คำปรึกษา (Communication and consultation) เป็นขั้นตอนที่สำคัญที่ทำให้การจัดการความเสี่ยงมีประสิทธิภาพ ขั้นตอนนี้แทรกอยู่ในทุกขั้นตอนหลักเพื่อที่จะให้เกิดความผิดพลาดน้อยที่สุดในการจัดการความเสี่ยง

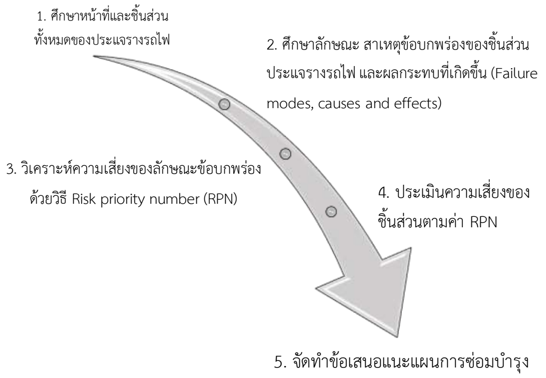
จากที่อธิบายมาข้างต้น มาตรฐาน ISO 31000 เป็นมาตรฐานที่สำคัญ มีกระบวนการจัดการความเสี่ยงที่ชัดเจนและเป็นที่ยอมรับจากทั่วโลก ดังนั้นกระบวนการนี้จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้จัดการความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟในการศึกษาครั้งนี้ สำหรับในขั้นตอนการประเมินความเสี่ยง (Risk assessment) โดยเฉพาะอย่างยิ่งในขั้นตอนย่อย การวิเคราะห์ความเสี่ยง (Risk analysis) งานวิจัยนี้จะใช้การวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องและผลกระทบที่วิกฤติ (Failure Modes, Effects and Critical Analysis, FMECA) มาทำการวิเคราะห์ จากการทบทวนงานวิจัยทั้งของไทยและของต่างประเทศพบว่าวิธี FMECA ถูกใช้ในการวิเคราะห์ความเสี่ยงของทั้งระบบรางและระบบอื่นๆ ยกตัวอย่างเช่น ชัยมงคล ศรีจันทรา (2010) ใช้ FMECA เพื่อพัฒนาแผนการซ่อมบำรุงของชุดกำเนิดลมของรถไฟฟ้า [3] Cicek K. et al. (2010) นำเสนอแผนการซ่อมบำรุงระบบเครื่องยนต์ของเรือโดยใช้วิธี FMECA และการวิเคราะห์ตัวเลขลำดับความสำคัญ Priority Number (RPN) [4] Kim J. and Jeong H. (2013) ศึกษาความเสียหายของระบบภายในของรถไฟฟ้า [5] Dinmohammadi F. et al. (2016) ศึกษาหาชิ้นส่วนที่มีผลกระทบวิกฤตต่อระบบประตูของรถไฟฟ้าเพื่อนำไปจัดทำแผนการซ่อมบำรุง [6] Kassa E. (2017) ศึกษารูปแบบการชำรุดของประแจรางรถไฟจากข้อมูลของประเทศอังกฤษ [7] เป็นต้น จากตัวอย่างงานวิจัยที่กล่าวมานี้ จะเห็นว่าวิธี FMECA สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความเสี่ยงและปรับปรุงแผนการซ่อมบำรุงให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น อย่างไรก็ตามจะเห็นว่างานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการชำรุดของประแจรางรถไฟยังไม่มีในประเทศไทย ดังนั้นการงานวิจัยนี้จึงเป็นจุดเริ่มต้นอันดีในการพัฒนาการบริหารจัดการทรัพย์สินของระบบรางในไทย



รูปที่ 2 กระบวนการประเมินผลความเสี่ยง [2]

3. วิธีการดำเนินงาน

กระบวนการวิเคราะห์ความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟสามารถหาผลลัพธ์ได้ทั้งเชิงคุณภาพ (Qualitative) และเชิงปริมาณ (Quantitative) โดยแบ่งเป็น 5 ขั้นตอนดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 ศึกษาชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟ

การศึกษาครั้งนี้เริ่มต้นจากการทำความเข้าใจส่วนประกอบทั้งหมดของประแจรางรถไฟ ซึ่งทำได้จากการสืบค้นข้อมูลจากอินเตอร์เน็ต วารสารวิชาการ หนังสือ และรวมถึงการไปดูงานประแจรางรถไฟของจริง ณ ศูนย์อุตสาหกรรมอิตาเลียนไทย จังหวัดสระบุรี เพื่อให้มีความรู้เชิงลึกเกี่ยวกับหน้าที่การทำงานของส่วนประกอบทั้งหมดของประแจรางรถไฟ

3.2 ศึกษาลักษณะ สาเหตุข้อบกพร่องของชิ้นส่วนประแจรางรถไฟ และผลกระทบที่เกิดขึ้น

การระบุลักษณะข้อบกพร่องหรือรูปแบบความเสียหาย (Failure modes) สาเหตุ (Causes) และผลกระทบที่เกิดขึ้น (Effects) เป็นขั้นตอนที่สำคัญในการวิเคราะห์ความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟ ขั้นตอนนี้จำเป็นต้องมีข้อมูลจากผู้เชี่ยวชาญที่ทำงานบำรุงรักษาอุปกรณ์นี้อยู่เป็นประจำ ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้จึงเลือกการเก็บข้อมูลด้วยการสัมภาษณ์วิศวกรและช่างผู้ชำนาญในหน่วยงานที่ให้บริการเดินรถไฟเพื่อให้ได้ข้อมูลในส่วนนี้มา

3.3 วิเคราะห์ความเสี่ยงของลักษณะข้อบกพร่อง

โดยปกติการวิเคราะห์ความเสี่ยงจะสามารถทำได้ 2 รูปแบบ คือ การคำนวนค่า Risk Priority Number (RPN) และค่า Failure Mode Critically Number (C_m) อย่างไรก็ตามการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธี RPN เป็นวิธีหลักเนื่องจากทางคณะวิจัยไม่มีข้อมูลเกี่ยวกับประวัติการเสียหายของประแจรางรถไฟในอดีตเพียงพอที่จะคำนวนค่า C_m ในรายละเอียด ค่า RPN นี้จะได้จากผลคูณของ โอกาสการเกิดข้อบกพร่อง (Occurrence, O) ความสามารถในการตรวจสอบและป้องกันข้อบกพร่อง (Detection, D) และผลกระทบของข้อบกพร่อง (Severity, S) ดังสมการที่ (2)

$$RPN = O \times D \times S \quad (2)$$

ทั้ง 3 ตัวแปรจะถูกประเมินโดยผู้เชี่ยวชาญเช่นเดียวกับในหัวข้อที่ 3.2 โดยใช้เกณฑ์การประเมินดังแสดงในตารางที่ 1 2 และ 3 ตามลำดับ ซึ่งจะทำให้ค่าความเสี่ยงรวม (RPN) อยู่ที่ 180 (6x3x10) คะแนน

ตารางที่ 1 เกณฑ์ของโอกาสการเกิดข้อบกพร่อง (O) [6]

เกณฑ์	ระดับ	คำอธิบาย
1	Remote	ไม่เกิดขึ้นเลย
2	Very low	เกิดขึ้นน้อยมาก
3	Low	เกิดขึ้นน้อย
4	Moderate	เกิดขึ้นบางครั้ง
5	High	เกิดขึ้นบ่อย
6	Very high	เกิดขึ้นบ่อยมาก

ตารางที่ 2 เกณฑ์ความสามารถในการตรวจสอบข้อบกพร่อง (D) [7]

เกณฑ์	ระดับ	คำอธิบาย
1	Low	ตรวจสอบได้ง่าย สามารถมองเห็นด้วยตาเปล่า
2	Moderate	ตรวจสอบได้แต่อาจต้องใช้เครื่องมือมาช่วยในการตรวจสอบ
3	High	ตรวจสอบได้ยาก อาจไม่สามารถตรวจสอบได้ด้วยตัวเองและต้องใช้เครื่องมือเฉพาะทาง

ตารางที่ 3 เกณฑ์ผลกระทบเมื่อเกิดข้อบกพร่อง (S) [6]

เกณฑ์	ระดับ	คำอธิบาย
1	None	ไม่มีผลกระทบ
2	Very minor	ต้องทำการตรวจสอบ มีผลกระทบต่อระบบน้อยมาก และผู้โดยสารเพียงส่วนน้อยรับรู้ได้ถึงผลกระทบ
3	Minor	ต้องทำการตรวจสอบ มีผลกระทบต่อระบบเล็กน้อย และผู้โดยสารจำนวนหนึ่งรับรู้ได้ถึงผลกระทบ
4	Very low	ต้องทำการตรวจสอบ มีผลกระทบต่อระบบบางส่วนและผู้โดยสารส่วนใหญ่รับรู้ถึงผลกระทบ
5	Low	ต้องทำการซ่อมแซมทันที ผู้โดยสารส่วนใหญ่รับรู้ถึงผลกระทบ
6	Moderate	ต้องทำการซ่อมแซมทันที ผู้โดยสารทุกคนรับรู้ถึงผลกระทบและรู้สึกไม่สะดวกสบาย
7	High	ต้องทำการซ่อมแซมทันที ผู้โดยสารทุกคนรับรู้ถึงผลกระทบและเริ่มไม่พอใจกับการดำเนินงาน
8	Very high	ต้องทำการซ่อมแซมทันทีโดยการเปลี่ยนอะไหล่ใหม่ ระบบสูญเสียหน้าที่ทั้งหมด ผู้โดยสารทุกคนรับรู้ถึงผลกระทบ และไม่พอใจอย่างมากกับการดำเนินงาน
9	Dangerous with warning	ระบบสูญเสียหน้าที่ทั้งหมด และผลกระทบนั้นส่งผลต่อความไม่ปลอดภัยของผู้โดยสาร ไม่เป็นไปตามกฎระเบียบ แต่มีการแจ้งเตือน
10	Dangerous without warning	ระบบสูญเสียหน้าที่ทั้งหมดและผลกระทบนั้นส่งผลต่อความไม่ปลอดภัยของผู้โดยสาร ไม่เป็นไปตามกฎระเบียบและไม่มีการแจ้งเตือน

3.4 การประเมินความเสี่ยง

การประเมินความเสี่ยงของแต่ละชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟ สามารถทำได้โดยการนำค่า RPN ที่ได้จากหัวข้อก่อนหน้ามาทำการปรับสัดส่วนเป็น 100 คะแนนเทียบกับค่ามากที่สุด (Normalised RPN) จากนั้นจะใช้คะแนนเฉลี่ยจากทุกข้อบกพร่องของชิ้นส่วนนั้นๆ มาทำการเปรียบเทียบตามเกณฑ์ประเมินความเสี่ยงที่เสนอโดย Dinmohammadi F. et al. (2016) [6] ดังตารางที่ 4 ซึ่งมีอยู่ทั้งหมด 5 ระดับ ได้แก่ Very low, Low, Medium, High และ Very high ในระดับแรก Very low หมายถึงชิ้นส่วนมีความเสี่ยงการชำรุดต่ำ ทำให้มีความจำเป็นน้อยมากในการดูแลรักษาและป้องกันความเสียหาย ส่วนในระดับสุดท้าย Very high หมายถึงชิ้นส่วนมีความเสี่ยงการชำรุดสูง จำเป็นต้องได้รับการแก้ไขเร่งด่วนหากเกิดความเสียหายหรือควรปรับปรุงระบบเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดความเสียหายกับชิ้นส่วนนั้นๆ

3.5 จัดทำข้อเสนอแนะแผนการซ่อมบำรุง

ขั้นตอนสุดท้ายเป็นการจัดทำข้อเสนอแนะเกี่ยวกับแผนการซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟ โดยข้อมูลที่ได้จากการประเมินความเสี่ยงจะถูกนำมาพิจารณา ถ้าชิ้นส่วนไหนอยู่ในเกณฑ์ความเสี่ยงที่ยอมรับไม่ได้หรือมีความสำคัญมากต่อระบบมาก การตรวจสอบหรือการซ่อมบำรุงของชิ้นส่วนนั้น ๆ อาจต้องทำบ่อยขึ้น เพื่อเพิ่มความน่าเชื่อถือ (Reliability) ให้แก่ประแจรางรถไฟ รายละเอียดอื่นๆ ของการวางแผนซ่อมบำรุง จะถูกอธิบายเพิ่มเติมในหัวข้อที่ 4 กรณีศึกษา

ตารางที่ 4 เกณฑ์ในการประเมินความเสี่ยง [6]

Level	Normalised RPN	Recommendations
Very Low	0 < RPN ≤ 4	Almost unnecessary to take the improvement actions.
Low	4 < RPN ≤ 9	Minor priority to take the improvement actions.
Medium	9 < RPN ≤ 25	Moderate priority to take the improvement actions
High	25 < RPN ≤49	High priority to take the improvement actions.
Very High	49 < RPN ≤ 100	Absolute necessary to take the improvement actions

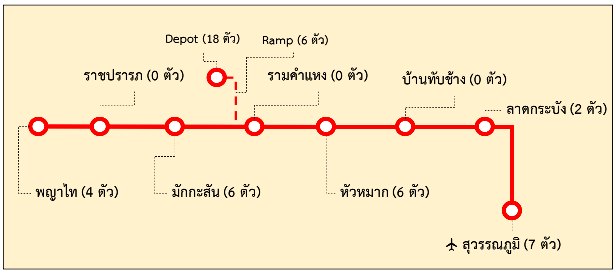
4. กรณีศึกษา

4.1 ระบบรถไฟฟ้าแอร์พอร์ต เรล ลิงก์ (Airport rail link, ARL)

ประแจรางรถไฟของระบบรถไฟฟ้าแอร์พอร์ต เรล ลิงก์ (Airport rail link, ARL) ถูกใช้เป็นกรณีศึกษาในงานวิจัยครั้งนี้ (รูปที่ 1) ระบบ ARL เป็นระบบขนส่งทางรางที่บริหารโดยบริษัท รถไฟฟ้า ร.ฟ.ท. จำกัด ทำการขนส่งผู้โดยสารจากสนามบินสุวรรณภูมิถึงสถานีพญาไท (ทั้งหมด 8 สถานี) ทุกวันตั้งแต่เวลา 05.30 – 24.00 น. มีจำนวนผู้โดยสารประมาณวันละ 80,000 – 90,000 คน ในอนาคตระบบ ARL จะเป็นส่วนหนึ่งของรถไฟความเร็วสูงเชื่อม 3 สนามบิน (สนามบินอู่ตะเภา-สนามบินสุวรรณภูมิ-สนามบินดอนเมือง) ดังนั้นการดูและรักษาอุปกรณ์ต่างๆ โดยเฉพาะประแจรางรถไฟให้อยู่ในสภาพพร้อมใช้งานจึงเป็นสิ่งจำเป็น [8] ปัจจุบัน ARL มีประแจรางรถไฟในโครงข่ายจำนวน 49 ตัว กระจายอยู่ ณ ตำแหน่งต่างๆ คือ สถานีพญาไท 4 ตัว สถานีมักกะสัน 6 ตัว สถานีซ่อมบำรุงคลองตัน 18 ตัว ช่วงสถานีมักกะสันถึงรามคำแหง 6 ตัว สถานีหัวหมาก 6 ตัว สถานีลาดกระบัง 2 ตัว และสถานีสุวรรณภูมิ 7 ตัว ดังรูปที่ 4 โดยประแจรางรถไฟทั้งหมดนี้จะถูกตรวจสอบและซ่อมบำรุง 2 ครั้งใน 1 ปี หรือ ทุกๆ 6 เดือน

4.2 การเก็บข้อมูล

เนื่องจากการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธีการคำนวนค่า Risk Priority Number (RPN) มาใช้ในขั้นตอนวิเคราะห์ความเสี่ยง ดังนั้นในการเก็บข้อมูลคณะวิจัยจึงได้สัมภาษณ์กับวิศวกรและช่างผู้เชี่ยวชาญในการซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟของบริษัท รถไฟฟ้า ร.ฟ.ท. จำกัด ทั้งหมด 6 ท่าน ในรูปแบบแบบสอบถาม โดยแบบสอบถามจะเป็นตารางการวิเคราะห์ความเสี่ยงรูปแบบ FMECA ของชิ้นส่วนทั้งหมดของประแจรางรถไฟ ซึ่งเนื้อหาประกอบไปด้วยลักษณะข้อบกพร่อง/รูปแบบการเสียหาย สาเหตุ และผลกระทบที่เกิดขึ้น นอกจากนี้ผู้เชี่ยวชาญยังถูกถามให้ประเมินความเสี่ยง (RPN) ของแต่ละลักษณะข้อบกพร่อง ตามเกณฑ์ที่แสดงในตารางที่ 1 2 และ 3



รูปที่ 4 เส้นทางและจำนวนประแจรางรถไฟของระบบ Airport Rail Link

4.3 การวิเคราะห์ผล

ข้อมูลจากผู้เชี่ยวชาญจะถูกนำมาบันทึกไว้ในโปรแกรม MS Excel เพื่อนำค่า O S และ D ของแต่ละลักษณะข้อบกพร่องของแต่ละชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟมาคำนวณหาค่า RPN ทั้งนี้จากข้อมูลที่ได้มาพบว่ามีบางชิ้นส่วนที่ผู้เชี่ยวชาญได้ให้ข้อมูลตรงกันในด้านของลักษณะข้อบกพร่อง แต่ต่างกันในค่า O S และ D คณะวิจัยจึงใช้วิธีการหาค่าเฉลี่ย O S และ D สำหรับลักษณะข้อบกพร่องนั้น ๆ จึงทำให้ O S และ D บางครั้งมีค่าเป็นจุดทศนิยม

4.4 ผลการศึกษา

4.1.1 การวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องจากโอกาสที่จะเกิดขึ้น

ตารางที่ 5 แสดงรูปแบบความเสียหาย 5 อันดับแรกจากการพิจารณาโอกาสในการเกิดขึ้น โดยรูปแบบความเสียหายที่มีโอกาสเกิดขึ้นมากที่สุดลำดับที่ 1 - 3 (มีค่า O เท่ากับ 5 หมายถึง เกิดขึ้นบ่อย) คือ การเกิดรอยล้อเบียด/ชน ของชิ้นส่วนตะเฆ่ (Crossing noses) การเกิดรอยแตกและการเกิดครีบที่จุดสัมผัสล้อของชิ้นส่วนรางกัน (Check rails และ Wing rails) ส่วนอันดับสี่ คือ การแตกหักของ Spring clips ของชิ้นส่วนตัวยึดราง (มีค่า O เท่ากับ 4 คือ เกิดขึ้นบางครั้ง) และสุดท้ายอันอับที่ห้า คือ การเกิดรอยแตกร้าวที่หัวราง (Head check) ของรางหลัก (Stock rails) ที่มีค่า O เท่ากับ 3.7 จากผลลัพธ์ที่ได้นี้ทาง บริษัท รถไฟฟ้า ร.ฟ.ท. จำกัด ควรมีการให้ความสำคัญในการป้องกันกับรูปแบบความเสียหายของชิ้นส่วนเหล่านี้ให้มากกว่ารูปแบบความเสียหายของชิ้นส่วนอื่นๆ ของประแจทางรถไฟ

ตารางที่ 5 รูปแบบความเสียหาย 5 อันดับแรกจากตัวแปรโอกาสที่เกิดขึ้น

ลำดับ	รูปแบบความเสียหาย	ชิ้นส่วน	สาเหตุ	โอกาสที่จะเกิดขึ้น
1	รอยล้อเบียด/ชน	ตะเฆ่	การกระแทกจากล้อรถไฟ	5
2	รอยแตกที่จุดสัมผัสล้อ	รางกัน	การกระแทกจากล้อรถไฟ	5
3	รอยครีบที่ Check Rail	รางกัน	การเสียดสีกันของล้อรถไฟ	5
4	Spring Clip แตกหัก	ตัวยึดราง	การสั่นสะเทือน	4
5	เกิดรอย Head Check	รางหลัก	การเสียดสีกันของล้อรถไฟ	3.7

4.1.2 การวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องจากผลกระทบ

ตารางที่ 6 แสดงรูปแบบความเสียหาย 3 อันดับแรกจากการพิจารณาผลกระทบที่เกิดขึ้น โดยรูปแบบความเสียหายที่ทำให้เกิดผลกระทบมากที่สุด (มีค่า S ประมาณ 7) คือ สวิตซ์ใช้การไม่ได้ซึ่งมีที่มาจากชิ้นส่วนมอเตอร์ของประแจกล (Point Machine) เกิดการล้า อันดับที่สอง คือ การเกิดรอยร้าวบริเวณจุดเชื่อมเทอร์มิตของชิ้นส่วนรางหลัก (มีค่า S เท่ากับ 6) และอันดับสุดท้าย คือ เกิดรอยล้อเบียด/ชน ของชิ้นส่วนตะเฆ่ (Crossing Nose) ซึ่งมีค่า S เท่ากับ 3 จากผลที่ได้นี้ทาง บริษัท ร.ฟ.ท. จำกัด ควรพิจารณาตรวจสอบประแจรางรถไฟให้ถี่กว่าแผนการตรวจสอบเดิม โดยเฉพาะชิ้นส่วนของประแจกลที่มีค่าผลกระทบของชิ้นส่วนค่อนข้างสูงเมื่อเทียบกับชิ้นส่วนอื่น

ตารางที่ 6 รูปแบบความเสียหาย 3 อันดับแรกจากตัวแปรผลกระทบ

ลำดับ	รูปแบบความเสียหาย	ชิ้นส่วน	สาเหตุ	ผลกระทบ
1	ตัวสวิตซ์ใช้ไม่ได้	ประแจกล	ความล้าของมอเตอร์	7.3
2	รอยร้าวบริเวณจุดเชื่อมเทอร์มิต	รางหลัก	การกระแทกจากล้อรถไฟ	6
3	รอยล้อเบียด/ชน	ตะเฆ่	การกระแทกจากล้อรถไฟ	3

4.1.3 การวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องจากความสามารถในการตรวจสอบ

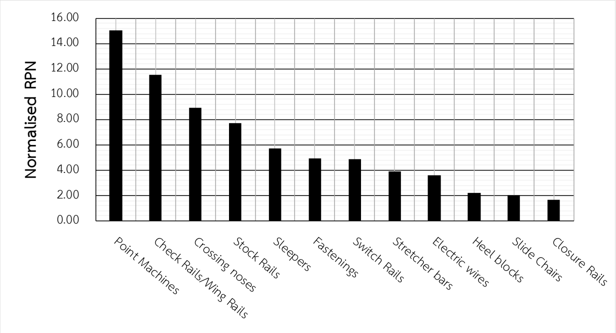
ตารางที่ 7 แสดงรูปแบบความเสียหาย 3 อันดับแรก โดยพิจารณาจากความสามารถในการตรวจสอบ โดยจะเห็นว่ารูปแบบความเสียหายที่ตรวจสอบยากที่สุด (มีค่า D เท่ากับ 3) คือ สวิตซ์ใช้การไม่ได้ อันดับที่สอง คือ รางลิ้นกระดก (มีค่า D เท่ากับ 2.5) และอันดับสุดท้าย คือ เกิดรอยร้าวบริเวณจุดเชื่อมเทอร์มิตของชิ้นส่วนรางหลัก (มีค่า D เท่ากับ 2) จากผลที่ได้นี้ทาง บริษัท ร.ฟ.ท. จำกัด ควรพิจารณาจัดหาเครื่องมือและนำเทคโนโลยีทันสมัยมาใช้ในการตรวจสอบชิ้นส่วนต่างๆ ของประแจรางรถไฟ เพื่อให้ง่ายขึ้นต่อการหาจุดบกพร่องและสามารถแก้ไขได้อย่างรวดเร็ว

ตารางที่ 7 รูปแบบความเสียหาย 3 อันดับแรกจากตัวแปรความสามารถในการตรวจสอบ

ลำดับ	รูปแบบความเสียหาย	ชิ้นส่วน	สาเหตุ	การตรวจสอบ
1	ตัวสวิตซ์ใช้ไม่ได้	ประแจกล	ความล้าของมอเตอร์	3
2	รางลิ้นกระดก	รางลิ้น	การสั่นสะเทือน	2.5
3	รอยร้าวบริเวณจุดเชื่อมเทอร์มิต	รางหลัก	การกระแทกจากล้อรถไฟ	2

4.1.3 ตัวเลขลำดับความสำคัญ (RPN)

รูปที่ 5 แสดงค่า Normalised RPN ของชิ้นส่วนต่างๆ ของประแจรางรถไฟตามที่ได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 3.4 ซึ่งจะเห็นว่าประแจกล (Point Machines) มีค่าความเสี่ยงของการชำรุดมากที่สุด รองลงมาคือรางกัน (Check rails/Wing rails) และอันดับที่ 3 คือ ตะเฆ่ (Crossing noses) ส่วนชิ้นส่วนที่มีความเสี่ยงของการชำรุดน้อยที่สุดของการศึกษานี้คือ รางปิด (Closure rails) จากผลการศึกษานี้ทำให้รู้ว่า ประแจกล เป็นชิ้นส่วนวิกฤติ (Critical part) ของประแจรางรถไฟที่ใช้อยู่ในระบบโครงข่าย ARL



รูปที่ 5 ค่า Normalised RPN ของชิ้นส่วนต่างๆ ของประแจรางรถไฟ

4.1.4 ผลการประเมินความเสี่ยงและข้อเสนอแนะแผนการซ่อมบำรุง

ตารางที่ 8 แสดงผลการประเมินความเสี่ยงการชำรุดของชิ้นส่วนประแจรางรถไฟโดยใช้เกณฑ์จากตารางที่ 4 ซึ่งผลที่ได้คือชิ้นส่วนโดยส่วนใหญ่อยู่ในเกณฑ์ความเสี่ยงต่ำและต่ำมาก อย่างไรก็ตามยังมี 2 ชิ้นส่วนที่อยู่ในเกณฑ์ความเสี่ยงปานกลางและมีความจำเป็นที่จะต้องให้ความสนใจเป็นพิเศษคือ ประแจกลและรางกัน ซึ่งมีค่า Normalised RPN 15 และ 12 ตามลำดับ เมื่อนำผลการศึกษาที่ได้นี้ไปพิจารณากับแผนการตรวจสอบและซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟของ ARL (ตารางที่ 9) พบว่าปัจจุบัน ARL มีแผนการดำเนินการทุกๆ 6 เดือน หากพบชิ้นส่วนใดมีปัญหาหรือชำรุดจะดำเนินการซ่อมแซมในทันที โดยจะซ่อมแซมในช่วงหลังการให้บริการ เพื่อลดผลกระทบต่อผู้ใช้บริการ อย่างไรก็ตามจากผลการประเมินความเสี่ยงพบว่าชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟมีความเสี่ยงไม่เท่ากันและสามารถแบ่งได้เป็น 3 กลุ่มอย่างชัดเจน ดังนั้นแผนการตรวจสอบและซ่อมบำรุงอาจสามารถปรับเปลี่ยนได้เพื่อให้สอดคล้องกับผลการประเมินความเสี่ยง ซึ่งสามารถทำได้โดยการใช้ค่า RPN ที่มากที่สุดของแต่ละกลุ่มมาหาสัดส่วน เช่น 9 (กลุ่มระดับความเสี่ยงต่ำ) เป็นประมาณ 2 เท่าของ 4 (กลุ่มระดับความเสี่ยงต่ำมาก) ดังนั้นถ้ากำหนดให้กลุ่มระดับความเสี่ยงต่ำมากมีแผนการตรวสอบและซ่อมบำรุงเหมือนเดิมคือทุกๆ 6 เดือน ดังนั้นกลุ่มระดับความเสี่ยงต่ำจะต้องมีแผนการตรวจสอบและซ่อมบำรุงทุกๆ 3 เดือน ในทำนองเดียวกันกลุ่มระดับความเสี่ยงปานกลางก็จะต้องทำทุกๆ 1.5 เดือน แต่ถ้าหากคิดว่า 1.5 เดือน เป็นความถี่มากเกินไปที่อาจกระทบต่อทรัพยากรในการดูแลรักษา แผนการตรวจสอบและซ่อมบำรุงของกลุ่มนี้อาจปรับเป็นทุกๆ 2 เดือน เนื่องจากค่า RPN เฉลี่ยของกลุ่มอยู่ที่ประมาณ 13

ตารางที่ 8 ผลการประเมินความเสี่ยง

ลำดับ	ชิ้นส่วน	Normalised RPN
1	Point Machines	15
2	Check rails/Wing rails	12
3	Crossing noses	9
4	Stock rails	8
5	Sleepers	6
6	Fastenings	5
7	Switch rails	5
8	Stretcher bars	4
9	Electric wires	4
10	Heel blocks	2
11	Slide chairs	2
12	Closure rails	2

ตารางที่ 9 แผนการซ่อมบำรุงของ Airport Rail Link ปัจจุบัน

<table>
<tr><th rowspan="2">ลำดับ</th><th rowspan="2">ชิ้นส่วน</th><th colspan="2">Inspection period</th></tr>
<tr><th>แผนปัจจุบัน</th><th>แผนเสนอแนะ</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Point Machines</td><td rowspan="12">6 เดือน</td><td rowspan="2">2 เดือน</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Check rails/Wing rails</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Crossing noses</td><td rowspan="5">3 เดือน</td></tr>
<tr><td>4</td><td>Stock rails</td></tr>
<tr><td>5</td><td>Sleepers</td></tr>
<tr><td>6</td><td>Fastenings</td></tr>
<tr><td>7</td><td>Switch rails</td></tr>
<tr><td>8</td><td>Stretcher bars</td><td rowspan="5">6 เดือน</td></tr>
<tr><td>9</td><td>Electric wires</td></tr>
<tr><td>10</td><td>Heel blocks</td></tr>
<tr><td>11</td><td>Slide chairs</td></tr>
<tr><td>12</td><td>Closure rails</td></tr>
</table>

5. สรุป

การศึกษาครั้งนี้มีจุดประสงค์เพื่อวิเคราะห์ความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟโดยใช้กระบวนการตามมาตฐาน ISO31000 ควบคู่กับการวิเคราะห์ลักษณะข้อบกพร่องและผลกระทบที่วิกฤติ (Failure Modes, Effects and Criticality Analysis, FMECA) โดยมีกรณีศึกษาคือประแจรางรถไฟในโครงข่ายของรถไฟฟ้า Airport Rail Link (ARL) ผลการศึกษาพบว่าชิ้นส่วนของประแจรางรถไฟที่มีความเสี่ยงการชำรุดมากที่สุดคือประแจกล (Point machines) ชิ้นส่วนนี้ต้องได้รับการดูแลเป็นพิเศษ ในอนาคตอาจใช้เทคโนโลยีสมัยใหม่ในด้าน Condition monitoring มาช่วยเพื่อให้อุปกรณ์นี้มีความน่าเชื่อถือ (Reliability) เพิ่มมากขึ้น

ในภาพรวมความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟสามารถแบ่งได้เป็น 3 กลุ่มคือ กลุ่มความเสี่ยงปานกลาง กลุ่มความเสี่ยงต่ำและกลุ่มความเสี่ยงต่ำมาก ดังนั้นแผนการตรวจสอบและการซ่อมบำรุงของชิ้นส่วนเหล่านี้อาจไม่สามารถทำพร้อมกันได้ ชิ้นส่วนที่มีความเสี่ยงในการชำรุดสูงควรได้รับการตรวจสอบบ่อยครั้งกว่าชิ้นส่วนที่มีความเสี่ยงในการชำรุดต่ำดังข้อเสนอแนะในงานวิจัยนี้

ในอนาคตถ้ามีข้อมูลการซ่อมบำรุงประแจรางรถไฟเชิงสถิติ (Historical data) การวิเคราะห์ด้วยวิธี FMECA อาจสามารถประยุกต์เข้ากับวิธี Failure Mode Critically Number ซึ่งจะทำให้ผลการศึกษามีความน่าเชื้อถือเพิ่มมากขึ้น และถ้าข้อมูลมีมากพอยังสามารถนำไปใช้ในแบบจำลองคณิตศาสตร์ที่สามารถคิดตัวแปรอื่นๆ ร่วมได้ เช่น ความน่าจะเป็นในการชำรุด และงบประมาณ เป็นต้น ซึ่งจะทำให้แผนการซ่อมบำรุงมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

คณะวิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้การสนับสนุนทุนวิจัยในการศึกษาครั้งนี้ และขอขอบพระคุณบริษัท รถไฟฟ้า ร.ฟ.ท. จำกัด ที่อนุเคราะห์ข้อมูลในการวิเคราะห์ความเสี่ยงการชำรุดของประแจรางรถไฟ

เอกสารอ้างอิง

[1] Rama, D. and Andrews, J.D. (2013). A reliability analysis of railway switches. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 227(4), pp. 344-363.

[2] Papathanasiou, N., Martani, C., and T. Adey, B. (2018). *Risk Assessment Methodology*. DESTination RAIL – Decision Support Tool for Rail Infrastructure Managers.

[3] ชัยมงคล ศรีจันทรา, (2010). การพัฒนาโมดูลซ่อมบำรุงรักษาตามสภาพด้วยเทคนิค FMECA และการประยุกต์ใช้ในรถไฟฟ้า. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

[4] Cicek, K., Turan, H., Topcu, Y.I., and Searslan, M.N. (2010). Risk-based preventive maintenance planning using Failure Mode and Effect Analysis (FMEA) for marine engine systems. *The 2nd International Conference on Engineering System Management and Applications*, pp. 1–6.

[5] Kim, J. and Jeong, H.Y. (2013). Evaluation of the adequacy of maintenance tasks using the failure consequences of railroad vehicles. *Reliability Engineering and System Safety*, 117, pp. 30–39.

[6] Dinmohammadi, F., Alkali, B., Shafiee, M., Berenguer, C., and Labib, A., (2016). Risk Evaluation of Railway Rolling Stock Failures Using FMECA Technique: A Case Study of Passenger Door System. *Urban Rail Transit*, 2, pp. 128–145.

[7] Kassa, E., (2017). Analysis of failures within railway switches and crossings using failure modes and effects analysis methodology. Intelliswitch Symposium Copenhagen, Denmark, 28-30 August 2017.

[8] Airport Rail Link, https://www.srtet.co.th/index.php/th/. Accessed: 18 January 2020.

การวิเคราะห์ความหลากหลายของพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัย
An Analysis of Preference Heterogeneity in Residential Choice Behaviour

ธวัชชัย คงสุวรรณ์[1,*] และ วราเมศวร์ วิเชียรแสน[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: thawatchai.kon@ku.th*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันมีการพัฒนาระบบขนส่งสาธารณะทางราง เพิ่มมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง ซึ่งในปัจจุบันครอบคลุมระยะทางกว่า 153 กิโลเมตร ทั้งนี้อิทธิพลของการขนส่งที่มีต่อการใช้ประโยชน์ที่ดิน ทำให้เกิดการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ตามแนวเส้นทางเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นการคาดการณ์ปริมาณการเดินทาง จำนวนประชากร จึงเป็นสิ่งที่สำคัญและจำเป็นอย่างยิ่ง ที่จะต้องทราบอย่างถูกต้องของพื้นที่ รวมถึงพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยที่มีความหลากหลายหรือแตกต่างกันของแต่ละคน จึงเป็นปัจจัยที่สำคัญที่นำมาพิจารณาในการคาดการณ์จำนวนประชากรของพื้นที่ ดังนั้นการศึกษาในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่หลากหลายของคนแต่ละกลุ่มที่มีต่อการเลือกลักษณะที่อยู่อาศัยที่แตกต่างกัน (Heterogeneity Preference) เนื่องจากแต่ละคนมี รสนิยม ความชอบหรือความสนใจ Lifestyle ในการเลือกที่แตกต่างกัน ผู้วิจัยเห็นว่าการวิเคราะห์แบบภาพรวมในลักษณะการเลือกแบบ Homogeneous จึงไม่ถูกต้องมากนัก สำหรับพฤติกรรมของการเลือกในสถานการณ์จริง โดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบจำลองแบบไม่ต่อเนื่อง (Discrete choice model) สำหรับการวิเคราะห์ โดยในการศึกษาในครั้งนี้ได้มีการเปรียบเทียบ 3 แบบจำลอง คือ แบบจำลอง Multinomial logit (MNL) แบบจำลอง Mixed logit (MMNL) และ แบบจำลอง Latent class (LC) และตรวจสอบระดับความสอดคล้องของแบบจำลอง(Goodness of fit) ด้วยวิธีการประมาณค่าพารามิเตอร์สูงสุด (Maximum likelihood Method) โดยข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์นั้น ได้มาจาการสำรวจจำนวน 2,400 ตัวอย่าง จากกลุ่มตัวอย่างผู้ที่อาศัยในเขตจังหวัดนนทบุรีและกรุงเทพมหานคร โดยกำหนดสถานการณ์จำลองขึ้น (Stated Preference หรือ SP Survey) ของการเลือกที่อยู่อาศัย อย่างไรก็ตามผลการวิเคราะห์พบว่า พฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยของแต่ละคนมีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ ด้วยการวิเคราะห์การแบ่งกลุ่มคนที่มีลักษณ์ความชื่นชอบ รสนิยม หรือพฤติกรรมการเลือกเดียวกัน เข้าในกลุ่มเดียวกัน จากการแบ่งโดยปัจจัยทางด้านเศรษฐกิจและสังคมของแต่ละคน เช่น จำนวนสมาชิกในครัวเรือน รายได้โดยเฉลี่ย และ สถานภาพ ของผู้ตอบแบบสอบแต่ละคน เป็นต้น

คำสำคัญ : แบบจำลอง Multinomial Logit , แบบจำลอง Mixed Logit, แบบจำลอง Latent Class, การเลือกที่อยู่อาศัย

Abstract

In the present, the public transportation via rail are significantly developed and covering in many areas. Currently, railway development has already been covered over 153 kilometers. This has given the influence on land use, creating more real estate development along the route. It is necessary to know amount of travel demand and populations in area precisely. To know this number, it is required a comprehension of various population behavior in choosing residence as an important factor. Hence, the objective of this study is to learn the various behaviors of each group of people with different habitat characteristics or the heterogeneity preference. Since each people has different taste, preference, interest, and lifestyles of choosing their own residences. The researcher considered that 'Homogeneous selection' analysis through the method of 'Discrete choice model' was not giving an accurate result to the behavior of choosing residence in the real situation. In this research, it is using 3 compared models including, Multinomial Logit model (MNL), Mixed Logit model (MMNL), and Latent class model (LC). Researcher checked Goodness of fit of mentioned model via Maximum likelihood method. The data of this analysis gather a sample survey. The total sample was 2,400 samples from people who lived in Bangkok and Nonthaburi province by creating a scenario (Stated preference or SP) of housing selection. However, the analysis illustrated that each persons' housing selection behavior are statistically different. We divided people with similar characteristic into a group of economic, and social factor. Example of sub divided group included, number of members in household, average income, and status of each respondent.

Keywords**:** Multinomial Logit Model, Mixed Logit Model, Latent Class Model, Residential Choice

1. ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ในช่วงเวลาหลายปีที่ผ่านมา การเปลี่ยนแปลงของประชากรกรุงเทพมหานครค่อย ๆ ลดลงพร้อมกับการขยายตัวที่สูงขึ้นของจำนวนประชากรในพื้นที่ปริมณฑล 5 จังหวัด (นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ สมุทรสาคร และนครปฐม) ทั้งนี้เนื่องจากการพัฒนาโครงข่ายคมนาคมขนส่งได้ขยายออกไปครอบคลุมภูมิภาคที่ห่างไกลของประเทศ และสร้างความหนาแน่นขึ้นในพื้นที่ปริมณฑลและพื้นที่เกี่ยวเนื่องอย่างรวดเร็ว (รายงานการศึกษา: ประชากรกรุงเทพมหานครและปริมณฑล พ.ศ.2554, สำนักผังเมือง กรุงเทพมหานคร) จากแผนแม่บทการขนส่งมวลชนทางรางในกรุงเทพมหานคร จนถึงแผนแม่บทระบบขนส่งมวลชนทางรางในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (พื้นที่ต่อเนื่อง) ระยะที่ 2 (Mass Rapid Transit Master Plan in Bangkok Metropolitan Region, M-MAP2) ทำให้เกิดการพัฒนาระบบขนส่งมวลชนทางรางในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลอย่างต่อเนื่องอย่างเป็นระบบและสอดคล้องกับสภาพสถานการณ์ปัจจุบันเพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุด ซึ่งปัจจุบันได้มีการเปิดให้บริการรถไฟฟ้าแล้วทั้งหมด 5 สายทาง ได้แก่ รถไฟฟ้าสายสีเขียวเข้ม (ช่วงมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์-เคหะฯ) รถไฟฟ้าสายสีเขยีวอ่อน (ช่วงสนามกีฬาแห่งชาติ-บางหว้า) รถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน (ช่วงท่าพระ-หลักสอง) รถไฟฟ้าแอร์พอร์ต เรล ลิงก์ (ช่วงพญาไท-สุวรรณภูมิ) และ รถไฟฟ้าสายสีม่วง (ช่วงบางใหญ่-เตาปูน) รวมทั้งสิ้น 109 สถานี ครอบคลุมระยะทาง 153 กิโลเมตร (แผนแม่บทระบบขนส่งมวลชนทางรางในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล (พื้นที่ต่อเนื่อง) ระยะที่ 2, สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร) ทำให้เป็นการเชื่อมเนื้อเมืองส่วนต่างๆ ของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล เข้าด้วยกันไม่ว่าจะเป็นส่วนธุรกิจหลักของเมือง ย่านที่พักอาศัย ย่านราชการ แหล่งงานต่างๆ เป็นต้น ประชาชนที่อยู่ในพื้นที่ปริมณฑลมีโอกาสที่จะเข้ามาทำงาน ประกอบธุรกิจ ในพื้นที่ที่เป็นแหล่งงาน และกลับออกไปยังที่พักอาศัยของตนเองได้อย่างสะดวก ดังนั้นแสดงให้เห็นชัดเจนว่าระบบการขนส่งทางรางมีอิทธิพลเป็นอย่างมากต่อกรรมสิทธิ์ที่ดิน ส่งผลให้บริเวณที่ดินตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้ามีมูลค่าเพิ่มมากขึ้น จากการศึกษาผลกระทบของระบบขนส่งมวลชนในเขตเมืองต่อการใช้ประโยชน์ที่ดินและมูลค่าอสังหาริมทรัพย์ (Vichiensan & Miyamoto, 2010) ข้อสังเกตที่สำคัญอย่างหนึ่ง คือพบว่า การใช้ประโยชน์ที่ดินและการขนส่งในเขตเมืองนั้น มีปฏิสัมพันธ์กันอย่างสูง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง บริเวณย่านพื้นที่ตั้งของสถานีนับว่าเป็นทำเลทองที่มีปริมาณการสัญจรผ่านเพื่อเข้าสู่สถานี สิ่งนี้เป็นปัจจัยทางเศรษฐกิจที่กระตุ้นให้มีการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและราคาของที่ดินสำหรับการสร้างกิจกรรมเพื่อรองรับต่อความต้องการสำหรับการเดินทางของผู้ใช้บริการระบบรางที่เกิดขึ้น หรือกล่าวได้ว่า สถานที่ที่มีการเข้าถึงได้ง่ายจะมีโอกาสสูงสำหรับในการพัฒนาพื้นที่ได้มากกว่า พื้นที่ที่มีการเข้าถึงที่ยากลำบาก

จากงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต พบว่า ในหลายเมืองต้องการสนับสนุนการเดินทางด้วยระบบขนส่งมวลชนทางรางเป็นหลัก โดยงานวิจัยจำนวนมากพบว่า การจัดสรรค์หรือการพัฒนาพื้นที่ให้เหมาะสมจะส่งผลต่อการเลือกใช้ระบบขนส่งมวลชนมากยิ่งขึ้น ดังนั้น การสร้างแบบจำลองหาความสัมพันธ์ระหว่างที่อยู่อาศัยและพฤติกรรมในการเดินทางจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก (Nurlaela & Curtis, 2012) ผลการวิจัยในประเทศเนเธอร์แลนด์ ยังพบว่า ระบบขนส่งมีอิทธิพลต่อการโยกย้ายที่อยู่อาศัย กล่าวคือเมื่อมีการเข้าถึงได้สะดวกขึ้นของระบบขนส่ง ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนที่อยู่อาศัย รวมถึงปัจจัยทางด้านเวลาที่ส่งผลต่อการเลือกที่อยู่อาศัย กล่าวคือทุกครัวเรือนให้ความสำคัญกับเวลาในการเดินทาง เมื่อพื้นที่ใดมีการเดินทางเข้าถึงกิจกรรมต่างๆ ได้รวดเร็วมากขึ้น จะทำให้พื้นที่นั้นๆมีความน่าสนใจสำหรับการเลือกเป็นอยู่อาศัย (Zondag & Pieters, 2005) โดยการวิเคราะห์การเลือกที่อยู่อาศัยส่วนใหญ่ถูกพัฒนาโดยวิธีการสร้างทางเลือกแบบต่อเนื่อง เพื่อหาปัจจัยที่แตกต่างกันไปและทำการรวมการเดินทางกับพฤติกรรมเข้าด้วยกัน ซึ่งโดยส่วนใหญ่จะเลือกใช้แนวคิดทฤษฎีอรรถประโยชน์สูงสุด (Utility Maximization)(McFadden, 1978) ตัวอย่างงานวิจัยหนึ่ง สำหรับการพัฒนาหาตำแหน่งสถานีระบบขนส่งสาย Mandurah ในเมือง เพิร์ท(Perth) รัฐเวสเทิร์นออสเตรเลีย พบว่า การวิเคราะห์ทัศนคติของผู้ตอบแบบสอบอธิบายอิทธิพลต่อการเลือกที่อยู่อาศัยโดยขึ้นอยู่กับระบบขนส่งได้ใกล้เคียงมากที่สุด รวมถึงสถาพทางสังคมของครัวเรือนจะมีแน้วโน้มที่จะเลือกที่อยู่อาศัยที่แตกต่างกันออกไปแต่ละกลุ่มโดยใช้แบบจำลอง hybrid Latent class (Hybrid LCM) สำหรับการวิเคราะห์เพื่อหาปัจจัยต่างๆ(Olaru, Smith, & Taplin, 2011) ดังนั้นเพื่อทดสอบว่าบ้านหลังใดจะถูกเลือก โดยคำนึงถึงเรื่องคุณสมบัติที่หลากหลายของลักษณะบ้าน สถานที่ใกล้เคียง การเข้าถึงพื้นที่ที่สามารถตอบสนองต่อความต้องการของคนได้ดีที่สุด โดยใช้หลักการทฤษฎีดังกล่าวในการวิเคราะห์ โดยทั่วไปแล้ว พบว่า พฤติกรรมของคนที่เลือกเดินทางด้วยระบบขนส่งมวลชนทางรางเป็นหลัก โดยส่วนใหญ่เลือกที่พักอาศัยบริเวณใกล้กับเส้นทางรถไฟฟ้าในระยะภายใน 500 เมตร จากสถานี (Chalermpong & Ratanawaraha, 2013)

ดังนั้นจุดประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือต้องการศึกษาพฤติกรรมที่หลากหลายของคนแต่ละกลุ่มที่มีต่อการเลือกลักษณะที่อยู่อาศัยที่แตกต่างกัน ตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้าในกรุงเทพและปริมณฑล โดยเน้นบริเวณรถไฟฟ้าสายสีม่วงเป็นหลัก ซึ่งเป็นรถไฟฟ้าสายปัจจุบันที่ได้เชื่อมต่อระหว่างเขตกรุงเทพมหานครและเขตนนทบุรี เป็นที่เรียบร้อยแล้ว จึงเป็นปัจจัยหลักที่เพิ่มศักยภาพการพัฒนาพื้นที่และดึงดูดคนให้เข้ามาในพื้นที่มากขึ้น รวมถึงการลงทุนด้านอสังหาริมทรัพย์ เนื่องจากการเดินทางที่สะดวกขึ้น โดยการวิเคราะห์จะเลือกใช้แบบจำลองโลจิตแบบหลายทางเลือก (Multinomial Logit Model) แบบจำลองโลจิตแบบผสม (Mixed Logit Model) และแบบจำลองกลุ่มแฝง(Latent class Model) เพื่อเปรียบเทียบแบบจำลองทั้ง 3 แบบจำลอง และอธิบายความสัมพันธ์ของปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อความหลากหลายของการเลือกที่อยู่อาศัยตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้า(สายสีม่วง) เพื่อเป็นแนวทางการส่งเสริมการพัฒนาพื้นที่ให้เกิดประโยชน์สูงสุด อีกทั้งยังเป็นตัวชี้วัดสำหรับ ประชาชนทั่วไป ผู้ลงทุนโครงการอสังหาริมทรัพย์ และหน่วยงานภาครัฐ สามารถใช้เป็นแนวทางในการกำหนดราคา และพัฒนาโครงการอาคารชุด รวมถึงการกำหนดมาตรการเพื่อส่งเสริมการใช้ระบบขนส่งสาธารณะอย่างยั่งยืน ต่อไป

2. แบบจำลองทางเลือก (Discrete Choice Models)

แบบจำลอง Discrete Choice เป็นแบบจำลองหนึ่งทางเศรษฐมิติ ที่นำมาใช้กับสถานการณ์ที่ตัวแปรตามอยู่ในรูปของตัวแปรที่ไม่ต่อเนื่อง เช่น บุคคลต้องทำการเลือกตัวเลือกใดตัวเลือกหนึ่งจากทางเลือกที่สร้างขึ้น (de Dios Ortúzar & Willumsen, 2011) กล่าวคือ ตัวแปรมีลักษณะเป็นทางเลือกสำหรับในการศึกษาในครั้งนี้ ตัวแปรตามคือการเลือกซื้อบ้านแบบใด โดยปกติข้อมูลที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองดังกล่าวมักเป็นข้อมูลระดับย่อย (Disaggregate Analysis) หรือหน่วยการวิเคราะห์เป็นหน่วยระดับครัวเรือน (Household) ทั้งนี้ทางเลือกหรือตัวแปรตามในการวิเคราะห์นั้นอาจเป็น สองทางเลือก (Binary Choice) หรือมากกว่าสองทางเลือก (Multinomial Choice) ก็ได้ โดยส่วนใหญ่การวิจัยด้านนี้จะใช้แนวคิดทฤษฎีอรรถประโยชน์สูงสุด (Utility Maximization) เพื่อตรวจสอบความไม่แน่นอน (Random Utility Theory) ของตัวเลือก (บ้าน) ใดจะถูกเลือก โดยคำนึงจากเรื่องคุณสมบัติที่หลากหลายของตัวเลือกที่กำหนดขึ้น โดยมีรูปแบบสมการพื้นฐาน ดังสมการที่ (1)

$$U_{in} = V_{in} + \varepsilon_{in} \quad (1)$$

โดยที่ U_{in} คือ ฟังก์ชันอรรถประโยชน์หรือความพึงพอใจของคนที่ n ที่เลือกทางเลือก i

V_{in} คือ ส่วนประกอบของตัวแปรอิสระ (Systematic Components) ที่วัดได้ของคนที่ n ที่เลือกทางเลือก i

ε_{in} คือ ส่วนของความพอใจแบบสุ่ม (Random Components) หรือ เทอมสุ่มที่มีการแจกแจงแบบอิสระและเหมือนกันแบบกัมเบล (Gumbel distribution) ของคนที่ n ที่เลือกทางเลือก i

2.1 แบบจำลอง Multinomial Logit

(McFadden, 1978) แบบจำลอง Multinomial Logit เป็นแบบจำลองที่วิเคราะห์การตัดสินใจของการเลือกที่มีมากกว่าหรือเท่ากับ 3 ทางเลือกขึ้นไป โดยพิจารณาทางเลือกทั้งหมดพร้อมๆกัน ซึ่งในบทความนี้ได้กำหนดตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ ประกอบด้วยทางด้านราคาของที่อยู่อาศัย ขนาดของที่ดิน จำนวนที่จอดรถ ระยะทางที่สั้นที่สุดไปยังสถานีรถไฟฟ้า ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังห้างสรรพสินค้า ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังถนนสายหลัก และระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังทางด่วน ดังสมการที่ (2)

$$P_n(i) = \frac{e^{\beta_k X_{ink}}}{\sum_{j=1}^{J} e^{\beta_k X_{jnk}}} \quad (2)$$

โดยที่ $P_n(i)$ คือ ความน่าจะเป็นของคนที่ n จะเลือกทางเลือก i

β_k คือ สัมประสิทธิ์ที่แสดงถึงอิทธิพลของตัวแปรตัวที่ k ที่มีต่อระดับความพอใจ

X_{ink} คือ ตัวแปรตัวที่ k ซึ่งจะอิทธิพลต่อความพอใจของคนที่ n ที่เลือก ทางเลือก i

2.2 แบบจำลอง Mixed Logit

สำหรับแบบจำลอง Mixed Logit หรือ random parameters logit ใช้สำหรับการประมาณค่าความเป็นไปได้ของพารามิเตอร์ที่ขึ้นอยู่กับแต่ละตัวแปร ไม่ใช่เพียงแค่ประมาณค่าจากกลุ่มประชากรทั้งหมด โดยใช้กฎของเบย์ (Bayesian approach) สำหรับการพิจารณาค่าพารามิเตอร์ของตัวแปรสุ่ม ซึ่งแบบจำลอง Mixed logit เป็นแบบจำลองที่มีความยืดหยุ่นสูงและสามารถนำมาประมาณค่าในรูปแบบฟังก์ชันอรรถประโยชน์ได้ (McFadden & Train, 2000) ในการสร้างแบบจำลอง Mixed logit สามารถแบ่งส่วนของเทอมสุ่มออกได้เป็นสองส่วนคือ ส่วนแรกเป็นส่วนที่ยอมให้มีความสัมพันธ์และความแปรปรวนของเทอมสุ่มแตกต่างกันได้ในแต่ละตัวเลือกและบุคคล (Heteroskedasticity) โดยในบทความนี้ กำหนดให้ตัวแปรทางด้านราคาเป็นตัวแปรสุ่ม และส่วนที่สองมีการแจกแจงแบบอิสระแบบกัมเบลเหมือนกับแบบจำลองโลจิตโดยส่วนแรกสามารถที่จะเป็นการแจกแจงแบบใดก็ได้ ในการพิจารณาแบบจำลองจะต้องมรการระบุฟังก์ชันอรรถประโยชน์ตามสมการที่ (3)

$$U_{in} = \beta'_n x_{in} + \varepsilon_{in} \quad (3)$$

โดยที่ β'_n คือ เวกเตอร์ของพารามิเตอร์ที่มีค่าคงที่ของ x_{in} (ค่าเฉลี่ยของกลุ่มบุคคล)

x_{in} คือ เวกเตอร์ของลักษณะต่างๆของผู้ที่ตัดสินใจคนที่ n และคุณสมบัติของตัวเลือก i

จากสมการที่ (3) จึงสามารถเขียนสมการความน่าจะเป็นโลจิตของตัวแปรได้ยังสมการที่ (4)

$$L_{in}(\beta_n) = \frac{e^{\beta'_n x_{in}}}{\sum_j e^{\beta'_n x_{jn}}} \quad (4)$$

โดยที่ $L_{in}(\beta_n)$ คือ ความน่าจะเป็นของตัวแปรของคนที่ n

ดังนั้น ทำให้ความน่าจะเป็นของแบบจำลอง Mixed logit แสดงดังสมการที่ (5)

$$P_{in} = \int \left(\frac{e^{\beta' X_{in}}}{\sum_j e^{\beta' X_{jn}}} \right) f(\beta) d\beta \quad (5)$$

โดยที่ P_{in} คือ ความน่าจะเป็นของการเลือกของคนที่ n จะเลือกตัวเลือก i

$f(\beta)$ คือ ฟังก์ชันความหนาแน่นของความน่าจะเป็น(probability density function) ของตัวแปร โดยกำหนดให้ β คือ ค่าการแจกแจงความน่าจะเป็นปกติ (Normal Distribution) $N\sim(\mu, \sigma^2)$

ซึ่งจากสมการที่ (5) คือความน่าจะเป็นของการเลือกแต่ละคน แบบไม่มีเงื่อนไขเกี่ยวข้องกับการอินทิเกรทหลายมิติ โดยการอินทิเกรทฟังก์ชันข้างต้นไม่สามารถหาผลสำเร็จอย่างง่ายได้ ถ้ามิติของการอินทิเกรทมากกว่าสองขึ้นไป ไม่สามารถคำนวณได้อย่างรวดเร็วและแม่นยำสำหรับการ

ประมาณค่าด้วย Maximum likelihood Estimation ดังนั้นในการประมาณค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองจึงนิยมใช้เทคนิคการ Simulation เข้ามาช่วยในการประมาณค่า

2.3 แบบจำลอง Latent Class

(Kamakura & Russell, 1989) สำหรับแบบจำลอง Latent Class สมมติว่าภายใต้ข้อมูลการเลือกนั้นมีความสนใจในการเลือกตัวเลือกหลากหลาย ๆ กลุ่ม (class) ซ่อนอยู่ เนื่องจากพฤติกรรมการเลือกของคนแต่ละคนนั้นมีความแตกต่างกันออกไป ทำให้ Latent Class จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ความชอบที่แตกต่างกันของพฤติกรรมการเลือก และสามารถจำนวนแนกพฤติกรรมการเลือกต่างๆ ออกเป็นกลุ่มๆ บนสมมติฐานที่ว่ากลุ่มตัวอย่างที่มีพฤติกรรมการเลือกที่คล้ายคลึงกันหรือเหมือนกันจะอยู่ในกลุ่มเดียวกัน แต่มีความชอบที่แตกต่างไปจากพฤติกรรมการเลือกของกลุ่มอื่นๆ โดยการจำแนกพฤติกรรมการเลือกออกเป็นกลุ่มจากการประมาณค่าความน่าจะเป็นของกลุ่มตัวอย่างแต่ละคน ว่ากลุ่มตัวอย่างนั้นๆ ควรจัดอยู่ในกลุ่มใด ส่วนของความคลาดเคลื่อน (Error term) เป็นอิสระต่อกันในแต่ละกลุ่มหรือแต่ละคน ดังสมการที่ (6)

$$P_n(i) = \sum_{s=1}^{S} P_{n(i|s)} P_{n\in s} \tag{6}$$

โดยที่ $P_n(i)$ คือ ความน่าจะเป็นของคนที่ n จะเลือกทางเลือก i

$P_{n(i|s)}$ คือ ความน่าจะเป็นของคนที่ n เลือกทางเลือก i บนเงื่อนไขของกลุ่ม S ซึ่งสามารถอธิบายได้จากฟังก์ชันอรรถประโยชน์ ดังสมการ $U_{nis} = \beta_{sXni} + \varepsilon_{nis}$ ดังนั้น Utility parameters จึงมีความเฉพาะเจาะจงกับกลุ่มและความน่าจะเป็นของทางเลือก ดังสมการที่ (7)

$$P_{n(i|s)} = \frac{e^{\beta_s X_i}}{\sum_{j=1}^{J} e^{\beta_s X_j}} \tag{7}$$

โดยที่ X_i คือ พารามิเตอร์ของกลุ่มเฉพาะ (Segment-specific parameter)

β_s คือ พารามิเตอร์อรรถประโยชน์ (Utility parameter)

โดยสมมติให้ค่าความคาดเคลื่อนกระจายแบบอิสระข้ามกลุ่มของกลุ่มตัวอย่าง กับ Type I extreme value distribution ดังนั้นด้วยข้อสมมติดังกล่าว ความน่าจะเป็นของกลุ่มตัวอย่างที่เป็นสมาชิกในกลุ่ม s จะอยู่ในรูปสมการที่ (8)

$$P_{n\in s} = \frac{e^{\lambda_s Z_n}}{\sum_{s=1}^{S} e^{\lambda_s Z_n}} \tag{8}$$

โดยที่ λ_s คือ Vector of the segment specific parameters

ดังนั้นพฤติกรรมการเลือกของแต่ละคนจะมีค่าความน่าจะเป็นในการเป็นสมาชิกกลุ่มเฉพาะ โดยการแทนค่าสมการที่ (7) และ สมการที่ (8) ในสมการที่ (6) ดังนั้นจะสมการความน่าจะเป็นตามสมการที่ (9)

$$P_n(i) = \sum_{s=1}^{S} \left(\frac{e^{\beta_s X_i}}{\sum_{j=1}^{J} e^{\beta_s X_j}}\right)\left(\frac{e^{\lambda_s Z_n}}{\sum_{s=1}^{S} e^{\lambda_s Z_n}}\right) \tag{9}$$

โดยที่ทางเลือกของคนแต่ละคนจะถูกพิจารณาเป็นอิสระจากทางเลือกจากคนอื่นๆ โดยจะตัดสินใจเลือกทางเลือกต่างๆจากพฤติกรรมของแต่ละบุคคล ซึ่งสำหรับการอธิบายความชอบที่แตกต่างกันจะใช้แบบจำลอง Multinomial logit model เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างลักษณะทางด้านเศรษฐกิจและสังคม และความน่าจะเป็นของการเข้าเป็นสมาชิกของกลุ่มนั้นๆ

2.4 การตรวจสอบระดับความสอดคล้องของแบบจำลอง

การตรวจสอบค่าพารามิเตอร์ เป็นการทดสอบค่าทางสถิติที่ใช้ในการพิจารณาว่าแบบจำลองที่ได้มานั้นสามารถแสดงความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ ได้ดีเพียงใด ซึ่งค่าพารามิเตอร์ที่ประมาณขึ้นมาโดยวิธี การประมาณค่าพารามิเตอร์สูงสุด (Maximum Likelihood Method หรือ MLE) นั้นจะอยู่ในเกณฑ์ที่ใช้ได้หรือยอมรับได้หรือไม่นั้น วิธีทางสถิติที่นำมาตรวจสอบค่า MLE นั้น คือ Goodness of Fit Measure โดย (Ben-Akiva, Lerman, & Lerman, 1985) ได้เสนอการตรวจสอบประสิทธิภาพแบบจำลองโลจิต (Logit Model) จากดัชนี ρ2 ดังสมการที่ (9)

$$\rho^2(0) = 1 - \frac{LL(\beta)}{LL(0)} \tag{9}$$

โดยที่ $LL(\beta)$ คือ ค่าลอการีทึมของฟังก์ชั่นความเป็นไปได้ที่ได้จากการประมาณค่าสัมประสิทธิ์

$LL(0)$ คือ ค่าลอการีทึมของฟังก์ชั่นความเป็นไปได้ในกรณีที่สมมติให้สัมประสิทธิ์ทุกตัวมีค่าเท่ากับศูนย์

ค่าดัชนีวัดความสอดคล้องของแบบจำลอง (ρ^2) จะมีค่าอยู่ระหว่าง 0 ถึง 1 กล่าวคือ ถ้าค่ายิ่งเข้าใกล้ 1 หมายถึง แบบจำลองมีประสิทธิภาพสูงสำหรับการอธิบายพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงของแบบจำลอง

โดยที่ลอการิทึมฟังก์ชั่นความเป็นไปได้จากการประมาณค่าสัมประสิทธิ์ (Maximum Log likelihood Function) ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้สำหรับการประมาณค่าพารามิเตอร์ในสมการอรรถประโยชน์ดังสมการที่ (1) ซึ่งเป็นค่าที่บอกความสำคัญของตัวแปร ที่ได้จากการสังเกตเกิดจากการสุ่มเลือกมาจากประชากรที่มีการแจกแจงที่ขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์เฉพาะค่าหนึ่ง ซึ่งควรจะเป็นค่าที่ทำให้ความเป็นไปได้ (likelihood) ที่สุ่มเลือกได้ตัวอย่างดังกล่าวมีค่าสูงที่สุด โดยแสดงดังสมการที่ (10)

$$LL = \log(L) = \Sigma_{\forall t\in T}\Sigma_{\forall j\in J}\delta_{jt}\, x \ln(P_{jt}(\beta)) \tag{10}$$

นอกจากนี้มีการเลือกแบบจำลองอยู่อีกหลายเกณฑ์เพื่อใช้เปรียบเทียบแบบจำลอง และดูว่าแบบจำลองที่เลือกไปใช้นั้นมีความเหมาะสมเพียงใด โดย (Walker & Li, 2007) ได้พิจารณาสมการสำหรับการวิเคราะห์หาค่าต่ำสุดของ AIC และ BIC ดังนี้โดยที่ Akaike's Information Criterion หรือ AIC คือ การคัดเลือกแบบจำลองเพื่อใช้เป็นเครื่องมือในการหาแบบจำลองที่ให้ค่าพยากรณ์แม่นยำที่สุด โดยมีตัวประมาณได้จากวิธีการประมาณค่าภาวะน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood Function) ซึ่งข้อมูลที่นำมาใช้ในการพิจารณาไม่จำเป็นต้องมีการแจงแบบปกติ อย่างไรก็ตามแบบจำลองโดยใช้เกณฑ์ AIC สำหรับการเลือกแบบจำลองที่มีค่าต่ำสุด เป็นแบบจำลองที่ใช้ในการอธิบายตัวแปรตามได้ที่สุด โดยมีดังสมการที่ (11)

$$\text{AIC} = -2(LL) + 2k \tag{11}$$

โดยที่ LL คือ ค่าลอการิทึมฟังก์ชั่นความเป็นไปได้จากการประมาณค่าสัมประสิทธิ์ (Maximum Log likelihood Function)

k คือ การประมาณค่าของตัวแปร (Estimated parameters)

สำหรับ BIC หรือ Bayesian Information Criteria นั้นได้พัฒนาเกณฑ์การคัดเลือกแบบจำลองที่ได้จากการดัดแปลงแบบเบส์ของเกณฑ์ AIC โดยนำขนาดตัวอย่างมาพิจารณาด้วย ซึ่งเกณฑ์ BIC จะเลือกแบบจำลองที่ให้ค่า BIC ต่ำที่สุดเช่นเดียวกัน จึงจะเป็นแบบจำลองที่ถูกต้องโดยมีสมการตามสมการที่ (12)

$$B\text{IC} = -2(LL) + (\ln(N))k \tag{12}$$

โดยที่ N คือ การประมาณค่าของตัวแปร (Estimated parameters)

3. วิเคราะห์ข้อมูลจากการสำรวจ

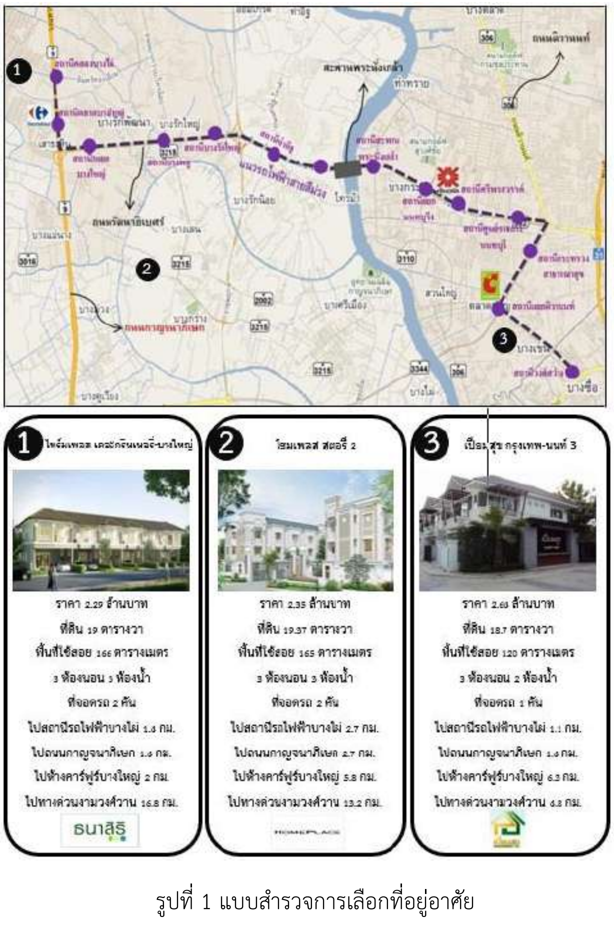
สำหรับพื้นที่ศึกษาจะเน้นตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้าสายสีม่วง ซึ่งเป็นรถไฟฟ้าเชื่อมต่อระหว่างกรุงเทพมหานครและปริมณฑล เป็นสายทางแรกที่เปิดให้ใช้บริการในช่วงระยะแรก (คลองบางไผ่ - เตาปูน) มีเส้นทางการเดินรถรวมระยะทาง 23 กิโลเมตร เป็นระยะทางยกระดับทั้งหมด มีสถานีทั้งหมด 16 สถานี โดยเริ่มต้นจากบริเวณคลองบางไผ่ ซึ่งเป็นที่ตั้งของศูนย์ซ่อมบำรุงรถไฟฟ้า ถนนวงแหวนรอบนอก (ตะวันตก) กาญจนาภิเษก เลี้ยวซ้ายเข้าสู่ถนนรัตนาธิเบศร์ ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา ใกล้สะพานพระนั่งเกล้าก่อนถึงสี่แยกแครายจะเลี้ยวขวาไปตามถนนติวานนท์ เลี้ยวซ้ายเข้าสู่ถนนกรุงเทพ - นนทบุรี ถึงบริเวณแยกเตาปูน มีสถานีเตาปูนเป็นสถานีเชื่อมต่อกับสถานีบางซื่อของรถไฟฟ้ามหานคร สายเฉลิมรัชมงคล (รถไฟฟ้าใต้ดิน MRT) และในอนาคตจะเชื่อมต่อกับรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ช่วงบางซื่อ - ท่าพระ และรถไฟฟ้าสายสีม่วง ช่วงเตาปูน – ราษฎร์บูรณะ โดยมีพื้นที่ส่วนใหญ่อยู่ในพื้นที่ของจังหวัดนนทบุรี และ พื้นที่กรุงเทพมหานครบางส่วน

3.1 การสำรวจเกี่ยวกับข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

จากการเก็บข้อมูลทั้งหมด 2,400 ตัวอย่าง เก็บข้อมูลในช่วงก่อนการเปิดให้บริการของรถไฟฟ้า สายสีม่วง ในระยะเวลา 3 เดือน ตั้งแต่ สิงหาคม ถึง ตุลาคม 2554 โดยใช้วิธีการสัมภาษณ์แบบบุคคลต่อบุคคล โดยการสำรวจสอบถาม ผู้ที่พักอาศัยในเขตจังหวัดนนทบุรีและกรุงเทพมหานคร ในลักษณะของการกำหนดสถานการณ์จำลองขึ้น (Stated Preference หรือ SP) ของการเลือกที่อยู่อาศัย ผู้ที่ถูกสัมภาษณ์จะถูกเลือกโดยการสุ่มตัวอย่างสถานการณ์ขึ้น 2 ตัวอย่าง แบบไม่อาศัยความน่าจะเป็นแบบเจาะจง โดยวิเคราะห์ข้อมูลจากลักษณะทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ซึ่งจะประกอบไปด้วยข้อมูลทางด้าน เพศ อายุ รายได้ต่อเดือน ระดับการศึกษา สถานภาพการสมรส และ จำนวนเด็กในครัวเรือน และพฤติกรรมในการให้ความสนใจในด้านต่างๆ เช่น ราคา ขนาดหรือที่ดิน เป็นต้น

3.2 การสำรวจการเลือกที่อยู่อาศัย (Residential Location Choice)

การสำรวจการเลือกที่อยู่อาศัย เป็นการสำรวจเพื่อนำผลการสำรวจมาวิเคราะห์เพื่อหาปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเลือกที่อยู่อาศัย โดยใช้วิธีในการสอบถาม ซึ่งประกอบไปด้วย ปัจจัยทางด้านราคา ขนาดที่ดิน ขนาดพื้นที่ใช้สอย จำนวนห้องนอน จำนวนห้องน้ำ จำนวนที่จอดรถ ระยะทางไปยังสถานีรถไฟฟ้าที่ใกล้ที่สุด ระยะทางไปยังถนนสายหลักที่ใกล้ที่สุด ระยะทางไปยังห้างสรรพสินค้าที่ใกล้ที่สุด และระยะทางไปยังทางด่วนที่ใกล้ที่สุด ตามรูปที่ 1



รูปที่ 1 แบบสำรวจการเลือกที่อยู่อาศัย

ซึ่งจากตารางที่ 1 พบว่า ลักษณะทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถามประกอบด้วย เพศชาย คิดเป็นร้อยละ 56.08 ของจำนวนผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด มีจำนวนทั้งสิ้น 1,346 ตัวอย่าง ส่วนเพศหญิง คิดเป็นร้อยละ 43.92 มีจำนวนทั้งสิ้น 1,054 ตัวอย่าง สำหรับอายุแบ่งออกเป็น 5 ช่วง คือ ช่วงอายุ 18 ถึง 25 ปี มีจำนวน 292 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 12.17 ช่วงอายุ 26 ถึง 35 ปี มีจำนวน 728 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 30.33 ช่วงอายุ 36 ถึง 45 ปี มีจำนวน 786 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 32.75 ช่วงอายุ 46 ถึง 55 ปี มีจำนวน 440 ตัวอย่าง และ ช่วงอายุมากกว่า 55 ปี มีจำนวนทั้งสิ้น 154 ตัวอย่าง คิดเป็นร้อยละ 6.42 รวมถึงรายได้ต่อเดือน โดยส่วนใหญ่อยู่ที่ 35,001 บาทขึ้นไป คิดเป็นร้อยละ 50.67 จำนวนทั้งสิ้น 1,216 ตัวอย่าง รองลงมาคือ 25,001 ถึง 35,000 บาท คิดเป็นร้อยละ 26.08 มีจำนวน 626 ตัวอย่าง สำหรับรายได้ต่อเดือน 15,001 ถึง 20,000 บาท คิดเป็นร้อยละ 8.67 มีจำนวน 208 ตัวอย่าง รายได้ต่อเดือน 20,001 ถึง 25,000 บาท คิดเป็นร้อยละ 7.92 มีจำนวน 190 ตัวอย่าง รายได้ต่อเดือน 10,001 ถึง 15,000 บาท คิดเป็นร้อยละ 5.42 มีจำนวน 130 ตัวอย่าง และรายได้ต่อเดือน ต่ำกว่า 10,000 บาท ซึ่งเป็นกลุ่มที่น้อยที่สุด คิดเป็นร้อยละ 1.25 มีจำนวนทั้งสิ้น 30 ตัวอย่าง ตามลำดับ อีกทั้ง ระดับการศึกษาของผู้ตอบแบบถาม โดยส่วนใหญ่อยู่ในระดับปริญญาตรี โดยคิดเป็นร้อยละ 69.08 โดยมีจำนวนทั้งสิ้น 1,658 ตัวอย่าง รองมาเป็นระดับการศึกษา มัธยม/ปวช./ปวส. ที่มีร้อยละ 17.25 คิดเป็นจำนวน 414 ตัวอย่าง ส่วนสูงกว่าปริญญาตรี คิดเป็นร้อยละ 10.58 คิดเป็นจำนวนทั้งสิ้น 254 ตัวอย่าง และระดับการศึกษาที่ผู้ตอบแบบสอบถามจำนวนน้อยที่สุด คือ ต่ำกว่ามัธยม คิดเป็นร้อยละ 3.08 หรือคิดเป็นจำนวนทั้งสิ้น 74 จำนวนของจำนวนผู้ตอบแบบสอบถามทั้งหมด ตามลำดับ นอกจากนี้ผู้วิจัยยังสอบถามเกี่ยวกับสถานภาพของผู้ตอบแบบสอบถาม ซึ่งประกอยด้วย สถานภาพโสด แต่งงานแล้ว และ หย่าร้างหรือหม้าย คิดเป็นร้อยละ 35.00 60.33 และ 4.67 ตามลำดับ โดยมีจำนวน 840 1,448 และ 112 ตัวอย่างตามลำดับเช่นกัน รวมถึงจำนวนเด็กในครัวเรือน ซึ่งประกอบไปด้วย ไม่มีจำนวนเด็กในครัวเรือน มีจำนวนเด็กในครัวเรือน 1 คน 2 คน 3 คน 4 คน และ 5 คน จำนวนเด็กในครัวเรือนมากที่สุดโดยประกอบไปด้วยจำนวนร้อยละ 40.08 27.67 25.25 5.93 1.00 และ 0.08 ตามลำดับ โดยมีจำนวนทั้งสิ้น 962 664 606 142 24 และ 2 จำนวนตามลำดับเช่นกัน

ตารางที่ 1 ลักษณะทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม

ข้อมูลลักษณะทางเศรษฐกิจและสังคมของครัวเรือน	ความถี่ (จำนวน)	อัตราร้อยละ (เปอร์เซ็นต์)
เพศ		
ชาย	1,346	56.08
หญิง	1,054	43.92
อายุ		
18 – 25 ปี	292	12.17
26 – 35 ปี	728	30.33
36 – 45 ปี	786	32.75
46 – 55 ปี	440	18.33
มากกว่า 55 ปี	154	6.42
รายได้ต่อเดือน		
ต่ำกว่า 10,000 บาท	30	1.25
10,001 – 15,000 บาท	130	5.42
15,001 – 20,000 บาท	208	8.67
20,001 – 25,000 บาท	190	7.92
25,001 – 35,000 บาท	626	26.08
35,001 บาท ขึ้นไป	1,216	50.67
ระดับการศึกษา		
ต่ำกว่ามัธยม	74	3.08
มัธยม/ปวช./ปวส.	414	17.25
ปริญญาตรี	1,658	69.08
สูงกว่าปริญญาตรี	254	10.58
สถานภาพการสมรส		
โสด	840	35.00
แต่งงานแล้ว	1,448	60.33
หย่าร้าง/หม้าย	112	4.67
จำนวนเด็กในครัวเรือน		
ไม่มีจำนวนเด็กในครัวเรือน	962	40.08
1 คน	664	27.67
2 คน	606	25.25
3 คน	142	5.92
4 คน	24	1.00
5 คน	2	0.08

4. ผลการวิเคราะห์แบบจำลองการเลือกที่อยู่อาศัย

สำหรับการวิเคราะห์หาความหลากหลายในการเลือกที่อยู่อาศัย สำหรับงานวิจัยฉบับนี้ได้วิเคราะห์ปัจจัยทั้งหมด 7 ปัจจัย ประกอบด้วย ราคา (PRICE) ขนาดของที่ดิน (LAND_SIZE) จำนวนที่จอดรถ (PARKING) ระยะทางที่สั้นที่สุดไปยังสถานีรถไฟฟ้า (dSTATION) ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังห้างสรรสินค้า (dMALL) ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังถนนสายหลัก (dMAINrd) และ ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังทางด่วน (dEXPWAY) โดยวิเคราะห์แบบจำลองทั้ง 3 แบบจำลองในการเปรียบเทียบกัน ระหว่างผลการวิเคราะห์ ซึ่งประกอบด้วย แบบจำลอง Multinomial Logit แบบจำลอง Mixed Logit หรือ Random parameters logit และ แบบจำลอง Latent class โดยความแตกต่างระหว่างของแบบจำลองทั้ง 3 แบบจำลองคือ แบบจำลองMultinomial ซึ่งจะสมมติว่าพฤติกรรมทุกคนมีลักษณ์เหมือนกันทุกประการหรือเป็นแบบ homogeneous สำหรับแบบจำลอง Mixed Logit จะมีความใกล้เคียงกับ แบบจำลอง Multinomial logit แตกต่างกันคือการสมมติว่าคนที่เลือกที่อยู่อาศัยนั้นมีพฤติกรรมที่แตกต่างกันของการเลือก ดังนั้นจึงกำหนดค่าน้ำหนักของปัจจัยจถูกสุ่มมาจาก Normal distribution ทำให้ผลการวิเคราะห์นั้นใกล้เคียงพฤติกรรมการเลือกจริงมากขึ้น และแบบจำลองสุดท้ายคือ แบบจำลอง Latent Class ซึ่งแบบจำลองดังกล่าวจะสมมติว่าภายใต้ข้อมูลการเลือกนั้น ผู้ที่สนใจการเลือกที่อยู่อาศัยจะมีหลายๆ กลุ่ม(Class) ซ่อนอยู่ โดยผู้ที่อยู่ในกลุ่มเดียวกันมีรสนิยมแบบเดียวกัน หรือ มีพฤติกรรมในการเลือกที่เหมือนกัน ซึ่งจะเป็นแบบจำลองที่

ใกล้เคียงกับความเป็นจริงมากที่สุด ด้วยสมมติฐานที่ว่า คนแต่ละกลุ่มมีพฤติกรรมที่หลากหลายและแตกต่างกันสำหรับการเลือกที่อยู่อาศัย เป็นต้น

4.1 ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Multinomial Logit

สำหรับตารางที่ 2 พบว่า แบบจำลอง Multinomial Logit ให้ผลการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการเลือกที่อยู่อาศัย ประกอบด้วย ราคา ขนาดของที่ดิน จำนวนที่จอดรถ ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังสถานี ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังห้างสรรพสินค้า และ ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังถนนสายหลัก โดยมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร คือ -0.2181 0.0210 0.1843 -0.1058 -0.0849 และ -0.0862 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่าปัจจัยต่างๆ มีทิศทางที่แตกต่างกัน กล่าวคือ ผู้ตอบสอบถามโดยส่วนใหญ่แล้ว จะให้ความสำคัญทางด้านขนาดของที่ดิน ที่มีขนาดกว้างๆ และมีพื้นที่จอดรถที่กว้างๆ ในทางกลับกันนั้นมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปรติดลบ นั้นแสดงถึงผู้ตอบแบบสอบเห็นว่า ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังสถานีรถไฟฟ้า ระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังห้างสรรพสินค้า และระยะทางที่ใกล้ที่สุดไปยังถนนสายหลัก ไม่ได้เป็นปัจจัยหลักที่จะเลือกซื้อหรือสนใจลักษณะที่อยู่อาศัยที่อยู่ในปัจจัยทางเลือกดังกล่าว หรือกล่าวได้ว่า ถ้าที่อยู่อาศัยมีราคาต่ำ และมีขนาดของที่ดินกว้างๆ และ จำนวนที่จอดรถเยอะๆ แต่ที่อยู่อาศัยตั้งอยู่ห่างจากการให้บริการขนส่งสาธารณะหรือห้างสรรพสินค้า จะส่งผลให้ผู้ตอบแบบสอบถามให้ความสนใจในการเลือกเป็นที่อยู่อาศัยอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ

4.2 ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Mixed Logit

สำหรับการวิเคราะห์ปัจจัยด้วยแบบจำลอง Mixed Logit ในตารางที่ 2 พบว่า เมื่อผู้วิจัยได้กำหนดให้ปัจจัยทางด้านราคา เป็นปัจจัยสุ่ม (Random Parameters) ซึ่งทำให้ผลการวิเคราะห์ดีมากยิ่งขึ้นเมื่อเทียบกับแบบจำลอง multinomial Logit กล่าวคือ ปัจจัยทุกตัวที่ผู้วิจัยได้ทำการมาทดสอบนั้น มีนัยสำคัญทางสถิติทุกตัว โดยมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร คือ -0.9724 0.0409 0.4224 0.0077 -0.0440 -0.2843 และ -0.0355 ตามลำดับเมื่อกำหนดให้ราคาเป็นตัวแปรสุ่มจากการประมาณค่าโดยใช้ probability distribution นั้นค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation, σ) เท่ากับ 1.9625 ซึ่งมีนัยทางสถิติ 0.001 ดังนั้นจึงสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ได้คือ เมื่อกำหนดราคาเป็นตัวแปรสุ่มและตัวแปรที่เหลือใช้การประมาณแบบคงที่ (fixed Parameters) ทำให้ค่าเฉลี่ยผู้ตอบแบบสอบถามโดยเฉลี่ยแล้ว เลือกราคาบ้านที่มีราคาไม่สูงมากนัก แต่ลักษณะบ้านนั้นจะต้องมีขนาดของที่ดินกว้างๆ จำนวนที่จอดรถจำนวนมากและสามารถเดินทางไปยังสถานีรถไฟฟ้าที่ใกล้ที่สุดได้อย่างสะดวกรวดเร็ว ถึงแม้ว่าระยทางในการเดินทางไปยังห้างสรพสินค้า ระยะไปยังถนนสายหลัก และระยะทางเดินไปยังทางด่วน ถึงแม้ว่าจะไกลก็ตาม ผู้ตอบแบบสอบถามจากชุดข้อมูลชุดนี้ก็จะเลือกที่อยู่อาศัยลักษณะดังกล่าวมากที่สุด ดังนั้นสรุปได้ว่าพฤติกรรมของผู้เลือกที่อยู่อาศัยนั้นมีความแตกต่างกันออกไป

4.3 ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Latent Class

จากตารางที่ 3 พบว่า เมื่อทำการแบ่งกลุ่ม(Class) ออกเป็น 3 กล่ม โดยแต่ละกลุ่มผู้วิจัยให้กำหนดโดยขึ้นอยู่กับ ปัจจัยทางด้านจำนวนสมาชิกในครัวเรือน รายได้โดยเฉลี่ย 35,001 บาทขึ้นไป และสถานภาพแต่งงานแล้วของผู้ตอบแบบสอบถาม นั้นทำให้ทราบถึงพฤติกรรมแฝงของกลุ่มตัวอย่างได้อย่างชัดเจน โดยในกลุ่มที่ 1 มีจำนวน Latent class probability สูงที่สุด ร้อยละ 46 โดยผู้ตอบแบบสอบถามกลุ่มนี้จะมีจำนวนสมาชิกในครัวเรือนที่มีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร คือ 0.1003 มีทิศทางเป็นบวก รายได้โดยเฉลี่ย 35,001 บาทขึ้นไป ค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร คือ -0.7852 มีทิศทางเป็นลบ และมีสถานภาพโสดมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร คือ 0.4212 มีทิศทางเป็นบวก จะมีพฤติกรรมในการเลือกที่อยู่อาศัยที่ให้ความสนในทางด้านขนาดของที่ดิน จำนวนที่จอดรถ มีระยะทางที่ใกล้กับห้างสรรพสินค้า และมีระยะทางที่ใกล้กับทางด่วน และมีราคาที่ไม่สูงมากนัก ถึงแม้จะอยู่ไกลจากถนนสายหลักก็ตาม ตามผลการวิเคราะห์ คือ -0.4868 0.0396 0.8199 0.1139 -0.3275 และ 0.0480 ตามลำดับ

กลุ่มที่ 2 ซึ่งเป็นกลุ่มพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยที่มีค่า Latent class probability เท่ากับร้อยละ 16 โดยกลุ่มนี้มีลักษณะความสนใจในของที่อยู่อาศัย คือ ที่อยู่อาศัยจะอยู่ใกล้กับถนนสายหลักมากที่สุดยิ่งมีความน่าสนใจของกลุ่มแฝงนี้ ถึงแม้ว่าจำนวนที่จอดรถจะมีจำนวนน้อย และอยู่ห่างไกลจากห้างสรรพสินค้า ก็ตาม โดยมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร เท่ากับ 3.1655 -13.1756 และ -2.2407 ตามลำดับ โดยกลุ่มนี้แบ่งตามทางด้านข้อมูลเศรษฐกิจและสังคม ก็คือกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามที่มีรายได้โดยเฉลี่ยต่ำกว่า 35,001 บาทลงไป ซึ่งมีค่าสัมประสิทธิ์หน้าตัวแปร เท่ากับ -1.4885 อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ 0.001 ดังนั้นกล่าวโดยสรุปที่ว่า ถ้าในชุดข้อมูลมีกลุ่มผู้ตอบแบบสอบถามมีรายได้โดยเฉลี่ยไม่สูงมากนักจะมีความสนใจลักษณธของบ้านที่อยู่ติดกับถนนสายหลัก เพื่อที่จะสามารถเดินทางได้สะดวกมากขึ้น

กลุ่มที่ 3 เป็นกลุ่มแฝงที่เป็นปัจจัยอ้างอิง โดยมีค่า Latent class probability ร้อยละ 38 โดยพบว่าจากข้อมูลทางเศรษฐกิจและสังคมที่ประกอบด้วย จำนวนสมาชิกในครัวเรือย รายได้โดยเฉลี่ย 35,001 บาทขึ้นไป และ สถานภาพแต่งงานแล้ว นั้นจะมีพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยคือเลือกพื้นที่ขนาดของที่ดินที่กว้างๆ มีจำนวนที่จอดรถเยอะๆ และอยู่ติดกับรถไฟฟ้า ถึงแม้ว่าสถานที่ตั้งของที่อยู่อาศัยอยู่ห่างจากห้างสรรพสินค้า ถนนสายหลัก และทางด่วน ก็ตาม

ดังนั้นสรุปได้ว่า เมื่อทำการเปรียบเทียบแบบจำลองทั้ง 3 แบบจำลองจากพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยของชุดข้อมูลเดียวกัน พบว่าเมื่อตรวจสอบประสิทธิภาพของแบบจำลองแล้ว แบบจำลอง Latent Class ให้ค่าดัชนีวัดความสอดคล้องของแบบจำลอง adj.ρ2 ได้สูงที่สุด คือ 0.1152 ดูได้จากในตารางที่ 3 โดยถ้าเทียบกับแบบจำลอง Multinomial Logit ให้ค่า adj.ρ2 เท่ากับ 0.0461 และ แบบจำลอง Mixed logit ให้ค่า adj.ρ2 เท่ากับ 0.0852 จากในตารางที่ 2 ดังนั้นจะเห็นได้ว่าเมื่อผู้วิจัยวิเคราะห์พฤติกรรมของผู้เลือกที่อยู่อาศัยออกเป็นกลุ่มๆ และวิเคราะห์พร้อมกันทุกกลุ่มจะทำให้ผลการวิเคราะห์ดีมากขึ้น กล่าวคือกลุ่มที่มีลักษณะคล้ายคลึงกันจับเข้ากลุ่มเดียวกันจะให้ประสิทธิ์ของแบบจำลองตรงต่อพฤติกรรมการเลือกที่อยู่อาศัยได้ดีมากยิ่งขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์โดยการสมมติพฤติกรรมผู้เลือกที่อยู่อาศัยมีลักษณะเหมือนกันหรือไม่แตกต่างกันทำให้การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง Latent Class จึงจะเป็นแบบจำลองที่

เหมาะสมที่สุดสำหรับการเลือกนำมาวิเคราะห์ในสำหรับชุดข้อมูลนี้ อย่างไรก็ตามการเลือกแบบจำลองมาวิเคราะห์นั้นต้องคำนึงถึงผลการวิเคราะห์เป็นหลัก เนื่องจากแต่ละแบบจำลองจะมีความเหมาะสมกับชุดข้อมูลที่แตกต่างกันออกไป

ตารางที่ 2 สัมประสิทธิ์จากแบบจำลองการเลือกที่อยู่อาศัย โดยวิธี Multinomial Logit Model และ Mixed Logit Model

	Multinomial Logit Model [MNL] (t-statistic)	Mixed Logit Model [ML] (t-statistic)
PRICE	-0.2181(-2.75) ***	Mean: -0.9724(-3.41) ***
LAND_SIZE	0.0210(3.67) ***	0.0409(6.94) ***
PARKING	0.1843(2.36) ***	0.4224(5.79) ***
dSTATION	-0.1058(-2.65) ***	0.0077(3.46) ***
dMALL	-0.0849(-4.86) ***	-0.0440(-2.20) ***
dMAINrd	-0.0862(-2.25) ***	-0.2843(-7.58) ***
dEXPWAY	0.0043(0.34)	-0.0355(-4.46) ***
Price standard derivation		1.9625(5.94) ***
จำนวนข้อมูลสำรวจ	2400	2400
AIC	5030.28	4824.17
BIC	5070.76	4870.43
adj.$\rho^2(0)$	0.0461	0.0852

*** มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 99 เปอร์เซ็นต์ ** มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 95 เปอร์เซ็นต์ และ * มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 90 เปอร์เซ็นต์

ตารางที่ 3 สัมประสิทธิ์จากแบบจำลองการเลือกที่อยู่อาศัย โดยวิธี Latent Class Model

	Latent Class Model		
	Class 1 (t-statistic)	Class 2 (t-statistic)	Class 3 (t-statistic)
PRICE	-0.4868(-2.74) ***	-3.9969(-1.44)	-0.0299(-0.08)
LAND_SIZE	0.0396(3.22) ***	0.3631(0.68)	0.0579(1.80) **
PARKING	0.8199(3.74) ***	-13.1756(-1.82) *	4.0131(3.97) ***
dSTATION	-0.0553(-0.78)	-3.1723(-1.56)	0.8019(2.89) ***
dMALL	0.1139(2.73) ***	-2.2407(-2.87) ***	-0.2955(-3.98) ***
dMAINrd	-0.3275(-4.76) ***	3.1655(2.84) ***	-1.0589(-3.90) ***
dEXPWAY	0.0480(1.96) **	0.4604(1.14)	-0.3906(-3.64) ***
	latent segmentation (t-statistic)		
จำนวนสมาชิกในครัวเรือน	0.1003(2.37) ***	-0.0274(-0.62)	-Fixed parameter-
รายได้โดยเฉลี่ย 35001 บาทขึ้นไป	-0.7852(-3.80) ***	-1.4885(-5.64) ***	-Fixed parameter-
สถานภาพแต่งงานแล้ว	0.4212(2.18) ***	-0.2249(-0.94)	-Fixed parameter-
Latent class probability	0.46	0.16	0.38
จำนวนข้อมูล	2400		
AIC	4665.64		
BIC	4821.78		
adj.$\rho^2(0)$	0.1152		

*** มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 99 เปอร์เซ็นต์ ** มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 95 เปอร์เซ็นต์ และ * มีระดับนัยสำคัญทางสถิติ 90 เปอร์เซ็นต์

5. บทสรุป

การศึกษาแบบจำลองการเลือกที่อยู่อาศัย สำหรับความหลากหลายในการเลือกที่อยู่อาศัยตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้า มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่หลากหลายของคนแต่ละกลุ่มที่มีการเลือกลักษณะที่อยู่อาศัยที่แตกต่างกัน โดยเฉพาะพื้นที่บริเวณเส้นรถไฟฟ้าสายสีม่วงที่เชื่อมต่อระหว่างพื้นที่เมืองและพื้นที่ชานเมือง เนื่องจากผลกระทบของการใช้ประโยชน์ที่ดินต่อระบบขนส่งมวลชน นั้นมีการปฏิสัมพันธ์กันอย่างเห็นได้ชัด กล่าวคือ เมื่อการเข้าถึงพื้นที่ใดพื้นที่หนึ่งได้ดีขึ้น ย่อมส่งผลต่อการพัฒนาพื้นที่นั้นๆ ดังนั้นงานวิจัยจึงมุ่งเน้นในส่วนของการเลือกที่อยู่อาศัยตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้าสายสีม่วง ระยะแรก (เตาปูน-บางใหญ่) ซึ่งเป็นเส้นทางสายแรกที่เชื่อมต่อระหว่างเมืองแล้วเสร็จเป็นที่เรียบร้อย

จากจำนวนตัวอย่าง 2,400 ตัวอย่างเพื่อทำการประมาณค่าสัมประสิทธิ์ด้วยวิธี Maximum Log-Likelihood ของปัจจัยต่างๆ ที่อยู่ในรูปของฟังก์ชันอรรถประโยชน์ (Utility Function) โดยแบ่งการวิเคราะห์ออกเป็น 3 แบบจำลอง คือ แบบจำลอง multinomial Logit แบบจำลอง Mixed Logit หรือ random parameters logit และ แบบจำลอง Latent Class ซึ่งทั้ง 3 แบบจำลองให้ค่านัยสำคัญทางสถิติของตัวแปรใกล้เคียงกัน โดยแบบจำลอง Latent Class ให้ประสิทธิภาพดัชนีของแบบจำลองได้ดีที่สุด คือ 0.1152 เมื่อเปรียบกับแบบจำลอง multinomial Logit และ แบบจำลอง Mixed Logit ที่ให้ค่าดัชนีวัดความสอดคล้องของแบบจำลอง คือ 0.0461 และ 0.0852 ตามลำดับ อีกทั้งเมื่อประเมินผลกรวิเคราะห์ เพื่อหาอิทธิพลของการเลือกที่อยู่อาศัยตามแนวเส้นทางรถไฟฟ้า พบว่า ปัจจัยที่มีส่วนสำคัญในการเลือกตัดสินใจในการเลือกที่อยู่อาศัยประกอบด้วย ปัจจัยทางด้านจำนวนที่จอดรถ ปัจจัยทางด้านระยะทางไปยังห้างสรรพสินค้า และปัจจัยทางด้านระยะทางไปยังถนนสายหลักเป็นหลัก และยังมีปัจจัยอีกหลายปัจจัยที่เกี่ยวข้องที่ผู้วิจัยได้ทำการเก็บสำรวจ เช่น จำนวนห้องนอน จำนวนห้องน้ำ หรือการครอบครองรถยนต์ในครัวเรือนเป็นต้น ซึ่งเมื่อทดสอบทางสถิติแล้ว พบว่าปัจจัยต่างๆที่ไม่ผ่านเกณฑ์การวิเคราะห์ค่าทางสถิติจึงจำเป็นต้องคัดออกจากแบบจำลอง เนื่องปัจจัยเหล่าไม่สามารถนำมาเป็นตัวแปรปัจจัยหลักได้สำหรับงานวิจัยฉบับนี้ และเมื่อทำการเปรียบเทียบงานวิจัยของ Doina Olaru (2011) จะเห็นได้ว่าการเลือกที่อยู่อาศัยของพฤติกรรมการเลือกของคนแต่ละกลุ่มมีความแตกต่างกันออกไป ไม่ว่าจะเป็นปัจจัยทางด้านราคา หรือปัจจัยการเข้าถึงระบบขนส่งสาธารณะ เป็นต้น ซึ่งทุกปัจจัยล้วนส่งผลกระทบหรือมีอิทธิพลต่อการเลือกของคนแต่ละกลุ่มแตกต่างกันออกไป โดยขึ้นอยู่กับข้อมูลทางด้านเศรษฐกิจและสังคมของบุคคลนั้นๆ เช่น จำนวนของครัวเรือน จำนวนเด็กในบ้าน หรือแม้กระทั้งรายได้ของครัวเรือนหรือรายบุคคลโดยเฉลี่ย ดังนั้นการวิเคราะห์ปัจจัยของความหลากหลายในการเลือกจึงไม่ใช่การวิเคราะห์เพียงแค่ปัจจัยต่างๆของลักษณะที่อยู่อาศัยเพียงอย่างเดียว แต่ควรคำนึงถึงข้อมูลทางด้านเศรษฐกิจและสังคมของบุคคลกลุ่มนั้นด้วย

ดังนั้น จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมที่หลากหลายของคนแต่ละกลุ่มที่มีการเลือกลักษณะที่อยู่อาศัยที่แตกต่างกัน รวมถึงการปฏิสัมพันธ์กันระหว่างการใช้ประโยชน์ที่ดินและการขนส่ง จึงเป็นสิ่งสำคัญในการนำมาวิเคราะห์เพื่อใช้

สำหรับการวางแผนหรือกำหนดนโยบายต่างๆในพื้นที่ให้มีความสอดคล้องซึ่งกันและกัน รวมถึงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์รอบสถานีให้มีความน่าสนใจและเป็นแรงดึงดูดมากยิ่งขึ้นต่อการเลือกเป็นที่อยู่อาศัยในอนาคต ต่อไป

ข้อเสนอแนะ

จากผลการวิเคราะห์ข้างต้นจะเห็นว่า พฤติกรรมของคนแต่ละกลุ่มนั้นมีความแตกต่างกัน หรือ มีความหลากหลายในการเลือกที่อยู่ในอาศัยของคนแต่ละกลุ่ม จากการแบ่งโดยทางด้านเศรษฐกิจและสัมคม ราคา ระยะทางในการเดินทาง เป็นต้น ทั้งนี้ปัจจัยดังกล่าวนั้น เป็นปัจจัยที่สามารถวัดได้โดยตรงจากการสอบถาม แต่อย่างไรก็ตามในการแปรผันยังสามารถสะท้อนจากเรื่องอื่นๆ นอกเหนือจากปัจจัยที่กล่าวมาข้างต้นได้เช่นเดียวกัน เช่น ทัศนคติของการเลือกที่อยู่อาศัยของแต่ละกลุ่ม ว่ามีความสนใจลักษณะที่อยู่อาศัยแบบใดที่ตรงต่อความต้องการมากที่สุด ดังนั้นในอนาคตจึงต้องมีการวิเคราะห์ความหลากหลายของความแตกต่างในการเลือกที่อยู่อาศัยในเชิงทัศนคติด้วย จึงจะทำให้การคาดการณ์ของปริมาณประชากรในพื้นที่ได้ถูกต้องแม่นยำมากขึ้น

เอกสารอ้างอิง

[1] Chalermpong, S., & Ratanawaraha, A. (2013). TRAVEL BEHAVIOR OF RESIDENTS OF CONDOMINIUMS NEAR BANGKOK'S RAIL TRANSIT STATIONS. *The 13th World Conference on Transport Research*.

[2] Kamakura, W. A., & Russell, G. J. (1989). A probabilistic choice model for market segmentation and elasticity structure. *Journal of marketing research, 26*(4), 379-390.

[3] McFadden, D. (1978). Modeling the choice of residential location. *Transportation Research Record*.

[4] McFadden, D., & Train, K. (2000). Mixed MNL models for discrete response. *Journal of applied Econometrics, 15*(5), 447-470.

[5] Nurlaela, S., & Curtis, C. (2012). Modeling Household Residential Location Choice and Travel Behavior and Its Relationship with Public Transport Accessibility. *Procedia - Social and Behavioral Sciences, 54,* 56-64. doi:10.1016/j.sbspro.2012.09.725

[6] Olaru, D., Smith, B., & Taplin, J. (2011). Residential location and transit-oriented development in a new rail corridor. *Transportation Research Part A: Policy Practice, 45*(3), 219-237.

[7] Vichiensan, V., & Miyamoto, K. (2010). SPATIALLY VARYING IMPACT OF URBAN RAILWAY ON RESIDENTIAL PROPERTY VALUES IN BANGKOK. *The 12th World Conference on Transport Research*.

[8] Walker, J. L., & Li, J. (2007). Latent lifestyle preferences and household location decisions. *Journal of Geographical Systems, 9*(1), 77-101.

[9] Zondag, B., & Pieters, M. (2005). Influence of accessibility on residential location choice. *Transportation Research Record, 1902*(1), 63-70.

การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ: กรณีศึกษาจังหวัดเชียงใหม่

A study pedestrian behavior crossroads at signal light: Case study in Chiang Mai

ธนา น้อยเรือน[1]* พรภวิษย์ ตาจุมปา[1] พันธศิริ สลิดแก้ว[1] และภูมิพิชญ์ จันทร์เทพ[1]

[2] หลักสูตรวิศวกรรมโยธา สาขาวิสวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: tanatop@rmutl.ac.th*

บทคัดย่อ

คนเดินเท้าที่ข้ามถนนเป็นกลุ่มที่มีความเสี่ยงมากต่อการประสบอุบัติเหตุและเสียชีวิต อัตราการเสียชีวิตโซนเอเชียตะวันออกเฉียงใต้คิดเป็น 13% ปัญหาอาจเกิดจากผู้คนไม่ปฏิบัติตามกฎจราจร การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟสำหรับคนเดินเท้า ในบริเวณเมืองเชียงใหม่ เพื่อใช้ประกอบการออกแบบและวางแผนเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟจราจรบริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า เก็บข้อมูลความเร็ว และลักษณะการเดินของกลุ่มคนเดินเท้า ผลการศึกษาพบว่าความเร็วของคนเดินเท้าเพศชายมีความเร็วกว่าคนเดินเท้าเพศหญิง และคนเดินเท้าที่อยู่ในช่วงอายุเดียวกันจะมีความเร็วที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน โดยความเร็วในการเดินบนทางข้ามทางเดินเท้าปกติเฉลี่ยในเพศชายและเพศหญิงอายุน้อยกว่า 18 ปี ระหว่าง 18 - 60 ปี และมากกว่า 60 ปี เท่ากับ 1.42, 1.30, 1.55, 1.50, 1.38 และ 1.37 m/s ตามลำดับ อัตราการไหลอิ่มตัวสูงสุดที่ทางข้ามถนนเท่ากับ 43 ped/m/s การประยุกต์ใช้แบบจำลองเสมือนจริงของยานพาหนะร่วมกับคนเดินเท้า พบว่าระยะเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟที่อนุญาตให้คนเดินเท้าข้ามและช่วงระยะเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ ต้องเหมาะสมตามปริมาณของเดินเท้าและปริมาณจราจรในขณะนั้นที่ปริมาณประชากรคนเดินเท้า 500-1,000, 1,001-2,000 และ 2,001-3,000 ped/h ระยะเวลาเหมาะสมที่อนุญาตให้คนเดินเท้าข้ามทางคือ 10, 20 และ 30 วินาที และระยะเวลาเหมาะสมของสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่คือ 240-300, 120-240 และ 30-120 วินาที ตามลำดับ

คำสำคัญ: คนเดินเท้า, ทางข้าม, สัญญาณไฟสำหรับคนเดินเท้า

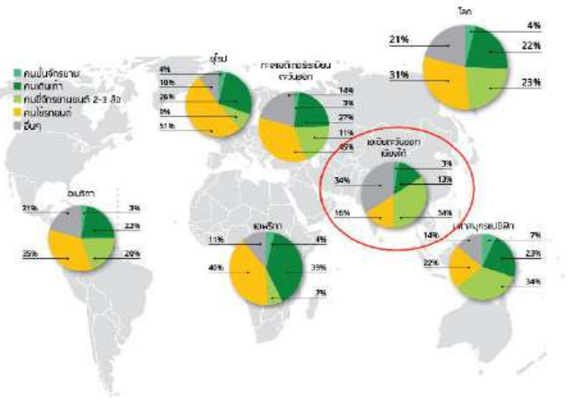
Abstract

Pedestrians are a group of people that have higher risks to have an accident and death. as compared to drivers or passengers traveling by car at the percentage of 13 in the Southeast Asian region. The researchers could find the main problem that most people do not follow traffic rules. Therefore, this study aimed at studying the behavior of pedestrians at crosswalks around traffic lights in the city of Chiang Mai. Then, there were planning and design for the appropriate time of traffic lights on the pedestrian route. The data in this research was collected by video recording on the footpath. The results demonstrated that the speed of male pedestrians was faster than female's, and the speed of pedestrians in the same age range was relatively similar speed. The average walking speeds of male and female under 18th, male and female between 18th to 60th and male and female over 60th pedestrians were 1.42, 1.30, 1.55, 1.50, 1.38 and 1.37 m/s respectively and the maximum flow rate saturation is 43 ped/min/m. The study of the vehicle virtualization program by analyzing pedestrian population, the optimum duration of the signal light that allows pedestrians to cross, and the appropriate duration of the light signal that allows the mobile vehicle must be appropriate with the population of pedestrian and vehicle volume at that time, the population of 500-1,000, 1,001-2,000 and 2,001-3,000 ped/h. is suitable to the period of time that allows pedestrians to cross the road at 10 seconds. The optimum duration of the light signal that allows vehicles to move is 240-300, 120-240 and 30-120 seconds respectively.

Keywords: Pedestrian, Crosswalk, Signal light of Pedestrian

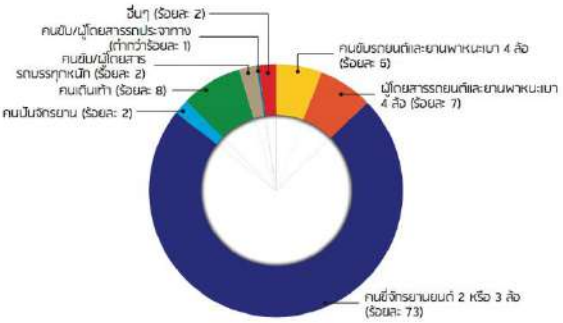
1. บทนำ

คนเดินเท้าเป็นกลุ่มที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุในกลุ่มของผู้ใช้ถนนที่อาจก่อให้เกิดการบาดเจ็บและเสียชีวิตได้ ข้อมูลองค์การอนามัยโลกระบุว่าคนเดินเท้าในโซนเอเชียตะวันออกเฉียงใต้มีอัตราการเสียชีวิต 13% ในปี 2015 คิดเป็นอันดับ 4 รองจากคนใช้รถยนต์ [1] ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 การเสียชีวิตจากการจราจรทางถนนแบ่งตามประเภทตามกลุ่มภูมิภาคขององค์การอนามัยโลก [1]

สาเหตุส่วนใหญ่มักมาจากพฤติกรรมเสี่ยงของคนเดินเท้าและผู้ใช้รถ ที่มีความประมาท การตัดสินใจที่ผิดพลาด และผู้ใช้รถขาดวินัยทางจราจร ธรรมชาติการเดินของคนเดินเท้าโดยทั่วไปจะไม่สามารถคาดคะเนความเร็วและเส้นทางการเดินได้ชัดเจน รูปแบบการเดินเป็นแบบอิสระ เมื่อมีสิ่งกีดขว้างก็จะไม่สามารถคาดการณ์ได้ว่าคนเดินเท้าจะหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขว้างไปในเส้นทางใด ด้วยปัจจัยเหล่านี้จึงอาจเป็นสาเหตุหนึ่งของการเกิดอุบัติเหตุต่อคนเดินเท้าได้ เมื่อคนเดินเท้าหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขว้างหรือเดินล้ำเข้ามาในเขตทางของยานพาหนะจะส่งผลกระทบต่อการจราจร รวมถึงเกิดความเสี่ยงที่จะทำให้เกิดอุบัติเหตุแก่คนเดินเท้ามากขึ้น ในปี 2012 ประเทศไทยมีอัตราการเสียชีวิตของคนเดินเท้า 8% ของการเสียชีวิตบนถนน ซึ่งเป็นอันดับ 2 รองจากผู้ใช้จักรยานยนต์ 2 หรือ 3 ล้อ [2] ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 การเสียชีวิตแบ่งตามประเภทของผู้ใช้ถนน [2]

การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าที่บริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟในบริเวณเมืองเชียงใหม่ เป็นการศึกษาพฤติกรรมทางด้านวิศวกรรมของคนเดินเท้าของสองทิศทาง ได้แก่ การไหล และความเร็ว ที่บริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟบริเวณเมืองเชียงใหม่ และวิเคราะห์เวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟจราจรบริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่สอดคล้องกับปริมาณคนเดินเท้าต่อชั่วโมงที่ต่างกันของคนเดินเท้า ตามวิธี Minimum Safe Crossing Gap เพื่อวิเคราะห์เวลาสัญญาณไฟที่เหมาะสมต่อจำนวนคนเดินเท้าที่ใช้ทางข้ามนั้น ๆ โดยการจัดเก็บพฤติกรรมการเดินของคนเดินเท้าในเมืองเชียงใหม่ บริเวณทางข้ามถนนที่มีสัญญาณไฟจราจร โดยแบ่งพฤติกรรมตามช่วงอายุ และเพศ โดยกำหนดความเชื่อมั่นของข้อมูลที่ 95% ใช้โปรแกรมแบบจำลอง Anylogic ช่วยในการวิเคราะห์และประมวลผลการศึกษา

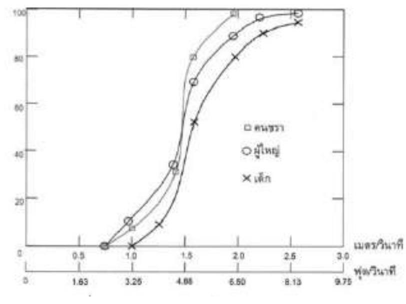
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 คนเดินเท้า (Pedestrian) คือบุคคลที่เคลื่อนที่ด้วยเท้าไปยังสถานที่ต่าง ๆ โดยไม่มียานพาหนะ คนเดินเท้าแต่ละคนมีการตัดสินใจในการเลือกเส้นทางหรือความเร็วในการเดินต่างกันไปตามปัจจัยและความต้องการแต่ละบุคคล โดยมักจะหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขวางเพื่อให้ไปถึงยังจุดหมายให้เร็วที่สุด เช่น กลุ่มคนเดินเท้าด้วยกันเอง กลุ่มคนเดินเท้าที่เคลื่อนที่สวนทางกัน และกลุ่มคนเดินเท้าที่มีความเร็วในการเคลื่อนที่น้อยว่าตัวคนเดินเท้านั้น ๆ [3, 4]

2.1.1 ความเร็วของคนเดินเท้า (Pedestrian speed) คือความเร็วในการเดินเฉลี่ย โดยปกติคนเดินเท้าจะมีความเร็วในการเดินอยู่ที่ 0.9-1.4 m/s ความเร็วการเดินเท้าของผู้ชายจะเดินเร็วกว่าผู้หญิง และอัตราความเร็วของคนชรา ผู้ใหญ่ และเด็ก จะไม่เท่ากัน ดังแสดงในรูปที่ 3

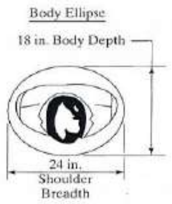
2.1.2 ความหนาแน่นของคนเดินเท้า (Pedestrian density) เป็นการวัดปริมาณของคนเดินเท้าต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่ ยิ่งความหนาแน่นต่อพื้นที่มากขึ้นจะเกิดความขัดแย้งมากขึ้น อัตราการไหลและระดับการให้บริการลดลง ซึ่งสามารถเก็บข้อมูลได้โดยการวัดขนาดของพื้นที่ทางเดินและสิ่งอำนวยความสะดวกในพื้นที่ตัวอย่าง จากนั้นทำการกำหนดจำนวนสูงสุดของคนเดินเท้าที่จะทำการเก็บตัวอย่างข้อมูลในช่วงตามระยะเวลาที่กำหนด

2.1.3 อัตราการไหลของคนเดินเท้า (Pedestrian flow rate) คือจำนวนที่คนเดินเท้าเดินผ่านพื้นที่หนึ่งต่อหน่วยเวลา ซึ่งมีจุดอ้างอิงเป็นเส้นตั้งฉากกับความกว้างของทางเดิน การหาการไหลของคนเดินเท้าจะแบ่งเป็นช่วงละ 15 นาที ทำให้ง่ายต่อการวิเคราะห์การไหล เพื่อหาค่าการไหลของคนเดินเท้าสูงสุดที่ 15 นาที



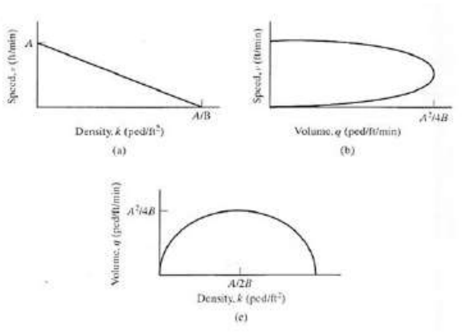
รูปที่ 3 แสดงอัตราการเดินของเด็ก ผู้ใหญ่ และคนชรา [5]

2.1.4 ความต้องการพื้นที่ของคนเดินเท้า (Pedestrian Space) คือพื้นที่ที่คนเดินเท้าใช้ในการเดินของแต่ละบุคคล คนเดินเท้าทุกคนต้องการใช้พื้นที่ในการยืนและการเดิน โดยคนแต่ละคนต้องการพื้นที่เฉลี่ยน้อยสุดเมื่อยืนเป็นรูปวงรี [3, 4] แสดงดังรูปที่ 4 โดยพื้นที่ที่คนเดินเท้าใช้ในการเดินแล้วสะดวกสบายที่สุดประมาณ 0.65–0.93 m^2/ped



รูปที่ 4 พื้นที่ที่ต้องการรูปวงรีสำหรับคนเดินเท้า [3]

2.2 ความเร็ว การไหล และความหนาแน่นของคนเดินเท้า (Pedestrian speed-flow-density relationship) คือ ความสัมพันธ์ที่ใช้ความเร็วเป็นตัวกำหนดและมีผลต่อตัวแปรอื่น ๆ ตามทฤษฎีความสัมพันธ์ความเร็ว การไหล และความหนาแน่น รูปที่ 5 (a) ถ้าความเร็วมากความหนาแน่นจะน้อย (b) ที่ปริมาณคนเดินเท้าใด ๆ จะมีค่าความเร็วของคนเดินเท้า 2 ค่า และ (c) ที่ปริมาณคนเดินเท้าใด ๆ จะมีค่าความหนาแน่นของคนเดินเท้า 2 ค่า [3, 4]



รูปที่ 5 ความเร็ว การไหล และความหนาแน่น [3]

ความสัมพันธ์ความเร็ว ความหนาแน่น การไหล และพื้นที่ของคนเดินเท้า เมื่อความหนาแน่นต่อพื้นที่น้อยลงจะทำให้ความเร็วในการเดินเพิ่มขึ้น ในทางตรงกันข้ามเมื่อมีความหนาแน่นต่อพื้นที่มากจะทำให้ความเร็วในการเดินลดลง เมื่อความเร็วอยู่ที่จุดสูงสุดและจุดที่ต่ำที่สุดจะทำให้มีอัตราการไหลที่น้อยมาก ในทางกลับกันเมื่อมีความเร็วคงที่ไม่มากและไม่น้อยจนเกินไปจะทำให้มีอัตราการไหลที่สูงมาก โดยถือว่าเป็นช่วงที่อัตราการไหลมีประสิทธิภาพมากที่สุด เมื่อคนเดินเท้าต้องการพื้นที่มากขึ้นจะทำให้อัตราการไหลลดน้อยลง และเมื่อคนเดินเท้าต้องการพื้นที่ปานกลางหรือน้อยจะทำให้อัตราการไหลเพิ่มมากขึ้น เมื่อมีพื้นที่ในการเดินน้อยลงจะทำให้ความเร็วในการเดินลดลง และเมื่อพื้นที่ในการเดินมากจะทำให้ความเร็วในการเดินของคนเดินเท้าเพิ่มขึ้น

2.3 พฤติกรรมของคนเดินเท้า คนเดินเท้ามักจะเลือกพื้นที่และระยะทางเดินที่พอใจ จากการสำรวจมีระยะทางประมาณ 800 เมตร หรือใช้เวลาในการเดินประมาณ 10 นาที คนเดินเท้าจะเลือกทางเดินที่ประหยัดเวลาในการเดินมากที่สุด และมักจะหลีกเลี่ยงเส้นทางที่มีกลุ่มประชากรหนาแน่นมาก ๆ หรือเลือกเดินไปในทางที่สามารถเดินไปได้ในระยะสายตา และหลีกเลี่ยงสิ่งกีดขวางบนทางเดิน ที่ทำให้ใช้เวลาในการเดินมากขึ้นและอาจก่อให้เกิดพฤติกรรมเสี่ยงที่เกิดจากการหลบหลีกสิ่งกีดขวางจากความประมาทของคนเดินเท้า การตัดสินใจที่ผิดพลาด และผู้ขับขี่ยานพาหนะขาดวินัยจราจร ก่อให้เกิดอุบัติเหตุต่อคนเดินเท้าได้ ซึ่งคนเดินเท้ามักข้ามถนนในจุดที่สะดวก และมักจะไม่คำนึงถึงความปลอดภัย แม้จะมีสะพานลอย ทางม้าลาย และจุดที่มีสัญญาณไฟสำหรับคนข้ามถนนก็ตาม [4]

2.3.1 ปัจจัยที่มีผลต่อการเดินของคนเดินเท้า โดยทั่วไปประกอบด้วย ความเร็ว อัตราการไหล ความหนาแน่น ระยะทาง และ สิ่งกีดขวาง ทางข้ามคนเดินเท้าหรือที่เรียกกันว่าทางม้าลายที่เป็นเครื่องมือหนึ่งในระบบการจราจรที่ช่วยลดปัญหาจากการมีปฏิสัมพันธ์กันระหว่างผู้เดินเท้าและผู้ขับขี่ยานพาหนะ แม้ประสิทธิภาพของทางข้ามจะไม่เท่าเทียมกับสะพานลอย แต่ข้อดีคือต้นทุนที่ต่ำกว่ามากสะพานลอยจึงถูกสร้างในบริเวณที่มีความจำเป็นหรือมีความเสียงสูงต่อผู้เดินเท้าเป็นส่วนมาก การพัฒนาทางข้ามให้มีประสิทธิภาพเพิ่มมากขึ้นจึงมีความสำคัญทั้งในด้านการลดความล่าช้าของระบบและความปลอดภัย

2.3.2 การเคลื่อนที่ของคนเดินเท้า เป็นพฤติกรรมเชิงลึกที่มีความซับซ้อน ซึ่งถูกรวบรวมและได้ความสนใจจากนักวิทยาศาสตร์จำนวนมาก ทำให้เกิดจากการสำรวจที่แสดงให้เห็นว่ามนุษย์มีการใช้ความฉลาดหรือสัญชาตญาณแรกในการได้รับสิ่งที่มีความซับซ้อน [4] แต่ปฏิสัมพันธ์อย่างง่ายสามารถนำไปสู่รูปแบบการเคลื่อนที่ โดยการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้าเป็นการเคลื่อนที่ที่ไม่สามารถคาดเดาได้หรือไม่มีรูปแบบที่แน่นอน การเคลื่อนที่ของคนเดินเท้าที่ทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าประกอบไปด้วย

- Starting time เป็นเวลาที่คนเดินเท้าใช้ตัดสินใจเดินข้ามถนนผ่านทางข้ามทางเดินเท้าในระหว่างที่ยานพาหนะจอด เริ่มนับเวลาเมื่อคนเดินเท้าเริ่มก้าวเท้าจากฟุตบาทลงไปยังทางข้ามคนเดินเท้า
- Crossing time เป็นระยะเวลาที่คนเดินเท้าใช้ในการเดินข้ามทางข้ามทางเดินเท้า
- Waiting time เป็นระยะเวลาที่คนเดินเท้าใช้ในการรอหลังจากกดปุ่มสัญญาณไฟจราจร ในขณะที่ยานพาหนะได้รับสัญญาณไฟสีเขียว โดยค่า Median waiting time ส่วนมากมีค่าเท่ากับ 7.0 วินาที
- Gap acceptance of pedestrian หรือช่องว่างที่ยอมรับได้ของคนเดินเท้า (ระยะเวลาที่สัญญาณไฟทางข้ามของคนเดินเท้าเป็นสีเขียว) คือ ช่องว่างระหว่างยานพาหนะที่แล่นตามกันมาซึ่งคนเดินเท้าตัดสินใจเดินแทรกผ่านหลังจากกดสัญญาณไฟจราจรขอข้ามทาง

2.3.3 ช่วงห่างระหว่างรถที่เพียงพอให้คนข้ามได้อย่างปลอดภัย (Safety gap) การเก็บข้อมูลช่วงห่างระหว่างรถเป็นการศึกษาช่วงห่างระหว่างรถน้อยที่สุดที่เพียงพอให้คนเดินเท้าสามารถข้ามทางเดินเท้าได้อย่างปลอดภัย (Minimum safe crossing gap) สามารถวิเคราะห์ช่วงห่างของเวลาของช่องว่างรถที่เหมาะสมที่สุดที่เพียงพอให้คนเดินเท้าสามารถข้ามทางข้ามทางเดินเท้าได้อย่างปลอดภัย [5] ดังสมการที่ 1

$$Min.Safe\,Gap = \frac{Street\,Width + 2(N - 1) + Reaction\,Time}{Walking\,Rete} \quad (1)$$

เมื่อ $Min.\ Safe\ Gap$ = ช่วงระยะเวลาปลอดภัย (s)

$Street\ Width$ = ความกว้างของทางข้าม (m)

$Walking\ Rete$ = ความเร็วในการเดินเฉลี่ย (m/s)

N = จำนวนคนที่ 85 เปอร์เซ็นต์ไทล์

Reaction Time = ระยะเวลาการตอบสนอง ทั่วไปมีค่า 3 วินาที

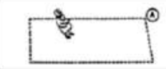
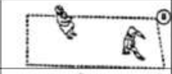
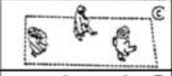
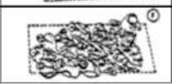
2.3.4 อุปสรรคที่มีผลต่อการเดินของคนเดินเท้า คือ ความไม่ปลอดภัยในการเดินของคนเดินเท้า เช่น จากยานพาหนะ และทางเดินเท้าที่ไม่มีราวกั้น เป็นต้น ทำให้คนเดินเท้าเกิดความกังวลและลังเลในการข้ามทางเดินเท้าที่อาจนำไปสู่การเกิดอุบัติเหตุ ปัญหาและอุปสรรคจากการเดินเท้าที่เกิดมากที่สุด 3 อันดับแรก ได้แก่ ความรู้สึกไม่ปลอดภัย (กลัวรถชน) การจอดรถบนทางเดินเท้า และมลภาวะเป็นพิษ ตามลำดับ นอกจากพฤติกรรมเสี่ยงอันตรายของคนเดินเท้าแล้วสภาพถนนที่ไม่ปลอดภัย เช่น มีสิ่งกีดขวางทางเท้า ไม่มีป้ายเตือนอยู่ในจุดที่ผู้ขับขี่มองไม่เห็น และพฤติกรรมในการขับรถของผู้ขับขี่ที่ไม่เคารพกฎจราจร ไม่หยุดรถให้คนข้ามถนนในจุดที่กำหนด นับเป็นสาเหตุสำคัญที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุกับคนเดินเท้าได้เช่นกัน

2.3.5 ผลกระทบที่มีผลต่อการเดินของคนเดินเท้า ขึ้นอยู่กับความกว้างที่ต้องการเดินของคนเดินเท้า ที่สามารถเคลื่อนที่ไปได้ทุกทิศทางอย่างต่อเนื่อง ความกว้างของทางเดินเท้าที่มีอิทธิพลกับคนเดินเท้าเรียกว่า “Clear walkway width” ปัจจัยที่ทำให้ทางม้าลายของไทยไม่ปลอดภัยเป็นเพราะพฤติกรรมของคนขับรถที่ขาดวินัยการขับขี่ ซึ่งจริง ๆ แล้วทางม้าลายที่สร้างขึ้นมานั้นควรเป็นหน้าที่ของผู้ขับรถที่ต้องหยุดเพื่อให้คนที่ใช้ได้ข้ามไปอย่างปลอดภัย

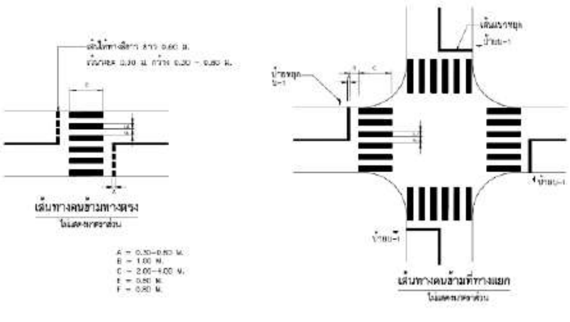
2.4 ระดับการให้บริการของทางเดิน (level-of-service, LOS) คือการวัดประสิทธิภาพของทางข้ามที่ส่งผลมาจากการเดินของคนเดินเท้า สิ่งอำนวยความสะดวกและสิ่งกีดขวางในบริเวณทางข้ามมาเป็นตัวแปร โดยสามารถจำแนกความเร็ว ความต้องการพื้นที่ และอัตราการไหล ในแต่ละระดับการให้บริการของทางเดินดังตารางที่ 1

2.5 โคมสัญญาณไฟสำหรับคนข้ามถนน เป็นอุปกรณ์สำหรับอำนวยความสะดวกสำหรับคนข้ามถนน ช่วยในการตัดสินใจขณะข้ามถนน มี 2 ประเภท ได้แก่ ชุดสัญญาณไฟแบบนับเวลาถอยหลัง และ ชุดสัญญาณไฟแบบไม่มีการนับเวลาถอยหลัง [6]

ตารางที่ 1 ค่าเฉลี่ยการไหลของระดับการให้บริการทางเดิน [3,4]

P- LOS	คุณลักษณะ	Space (ft^2/ped)	Flow Rate (ped/min/ft)	Speed (ft/sec)	v/c Ratio
A		> 60	≤ 5	> 4.25	≤ 0.21
B		40-60	5-7	4.17-4.25	0.21-0.31
C		24-40	7-10	4.00-4.17	0.31-0.44
D		15-24	10-15	3.75-4.00	0.44-0.65
E		8-15	15-23	2.5-3.75	0.65-1.0
F		≤ 8	Variable	≤ 2.50	Variable

2.6 ลักษณะของทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า คือลักษณะทางกายภาพของทางข้าม ประกอบด้วย ความกว้างของถนน ไหล่ทาง และเกาะกลาง โดยทั่วไปความกว้างของช่องทางจราจรในเขตเมืองจะเท่ากับ 3.0–3.5 เมตร และไหล่ทางหรือทางเท้ากว้าง 2 เมตร [8] และความกว้างทางมาลาย 2.0–4.0 เมตร ตามแบบมาตรฐานงานทางดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 6



รูปที่ 6 แบบมาตรฐานเส้นทางข้ามทางตรงและทางแยก [7]

2.8 โปรแกรมสร้างแบบจำลองเสมือนจริง Anylogic เป็นซอฟแวร์แบบจำลองที่ช่วยให้ได้รับข้อมูลเชิงลึกและเพิ่มประสิทธิภาพของระบบการขนส่งในรูปแบบต่าง ๆ การสร้างแบบจำลองของคนเดินเท้าสามารถประเมินหาค่าความหนาแน่น อัตราความเร็ว และพื้นที่ของคนเดินเท้า แบบจำลองเสมือนจริงเป็นเครื่องมือช่วยในการออกแบบที่ดีและมีประสิทธิภาพ อีกทั้งยังสามารถเห็นภาพการจำลองเสมือนจริง และวิเคราะห์พฤติกรรมของคนเดินเท้าได้ โดยคนเดินเท้าในแบบจำลองจะมีปฏิสัมพันธ์กับสภาพแวดล้อมรอบ ๆ ตามคุณสมบัติของคนเดินเท้าในแต่ละประเภท และสามารถหลีกเลี่ยงการปะทะกันของคนเดินเท้าด้วยกันเอง การสร้างแบบจำลองเสมือนจริงจะช่วยในการประเมินความเหมาะสมของการจัดวางสิ่งอำนวยความสะดวกที่สอดคล้องกับข้อกำหนดด้านความปลอดภัย และสามารถดึงศักยภาพได้สูงที่สุดเมื่อทำการจำลองโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการสำรวจจริง

2.9 การปรับเทียบแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาค เพื่อให้ผลลัพธ์ที่ได้จากการประยุกต์ใช้แบบจำลองมีความใกล้เคียงกับข้อมูลที่ได้จากการสำรวจมากที่สุด ตัวแปรที่ใช้เป็นตัวชี้วัดความถูกต้องของแบบจำลอง เช่น ปริมาณการจราจร ความเร็ว ความยาวแถวคอย ความล่าช้า และเวลาในการเดินทาง เป็นต้น หลักเกณฑ์การปรับเทียบจำลองจะใช้ค่าทางสถิติ GEH เน้นการเปรียบเทียบปริมาณจราจรที่ได้จากการสำรวจจริงใน 1 ชั่วโมงเท่านั้น การตรวจสอบความคลาดเคลื่อนแบบจำลองสภาพการจราจรระดับจุลภาคของความเร็ว และเวลาการเดินทางของคนเดินเท้าจะใช้ค่า MAE

2.10 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Tanaboriboon และ Guyano ศึกษาระดับการให้บริการของคนเดินเท้าในกรุงเทพฯ ในปี 1989 [9] เพื่อเปรียบเทียบระดับการให้บริการของประเทศไทยกับระดับการให้บริการของสหรัฐอเมริกา พบว่าระดับการให้บริการของคนเดินเท้าในกรุงเทพ ฯ เมื่อนำมาเปรียบเทียบประเทศสหรัฐอเมริกาได้ผลดังแสดงในตารางที่ 2

ในปี 2011 Claudio และ Riccardo ประเมินผลกระทบของคนเดินเท้าที่ทางข้ามในวงเวียน [10] เพื่อหาอัตราการไหลและแก้ไขความล่าช้าที่

เกิดขึ้น โดยเก็บข้อมูล ยานพาหนะที่รอการเข้าวงเวียน อัตราการไหลของยานพาหนะ ยานพาหนะที่อยู่ในวงเวียน ประเภทของยานพาหนะ คนเดินเท้าที่กำลังเดินเข้าทางข้าม และคนเดินเท้าที่กำลังเดินออกทางข้าม จากการวิเคราะห์เวลาที่คนเดินเท้าและปริมาณพาหนะในบริเวณทางเข้าวงเวียน จะได้ค่าอัตราการไหลของยานพาหนะต่อความหนาแน่นที่แตกต่างกัน ต่อมาในปี 2013 Satish และ Anish ศึกษาความเร็วของคนเดินเดินเท้าโดยใช้เส้นโค้งการแจกแจงทางสถิติ [11] ทำการศึกษาในเมืองของประเทศอินเดียที่มีลักษณะการเดินไม่เหมือนกัน 2 ประเภทคือ ทางเท้า และทางข้าม โดยเลือกที่จะทำการศึกษาที่ทางข้ามถนน โดยใช้ฐานข้อมูลของ CSIR (council for scientific and industrial research) ที่บันทึกปี 2008–2009 โดยทำการศึกษาแบบแบ่งตามเพศของคนเดินเท้า หาค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 15, 50 และ 80 เปอร์เซ็นต์ไทล์ และหาอัตราส่วนความเร็ว พบว่าตามค่าอัตราส่วนความเร็ว ผู้ชายเดินเร็วกว่าผู้หญิง และสถานที่ต่างกันความเร็วในการเดินก็จะไปไม่เท่ากัน

ตารางที่ 2 ระดับการให้บริการของคนเดินเท้าในประเทศไทยกับประเทศสหรัฐอเมริกา [11]

Level of Service	THAILAND Space (M) (m^2/ped)*	THAILAND Flow Rate (ped/m/min)**	U.S. Space (M) (m^2/ped)*	U.S. Flow Rate (ped/m/min)**
A	2.38 or more	28 or less	3.2 or more	23 or less
B	1.60-2.38	28-40	2.30-3.20	23-33
C	0.98-1.60	40-61	1.40-2.30	33-49
D	0.65-0.98	61-81	0.90-1.40	49-66
E	0.37-0.65	81-101	0.50-0.90	66-82
F	0.37 or less	101 or variable	0.50 or less	82 or variable

*Square meter per pedestrian
**Pedestrian per meter width per minute

ในปี 2013 Pengfei และคณะ ศึกษาพฤติกรรมของคนข้ามถนนที่ช่วงกลางของถนนหน้าโรงเรียนประถมที่ไม่มีสัญญาณไฟในประเทศจีน [12] โดยวิเคราะห์จาก 4 ตัวแปร คือ ความเร็วในการข้ามถนน การรอเวลาก่อนข้ามถนน การวิ่งข้ามถนน และการมองรถก่อนข้ามถนน แบ่งกลุ่มของคนเดินเท้าออกเป็น 3 กลุ่ม คือ ผู้ใหญ่เดินข้ามถนนคนเดียว ผู้ใหญ่และเด็กเดินข้ามถนนด้วยกัน และ เด็กเดินข้ามถนนคนเดียว พบว่า การเดินข้ามถนนในช่วงครึ่งถนนแรกจะมีความเร็วที่ช้ากว่าครึ่งถนนที่เหลือ พฤติกรรมของเด็กในการข้ามถนนจะถูกชักจูงจากผู้ใหญ่ในการตัดสินใจข้ามถนน และการที่เด็กข้ามคนเพียงคนเดียวจะเกินอาการณ์ลังแลในการตัดสินใจมากกว่ากลุ่มที่เด็กเดินข้ามกับผู้ใหญ่ ภายหลังได้มีการศึกษารูปแบบการเดินข้ามถนนที่ทางข้ามถนนแบบไม่มีสัญญาณไฟในประเทศจีน ในปี 2015 โดย Rolla และคณะ เพื่อศึกษารูปแบบของการเดินข้ามถนนและความเร็วที่ใช้ในการข้ามถนน [13] พื้นที่การศึกษาเป็นทางข้ามที่ไม่มีสัญญาณไฟ ใกล้กับสถานีรถบัสขนาด 4 ช่องจราจร 2 ช่องทางจักรยาน จำกัดความเร็วที่ 60 km/h ทำการจำแนกเส้นทางที่คนเดินเท้าตัดสินใจจะข้ามจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่ง พบว่าคนเดินข้ามถนนจะเลือกรูปแบบการเดินที่สั้นที่สุดต่อจุดหมายของตัวเองมีหลีกเลี้ยงการรบกวนจากการจราจรและคนเดินเท้าคนอื่นทั้งที่เดินในทิศทางเดียวกันและเดินสวนทางกัน ปัจจัยอื่น ๆ ที่ส่งผลกระทบต่อรูปแบบการข้ามถนน คือ คนเดินเท้าที่เดินด้วยกันเป็นกลุ่มจะมีการจูงใจให้คนเดินเท้าอื่น ๆ ตัดสินใจในการข้ามถนนในรูปแบบเดียวกัน

ในปี 2016 Emese และ Petre ได้มีการทำการประเมินพฤติกรรมของคนเดินเท้าที่เมืองกียอร์ประเทศฮังการี [14] เพื่อสำรวจและศึกษาการละเมิดกฎระเบียบข้อบังคับในการจราจรของผู้ขับขี่และคนเดินเท้าและเพิ่มความปลอดภัยของการใช้รถใช้ถนน พบว่าผู้ใช้รถจะกระทำผิดกฎมากที่ทางข้ามที่ไม่มีเกาะกลางถนน สามารถแก้ไขปัญหาได้โดยการทำเกาะกลางถนนและติดตั้งสัญญาณไฟ และพบว่าปัจจัยที่จะเพิ่มความปลอดภัยของผู้ใช้รถใช้ถนน คือ คนเดินเท้า ผู้ใช้รถ และโครงสร้างพื้นฐาน เช่น เกาะกลางถนน และสัญญาณไฟ วิธีการจัดการกับอัตราการเสียชีวิตได้ดีที่สุด คือการให้ความรู้แก่คนใช้รถใช้ถนนให้มีความรู้มากขึ้นและมีวินัยในการใช้รถใช้ถนนมากขึ้น ที่เมืองบังคาลอร์ รัฐกรณาฏกะ ประเทศอินเดีย ในปี 2016 Nicrolas ศึกษาความสัมพันธ์ของอายุและเพศที่มีผลต่อการข้ามถนน [15] พบว่าผู้หญิงจะใช้ระยะการรอข้ามถนนนานกว่าผู้ชาย ผู้หญิงใช้ระยะเวลาการรอข้ามถนนเฉลี่ยเท่ากับ 34.4 วินาที ผู้ชายใช้ระยะเวลาการรอข้ามถนนเฉลี่ยเท่ากับ 18.3 วินาที คิดเป็นความแตกต่างจะได้ร้อยละ 88 และการใช้ระยะเวลาการรอข้ามถนนของคนที่มีอายุมากจะใช้ระยะเวลาการรอข้ามถนนมากกว่าคนที่อายุน้อยกว่า ต่อมาในปี 2016 Pelin และ Yalcin ศึกษาความเร็วและความปลอดภัยของทางเท้าในการข้ามถนนในเมืองอิซมีร์ ประเทศตุรกี ผลลัพธ์ที่ได้คือ ความเร็วเฉลี่ยที่ใช้ในการเดินคือ 1.31 m/s และมีความเร็วเฉลี่ยที่ 15 เปอร์เซ็นต์ไทล์เท่ากับ 1.07 m/s [16] คนเดินเท้ามีช่วงเวลาล่าช้าในการข้ามถนนตั้งแต่ช่วงแรกที่เริ่มเดินและมีการเพิ่มความเร็วในการเดินเมื่อจะถึงช่วงสัญญาณไฟจะเป็นสีแดง จึงจะต้องมีการเพิ่มเวลาของรอบสัญญาณไฟและเพิ่มความปลอดภัยของทางเท้าโดยการขยายทางเท้าให้กว้างมากขึ้น ที่เมืองโดฮา เมืองหลวงของประเทศการ์ต้า ในปี 2017 Deepti และคณะศึกษาพฤติกรรมของคนเดินข้ามถนนที่ทางแยกในทางเลี้ยวขวา [17] ทางข้ามมีความกว้าง 3 เมตร ยาว 5.5 เมตร อยู่บนทางเลี้ยวขวาของทางแยก พบว่าเวลาที่คนเดินเท้ารอข้ามถนนเห็นได้ว่าเวลาที่คนเดินเท้าที่รอข้ามถนนมีความอิสระที่ปริมาณของยานพาหนะน้อย และความเร็วในการเดินข้ามถนนมีความรวดเร็วทำให้เกิดการติดขัดของการจราจรน้อย

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

ขั้นตอนการดำเนินงานศึกษาสำรวจและเก็บข้อมูล มีรายละเอียดดังนี้

3.1 การสำรวจพื้นที่และเก็บข้อมูล เลือกพื้นที่ในเขตเมืองจังหวัดเชียงใหม่ที่ทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่มีสัญญาณไฟ โดยมีปัจจัยดังต่อไปนี้

3.1.1 ลักษณะทางกายภาพของทางข้ามที่มีสัญญาณไฟแบบกด ประกอบด้วย ความกว้าง ความยาวของทางข้าม ความกว้างของเกาะกลาง

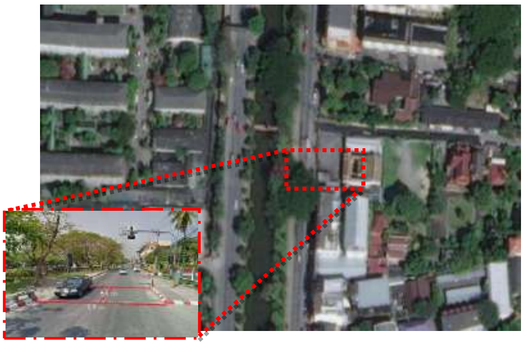
3.1.2 ลักษณะด้านการจราจรของคนเดินเท้า ได้แก่ ความเร็ว ความต้องการพื้นที่ เพศ และช่วงอายุของคนเดินเท้า ทั้งสองทิศทาง

3.2 จำนวนประชากรหรือกลุ่มตัวอย่าง เลือกจำนวนประชาการและกลุ่มตัวอย่างคนเดินเท้าสำหรับเก็บข้อมูล โดยแบ่งตามเพศ และช่วงอายุ ได้แก่ ชายและหญิง อายุน้อยกว่า 18 ปี ระหว่าง 18-60 ปี และมากกว่า 60 ปี ตามลำดับ รวม 6 ประเภท ไม่ต่ำกว่า 200 คนต่อประเภทของคนเดินเท้า

3.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล ของคนเดินเท้าใช้วิธีการเก็บข้อมูลด้วยการบันทึกภาพวีดิโอ บริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟช่วงละ 15 นาที รวมเวลา 3

ชั่วโมง ในช่วงที่มีความหนาแน่นของคนเดินเท้าสูงและต่ำ (ช่วงที่คนเดินเท้าใช้ความเร็วได้อิสระ) เพื่อหารูปแบบการเดิน ความเร็ว และความหนาแน่นต่อพื้นที่ สำหรับใช้หาความเหมาะสมของสัญญาณไฟจราจรบริเวณทางข้าม

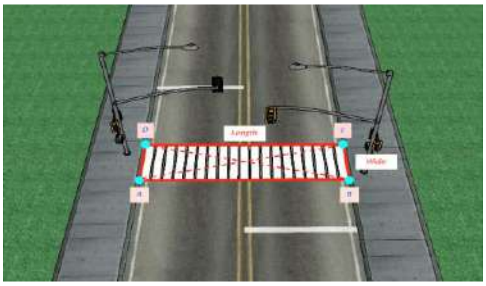
3.3.1 การเก็บข้อมูลของสัญญาณไฟทางข้าม คือ รอบของสัญญาณไฟ 1 รอบ ที่ใช้ในการข้ามถนน พื้นที่ที่สำรวจตั้งอยู่บนถนนอารักษ์ตัดกับถนนบุญเรืองฤทธิ์ ตรงข้ามกับโรงเรียนวัฒโนทัยพายัพ พิกัด 18˚47’2.44’’ N และ 98˚58’41.08’’ E ดังรูปที่ 8 และทางข้ามบริเวณโรงพยาบาลมหาราช ถนนสุเทพ พิกัด 18˚47’20’’ N และ 98˚58’30’’ E ดังรูปที่ 9



รูปที่ 8 ทางข้ามที่บริเวณโรงเรียนวัฒโนทัยพายัพเชียงใหม่

รูปที่ 9 ทางข้ามที่บริเวณโรงพยาบาลมหาราชนครเชียงใหม่

3.3.2 การเก็บข้อมูลเกี่ยวกับพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ มีรายละเอียดดังนี้ ความเร็วในการเดินของคนเดินเท้า กรณีที่ 1 เมื่อคนเดินเท้าเริ่มเดินจากจุด A หรือ D ไปยังจุด C หรือ B โดยมีระยะ A ถึง B หรือ D ถึง C เป็นระยะทางในการเดินของคนเดินเท้า กรณีที่ 2 เมื่อคนเดินเท้าเริ่มเดินจากจุด A หรือ D โดยการเดินเป็นเส้นทแยง ไปยังจุด C หรือ B โดยมีระยะ A ถึง C หรือ D ถึง B โดยความเร็วของคนเดินเท้าจะสามารถหาได้จากระยะทางของทางข้ามทางเดินเท้าต่อระยะเวลาที่คนเดินเท้าเดิน เช่น ระยะเวลาในการเดินของคนเดินเท้า 12 วินาที และระยะทางข้ามแบบเส้นตรงเท่ากับ 15.75 เมตร ความเร็วของคนเดินเท้าเท่ากับ 0.76 m/s ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 เส้นทางการเดินของคนเดินเท้าสำหรับเก็บข้อมูลความเร็ว

3.3.3 พื้นที่ที่ต้องการของคนเดินเท้าใช้เดินข้ามทางข้าม สามารถหาได้จากพื้นที่คนเดินเท้าเดินข้ามต่อจำนวนคนเดินเท้าในพื้นที่นั้น ๆ

3.4 การสร้างแบบจำลองเสมือนจริง แบ่งเป็น 3 กระบวนการ ได้แก่ กำหนดเงื่อนไขการสร้างแบบจำลอง เพื่อใช้ในการระบุขนาดพื้นที่บริเวณทางข้ามที่เหมาะสม เพื่อปรับเทียบแบบจำลองเสมือนจริงและประเมินศักยภาพของของทางข้ามคนเดินเท้าที่ช่วงเวลาต่าง ๆ ตามลำดับ ดังต่อไปนี้

3.4.1 ปรับเทียบแบบจำลองเสมือนจริงเพื่อระบุขนาดและลักษณะกายภาพของทางข้ามของคนเดินเท้า และพฤติกรรมการเดินของคนเดินเท้าได้แก่ ความเร็ว เวลาการเดินทาง และจำนวนคนเดินเท้า

3.4.2 สร้างแบบจำลองเสมือนจริงในการเปรียบเทียบ และประเมินศักยภาพของของบริเวณทางข้ามคนเดินเท้ารูปแบบและช่วงเวลาต่าง ๆ

3.4.3 วิเคราะห์แบบจำลองเสมือนจริงโดยวิเคราะห์ในกรณีที่ 1 คือ ให้คนเดินเท้ามีอิสระในการเคลื่อนที่ โดยมีการรบกวนจากสิ่งกีดขวางบนทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า และยานพาหนะ

3.4.4 วิเคราะห์แบบจำลองเสมือนจริงโดยวิเคราะห์ในกรณีที่ 2 คือ ให้คนเดินเท้ามีอิสระในการเคลื่อนที่ โดยเคลื่อนที่ในช่วงระยะเวลาที่อนุญาตของสัญญาณไฟเขียวสำหรับคนเดินเท้าเท่ากับ 10 20 และ 30 วินาที ตามลำดับ คนเดินเท้าเคลื่อนที่โดยปราศจากการรบกวนจากสิ่งกีดขวางบนทางข้ามของคนเดินเท้าและยานพาหนะ

3.4.5 วิเคราะห์แบบจำลองเสมือนจริงโดยวิเคราะห์ในกรณีที่ 3 คือ ให้คนเดินเท้ามีอิสระในการเคลื่อนที่ โดยเคลื่อนที่ในช่วงระยะเวลาที่สัญญาณไฟที่อนุญาตให้คนเดินเท้าเคลื่อนที่ผ่าน เท่ากับ 10 20 และ 30 วินาที ตามลำดับ โดยคนเดินเท้าจะมีสิ่งกีดขวางและถูกรบกวนโดยยานพาหนะ

3.5 การปรับเทียบแบบจำลองเสมือนจริง ข้อมูลตัวชี้วัดที่เกี่ยวข้องประกอบด้วย อัตราการไหลของคนเดินเท้า เวลาการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้าและปริมาณคนเดินเท้าภายในหนึ่งชั่วโมง ซึ่งข้อมูลที่นำมาใช้ในการปรับเทียบและตรวจสอบความถูกต้อง เกิดจากการวิเคราะห์การปรับเทียบแบบจำลอง โดยนำข้อมูลผลการสร้างแบบจำลองเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการสำรวจจริง ว่าผลที่วิเคราะห์ได้จากการแบบจำลองเสมือนจริงสอดคล้องกับผลการสำรวจหรือไม่ โดยอัตราการไหลและจำนวนคนเดินเท้าจะปรับเทียบโดยใช้ค่า GEH เนื่องจากเป็นค่าที่เหมาะสำหรับการปรับเทียบข้อมูลจากการสำรวจและแบบจำลองในช่วงเวลา 1 ชั่วโมงเท่านั้น ส่วนค่า MAE จะใช้ในการปรับเทียบเวลาการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้า เนื่องจากเป็น

ค่าการวัดผลการปรับเทียบค่าความคลาดเคลื่อนของข้อมูลการสำรวจกับข้อมูลที่ได้จากการจำลอง

3.6 การสร้างสถานการณ์การวิเคราะห์ในแบบจำลองเสมือนจริง

3.6.1 สถานการณ์วิเคราะห์ที่ทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่ความกว้างเท่ากับ 5.7 เมตร และความยาว 15.75 เมตร โดยมีการแปรเปลี่ยนจำนวนของคนเดินเท้าที่ 500, 600, 700, 800, 900, 1,000, 1,200, 1,400, 1,600, 1,800, 2,000, 2,200, 2,400, 2,600, 2,800, และ 3,000 คนต่อชั่วโมง โดยเปรียบเทียบกับระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าโดยการเปรียบเทียบปริมาณคนเดินเท้าต่อชั่วโมงใด ๆ ในระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่ 10, 20, และ 30 วินาที ตามลำดับ

3.6.2 สร้างสถานการณ์วิเคราะห์ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้ากับการไหลผ่านสุทธิของยานพาหนะ โดยแบ่งช่วงเวลาการเดินของคนเดินออกเป็นช่วงเวลา 10, 20, และ 30 วินาที โดยเปรียบเทียบระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้ากับการไหลผ่านสุทธิของยานพาหนะในระยะเวลาสัญญาณไฟจราจรที่ให้ยานพาหนะไหลผ่านสุทธิไปที่ช่วงเวลา 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, และ 300 วินาที ตามลำดับ

การเลือกเวลาของคนเดินเท้าเริ่มต้นเท่ากับ 10 วินาที เนื่องจากความกว้างของถนนที่สำรวจทั้งสองจุดมีความกวางน้อยที่สุดเท่ากับ 8.40 เมตร เวลาดังกล่าวจึงเป็นเวลาที่คนเดินเท้าที่เดินช้าที่สุดสามารถเดินข้ามพื้นที่สำรวจได้

4. ผลการวิจัย

4.1 ผลการศึกษาข้อมูลทางด้านกายภาพ แสดงในรูปที่ 11

(ก) (ข)

รูปที่ 11 (ก) ทางข้ามคนเดินเท้าบนถนนสุเทพหน้าโรงพยาบาลมหาราช (ข) ทางข้ามคนเดินเท้าบนถนนอารักษ์หน้าโรงเรียนวัฒโนทัยพายัพ

4.2 ผลการศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ ได้แก่ จำนวนคนเดินเท้า สัดส่วนของคนเดินเท้าในช่วง 1 ชั่วโมงสูงสุด ความเร็ว ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของความเร็ว ความต้องการพื้นที่ ความหนาแน่น อัตราการไหล และระดับการให้บริการ โดยแบ่งตามประเภทของคนเดินเท้าดังตารางที่ 3 และ 4

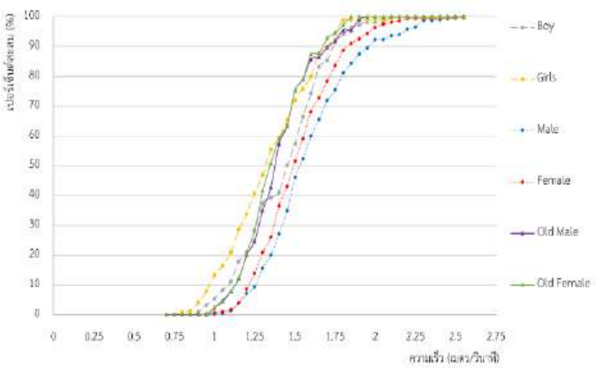
ตารางที่ 3 พฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ (ความเร็ว พื้นที่ที่ต้องการ และจำนวนของคนเดินเท้า)

ตำแหน่ง	ความเร็วของคนเดินเท้า					
	เพศชาย			เพศหญิง		
	<18	18-60	>60	<18	18-60	>60
จำนวนคนเดินเท้า (คน)	161	397	154	210	578	202
สัดส่วนของคนเดินเท้า (%) (701 คน/ชั่วโมง)	2.10	1.00	30.20	38.00	13.00	15.70
ความเร็วเฉลี่ยในการเดิน (m/s)	1.42	1.55	1.38	1.30	1.50	1.36
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของความเร็ว	0.27	0.27	0.27	0.24	0.21	0.20
พื้นที่ของคนเดินเท้า (m^2/ped)	1.30	2.12	1.98	1.30	2.12	1.98

ตารางที่ 4 พฤติกรรมของคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ (ความหนาแน่นต่อพื้นที่ อัตราการไหล และระดับการให้บริการ)

สถานที่	ความหนาแน่น (ped/m^2)	อัตราการไหล (ped/min/m)	Level of Service (LOS)
โรงพยาบาลมหาราชนคร	0.25	43	D
โรงเรียนวัฒโนทัยพายัพ	0.74	29	C

จากการวิเคราะห์ข้อมูลกายภาพและจำนวนของคนเดินเท้าที่ทำการศึกษามีจำนวนคนเดินเท้าเท่ากับ 1,702 คน ซึ่งสามารถแสดงค่าเฉลี่ยความเร็วสะสมของคนเดินเท้าแต่ละประเภท ดังแสดงในรูปที่ 12 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานที่วิเคราะห์ได้ควรอยู่ในช่วงที่เหมาะสม ค่าที่น้อยแสดงถึงข้อมูลที่สำรวจมีการกระจายตัวของความเร็วน้อย ส่วนของค่าความเร็วเฉลี่ยของคนเดินเท้าในแต่ละประเภทสามารถนำมาปรับเทียบกับข้อมูลเพื่อสร้างแบบจำลองเสมือนจริงโดยค่าดังกล่าวไม่ควรจะมีค่าห่างกันเกิน 5%



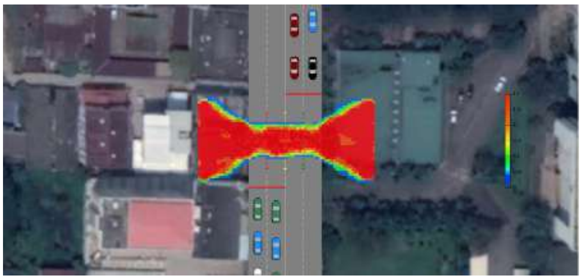
รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างความถี่ร้อยละสมสมกับความเร็ว

4.3 การปรับเทียบแบบจำลองเสมือนจริง วัตถุประสงค์ เพื่อให้ได้ผลของการจำลองที่ถูกต้องและแม่นยำมากที่สุด การปรับเทียบแบบจำลองพฤติกรรมคนเดินเท้าบริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า 3 ตัวแปร ที่ใช้ในการพิจารณา ได้แก่ อัตราการไหล จำนวน และเวลาการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้า ผลการปรับเทียบแบบจำลองแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลการปรับเทียบแบบจำลองบริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า

การปรับเทียบแบบจำลองบริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้า				
ตัวแปรในการพิจารณา	การสำรวจ	การจำลอง	เกณฑ์พิจารณา	
			GEH	MAE
อัตราการไหลของคนเดินเท้า (peds/min/m)	43	68	0.45	-
จำนวนคนเดินเท้าภายในหนึ่งชั่วโมง (peds/hour)	700	710	0.01	-
เวลาการเคลื่อนที่ของคนเดินเท้า (sec)	12.33	12.20	-	1.05

4.4 ผลการจำลองแบบจำลองเสมือนจริง จากการจำลองพฤติกรรมกายภาพของคนเดินเท้าและยานพาหนะตามพฤติกรรมจริงที่ได้ทำการสำรวจดังแสดงรูปที่ 13 พบว่าระยะเวลาสำหรับการเดินข้ามทางข้ามคนเดินเท้ากับจำนวนคนเดินเท้าต่อชั่วโมง ได้ค่าระยะเวลาของคนเดินเท้าที่ต้องการต่อจำนวนคนเดินเท้าภายในหนึ่งชั่วโมง ดังตารางที่ 6 การจำลองแบบจำลองเสมือนจริงโดยนำข้อมูลอัตราการไหลของคนเดินเท้าจากการสำรวจมาเป็นข้อมูลเบื้องต้นในการวิเคราะห์ จะสามารถวิเคราะห์ข้อมูลออกมาในรูปแบบความสัมพันธ์เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่ออัตราการไหลของคนเดินเท้า ดังแสดงในรูปที่ 14 และ 17

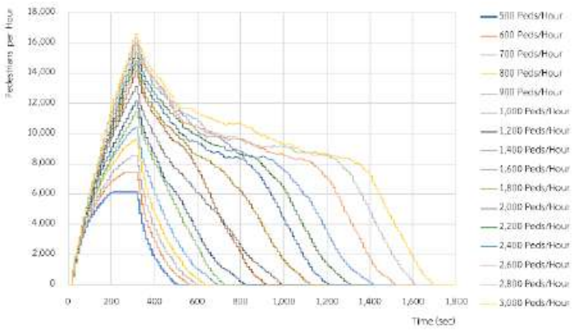


รูปที่ 13 ความหนาแน่นต่อพื้นที่ของคนเดินเท้าจากแบบจำลองเสมือนจริง

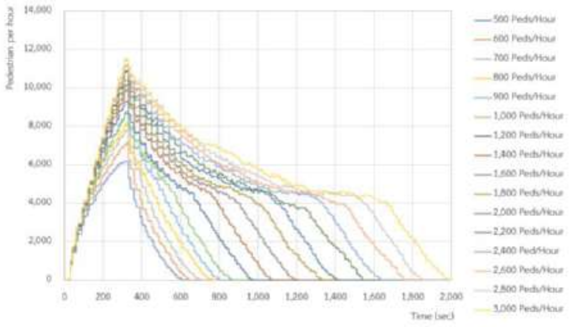
ตารางที่ 6 เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่อจำนวนของคนเดินเท้าภายในหนึ่งชั่วโมง

	ประชากรคนเดินเท้าต่อหนึ่งชั่วโมง (คน)							
	500	600	700	800	900	1,000	1,200	1,400
ระยะเวลาที่ต้องการ (วินาที)	498	549	579	619	669	709	799	909
	ประชากรคนเดินเท้าต่อหนึ่งชั่วโมง (คน)							
	1,600	1,800	2,000	2,200	2,400	2,600	2,800	3,000
ระยะเวลาที่ต้องการ (วินาที)	969	1,109	1,189	1,289	1,399	1,499	1,589	1,679

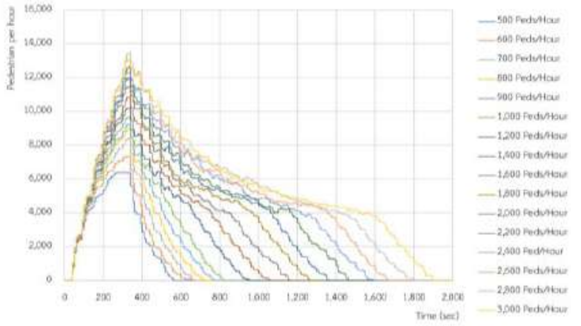
จากรูปที่ 14 และ 17 แสดงผลการวัดอัตราการไหลของคนเดินเท้าบริเวณพื้นที่สำรวจต่อความกว้างใด ๆ โดยคนเดินเท้าแต่ละคนเดินมาถึงปลายทางทั้ง 2 ทิศทาง โดยคนเดินเท้าจะมาถึงอย่างต่อเนื่องจนครบจำนวนคนเดินเท้าที่ทำการจำลอง พบว่าอัตราการไหลของคนเดินเท้าภายในหนึ่งชั่วโมงแปรผันตรงกับช่วงระยะเวลาที่คนเดินเท้าต้องการใช้ เมื่ออัตราการไหลของคนเดินเท้าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ระยะเวลาที่คนเดินเท้าต้องการใช้จะเพิ่มขึ้นตาม เช่นเดียวกันเมื่ออัตราการไหลของคนเดินเท้าลดลงจะส่งผลให้ระยะเวลาที่คนเดินเท้าต้องการใช้จะลดลงตาม



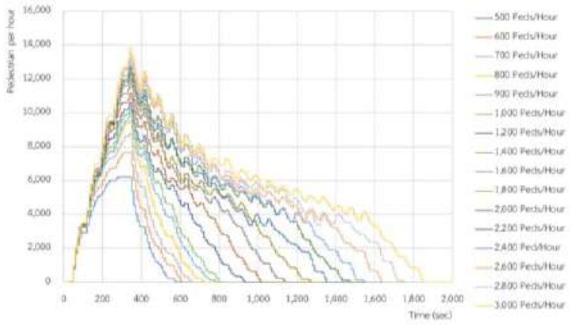
รูปที่ 14 เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่อจำนวนคนเดินเท้าที่ไฟเขียวปัจจุบัน



รูปที่ 15 เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่อจำนวนคนเดินเท้าที่ไฟเขียว 10 วินาที



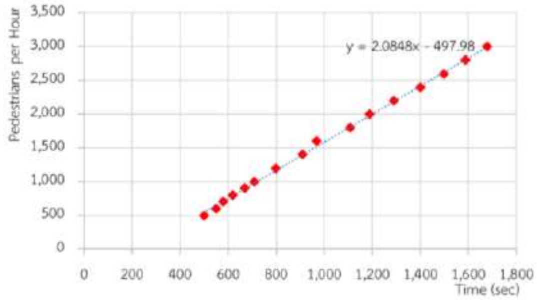
รูปที่ 16 เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่อจำนวนคนเดินเท้าที่ไฟเขียว 20 วินาที



รูปที่ 17 เวลาที่ต้องการในการเคลื่อนที่ต่อจำนวนคนเดินเท้าที่ไฟเขียว 30 วินาที

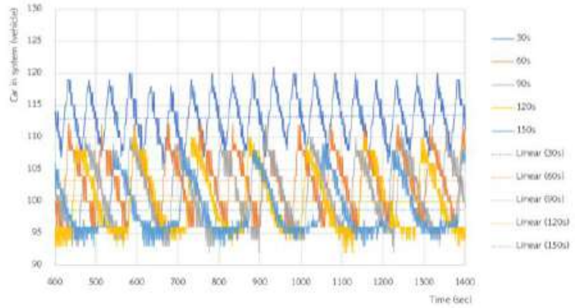
เมื่อสังเกตจะพบว่าจำนวนคนเดินเท้าจำนวนใด ๆ จะมีค่าอัตราการไหลเพิ่มขึ้นในช่วงหนึ่ง ๆ เนื่องจากคนเดินเท้ายังสามารถเคลื่อนที่ไปยังเป้าหมายได้อย่างต่อเนื่อง แต่เมื่อถึงเวลาหนึ่งอัตราการไหลจาเริ่มลดลง เนื่องจากการเคลื่อนที่เริ่มมีการติดขัด มีการหลีกเลี่ยงกันของคนเดินเท้าขณะเคลื่อนที่และจะลดลงอย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งคนสุดท้ายของการจำลองถึงปลายทาง

จากการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนคนเดินเท้าต่อชั่วโมงในช่วงสัญญาณไฟเขียวต่าง ๆ พบว่าจำนวนคนเดินเท้าจะแปรผันตรงกับระยะเวลาสัญญาณไฟ สามารถหาจำนวนคนเดินเท้าที่ข้ามในในช่วงเวลาที่ต้องการจากสัดส่วนของระยะเวลาที่ต้องการต่อจำนวนคนเดินเท้าในหนึ่งชั่วโมง แสดงในรูปที่ 18

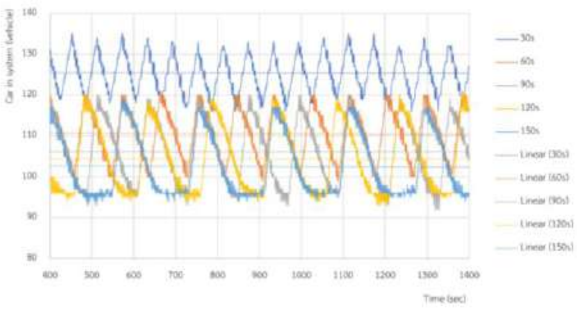


รูปที่ 18 แนวโน้มจำนวนคนเดินเท้าต่อระยะเวลาหนึ่งชั่วโมง

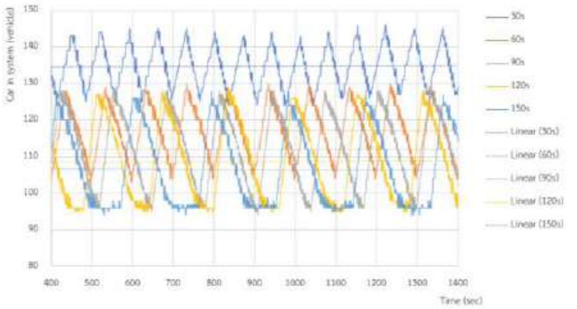
รูปที่ 19-21 แสดงจำนวนยานพาหนะได้รับอนุญาตให้เคลื่อนที่ในช่วงเวลา 30, 60, 90, 120, และ 150 วินาที ตามลำดับ และเวลาที่อนุญาตให้คนเดินเท้าเคลื่อนที่ในช่วงสัญญาณไฟเขียว 10 20 และ 30 วินาที ตามลำดับ ตลอดระยะเวลา 1 ชั่วโมง พบว่าอัตราการไหลของยานพาหนะจะแปรผันตรงกับระยะเวลาทางข้ามสัญญาณไฟ สามารถแสดงดังตารางที่ 7



รูปที่ 19 ความสัมพันธ์ระหว่างรถในระบบกับเวลาที่รอบสัญญาณไฟต่าง ๆ ของยานพาหนะและคนเดินเท้าที่ข้ามทางระยะเวลา 10 วินาที



รูปที่ 20 ความสัมพันธ์ระหว่างรถในระบบกับเวลาที่รอบสัญญาณไฟต่าง ๆ ของยานพาหนะและคนเดินเท้าที่ข้ามทางระยะเวลา 20 วินาที

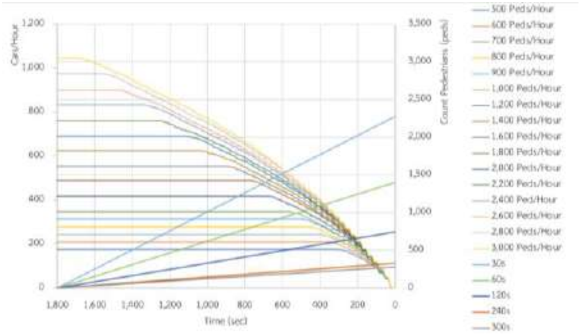


รูปที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างรถในระบบกับเวลาที่รอบสัญญาณไฟต่าง ๆ ของยานพาหนะและคนเดินเท้าที่ข้ามทางระยะเวลา 30 วินาที

ตารางที่ 7 แสดงการระบายปริมาณการจราจรของยานพาหนะในช่วงหนึ่งรอบสัญญาณไฟทางข้าม

ระยะเวลารอบสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ (วินาที)	ปริมาณยานพาหนะที่ระบายในช่วงหนึ่งรอบสัญญาณไฟใน 4 ช่องจราจร (คัน)		
	10 วินาที	20 วินาที	30 วินาที
30	13	17	20
60	16	21	24
120	17	24	32
240	15	25	30
300	16	25	30

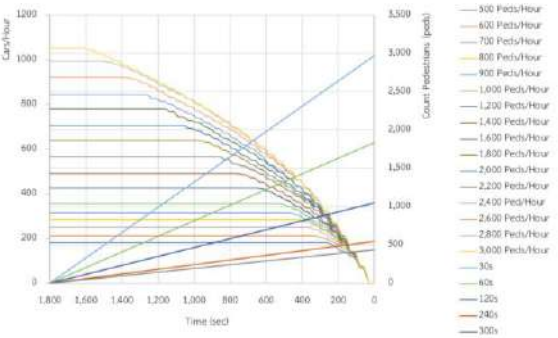
การสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์จำนวนเดินเท้าที่มีผลกระทบต่อการจราจรของยานพาหนะ โดยใช้สัญญาณไฟจราจรเพื่อหยุดหรือเพื่อปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ ตามระยะเวลาที่สำรวจ ปริมาณยานพาหนะในรอบสัญญาณไฟที่ 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, และ 300 วินาที ตามลำดับ โดยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ในรอบสัญญาณไฟที่ให้คนเดินเท้าข้ามทางที่ระยะเวลาสัญญาณไฟของคนเดินเท้าที่ 10, 15, 20, 25 และ 30 วินาที ตามลำดับ ดังรูปที่ 22-24 ตามลำดับ แสดงค่าดังตารางที่ 8-11



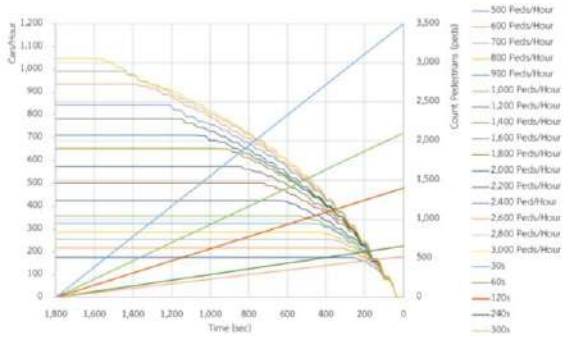
รูปที่ 22 ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่ 10 วินาทีกับการไหลผ่านของยานพาหนะ

จากการสร้างแบบจำลองทั้ง 3 กรณี พบว่ากรณีที่ 1 คนเดินเท้าเคลื่อนที่อิสระโดยมีการรบกวนจากยานพาหนะและสิ่งกีดขวางในเส้นทางเดิน กำหนดจำนวนคนเดินเท้าที่ตั้งแต่ 500-3,000 ped/h มีความต้องการเวลาในการเดินอยู่ระหว่าง 498-1,679 วินาที ขึ้นอยู่กับจำนวนคนเดินเท้าใน

การจำลอง กรณีที่ 2 คนเดินเท้าเคลื่อนที่โดยปราศจากการรบกวนจากสิ่งกีดขวางบนทางข้ามของคนเดินเท้าและยานพาหนะ ในหนึ่งรอบสัญญาณไฟเขียวของคนเดินเท้า 10, 15, 20, 25, และ 30 วินาที คนเดินเท้าจะสามารถเคลื่อนที่ได้ด้วยการไหลเฉลี่ยรอบละ 97, 129, 174, 197, และ 220 คน ตามลำดับ และกรณีที่ 3 คนเดินเท้ามีอิสระในการเคลื่อนที่ในช่วงระยะเวลาที่สัญญาณไฟที่อนุญาตให้คนเดินเท้าเคลื่อนที่ผ่าน ในช่วงเวลา 10, 20, และ 30 วินาที โดยมียานพาหนะบนโครงข่ายตามระยะเวลาที่กำหนด พบว่าเมื่อปริมาณคนเดินเท้าอยู่ในช่วง 500-1,200, 1,201-2,200, และ 2,201-3,000 ped/h จะมีช่วงระยะเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่คือ 240-300, 120-240, และ 30-120 วินาที ตามลำดับ



รูปที่ 23 ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่ 20 วินาทีกับการไหลผ่านของยานพาหนะ



รูปที่ 24 ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าที่ 30 วินาทีกับการไหลผ่านของยานพาหนะ

ตารางที่ 8 จำนวนประชากรคนเดินเท้าที่ข้ามทางต่อหนึ่งรอบสัญญาณไฟเขียว

	จำนวนประชากรคนเดินเท้าต่อหนึ่งชั่วโมง (คน)	รอบสัญญาณไฟในการข้ามทาง (วินาที)		
		10	20	30
จำนวนคนข้ามทางต่อหนึ่งรอบสัญญาณไฟ (คน)	500	93	165	202
	600	102	166	213
	700	89	172	218
	800	95	181	205
	900	84	175	219
	1,000	87	169	218
	1,200	97	179	223
	1,400	97	168	228
	1,600	95	163	216
	1,800	97	177	213
	2,000	91	161	229
	2,200	93	189	217
	2,400	88	176	232
	2,600	94	172	240
	2,800	98	188	223
	3,000	90	174	225

ตารางที่ 9 ช่วงเวลาที่ต้องการของการจราจรและจำนวนคนเดินเท้าต่าง ๆ ที่ไฟเขียวสำหรับคนเดินเท้า 10 วินาที

จำนวนประชากรคนเดินเท้าต่อชั่วโมง (คน)	ระยะเวลารอบสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ (วินาที)				
	30	60	120	240	300
	ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้ากับการไหลผ่านสุทธิของยานพาหนะ (วินาที)				
500	1,400	1,140	560	120	100
600	1,360	1,020	350	115	95
700	1,240	900	280	110	95
800	1,160	760	270	110	95
900	1,090	650	250	110	95
1,000	1,000	530	250	105	90
1,200	850	500	240	105	90
1,400	720	480	235	105	90
1,600	700	470	230	100	90
1,800	690	440	225	100	85
2,000	680	430	220	100	85
2,200	650	420	215	95	85
2,400	600	410	210	95	85
2,600	600	400	210	95	80
2,800	590	400	210	90	80
3,000	590	390	210	90	80

ตารางที่ 10 ช่วงเวลาที่ต้องการของการจราจรและจำนวนคนเดินเท้าต่าง ๆ ที่ไฟเขียวสำหรับคนเดินเท้า 20 วินาที

จำนวนประชากรคนเดินเท้าต่อชั่วโมง (คน)	ระยะเวลารอบสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ (วินาที)				
	30	60	120	240	300
	ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้ากับการไหลผ่านสุทธิของยานพาหนะ (วินาที)				
500	1,480	1,380	900	210	170
600	1,420	1,200	745	195	145
700	1,360	1,180	550	190	145
800	1,300	995	400	170	140
900	1,240	900	380	160	140
1,000	1,180	790	360	150	135
1,200	1,050	605	340	145	135
1,400	940	580	310	140	130
1,600	840	540	295	140	130
1,800	795	510	290	140	130
2,000	760	500	260	140	125
2,200	730	470	260	140	125
2,400	710	470	255	140	125
2,600	700	450	250	140	120
2,800	680	450	250	140	120
3,000	670	450	250	140	120

ตารางที่ 11 ช่วงเวลาที่ต้องการของการจราจรและจำนวนคนเดินเท้าต่าง ๆ ที่ไฟเขียวสำหรับคนเดินเท้า 30 วินาที

จำนวนประชากรคนเดินเท้าต่อชั่วโมง (คน)	ระยะเวลารอบสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่ (วินาที)				
	30	60	120	240	300
	ระยะเวลาสัญญาณไฟทางข้ามสำหรับคนเดินเท้ากับการไหลผ่านสุทธิของยานพาหนะ (วินาที)				
500	1,530	1,370	1,140	400	200
600	1,470	1,250	990	240	190
700	1,380	1,160	840	230	180
800	1,370	1,090	740	220	175
900	1,310	990	590	200	170
1,000	1,260	900	490	195	165
1,200	1,170	740	450	190	160
1,400	1,050	615	405	180	155
1,600	930	590	385	180	155
1,800	860	550	380	180	155
2,000	840	540	375	175	155
2,200	830	530	370	175	155
2,400	790	520	350	175	155
2,600	780	500	345	170	155
2,800	770	490	340	170	155
3,000	760	490	335	170	155

5. สรุปผลการวิจัย

คนเดินเท้ามักถูกละเลยจากความสนใจด้านความปลอกภัยในการเดินเท้า และมีอัตราการเสียชีวิตเพิ่มมากขึ้นในแต่ละปี การศึกษาพฤติกรรมทางด้านวิศวกรรม และสภาพแวดล้อมที่เหมาะสมในการข้ามทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าเป็นสิ่งสำคัญ การศึกษาพฤติกรรมของคนเดินเท้าด้านวิศวกรรม คือ ความเร็ว การไหล ความต้องการพื้นที่ และระดับการให้บริการของคนเดินเท้า จากการสำรวจและวิเคราะห์ข้อมูลของคนเดินเท้าที่ทางข้ามที่มีสัญญาณไฟ โดยเก็บข้อมูลในจังหวัดเชียงใหม่ ซึ่งแบ่งประเภทของคนเดินเท้าตามช่วงอายุและเพศ พบว่าความเร็วของคนเดินเท้าเพศชายกว่าเพศหญิง และความเร็วของคนเดินเท้าช่วงอายุเดียวกันจะมีความเร็วที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน คนเดินเท้าชายอายุระหว่าง 18-60 ปี มีความเร็วในการเดินเร็วที่สุดที่ 1.55 m/s คนเดินเท้าหญิงอายุน้อยกว่า 18 ปี มีความเร็วในการเดินช้าที่สุดที่ 1.30 m/s และคนเดินเท้าชายและหญิงที่มีอายุมากกว่า 60 ปี มีความเร็วในการเดินที่ใกล้เคียงกันที่ 1.38 m/s โดยไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญ คนเดินเท้าทั้ง 6 ประเภท จากการสำรวจ 2 พื้นที่มีอัตราการไหลเท่ากับ 43 และ 29 ped/min/m ตามลำดับ ปัจจุบันหลังจากทำการวิเคราะห์พฤติกรรมกายภาพเบื้องต้นสถานที่ทางข้ามทางเดินเท้าทั้งสองแห่งมีระดับการให้บริการอยู่ที่ระดับ D และ C ตามลำดับ

การสร้างแบบจำลองเสมือนจริงของคนเดินเท้า เพื่อวิเคราะห์ระยะเวลาที่เหมาะสมกับจำนวนคนเดินเท้าต่อชั่วโมงและผลกระทบทางด้านการจราจรที่พิจารณาลักษณะโครงสร้างทางกายภาพของทางข้ามทางเดินเท้า การกำหนดจำนวนคนเดินเท้าที่ระหว่าง 500-3,000 ped/h ตามลำดับ จะมีความหนาแน่นจากการวิเคราะห์ระหว่าง 1.25-1.50 ped/m^2 และมีความต้องการระยะเวลาในการเดินอยู่ระหว่าง 498-1,679 วินาที ในหนึ่งรอบสัญญาณไฟ 10, 15, 20, 25, และ 30 วินาที คนเดินเท้าจะสามารถเคลื่อนที่บริเวณทางข้ามสำหรับคนเดินเท้าด้วยการไหลเฉลี่ยรอบละ 97, 129, 174, 197, และ 220 คน ตามลำดับ ของจำนวนคนเดินเท้าในหนึ่งชั่วโมง

การสร้างแบบจำลองเสมือนจริงของยานพาหนะ โดยนำมาวิเคราะห์กับจำนวนคนเดินเท้าเพื่อหาผลกระทบเนื่องจากการข้ามทางข้ามของจำนวนคนเดินเท้าในแต่ละรอบสัญญาณไฟ ซึ่งในกรณีปริมาณยานพาหนะต่อหนึ่งชั่วโมงจะสามารถวิเคราะห์ การระบายปริมาณยานพาหนะที่ต้องการได้ เมื่อปริมาณคนเดินเท้าอยู่ในช่วง 500-1,200, 1,201-2,200, และ 2,201-3,000 ped/h ช่วงระยะเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟที่อนุญาตให้คนเดินเท้าข้ามทางคือ 10, 20, และ 30 วินาที ตามลำดับ และช่วงระยะเวลาที่เหมาะสมของสัญญาณไฟที่ปล่อยให้ยานพาหนะเคลื่อนที่คือ 240-300, 120-240, และ 30-120 วินาที ตามลำดับ

เอกสารอ้างอิง

[1] องค์การอนามัยโลก (2558). รายงานสถานการณ์โลกด้านความปลอดภัยทางถนน พ.ศ. 2558. ประเทศไทย 2558, หน้า 6.

[2] World Health Organization (2015). Thailand Country Profile 2015. pp. 160.

[3] Khisty C.J. and Lall B.K. (2003). *Local Area Traffic Management.* Transportation Engineering: An Introduction 3th Edition.

[4] ธนา น้อยเรือน (2560). การประยุกต์ใช้แบบจำลองในการวิเคราะห์การอพยพผู้โดยสารบริเวณสถานีรถไฟฟ้าใต้ดินในประเทศไทย. *วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยบูรพา.*

[5] วัฒนวงศ์ รัตนวราห (2554). การศึกษาจัดการความปลอดภัยบริเวณโรงเรียนภายในจังหวัดนครราชสีมา. *รายงานการวิจัยสาขาวิศวกรรมขนส่ง, สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.*

[6] กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม (2554). *โคมสัญญาณไฟสำหรับคนข้ามถนน:คู่มือและมาตรฐานสัญญาณไฟจราจร.* พิมพ์ครั้งที่ 1 กรุงเทพมหานครฯ, หน้า 31-34.

[7] สำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวงชนบท (2556). *แบบมาตรฐานการทาง.* พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพมหานครฯ.

[8] กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม (2561). *มาตรฐานชั้นทาง.* ออนไลน์ www.doh.go.th., 31 มกราคม 2561.

[9] Tanaboriboon Y. and J. A. Guyano. (1989). Level-of-service standards for pedestrian facilities in Bangkok. A case study. *ITE Journal (Institute of Transportation Engineers)*, 59 (11), pp. 39-41.

[10] Claudio M., Riccardo R. (2011). Evaluating the impact of pedestrian crossings on roundabout entry capacity. *Procedia Social and Behavioral Sciences*, 20, pp. 69–78.

[11] Satish C., Anish K. B. (2013). Speed Distribution Curves for Pedestrians during Walking and Crossing. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 104, pp. 660–66.

[12] Pengfei L., Yang B., Jian R., Lin Z. and Shinan S. (2013). Pedestrian Crossing Behavior at Unsignalized Mid-Block Crosswalks around the Primary School. *Procedia-Social and Behavioral Sciences*, 96, pp. 442–450.

[13] Rolla J., Shengwu X., Xiangzhen K., Senwen Z., Zhixiang F. (2015). Pedestrian crossing patterns preference at a non-signalized crosswalk. *Procedia Manufacturing*, 3, pp 3,353–3,359.

[14] Emese M., Petra S. (2016). Evaluation of human behaviour at pedestrian crossings. *Transportation Research Procedia*, 14, pp. 2121–2128.

[15] Ni. N. Frenchak. (2016). Pedestrian age and gender in relation to crossing behaviour at midblock crossings in India. *Journal of traffic and transportation engineering (English edition) 2016*, 3 (4), pp. 345–351.

[16] Pelin O., Yalcin A. (2017). The crossing speed and safety margin of pedestrians at signalized intersection. *Transportation Research Procedia*, 22, pp. 3–12.

[17] Deepti M., Mohamed Kh., Wael A., Mohamed AS. (2017). Pedesrians' Crossing Behavior at Marked Crosswalks on Chanelized-Turn Lanes at Intersection. *Procedia Computer Science*, 109C, pp. 233 – 240.

การพัฒนาแนวทางการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์
The guidelines development of road safety audit for motorcycle

ภูทริยา มีอุสาห์[1,*] บุญพล มีไชโย[2] และ ทวีศักดิ์ แตะกระโทก[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร จ.พิษณุโลก
**E-mail address: putariyam60@email.nu.ac.th*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันปัญหาอุบัติเหตุทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ของประเทศไทยสูงเป็นอันดับต้น ๆของโลก ซึ่งปัจจัยที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุประกอบด้วย พฤติกรรมผู้ขับขี่ รูปแบบของรถจักรยานยนต์ และลักษณะทางกายภาพของถนนและสิ่งแวดล้อม จากการทบทวนวรรณกรรมพบว่าในปัจจุบันมีที่เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนน คือ ระบบ Road Safety Audit ซึ่งให้ความสำคัญกับรถจักรยานยนต์น้อยมาก ในขณะที่เครื่องมือมาตรฐานที่ใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนอย่าง iRap สามารถใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยของรถจักรยานยนต์ได้โดยวิธีการให้คะแนนระดับดาวหรือ star rating การศึกษาวิจัยครั้งนี้ต้องการพัฒนารายการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนที่เหมาะสมกับประเทศไทย เพื่อให้ทราบความเสี่ยงและความรุนแรงของการเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ และเพื่อศึกษาความครอบคลุมการประเมินความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ของ iRap กับรายการตรวจสอบความปลอดภัยที่พัฒนาขึ้นในบริบทถนนของเมืองไทย ผลของการศึกษาทำให้ทราบถึงข้อเสนอแนะในการปรับปรุงในส่วนของระบบ Road Safety Audit หรือ iRap ในอนาคตต่อไป

คำสำคัญ: การตรวจสอบความปลอดภัย, รถจักรยานยนต์, ความปลอดภัยของรถจักรยานยนต์

Abstract

Nowadays Thailand has high rates of the road accidents issue by motorcycles on the top of the world rank. The factors that cause the accident include the driver's behavior, the pattern of motorcycles and the physical characteristics of roads and the environment. From the literature review, it is found that the current road safety audit tool is the road safety audit system. However, tools used for road safety inspections, such as iRAP, can be used to check quality. The purpose of this study is to develop a safety inspection program and determine the appropriate road for the risk and severity of motorcycle accidents. A comprehensive study for the development of road safety assessment and safety inspection of iRAP motorcycles In Thailand. It is expected to lead to an improvement suggestion on the Road Safety Audit or iRAP in the future.

Keywords: Road safety audit, Motorcycle, Road safety for Motorcycle, iRAP

1. คำนำ

ปัจจุบันสถานการณ์ปัญหาอุบัติเหตุทางถนนของประเทศไทยจากการจัดอันดับขององค์การอนามัยโลก(WHO) [5] พบว่าไทยมีผู้เสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนนลดลงจากอันดับ 2 เป็นอันดับ 9 ของโลก โดยมีผู้เสียชีวิตปีละ 22,491 คน แต่จำนวนผู้เสียชีวิตจากรถจักรยานยนต์เป็นอันดับที่ 1 ของโลก โดยเสียชีวิตสูงสุดร้อยละ 74.4 นอกจากนี้สำนักงานตำรวจแห่งชาติ ได้รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอาณาจักร [8-12] โดยจำแนกตามประเภทรถ ซึ่งพบว่าในปี พ.ศ. 2561 นั้นผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์เกิดอุบัติเหตุถึง 38% และเมื่อย้อนดูสถิติการเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ตั้งแต่ ปี พ.ศ.2557-2561 พบว่ารถจักรยานยนต์มีจำนวนการเกิดอุบัติเหตุสูงกว่าผู้ใช้ถนนทุกประเภททั้งห้าปีและยังมีปริมาณการเกิดอุบัติเหตุเพิ่มขึ้น โดยในปี พ.ศ. 2557-2559 มีการเกิดอุบัติเหตุอยู่ที่ 36% ปี พ.ศ.2560 อยู่ที่ 37% และปี พ.ศ.2561 เป็น 38% ซึ่งเป็นปีที่มีร้อยละการเกิดอุบัติเหตุจากรถจักรยานยนต์สูงที่สุดแม้จะมีปริมาณการเกิดอุบัติเหตุลดลงจากปีก่อนก็ตาม

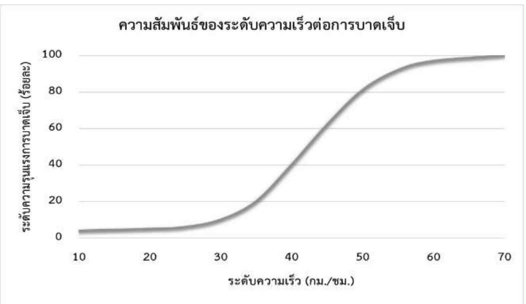
ปัจจัยที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุสำหรับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์มีหลายปัจจัย ทั้งพฤติกรรมของผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์และพฤติกรรมของผู้ขับขี่ยานพาหนะคันอื่น รวมถึงการใช้ความเร็วเกินกำหนด และปัจจัยอื่นๆ เช่น ความเหนื่อยล้า การมึนเมาแอลกอฮอล์หรือยาเสพติด อย่างไรก็ตาม Making roads motorcycle friendly [3] กล่าวถึง การออกแบบและการบำรุงรักษาผิวถนนและสภาพแวดล้อม เป็นสิ่งสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อความเป็นไปได้ในการหลีกเลี่ยงการชนและความรุนแรงของการบาดเจ็บต่อผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์และ/หรือผู้ซ้อนท้าย ดังนั้นควรมีการสร้างกลไกในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ เพื่อสร้างความมั่นใจและความปลอดภัยให้กับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ ซึ่งปัจจุบันมีที่เครื่องมือที่ใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนน คือ ระบบ Road

Safety Audit แต่ให้ความสำคัญกับรถจักรยานยนต์น้อยมาก ในขณะที่เครื่องมือมาตรฐานที่ใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนอย่าง iRap สามารถใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัยของรถจักรยานยนต์ได้โดยวิธีการให้คะแนนระดับดาวหรือ star rating จึงเป็นที่มาของการศึกษาวิจัยครั้งนี้ ในการพัฒนารายการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนที่เหมาะสมกับประเทศไทย เพื่อให้ทราบความเสี่ยงและความรุนแรงของการเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ และเพื่อศึกษาความครอบคลุมการประเมินความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ของ iRap กับรายการตรวจสอบความปลอดภัยที่พัฒนาขึ้นในบริบทถนนของเมืองไทย โดยคาดหวังว่าจะนำไปสู่ข้อเสนอแนะในการปรับปรุงในส่วนของระบบ Road Safety Audit หรือ iRap ในอนาคตต่อไป

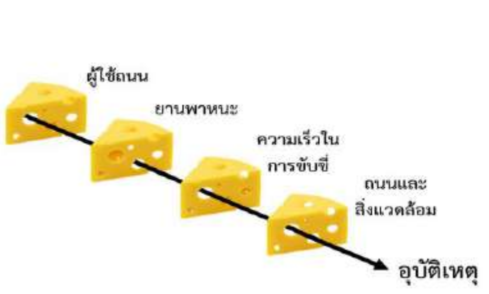
2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ปัจจัยในการเกิดอุบัติเหตุ

ปัจจุบันความรุนแรงของอุบัติเหตุเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากมีการใช้ความเร็วที่สูง จากรายงานสถานการณ์อุบัติเหตุทางถนนของประเทศไทย พ.ศ.2558 โดยมูลนิธิไทยโรดส์ พบว่าร้อยละ 76 ของอุบัติเหตุบนทางเกิดจากการใช้ความเร็ว ในจำนวนนี้พบว่าส่วนใหญ่ไม่มีคู่กรณี แต่มีอัตราการเสียชีวิตถึงร้อยละ 34 ซึ่งเกิดจากการใช้ความเร็ว ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาความสัมพันธ์ของระดับความเร็วต่อระดับความรุนแรงของการบาดเจ็บ [2] พบว่าเมื่อระดับความเร็วเพิ่มขึ้น จะส่งผลให้ความรุนแรงของการบาดเจ็บเพิ่มขึ้นตามไปด้วย ดังรูป 1



รูปที่ 1 ผลกระทบของอัตราความเร็วต่อการบาดเจ็บ



รูปที่ 2 ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเกิดอุบัติเหตุ

สรุปได้ว่า การเกิดอุบัติเหตุทางถนนเกิดจากความบกพร่องของปัจจัยที่เกี่ยวข้อง คือ ผู้ใช้ถนน ยานพาหนะ ถนนและสภาพแวดล้อม และการใช้ความเร็วในการขับขี่ รวมกันเกิดเป็นเหตุการณ์ลูกโซ่ (Chain of Events) ดังในรูปที่ 2 กล่าวคือ เมื่อปัจจัยใดล้มลงย่อมมีผลกระทบต่อปัจจัยอื่นๆ จะเห็นว่า ถ้าผู้ใช้ถนนและยานพาหนะเกิดความบกพร่อง มีการด้อยสมรรถภาพในขณะขับขี่ ซึ่งก่อให้เกิดการกระทำ และ/หรือสภาพการณ์ที่ไม่ปลอดภัย และมีการใช้ความเร็วสูง ผลที่ตามมาคือ การเกิดอุบัติเหตุ การบาดเจ็บและเสียชีวิต

2.2 ปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์

ในการศึกษาปัจจัยที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ Motorcycle Safety Advisory Counci [3] ได้อธิบายถึงลักษณะการเกิดอุบัติเหตุของผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ไว้ใน Making roads motorcycle friendly ดังนี้

2.2.1 ผิวถนน

รถจักรยานยนต์ที่ขับขี่บนถนนต้องการพื้นผิวถนนที่สม่ำเสมอเพื่อให้สามารถรักษาเสถียรภาพและไม่สูญเสียการยึดเกาะ เนื่องจากรถจักรยานยนต์มีความอ่อนไหวต่อสิ่งใดๆที่เกี่ยวข้องกับพื้นผิวถนน ซึ่งอาจนำไปสู่การเกิดอุบัติเหตุได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งกรณีในสถานที่ที่ผู้ขับขี่อาจเบรกหรือเลี้ยว ถนนจำเป็นต้องมีแรงเสียดทานพื้นผิวที่สม่ำเสมอและควรหลีกเลี่ยง การเปลี่ยนแปลงพื้นผิวใด ๆ ที่อาจลดแรงเสียดทานของพื้นผิว ซึ่งหากหลีกเลี่ยงไม่ได้ควรมีป้ายและทำให้มองเห็นได้ชัดเจนในทุกสภาพอากาศ รวมถึงในเวลากลางคืน นอกจากนี้ การซ่อมแซมและบำรุงรักษาควรดำเนินการในเวลาที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพเพื่อหลีกเลี่ยงการสร้างอันตรายต่อผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ หากมีการเสื่อมสภาพของถนนและไม่สามารถซ่อมแซมได้ทันที่ควรมีการเตือนภัยที่เพียงพอ โดยปัจจัยที่สำคัญในส่วนของผิวถนน ได้แก่ ความกว้างของผิวทาง เครื่องหมายบนผิวทาง ผิวทางที่หลุดหลวม ไหล่ทาง หลุมบ่อ ตะไคร่น้ำ ร่องและรอยนูน การปิดรอยแตก การเยิ้มของแอสฟัลต์ซีเมนต์ การควบคุมประสิทธิภาพการปฏิบัติการงานทาง การเซาะร่องถนน ของเหลวที่รั่วไหล การสะสมของน้ำมัน การทำความสะอาดระหว่างและหลังการปฏิบัติการงานทาง การซ่อมแซมและการทำความสะอาดหลังอุบัติเหตุ และคุณสมบัติอื่นๆ ในเชิงปฏิบัติเพื่อควบคุมการจราจรหรือตกแต่งพื้นที่และก่อให้เกิดความต่างระดับที่อาจเป็นอันตราย เช่น เกาะที่ถูกยกขึ้นเพื่อควบคุมปริมาณการจราจร เป็นต้น

2.2.2 วัสดุโลหะต่าง ๆบนผิวทาง

หากจำเป็นต้องตั้งอยู่บนถนนควรอยู่ในระดับเดียวกับผิวถนน ถูกยึดไม่ให้เคลื่อนที่ ปราศจากขอบหรือมุมที่แหลมคม และปิดทับด้วยผิวที่มีความต้านทานการลื่นไถลเพื่อหลีกเลี่ยงการสูญเสียการยึดกับของยางกับผิวถนน โดยปัจจัยที่สำคัญในส่วนของวัสดุโลหะต่างๆบนผิวทาง ได้แก่ บริการต่างๆ เช่น สายโทรคมนาคม บ่อพัก ระบบวาล์วบริการต่างๆ แผ่นเหล็กชั่วคราวที่วางไว้เพื่อปิดท่อระบายน้ำบนผิวถนน รางรถไฟ และจุดเชื่อมต่อสะพาน

2.2.3 สิ่งแวดล้อม

สภาพอากาศและศักยภาพของโครงข่ายถนนในการจัดการผลกระทบนั้น มีส่วนสำคัญต่อความปลอดภัยของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ โดยปัจจัยที่

สำคัญในส่วนของสิ่งแวดล้อม ได้แก่ การระบายน้ำ ความชื้นหรือแผ่นน้ำแข็ง และลม

2.2.4 สภาพข้างทาง

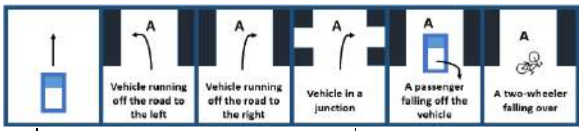
มีปัจจัยหลายประการที่ทำให้การออกแบบและการก่อสร้างสภาพข้างทางส่งผลต่อการเพิ่มความปลอดภัยของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ รวมถึงการจัดการวัตถุข้างทาง ทาง เช่น เสาและป้าย เนื่องจากผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์มีความเสี่ยงที่จะได้รับบาดเจ็บสาหัสจากการชนวัตถุอันตรายข้างทาง รถจักรยานยนต์มีขนาดเล็กกว่ายานพาหนะประเภทอื่นอาจถูกบดบังได้ง่ายจากวัตถุข้างทางโดยเฉพาะที่ทางแยกและมุมถนน หรือเมื่อผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์เอนตัวเอียงทำมุมเพื่อเปลี่ยนทิศทางจะทำให้ผู้ขับขี่อยู่ใกล้กับวัตถุอันตรายข้างทางและอาจเกิดอันตรายได้ โดยปัจจัยที่สำคัญในส่วนของสภาพข้างทาง ได้แก่ การบำรุงรักษาต้นไม้ริมทาง การสร้างความชัดเจนในแนวเส้นทาง และเพิ่มทัศนวิสัยในการมองเห็น

2.3 ลักษณะการเกิดอุบัติเหตุของรถจักรยานยนต์

AIS IRSMS User Manual [1] ได้วิเคราะห์รูปแบบหรือลักษณะการชนของยานพาหนะประเภทรถจักรยานยนต์ไว้ 3 ลักษณะ ได้แก่

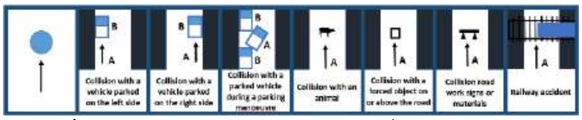
- อุบัติเหตุกับคนเดินเท้าซึ่ง ได้แก่ อุบัติเหตุกับคนเดินเท้าทั่วไปและอุบัติเหตุกับคนเดินเท้าที่ทางม้าลาย
- อุบัติเหตุประเภทยานพาหนะคันเดียว ซึ่งได้แก่ อุบัติเหตุที่เกิดกับยานพาหนะอย่างเดียว และอุบัติเหตุที่เกิดจากการชนวัตถุ
- อุบัติเหตุแบบการประทะ ซึ่งได้แก่ อุบัติเหตุจากยานพาหนะในทิศทางตั้งฉาก ทิศทางตรงกันข้าม ทิศทางเดียวกัน ทิศทางเดียวกันที่มีการเลี้ยว ทิศทางใดๆที่ต่างกันและมีการเลี้ยว และทิศทางตรงที่มีการเลี้ยว

อุบัติเหตุที่เกิดกับยานพาหนะอย่างเดียวโดยไม่เกี่ยวข้องกับวัตถุอื่น มีลักษณะการเกิดอุบัติเหตุ 5 ลักษณะได้แก่ รถจักรยานยนต์สูญเสียการควบคุมและหลุดออกจากถนนไปทางซ้าย รถจักรยานยนต์สูญเสียการควบคุมและหลุดออกจากถนนไปทางขวา รถจักรยานยนต์ที่ทางแยก ผู้ซ้อนหล่นจากยานพาหนะ และ two wheeler falling over



รูปที่ 3 อุบัติเหตุประเภทยานพาหนะคันเดียวที่เกิดกับยานพาหนะอย่างเดียว

อุบัติเหตุที่เกิดจากการชนวัตถุ อุบัติเหตุที่เกิดกับรถจักรยานยนต์จากการชนวัตถุ มีลักษณะการเกิด 7 ลักษณะ ได้แก่ การชนท้ายยานพาหนะที่จอดอยู่ทางซ้าย การชนท้ายยานพาหนะที่จอดอยู่ทางขวา การชนท้ายยานพาหนะที่จอดอยู่จากการเคลื่อนที่ออกของยานพาหนะที่จอดซ้อนคัน การชนสัตว์ การชนวัตถุแข็งที่อยู่บนผิวถนน การชนวัตถุหรือป้ายจราจร และอุบัติเหตุจากทางรถไฟ



รูปที่ 4 อุบัติเหตุประเภทยานพาหนะคันเดียวที่เกิดจากการชนวัตถุ

2.4 ลักษณะการบาดเจ็บของผู้ใช้รถจักรยานยนต์

RAPHAEL H. GRZEBIETA และคณะ [4] ได้ศึกษากลยุทธ์และแนวทางปฏิบัติเพื่อลดการเสียชีวิตหรือการบาดเจ็บสาหัสจากการชน Guardrail โดยผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์และพบว่าที่ความเร็ว 60 กม. / ชม. ในมุมชนลักษณะต่าง ๆส่งผลให้ผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์บาดเจ็บอย่างน้อยต่อกระดูกสันหลัง กระดูกซี่โครง ช่วงท้อง หรือมากกว่านั้น

ตารางที่ 1 ผลกระทบจากการชนอุปกรณ์กันอันตรายของผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ที่ความเร็ว 60 กม. / ชม.

ชนิดอุปกรณ์	มุมชน (°)	ช่วงความเร็วที่ส่งผลกระทบ	บริเวณร่างกาย
ราวกันอันตรายรูปตัว W	-	80	ทรวงอก
ราวกันอันตรายรูปตัว W	-	27-64	ทรวงอก
ราวกันอันตรายรูปตัว W	16	49-66	ทรวงอก, กระดูกสันหลัง
ลวดสลิง	24	32-65	ทรวงอก
ราวกันอันตรายรูปตัว W	19	26-63	กระดูกสันหลัง
ราวกันอันตรายรูปตัว W	18	29-66	ทรวงอก, ระยางค์ช่วงล่าง (ขา)
ราวกันอันตรายรูปตัว W	9	61-82	ทรวงอก
ราวกันอันตรายรูปตัว W	10	59-83	ทรวงอก, ระยางค์ช่วงบน (แขน)
ราวกันอันตรายรูปตัว W	14	60	ทรวงอก
ราวกันอันตรายรูปตัว W	28	46-62	ท้อง
ราวกันอันตรายรูปตัว W	32	55-77	ทรวงอก, ระยางค์ช่วงล่าง (ขา)

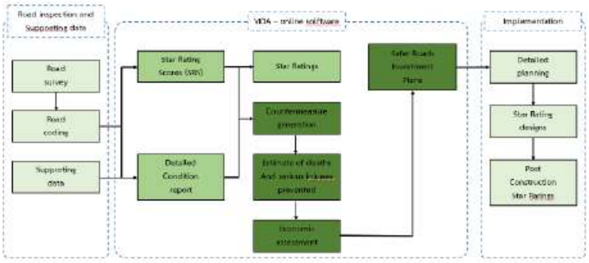
2.5 การตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนด้วยระบบ RSA

การตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนด้วยระบบ Road safety audit เป็นระบบที่ปัจจุบันถูกนำมาใช้แทนระบบที่เคยใช้ในการแก้ไขปัญหาอุบัติเหตุทางถนนของหน่วยงานต่างๆ นั่นคือการปรับปรุงจุดที่มีจำนวนอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นบ่อยหรือเกิดขึ้นซ้ำๆ (Black spot) ให้มีความปลอดภัยมากขึ้น ซึ่งมีลักษณะเป็นการตามแก้ไขปัญหา แต่ปัจจุบันมีการใช้ระบบ Road safety audit หรือ RSA มากขึ้น เพื่อใช้ในการลดจำนวนการบาดเจ็บและเสียชีวิตจากอุบัติเหตุทางถนน โดยสามารถดำเนินการได้ตั้งแต่ขั้นตอนการออกแบบไปจนถึงถนนที่เปิดใช้บริการแล้ว โดย RSA นั้น เป็นวิธีการแก้ไขปัญหาในเชิงรุก ซึ่งช่วยให้มองเห็นอันตรายและดำเนินการแก้ไขก่อนที่จะนำไปสู่การเกิดอุบัติเหตุ โดยการตรวจสอบจะต้องกระทำโดยบุคคลหรือคณะบุคคลที่มีความรู้ ผ่านการฝึกอบรม มีประสบการณ์ในการตรวจสอบ ไม่มีส่วนเกี่ยวข้องกับโครงการหรือถนนที่จะตรวจสอบและ

ดำเนินการตรวจสอบอย่างเป็นอิสระผ่านขั้นตอน การออกแบบ ก่อสร้าง และถนนที่เปิดให้บริการแล้ว

2.6 การตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนด้วยระบบ iRAP Star Rating

การตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนด้วยระบบ Star rating เป็นการประเมินความปลอดภัยของถนนตามเกณฑ์ของ International Road Assessment Program (iRAP) ที่มีการให้คะแนนถนนโดยพิจารณาจากองค์ประกอบต่างๆของถนน ประกอบกับสภาพของการจราจร โดยพิจารณาแยกตามประเภทของผู้ใช้ถนน ได้แก่ ผู้ใช้รถยนต์ ผู้ใช้รถจักรยานยนต์ ผู้ใช้รถจักรยาน และคนเดินเท้า ถนนที่ได้ 5 ดาวจัดเป็นถนนที่มีความปลอดภัยสูงสุด และถนนที่ได้ 1 ดาวจะเป็นถนนที่มีความปลอดภัยต่ำสุด ซึ่งมาตรฐานและเป้าหมายของถนนที่ปลอดภัยที่นานาชาติยอมรับควรอยู่ที่ระดับการประเมินตั้งแต่ 3 ดาวขึ้นไป ซึ่งตัวแปรสำคัญในการประเมินของ iRAP ได้แก่ ความเร็ว



รูปที่ 5 กระบวนการประเมิน iRAP
ที่มา : iRAP (2014)

โดยการให้คะแนนระดับดาวนั้นจะอาศัยค่าคะแนนที่ได้จากการประเมินองค์ประกอบถนนตามมาตรฐานของ RAP คือ ค่าคะแนนการจัดลำดับ (Star Rating Score: SRS) ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$SRS = \sum Crash\ Type\ Scores \qquad (1)$$

SRS คือระดับความเสี่ยงต่อการเสียชีวิตและบาดเจ็บสาหัสสำหรับผู้ใช้ทางแต่ละประเภท

$Crash\ Type\ Scores$ คือค่าคะแนนของการชนแต่ละประเภท = Likelihood x Severity x Operating speed x External flow influence x Median traversability โดยที่

Likelihood คือโอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุ โดยพิจารณาจากค่าความเสี่ยงของปัจจัยทางถนนที่อาจจะก่อให้เกิดอุบัติเหตุ

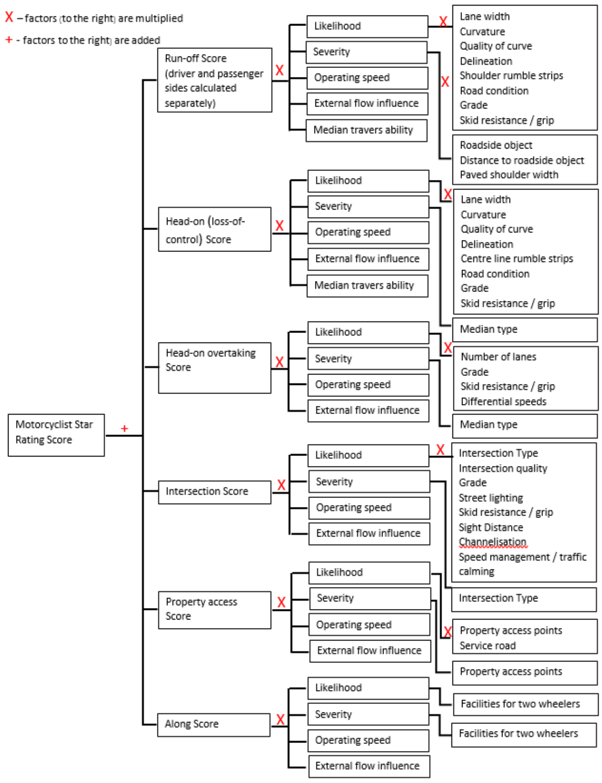
Severity คือความรุนแรงของอุบัติเหตุ โดยพิจารณาจากค่าความเสี่ยงของปัจจัยทางถนนที่มีผลต่อความสูญเสียเมื่อเกิดอุบัติเหตุ

Operating speed คือความเร็วของการจราจร โดยพิจารณาจากความเสี่ยงปัจจัยที่มีความสัมพันธ์กับความเร็วของการจราจร

External flow คือปัจจัยภายนอกที่เกี่ยวข้องกันระหว่างความเสี่ยงของผู้ใช้ทางคนหนึ่งจะส่งผลต่อโอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้ทางคนอื่น

Median traversability คือการข้ามเกาะกลางถนน ซึ่งจะส่งผลต่อแนวโน้มที่ยานพาหนะเดินทางผิดทิศทางจราจร

โดยองค์ประกอบทางถนนที่มีผลต่อการคำนวนค่าคะแนนการจัดลำดับ (SRS) ของรถจักรยานยนต์ ประกอบไปด้วย การจัดช่องจราจร ทางโค้งเส้นจราจร ความต่างของความเร็ว ความชัน ความกว้างของช่องจราจร จำนวนช่องจราจร ทางเชื่อมเข้าอาคาร/สถานที่ คุณภาพทางโค้ง สภาพผิวทาง ทางขนาน สันระนาดบนไหล่ทาง ระยะการมองเห็น ความฝืดของผิวทาง การจัดการความเร็ว ไฟจราจร วัตถุอันตรายข้างทาง ระยะห่างจากสิ่งอันตรายข้างทาง ประเภทของทางแยก ประเภทของเกาะกลางถนนและความกว้างไหล่ทาง ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 กระบวนการคำนวณ SRS ของรถจักรยานยนต์
ที่มา : iRAP (2014)

3. วิธีการทดสอบ

3.1 แนวทางการพัฒนาเครื่องมือและการดำเนินงานวิจัย

การศึกษานี้ได้ใช้รายการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์ที่พัฒนาขึ้นเป็นเครื่องมือในการดำเนินการ โดยผู้ดำเนินการวิจัยได้กำหนดแนวทางการพัฒนาเครื่องมือและแนวทางการดำเนินการวิจัย ดังนี้

3.1.1. การทบทวนวรรณกรรม

การทบทวนวรรณกรรมเพื่อรวบรวมปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ โดยแบ่งการทบทวนวรรณกรรมเป็นหัวข้อดังต่อไปนี้

- อันตรายสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์ ได้แก่ ลักษณะความเสี่ยงของผู้ใช้รักจักรยานยนต์และปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดอุบัติทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์
- ลักษณะการเกิดอุบัติเหตุของรถจักรยานยนต์
- ลักษณะการบาดเจ็บของผู้ใช้รถจักรยานยนต์

การทบทวนวรรณกรรมเพื่อศึกษากระบวนการตรวจสอบความปลอดภัยของระบบ RSA และรายการตรวจสอบความปลอดภัยที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน ซึ่งปัจจุบันสำนักงานตรวจสอบความปลอดภัยงานทาง กรมทางหลวงชนบท กระทรวงคมนาคม ได้พัฒนาคู่มือการตรวจสอบและยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับกรมทางหลวงชนบท [6] โดยมีคู่มือการตรวจสอบทั้งหมด 4 เล่ม ได้แก่ คู่มือหลักการด้านความปลอดภัยงานทาง คู่มือการตรวจสอบและยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับขั้นตอนการออกแบบ คู่มือการตรวจสอบและยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับขั้นตอนการก่อสร้าง และคู่มือการตรวจสอบและยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับถนนที่เปิดให้บริการแล้ว

การทบทวนวรรณกรรมเพื่อศึกษากระบวนการตรวจสอบความปลอดภัยของระบบ Star Rating โดย iRAP

3.1.2. การพัฒนาเครื่องมือ

การวิเคราะห์ปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ร่วมกับรายการตรวจสอบความปลอดภัยของคู่มือการตรวจสอบความปลอดภัยงานทางสำหรับถนนที่เปิดให้บริการแล้ว(เล่มที่ 4) เพื่อพัฒนารายการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์

3.1.3. พื้นที่ศึกษา

คัดเลือกพื้นที่ศึกษาในจังหวัดพิษณุโลกที่มีผลการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับรถจักรยานยนต์ด้วยระบบ Star Rating โดย iRAP เพื่อเป็นกรณีศึกษสำหรับรายการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์ที่พัฒนาขึ้น

3.1.4 วิเคราะห์ผล

วิเคราะห์ผลและเปรียบเทียบความแตกต่างของผลการตรวจสอบความปลอดภัยของทั้งสองระบบ เพื่อให้ทราบความเสี่ยงและความรุนแรงของการเกิดอุบัติเหตุของผู้ใช้รถจักรยานยนต์ และเพื่อศึกษาความครอบคลุมการประเมินความปลอดภัยทางถนนสำหรับรถจักรยานยนต์ของ iRap กับรายการ

3.2 การคัดเลือกพื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยนี้ประกอบด้วยถนนในเขตเมือง จังหวัดพิษณุโลก จำนวน 10 พื้นที่ ที่มีผลการประเมินด้วยระบบ Star rating อยู่ในระดับ 3 ดาวหรือต่ำกว่า และมีกายภาพของถนนและการจราจรที่หลากหลายเพื่อให้ครอบคลุมปัจจัย เช่น จำนวนช่องจราจร ความกว้างของช่องจราจร ประเภทของเกาะกลาง สภาพข้างทาง เป็นต้น

เนื่องด้วยสายทางตัวอย่างมีความยาวที่แตกต่างกันและมีสภาพการใช้งานพื้นที่ไม่เหมือนกันตลอดช่วงสายทาง ดังนั้นในการศึกษานี้ ผู้วิจัยจะตรวจสอบความปลอดภัยด้วยรายการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับรถจักรยานยนต์ในการประเมิน RSA โดยจะประเมินเป็นช่วงยาว 1 กิโลเมตรของแต่ละสายทางในกรณีที่สายทางมีความยาวมากกว่า 1 กิโลเมตร และระบุปัญหาหรือความเสี่ยงที่พบเป็นจุดโดยถนนที่มีการแบ่งการจราจรด้วยเกาะกลางหรือราวกันจะประเมิน 2 ทิศทาง

ตารางที่ 2 พื้นที่ศึกษา

ชื่อถนน (ระยะทาง)	ช่องจราจร	การแบ่งทิศทางการจราจร	สภาพพื้นที่	พิกัด
พระองค์ดำ (1.4 กม.)	4	เกาะกลางถนน	การค้า	16.816130989, 100.272475056
เอกาทศรถ (2 กม.)	4	เส้นจราจร	การค้า การศึกษา	16.828334053, 100.265429448
ธรรมบูชา (0.6 กม.)	2	เส้นจราจร	ที่พัก	16.833938509, 100.268399213
ทางหลวงหมายเลข 12 (3 กม.)	8	เกาะกลางถนน	การค้า	16.840979893, 100.234352084
บรมไตรโลกนารถ (1.4 กม.)	4	เส้นจราจร	สถานที่ราชการ	16.89056027, 100.25826599
ศรีธรรมไตรปิฎก (1.3 กม.)	2	เส้นจราจร	สถานศึกษา	16.806721082, 100.262295983
สีหราชเดโชชัย (2.4 กม.)	8	เกาะกลางถนน	การค้า	16.803787005, 100.217437339
ริมคลองข้างศาลหลักเมือง (0.5 กม.)	2	เส้นจราจร	แหล่งท่องเที่ยว	16.824570551, 100.260489333
ถนนบึงพระจันทร์ (1.2 กม.)	2	เส้นจราจร	ที่พัก	16.797523834, 100.260384331
สังฆบูชา (0.9 กม.)	4	เส้นจราจร	ที่พัก	16.804202729, 100.246205861

4. ผลการทดสอบ

จากการทบทวนวรรณกรรมและรวบรวมปัจจัยที่ก่อให้เกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงของผู้ใช้รถจักรยานยนต์มาวิเคราะห์ร่วมกับการตรวจสอบรายการตรวจสอบความปลอดภัยจากคู่มือการตรวจสอบความปลอดภัยงานทางสำหรับถนนที่เปิดให้บริการแล้วของคู่มือการตรวจสอบและยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับกรมทางหลวงชนบทสามารถสรุปประเด็นปัญหาสำหรับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ได้ ดังตารางที่ 3 ซึ่งประเด็นปัญหาสำหรับการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนของรถจักรยานยนต์นั้น รวมประเด็นปัญหาหลักของการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนโดยทั่วไปไว้เกือบทั้งหมด เนื่องจากว่าผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์เป็นผู้ใช้ยานพาหนะที่เปราะบางที่สุด ดังนั้นอันตรายใดๆ ที่อาจเกิดขึ้นกับยานพาหนะประเภทอื่นจึงถือเป็นประเด็นปัญหาสำหรับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ด้วยเช่นกัน อย่างไรก็ตาม ประเด็นปัญหาทั่วไปในการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนนั้น ยังไม่เพียงพอสำหรับการตรวจสอบความปลอดภัยทางถนนของรถจักรยานยนต์ เนื่องจากปัญหาเล็กน้อยบางประการที่ไม่เกิดอันตรายต่อ

ผู้ใช้ยานพาหนะประเภทอื่นแต่เป็นอันตรายสำหรับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์ยังไม่ถูกพิจารณาและอาจก่อให้เกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์ได้ เช่น

- ความต้านทานการลื่นไถลของเครื่องหมายบนผิวทาง
- วัสดุจากผิวทางที่สึกกร่อน
- ผิวถนนที่ไม่ปกตินอกจากการเป็นหลุม บ่อ เช่น ตะไคร่น้ำ คราบน้ำมันหรือของเหลว ร่องและรอยนูน การซ่อมแซมที่ไม่ได้คุณภาพเกิดความต่างระดับ เป็นต้น
- เกาะ วงเวียน หรือฟุตบาท ที่ถูกยกขึ้นไม่สูงพอทำให้เกิดความต่างระดับ
- ความเสียดทานของผิววัสดุโลหะต่างๆบนผิวถนน เช่น ฝาท่อ รางรถไฟ เป็นต้น
- สัญญาณเตือนสิ่งแวดล้อม เช่น ลมกรรโชก
- วัตถุอันตรายข้างทาง โดยเฉพาะที่มุมและทางโค้ง เนื่องจากผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์จะต้องเอียงตัวเมื่อเข้าโค้งและอาจใกล้กับวัตถุอันตรายได้มากกว่าปกติ เช่น ป้าย ราวป้องกันคนเดินเท้า เป็นต้น

ดังนั้นจึงจำเป็นต้องเพิ่มเติมประเด็นปัญหาบางประการที่อาจไม่เกิดอันตรายต่อผู้ใช้ยานพาหนะประเภทอื่นแต่เป็นอันตรายสำหรับผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์เข้ามาพิจารณา ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ประเด็นปัญหาการตรวจสอบความปลอดภัย

ประเด็นปัญหาหลัก	ประเด็นปัญหารอง
1. แนวเส้นทางและรูปตัดของถนน	• การมองเห็นและระยะการมองเห็น • ความเร็วในการออกแบบ • การจำกัดความเร็ว • ความต่อเนื่องของเส้นทางผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์** • การแซง • ความเข้าใจในแนวเส้นทางของผู้ขับขี่ • ความกว้าง • ไหล่ทาง • ลาดหลังทาง
2. ช่องทางเสริม	• การผายความกว้าง • ไหล่ทาง • ป้ายและเครื่องหมายจราจร • การจราจรเลี้ยว
3. ทางแยก	• ตำแหน่งทางแยก • การมองเห็นและระยะการมองเห็นบริเวณทางแยก • พื้นที่สำหรับรถจักรยานยนต์บริเวณทางแยก** • ความต่อเนื่องของเส้นทางผู้ขับขี่รถจักรยานยนต์** • อุปกรณ์ควบคุมและอุปกรณ์นำทางบริเวณทางแยก • รูปแบบทางแยก • ประเด็นอื่นๆบริเวณทางแยก
4. ป้ายจราจร	• ประเด็นป้ายทั่วไป • การมองเห็นป้ายจราจร • เสาติดตั้งป้ายจราจร
5. เครื่องหมายจราจรและเครื่องหมายนำทาง	• ปัญหาทั่วไป • เครื่องหมายจราจรบนพื้นทาง • หลักนำทางและเป้าสะท้อนแสง • อุปกรณ์เตือนและอุปกรณ์นำทางโค้ง • แถบชะลอความเร็ว
6. สิ่งแวดล้อมและวัตถุอันตรายข้างทาง	• เขตปลอดสิ่งกีดขวางข้างทาง • วัตถุอันตรายข้างทาง** • ราวกันอันตราย • รั้ว • การมองเห็นราวกันอันตรายและรั้ว
7. สัญญาณไฟจราจร	• การทำงานของสัญญาณไฟจราจร • การมองเห็นสัญญาณไฟจราจร
8. พื้นถนน	• สภาพผิวถนน • สภาพความต้านทานการลื่นไถล • สภาพน้ำขังบริเวณผิวถนน • วัสดุโลหะบนผิวถนน**
9. ไฟฟ้าแสงสว่าง	• ปัญหาทั่วไปของไฟฟ้าส่องสว่าง
10. ทางเชื่อม	• ปัญหาทั่วไปของทางเชื่อม • ระยะการมองเห็นที่ทางเชื่อม
11. การจอดรถ	• ปัญหาทั่วไป
12. ผิวถนนที่เปิดให้บริการระหว่างการปฏิบัติงาน**	• ปัญหาทั่วไป**
13. ประเด็นอื่น ๆ	• แสงสะท้อนเข้าตาผู้ขับขี่ • กิจกรรมข้างทาง • การควบคุมการจราจรในเชิงปฏิบัติ**

*** ประเด็นปัญหาที่เพิ่มเข้าไปเพื่อให้ครอบคลุมอันตรายสำหรับรถจักรยานยนต์*

4.1 ผลการตรวจสอบความปลอดภัย

4.1.1. ถนนพระองค์ดำ

พิกัด : 16.816130989, 100.272475056

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 4 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเกาะกลางถนน

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 1.4 กิโลเมตร

รูปที่ 7 ถนนพระองค์ดำ

ปัญหาที่พบ : ขาดการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม เช่น ป้ายจำกัดความเร็ว มีการซ้อนทับของเครื่องหมายจราจรเก่าและใหม่ซึ่งอาจก่อให้เกิดความสับสนต่อผู้ใช้เส้นทาง สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าและอาคารพานิชย์ ซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีการจอดรถตลอดสองข้างทางและมีทางเชื่อมเข้าออกที่มีระยะมองเห็นไม่เพียงพอ

4.1.2. ถนนเอกาทศรถ

พิกัด : 16.828334053, 100.265429448

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง มีทางแยก ถนน 4 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 2 กิโลเมตร

รูปที่ 8 ถนนเอกาทศรถ

ปัญหาที่พบ : ขาดการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม เช่น ป้ายจำกัดความเร็ว เส้นจราจรเลือนลางโดยเฉพาะเส้นแบ่งทิศทางการจราจร สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าและอาคารพาณิชย์ซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีระยะมองเห็นทางแยกที่เพียงพอและมีการจอดรถตลอดสองข้างทาง มีเสาอยู่ในระยะปลอดภัยซึ่งอาจส่งผลต่อความรุนแรงเมื่อเกิดอุบัติเหตุ พื้นถนนมีท่อระบายน้ำซึ่งมีพื้นผิวที่ลื่นและมีความต่างระดับในบางจุด

4.1.3. ถนนธรรมบูชา

พิกัด : 16.833938509, 100.268399213

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 2 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 0.6 กิโลเมตร

รูปที่ 9 ถนนธรรมบูชา

ปัญหาที่พบ : ถนนไม่มีเส้นจราจรและเส้นแบ่งทิศทางการจราจร สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นที่อยู่อาศัย ปราศจากไหล่ทางและทางเท้า มีการเข้าออกที่อยู่อาศัยตลอดสองข้างทาง มีเสา ต้นไม้ และร่องน้ำอยู่ในระยะปลอดภัยซึ่งอาจส่งผลต่อความรุนแรงเมื่อเกิดอุบัติเหตุ พื้นถนนมีเศษดินและวัชพืชในบางจุด

4.1.4. ถนนทางหลวงหมายเลข 12

พิกัด : 16.840979893, 100.234352084

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 8 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเกาะกลางถนน

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 3 กิโลเมตร

รูปที่ 10 ถนนทางหลวงหมายเลข 12

ปัญหาที่พบ : ถนนเป็นทางตรงที่ผู้ขับขี่อาจใช้ความเร็วสูงแต่ขาดการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม นอกจากนี้ยังมีความแตกต่างของการใช้ความเร็วของยานพาหนะประเภทอื่นค่อนข้างสูง สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าและอาคารพาณิชย์ซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีการจอดรถตลอดสองข้างทาง

4.1.5. ถนนบรมไตรลกนารถ

พิกัด : 16.89056027, 100.25826599

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง มีทางแยก ถนน 4 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 1.4 กิโลเมตร

รูปที่ 11 ถนนบรมไตรลกนารถ

ปัญหาที่พบ : เส้นจราจรเลือนลาง สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าอาคารพาณิชย์และสถานที่ราชการซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีการจอดรถตลอดสองข้างทางซึ่งบดบังระยะมองเห็นทางเชื่อมและทางเข้าออก มีทางแยกที่อยู่ใกล้กัน นอกจากนี้ยังมีวัตถุอันตรายอยู่ในระยะปลอดภัย เช่น เสา ป้าย เป็นต้น

4.1.6. ถนนศรีธรรมไตรปิฎก

พิกัด : 16.806721082, 100.262295983

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง มีทางแยก ถนน 2 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 1.3 กิโลเมตร

รูปที่ 12 ถนนศรีธรรมไตรปิฎก

ปัญหาที่พบ : สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้า อาคารพานิชย์และสถานศึกษา ซึ่งมีความหนาน่าของการจราจรในช่วงเร่งด่วน ถนนไม่มีเส้นจราจรและเส้นแบ่งทิศทางการจราจร มีความหนาแน่นของการสัญจรคนเดินเท้า มีวัตถุอันตรายที่อาจก่อให้เกิดความรุนแรง เช่น ขอบฟุตบาท เสา ป้าย มีท่อบนผิวถนนและมีการชำรุดของผิวทางในบางจุด มีปัญหาการจอดรถข้างทาง และมีทางเชื่อมที่มีระยะมองเห็นไม่เพียงพอ

4.1.7. ถนนศรีหราชเดโชชัย

พิกัด : 16.803787005, 100.217437339

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 8 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเกาะกลางถนน

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 2.4 กิโลเมตร

รูปที่ 13 ถนนสีหราชเดโชชัย

ปัญหาที่พบ : ถนนเป็นทางตรงที่ผู้ขับขี่อาจใช้ความเร็วสูงแต่ขาดการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าและอาคารพานิชย์ซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีเส้นจราจรที่เลือนลางและมีการจอดรถตลอดสองข้างทาง

4.1.8. ถนนริมคลองข้างศาลหลักเมือง

พิกัด : 16.824570551, 100.260489333

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 2 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 0.5 กิโลเมตร

รูปที่ 14 ถนนริมคลองข้างศาลหลักเมือง

ปัญหาที่พบ : เส้นจราจรและเส้นแบ่งทิศทางการจราจรเลือนลาง สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นสถานที่สำคัญซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีการจอดรถตลอดสองข้างทางซึ่งบดบังระยะมองเห็นทางเชื่อมเข้าออก พื้นถนนมีเศษดินและวัชพืช

4.1.9. ถนนบึงพระจันทร์

พิกัด : 16.797523834, 100.260384331

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง ถนน 2 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 1.2 กิโลเมตร

รูปที่ 15 ถนนบึงพระจันทร์

ปัญหาที่พบ : เส้นจราจรและเส้นแบ่งทิศทางการจราจรเลือนลาง สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นที่อยู่อาศัยและร้านค้า ปราศจากทางเท้า มีการเข้าออกที่อยู่อาศัยตลอดสองข้างทางโดยหลายจุดมีระยะมองเห็นไม่เพียงพอ มีเสา ป้าย และต้นไม้ อยู่ในระยะปลอดภัยซึ่งอาจส่งผลต่อความรุนแรงเมื่อเกิดอุบัติเหตุ พื้นถนนมีเศษดินและวัชพืชและผิวทางที่มีความต่างระดับเล็กน้อยจากการซ่อมแซม

4.1.10. ถนนสังฆบูชา

พิกัด : 16.804202729, 100.246205861

แนวทางและรูปตัดของถนน : แนวทางตรง มีทางแยกและสะพาน ถนน 4 ช่องจราจร แบ่งทิศทางด้วยเส้นจราจร

ความยาวช่วงถนนที่ตรวจสอบ : 0.9 กิโลเมตร

รูปที่ 16 ถนนสังฆบูชา

ปัญหาที่พบ : ถนนเป็นทางตรงที่ผู้ขับขี่อาจใช้ความเร็วสูงแต่ขาดการควบคุมความเร็วที่เหมาะสม มีทางแยกที่เชื่อมต่อกับสะพานซึ่งมีระยะมองเห็นที่ทางแยกไม่เพียงพอ สิ่งแวดล้อมสองข้างทางเป็นร้านค้าและอาคารพานิชย์ซึ่งดึงดูดให้เกิดการทำกิจกรรม มีการจอดรถตลอดสองข้างทาง มีเส้นจราจรที่เลือนลาง

สรุปประเด็นปัญหาที่พบจากการตรวจสอบความปลอดภัยกรณีศึกษา 10 สายทาง 13 เส้น รวมทิศทางไป-กลับของสายทางที่มีเกาะกลางเป็นการแบ่งทิศทางการจราจร โดยประเด็นปัญหาส่วนใหญ่ที่พบเป็นเรื่องของ ทางเชื่อม ระยะมองเห็น การจอดรถข้างทาง เส้นจราจร สภาพอันตรายข้างทาง และปัญหาพื้นถนน

ตารางที่ 4 ประเด็นปัญหาที่พบจากการตรวจสอบความปลอดภัย

ชื่อถนน	ปัญหาที่พบ				
	ทางเชื่อม	การจอดรถข้างทาง	เส้นจราจร	สภาพอันตรายข้างทาง	พื้นถนน
ถนนพระองค์ดำ (ขาไป)	/	/	/	-	-
ถนนพระองค์ดำ (ขากลับ)	/	/	/	-	-
เอกาทศรถ	/	/	/	เสา/ป้าย	ดิน/วัชพืช
ธรรมบูชา	/	/	/	เสา/ป้าย ต้นไม้ ร่องน้ำ	ดิน/วัชพืช
ทางหลวงหมายเลข 12 (ขาไป)	/	/		-	-
ทางหลวงหมายเลข 12 (ขากลับ)	/	/		-	-
บรมไตรโลกนารถ	/	/	/	เสา/ป้าย	-
ศรีธรรมไตรปิฎก	/	/	/	ขอบฟุตบาท เสา/ป้าย	ผิวทางชำรุด
สีหราชเดโชชัย (ขาไป)	/	/	/	-	-
สีหราชเดโชชัย (ขากลับ)	/	/	/	-	-
ริมคลองข้างศาลหลักเมือง	/	/	/	-	ดิน/วัชพืช
ถนนบึงพระจันทร์	/	-	/	เสา/ป้าย ต้นไม้	ดิน/วัชพืช ผิวทางที่ไม่เรียบจากการซ่อมแซม
สังฆบูชา	/	/		-	-

4.2 เปรียบเทียบการตรวจสอบความปลอดภัยด้วยระบบ iRAP Star Rating และ RSA

4.2.1. ปัจจัยและองค์ประกอบที่ใช้ในการตรวจสอบความปลอดภัย

กระบวนการตรวจสอบความปลอดภัยโดยการให้คะแนนระดับดาวนั้นจะอาศัยค่าคะแนนที่ได้จากการประเมินองค์ประกอบถนน โดยแบ่งองค์ประกอบออกเป็น โอกาสที่จะเกิดอุบัติเหตุ และ ความรุนแรงของอุบัติเหตุ โดยพิจารณาจากปัจจัยทางถนน ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ปัจจัยทางถนนที่ใช้พิจารณาคะแนนระดับดาว iRAP Star Rating

ปัจจัยทางถนน	
1. ด้านความเสี่ยง	การจัดช่องจราจร ทางโค้ง เส้นจราจร ความต่างของความเร็ว ความชัน ความกว้างของช่องจราจร จำนวนช่องจราจร ทางเชื่อมเข้าอาคาร/สถานที่ คุณภาพทางโค้ง สภาพผิวทาง ทางขนาน สันระนาดบนไหล่ทาง ระยะการมองเห็น ความฝืดของผิวทาง การจัดการความเร็ว ไฟจราจร
2. ด้านความรุนแรง	สิ่งอันตรายข้างทาง ระยะห่างจากสิ่งอันตรายข้างทาง ประเภทของทางแยก ประเภทของเกาะกลางถนน ความกว้างของไหล่ทาง ทางเชื่อมเข้าอาคาร/สถานที่

จากการเปรียบเทียบปัจจัยและองค์ประกอบรวมถึงกระบวนการตรวจสอบความปลอดภัยด้วย iRAP Star Rating กับประเด็นปัญหาที่ใช้ตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับรถจักรยานยนต์ด้วยระบบ RSA ดังตารางที่ 3 แล้วพบว่ามีองค์ประกอบที่เหมือนกันเมื่อเป็นปัจจัยที่เกี่ยวข้องโดยตรงของถนน ได้แก่ การจัดช่องจราจร ทางโค้ง เส้นจราจร ความกว้างของช่องจราจร จำนวนช่องจราจร ทางเชื่อม สภาพผิวทาง ระยะการมองเห็น ความฝืดของผิวทาง ไฟจราจร วัตถุอันตรายข้างทาง ความกว้างของไหล่ทาง เป็นต้น โดยกระบวนการการตรวจสอบความปลอดภัยโดยระบบ iRAP Star Rating นั้นเป็นการศึกษาปัจจัยทางกายภาพที่ส่งผลต่อการใช้ความเร็วของการจราจร ดังนั้น ปัจจัยที่แตกต่างจากระบบ RSA ที่มุ่งเน้นไปที่องค์ประกอบของถนนและสภาพแวดล้อม จึงเป็นปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับความเร็ว ได้แก่ ความต่างของความเร็ว ความเร็วของการจราจร ความหนาแน่นของการจราจร ในขณะเดียวกันก็มีปัจจัยของระบบ RSA ที่ iRAP Star Rating ไม่ได้พิจารณาถึงซึ่งเป็นประเด็นปัญหาที่เปราะบางสำหรับรถจักรยานยนต์ ได้แก่ วัสดุโลหะบนผิวถนน สภาพผิวถนน การระบายน้ำผิวถนนที่เปิดให้บริการระหว่างปฏิบัติงาน และการควบคุมการจราจรในเชิงปฏิบัติ เช่น เกาะหรือขอบฟุตบาทที่อาจเป็นอันตราย เป็นต้น

4.2.2. ผลการตรวจสอบความปลอดภัย

การกำหนดความเร็วจำกัดที่เหมาะสมสำหรับถนนในเขตเมืองตามมาตรฐานความปลอดภัยสากล กรณีศึกษาในจังหวัดกรุงเทพมหานครและ

พิษณุโลก [6] โดยใช้ระบบ iRAP Star Rating ได้ศึกษาปัจจัยทางกายภาพที่ส่งผลต่อการใช้ความเร็วของการจราจรที่เหมาะสม เช่น จำนวนช่องจราจร ความกว้างช่องจราจร ประเภทเกาะกลาง ทางเดินเท้า ทางข้าม สภาพข้างทาง ความเร็วของการจราจร และความหนาแน่น ของการจราจร เพื่อกำหนดความเร็วที่เหมาะสมและให้ระดับดาวความปลอดภัยของถนน โดยปัญหาที่พบจากการศึกษาสายทางในจังหวัดพิษณุโลกทั้ง 10 สาย ได้แก่ สภาพอันตรายข้างทางจากการขาดระยะปลอดภัยข้างทาง (Clear zone) วัตถุอันตรายในบริเวณใกล้ชิดกับช่องจราจรที่ระยะน้อยกว่า 1 เมตร เช่น เสาไฟฟ้า ต้นไม้ขนาดใหญ่(เส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 10 ซม.) ระยะมองเห็น รวมไปถึงการขาดไหล่ทางให้ผู้ใช้รถจักรยานยนต์ได้สัญจร

ผลการตรวจสอบความปลอดภัยด้วยระบบ RSA พบปัญหาในเรื่องของระยะมองเห็น ทางเชื่อม การจอดรถข้างทาง และสภาพอันตรายข้างทางในทุกสายทาง พบปัญหาเกี่ยวกับเครื่องหมายจราจรและพื้นถนนในบางสายทาง นอกจากนี้ทางส่วนใหญ่ยังเป็นทางตรงโดยไม่มีการควบคุมความเร็วนอกจากป้ายจำกัดความเร็ว ซึ่งอาจส่งผลให้ผู้ขับขี่ใช้ความเร็วสูง อย่างไรก็ตามไม่พบปัญหาไฟฟ้าส่องสว่าง

5. สรุปผล

จากการศึกษาและพัฒนารายการตรวจสอบความปลอดภัยสำหรับรถจักรยานยนต์พร้อมทั้งตรวจสอบความปลอดภัยในกรณีศึกษาเทียบกับผลการตรวจสอบความปลอดภัยตามมาตรฐานการประเมิน iRAP Star Rating พบประเด็นปัญหาที่เหมือนกัน ทั้งสภาพอันตรายข้างทางจากการขาดระยะปลอดภัยข้างทาง วัตถุอันตราย เช่น เสาไฟฟ้า ต้นไม้ เป็นต้น ปัญหาระยะมองเห็น รวมไปถึงการขาดไหล่ทางให้ผู้ใช้รถจักรยานยนต์ได้สัญจร อย่างไรก็ตามการศึกษาของ iRAP Star Rating นั้น จะศึกษาปัจจัยทางกายภาพที่ส่งผลต่อการใช้ความเร็วของการจราจรที่เหมาะสม เช่น จำนวนช่องจราจร ความกว้างช่องจราจร ประเภทเกาะกลาง ทางเดินเท้า ทางข้าม สภาพข้างทาง ความเร็วของการจราจร และความหนาแน่น ของการจราจร เพื่อกำหนดความเร็วที่เหมาะสมและให้ระดับดาวความปลอดภัยของถนน ซึ่งจะมีส่วนช่วยในการกำหนดนโยบายและแนวทางการกำหนดความเร็วการจราจรที่เหมาะสมได้ แต่การประเมิน iRAP Star Rating นั้นไม่ได้ระบุจุดเสี่ยงและการแก้ไขปัญหาที่ชัดเจน ซึ่งเป็นสิ่งสำคัญสำหรับผู้ใช้รถจักรยานยนต์ เนื่องจากลักษณะยานพาหนะของรถจักรยานยนต์มีเอกลักษณ์และแตกต่างจากยานพาหนะประเภทอื่นบนท้องถนน จึงทำให้รถจักรยานยนต์มีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง พื้นผิว หรือความต้านทานการลื่นไถลของพื้นผิวถนนรวมถึงถนนที่เปียก เป็นบ่อหลุม หรือมีเศษเล็กเศษน้อยบนถนน นั่นทำให้ลักษณะการเกิดอุบัติเหตุและลักษณะการบาดเจ็บของรถจักรยานยนต์แตกต่างจากผู้ขับขี่ยานพาหนะอื่นเป็นอย่างมาก อันตรายบางอย่างไม่มีผลต่อผู้ขับขี่รถยนต์แต่อาจส่งผลต่อการบาดเจ็บสาหัสสำหรับผู้ขับขี่ ในขณะที่การใช้รายการตรวจสอบความปลอดภัยหรือการตรวจสอบความปลอดภัยด้วยระบบ Road safety audit สามารถมองเห็นปัญหาดังกล่าว เนื่องจากจำเป็นต้องตรวจสอบความปลอดภัยตลอดความยาวสายทางและระบุจุดเสี่ยง เพื่อชี้ให้เห็นอันตรายที่อาจเกิดขึ้นพร้อมเสนอมาตรการหรือแนวทางแก้ไขปัญหา

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณาจารย์ที่ให้คำปรึกษาในการเขียนบทความนี้รวมถึงบุคคลากรและทางมหาวิทยาลัยนเรศวรที่ทำให้งานวิจัยประสบความสำเร็จได้

เอกสารอ้างอิง

[1] Consia Consultants (2013). User Manual for Accident Input into the AccidentInformation System (AIS), IRSMS-2. Version 1.2 – English, Integrated RoadSafety Management System (IRSMS-2) under Strategic Road InfrastructureProject (SRIP) IBRD Loan No. 4834-IND, Consia Consulting, Jakarta,[Authors: Sirigar, M.L., Hapsari, A., Faulks, I.J.]

[2] Global Road Safety Partnership (2008). *Speed Management: A Road Safety Manual for Decision-Makers and Practitioners*. Geneva: Global Road Safety Partnership.

[3] Motorcycle Safety Advisory Council. Making roads motorcycle friendly. A New Zealand guide for roading asset owners, designers & maintenance contractors, New Zealand.

[4] Raphael H. Grzebieta, Mike R. Bambach, Andrew S. Mcintosh. *Best Practices and Strategies to Reduce Fatal or Serious Injury Crashes into Guardrail Posts by Motorcyclists Australian Experience.* Transportation Research Circular, E-C172, 93-105, 2013.

[5] WHO (2018). Global status report on road safety 2018: Supporting a decade of action. *World Health Organization*, Switzerland.

[6] เกษม ชูจารุกุล (2563). *การกำหนดความเร็วจำกัดที่เหมาะสมสำหรับถนนในเขตเมืองตามมาตรฐานความปลอดภัยสากล กรณีศึกษาในจังหวัดกรุงเทพมหานครและพิษณุโลก*. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[7] กรมทางหลวงชนบท (2560). *คู่มือยกระดับความปลอดภัยงานทางสำหรับกรมทางหลวงชนบท*. สำนักงานตรวจสอบความปลอดภัยงานทาง กรมทางหลวงชนบท กระทรวงคมนาคม.

[8] สำนักงานตำรวจแห่งชาติ (2557). รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอนาจักร สำนักงานตำรวจแห่งชาติ.

[9] สำนักงานตำรวจแห่งชาติ (2558). รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอนาจักร สำนักงานตำรวจแห่งชาติ.

[10] สำนักงานตำรวจแห่งชาติ (2559). รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอนาจักร สำนักงานตำรวจแห่งชาติ.
[11] สำนักงานตำรวจแห่งชาติ (2560). รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอนาจักร สำนักงานตำรวจแห่งชาติ.
[12] สำนักงานตำรวจแห่งชาติ (2561). รายงานสถิติจากการรับแจ้งอุบัติเหตุการจราจรทางบกทั่วราชอนาจักร สำนักงานตำรวจแห่งชาติ.

การพิจารณาคัดเลือกวัสดุแอสฟัลต์เชื่อมประสานสำหรับงานผิวทางบนทางพิเศษ
A Criteria Consideration of Asphalt Binder for Surface Pavement on Expressway

ฐิติพงศ์ สุขเสริม[1*] นันทวรรณ พิทักษ์พานิช[2] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[3]

[1,2,3] *กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: thitipong.so28@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันการทางพิเศษแห่งประเทศ (กทพ.) ให้บริการทางพิเศษเป็นระยะทางกว่า 224.6 กิโลเมตร จำนวน 8 สายทาง มีปริมาณจราจรในปัจจุบันจำนวน 1.91 ล้านเที่ยวต่อวัน (ณ ปีงบประมาณ 2562) จึงมีความจำเป็นต้องให้ความสำคัญกับการบำรุงรักษาทางพิเศษ โดยเฉพาะอย่างยิ่งงานผิวทางของทางพิเศษ ซึ่งทำหน้าที่รับแรงเสียดทานกับยานพาหนะเป็นลำดับแรก การก่อสร้างทางพิเศษทุกสายทางส่วนใหญ่จะก่อสร้างผิวทางด้วยแอสฟัลต์คอนกรีตชนิด AC 60/70 ปัญหาที่พบคือ ทางพิเศษแต่ละสายทางรองรับปริมาณจราจรและประเภทของยานพาหนะแตกต่างกัน ส่งผลให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับผิวทางบนทางพิเศษแตกต่างกัน แต่ในปัจจุบันการเลือกแอสฟัลต์เชื่อมประสานเพื่อซ่อมบำรุงรักษาผิวทางยังไม่มีหลักเกณฑ์พิจารณาที่แน่นอน จึงอาจทำให้แอสฟัลต์เชื่อมประสานที่เลือกใช้ไม่สามารถรองรับปริมาณจราจรในปัจจุบันได้ ทำให้ต้องมีการซ่อมบำรุงบ่อยครั้งและส่งผลต่อการเบิกจ่ายงบประมาณในการบำรุงรักษาผิวทาง ผู้วิจัยจึงได้รวบรวมทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องเพื่อจัดทำหลักเกณฑ์การเลือกใช้แอสฟัลต์เชื่อมประสานสำหรับงานผิวทางบนทางพิเศษเพื่อเป็นการวางแผนการซ่อมบำรุงอย่างมีประสิทธิภาพและคุ้มค่าต่อไป

คำสำคัญ: ผิวทาง, ทางพิเศษ, การทางพิเศษแห่งประเทศไทย, ซุปเปอร์เพฟ

Abstract

At present, Expressway Authority of Thailand (EXAT) has operated 8 expressways covering total length of 224.6 kilometers with 1.91 million trips per day (fiscal year 2019). Therefore, EXAT have to focus on a maintenance work on expressway, especially surface pavement which is firstly support for load from vehicle. Most of the expressways are constructed surface pavement with asphalt concrete type AC 60/70. The problem is each expressway had different traffic volume and types of vehicles which effected to damage of surface pavement in different cases. Currently, there are no criteria to considerate the selection of asphalt binder in the surface pavement maintenance, which may cause the selected asphalt binder is not support the current traffic volume. The misused asphalt binder leads to a un-plan maintenance and over budget using. The researcher collected relevant theories and research in order to prepare the criteria for selecting asphalt binder for surface pavement on the expressway bring to an effective and worthwhile maintenance.

Keywords: Surface Pavement, Expressway, Expressway Authority of Thailand, Superpave

1. บทนำ

วัสดุที่ใช้ก่อสร้างชั้นผิวทางบนทางพิเศษส่วนใหญ่เป็นแอสฟัลต์คอนกรีตปูทับบนพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหรือปูบนสะพานเหล็ก และบางส่วนปูบนผิวทางระดับดิน การเลือกใช้วัสดุผิวทางมีส่วนสำคัญในความปลอดภัยในการขับขี่และอายุการใช้งานของทางพิเศษ ยิ่งไปกว่านั้นภูมิอากาศของประเทศที่มีฝนตกชุก ทำให้ปัญหาถนนลื่นมีส่วนสำคัญมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งทางที่มีปริมาณการจราจรและความเร็วสูง วัสดุที่ใช้เป็นผิวทางจะต้องมีความแกร่งและไม่สึกหรอได้ง่าย ทนต่อการขัดสี เพื่อไม่ให้เกิดความเรียบลื่นเกินกว่าที่กำหนดซึ่งจะเป็นสาเหตุของอุบัติเหตุ และจำเป็นต้องทำการบำรุงรักษาเพื่อให้มีแรงเสียดทานระหว่างล้อของยานพาหนะกับผิวทางเพียงพอเพื่อความปลอดภัย ประกอบกับ การทางพิเศษแห่งประเทศ (กทพ.) ยังไม่ได้มีหลักเกณฑ์การพิจารณาคัดเลือกวัสดุที่ใช้ในงานผิวทางบนทางพิเศษ ซึ่งในแต่ละปีมีปริมาณจราจรเฉลี่ยที่ใช้ทางพิเศษแต่ละสายทางประมาณ 47,000 – 374,000 คันต่อวัน และมีแนวโน้มจะเพิ่มมากขึ้นในทุกๆ ปี จึงได้จัดทำเป็นข้อกำหนดในการคัดเลือกวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) เพื่อให้เหมาะสมกับปริมาณจราจรของทางพิเศษในแต่ละสายทาง

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การตรวจสอบความเสียหายของผิวทาง บนทางพิเศษ

2.1.1 การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection)

เป็นการประเมินสภาพผิวทางโดยการใช้สายตาประกอบกับประสบการณ์ส่วนบุคคลของผู้ประเมิน โดยใช้เครื่องมือประกอบ เช่น เทปวัดระยะทาง ไม้บรรทัดยาว 2 เมตร (Straight Edge) ลิ่มวัดความลึก (Wedge) เป็นต้น การวัดปริมาณให้ทำการวัดปริมาณตามบริเวณครอบคลุมพื้นที่ความเสียหาย เช่น ความยาว พื้นที่ เปอร์เซ็นต์ของพื้นที่ความเสียหายต่อพื้นที่ที่สำรวจ ปริมาณเปรียบเทียบ หรือนับเป็นจำนวน จุด แห่ง แผ่นพื้นที่เสียหาย

การวัดระดับความรุนแรง เป็นการวัดปริมาตรหรือปริมาณการขยายตัวของความเสียหาย ความลึกการทรุดตัว ความกว้างของรอยแตกหรือรอยต่อ การบิ่นกะเทาะ คุณภาพในการขับขี่ตามความเสียหายที่เกิดขึ้น ซึ่งระดับความรุนแรงนี้จะเป็นตัวชี้ถึงการลุกลามของความเสียหายที่พัฒนาขึ้นเรื่อยๆ เกณฑ์ระดับความรุนแรง ได้แก่ เล็กน้อย (Low) ปานกลาง (Medium) และสูง (High) เพื่อนำมาจัดลำดับความสำคัญของสายทาง เพื่อเป็นองค์ประกอบหนึ่งในการตัดสินใจบำรุงรักษาทาง

2.1.2 การตรวจสอบความเสียหายด้วยอุปกรณ์ (Instrument Measurement)

- การวัดดัชนีความขรุขระสากล (International Roughness Index, IRI)

เป็นการวัดถึงความไม่ราบเรียบ (Irregularities) ของผิวทางซึ่งส่งผลถึงคุณภาพการขับขี่ (Ride Quality) ของผู้ใช้ทาง ในการวัดความขรุขระโดยทั่วไปใช้ดัชนีความขรุขระสากล (International Roughness Index, IRI) ซึ่งเป็นการตรวจสอบและประเมินความเสียหายของผิวทางซึ่งสามารถแสดงได้ถึงระดับความเสียหาย และสภาพการให้บริการของสายทาง อีกทั้งสามารถพิจารณาข้อมูลค่า IRI เพื่อใช้ประกอบการตัดสินใจในการพิจารณาวิธีการบำรุงรักษา และการจัดลำดับความสำคัญโครงการบำรุงรักษาที่เหมาะสมต่อไปได้ การประเมินสภาพความเสียหายผิวทางด้วยเลเซอร์ (Laser Profile Meter) ข้อมูลที่ได้รับจากอุปกรณ์เลเซอร์มีลักษณะข้อมูลเป็นค่าต่อเนื่องตลอดระยะทางการสำรวจเมื่อรถสำรวจวิ่งสำรวจข้อมูลด้วยความเร็วประมาณ 30 ถึง 90 กิโลเมตรต่อชั่วโมง

- การประเมินดัชนีความขรุขระสากล (International Roughness Index, IRI) สามารถทำได้โดยอุปกรณ์เลเซอร์ ระยะของการติดตั้งที่เหมาะสมของอุปกรณ์เลเซอร์เพื่อเก็บค่าความลึกร่องล้อ (Rutting) ซึ่งจะสอดคล้องกับระยะเพลาล้อของรถบรรทุกที่ทำให้เกิดความเสียหาย โดยระยะในการติดตั้งตำแหน่งเลเซอร์จะอยู่ที่ 1,350 มิลลิเมตร, 950 มิลลิเมตร, 750 มิลลิเมตร และที่ตำแหน่งกึ่งกลางอีกหนึ่งจุด โดยติดตั้งทั้งด้านซ้ายและขวาของคานติดตั้งอุปกรณ์เลเซอร์ ซึ่งค่าระยะดังกล่าวเป็นระยะที่เหมาะสมและครอบคลุมความกว้างสำหรับ 1 ช่องทางจราจรของการสำรวจ

- การวัดค่าความต้านทานการลื่นไถล (Skid Resistance)

ความต้านทานการลื่นไถลเป็นแรงที่เกิดขึ้นเพื่อต้านทานล้อรถในการเลื่อนไถลออกนอกผิวทาง หากความต้านทานการลื่นไถลไม่เพียงพอ อาจทำให้เกิดอุบัติเหตุได้ ความต้านทานการลื่นไถลเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาโดยทั่วไปจะเพิ่มขึ้นภายในสองปีแรกภายหลังการก่อสร้าง เนื่องจากแอสฟัลต์ที่หุ้มมวลรวมไว้ถูกขัดสีออกไปด้วยปริมาณจราจรที่เพิ่มมากขึ้น เกณฑ์การพิจารณาค่าความฝืดหรือค่าความต้านทานการลื่นไถล (Skid Number) ที่เหมาะสมสำหรับผิวถนน ที่กำหนดในระบบบริหารงานบำรุงรักษาทางของการทางพิเศษแห่งประเทศไทยอยู่ระหว่าง 0.3 – 0.4

2.2 การแบ่งเกรดวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement)

2.2.1 การแบ่งเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามเพนนิเทรชั่น (Penetration Grading System)

ถูกกำหนดในมาตรฐานกรมทางหลวงที่ ทล.401/2531 หรือเทียบเท่ามาตรฐาน ASTM D946 “Standard Specification for Penetration – Graded Asphalt Cement For Use in Pavement Construction” เป็นการควบคุมคุณภาพแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามค่าการทดสอบของการทะลวง (Penetration) ณ ปัจจุบันประเทศไทยมียางที่อยู่ในระบบนี้ได้แก่ AC 60/70 และ AC 40/50 โดยตัวเลขกำกับระบุถึงค่าการทะลวงในหน่วยของ 0.1 มิลลิเมตร ซึ่ง AC 60/70 เป็นแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่นิยมใช้มากที่สุดในประเทศไทย

2.2.2 การแบ่งเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามความหนืด (Viscosity Grading System : AR)

ถูกกำหนดในมาตรฐาน ASTM D3381 “Standard Specification for Viscosity-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction” เป็นการควบคุมคุณภาพแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามค่าความหนืดที่ได้จากการทดสอบ Viscosity Test โดยสามารถทดสอบกับแอสฟัลต์ซีเมนต์สองประเภทคือแอสฟัลต์ซีเมนต์ตั้งต้น (Original Asphalt Cement) หรือแอสฟัลต์ซีเมนท์ที่ไม่มีการทำให้เสื่อมอายุการใช้งาน (Unaged Asphalt Cement) และแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่ทำให้เสื่อมอายุการใช้งานระยะสั้น (Aging in Rolling Thin Film Oven : (RTFO) ตัวอย่างของแอสฟัลต์ซีเมนต์ระบบนี้สำหรับแอสฟัลต์ซีเมนต์ตั้งต้น ได้แก่ AC – 20 AC - 30 และ AC – 40 ซึ่งตัวเลขดังกล่าวระบุถึงค่าความหนืดในหน่วยของหนึ่งร้อยของพอยส์ และสำหรับแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่ผ่านกระบวนการเสื่อมอายุ ตัวอย่างได้แก่ AR – 1000 AR – 2000 AR – 4000 AR – 8000 และ AR – 16000 โดยตัวเลขดังกล่าวระบุถึงค่าความหนืดในหน่วยพอยส์

2.2.3 การแบ่งเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามประสิทธิภาพ (Performance Grading System : PG)

การออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตในระบบ Superior Performing Asphalt Pavement หรือชื่อย่อคือ ระบบ SUPERPAVE โดยพิจารณาจากอุณหภูมิสูงสุดและต่ำสุดในการใช้งาน ปริมาณจราจร และสภาพการใช้งาน ตัวอย่างเช่น แอสฟัลต์คอนกรีต PG Grade 70 – 22 หมายความว่า แอสฟัลต์คอนกรีตดังกล่าวสามารถใช้งานได้ที่ช่วงอุณหภูมิ 70 ถึง ลบ 22 องศาเซลเซียส โดยกำหนดให้มีการจำลองการเสื่อมสภาพของแอสฟัลต์คอนกรีตในระหว่างการก่อสร้างและในระหว่างการใช้งานก่อนที่จะทำการทดสอบคุณสมบัติที่สะท้อนถึงสมรรถนะ (Performance) ในการใช้งานภาคสนาม โดยใช้เครื่องมือและวิธีการทดสอบแบบใหม่ เช่น การอบเยื่อบางของแอสฟัลต์แบบกลิ้ง (Rolling Thin Film Oven : RTFO) การอบเร่งอายุด้วยความดัน (Pressure Aging Vessel : PAV) และการ

ทดสอบหาค่าโมดูลัสของแอสฟัลต์คอนกรีตด้วยเครื่องไดนามิกเชียร์รีโอมิเตอร์ (Dynamic Shear Rheometer : DSR) เป็นต้น โดยการตรวจสอบแอสฟัลต์คอนกรีตว่าคุณสมบัติมีความเหมาะสมในการใช้งานสอดคล้องกับค่า PG Grade ที่กำหนดนั้น คุณสมบัติของแอสฟัลต์คอนกรีตจะมีค่าคงที่แต่อุณหภูมิที่ใช้ในการทดสอบจะเปลี่ยนไปให้สอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริง

ระบบ SUPERPAVE ได้กำหนดคุณสมบัติของวัสดุเชื่อมประสานและวัสดุมวลรวมสำหรับการออกแบบเพื่อให้เหมาะสมกับปริมาณจราจรและอุณหภูมิการใช้งานของถนนแต่ละแห่ง โดยสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมของแอสฟัลต์คอนกรีตในสถานการณ์ที่แตกต่างกัน เพื่อป้องกันการเกิดความเสียหายลักษณะต่างๆ เช่น การเกิดร่องล้อหรือรอยแตกร้าว เป็นต้น ซึ่งวิธีการการทดสอบหาค่าเสถียรภาพของวิธีมาร์แชลไม่สะท้อนถึงพฤติกรรมการใช้งานจริงของวัสดุแอสฟัลต์ที่ใช้งานจริง และการออกแบบแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธี SUPERPAVE สามารถออกแบบตามปริมาณจราจร (ESALs) ที่เกิดขึ้นจริงได้ โดยเลือกระดับพลังงานที่ใช้ในขั้นตอนการบดอัดตัวอย่างส่วนผสมตามปริมาณการจราจรในระดับต่างๆ ได้ตามต้องการ อีกทั้งวิธีการบดอัดใกล้เคียงกับการบดทับในสนาม

2.3 แนวทางการเลือกใช้แอสฟัลต์ซีเมนต์และการออกแบบส่วนผสมวัสดุแอสฟัลต์

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการออกแบบส่วนผสมของวัสดุแอสฟัลต์คอนกรีตจากหลายแหล่งที่มา โดยวิธี SUPERPAVE Mix Design ซึ่งเป็นการออกแบบส่วนผสมโดยพิจารณาคุณสมบัติเชิงปริมาตร (Volumetric Properties) เช่นเดียวกับวิธี Marshall Mix Design โดยการเน้นการออกแบบส่วนผสมให้มีค่าร้อยละของช่องว่างอากาศ (Air Void) ประมาณร้อยละ 4 แต่มีข้อแตกต่างที่สำคัญจากการออกแบบส่วนผสมวิธี Marshall คือ

- ใช้เครื่องบดอัด SUPERPAVE Gyratory Compactor ในการบดอัดก้อนตัวอย่างแอสฟัลต์คอนกรีตแทนการบดอัดโดยการใช้ค้อน Marshall Compactor

- จำนวนรอบในการบดอัดจะแปรเปลี่ยนไปตามปริมาณจราจรและอุณหภูมิอากาศสูงสุดเฉลี่ยของสายทางที่ทำการออกแบบ

จากผลการทดสอบจะได้ค่าอุณหภูมิใช้งานสูงสุดและต่ำสุดที่เหมาะสมสำหรับการใช้งานของยาง AC 40/50, AC 60/70 และ Polymer Modified Asphalt (PMA) โดยยาง AC 60/70 และยาง PMA ที่นำมาทดสอบเป็นยางที่มีคุณสมบัติผ่านข้อกำหนดของกรมทางหลวง (ทล.-ก. 401/2531 และ ทล.-ก 408/2536) ในขณะที่ยาง AC 40/50 มีคุณสมบัติเท่ากับยาง AC 60/70 ทุกข้อเว้นมีค่า Penetration อยู่ในช่วง 40 ถึง 50 หน่วย ผลจากการทดสอบด้วยเครื่อง DSR ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 การทดสอบค่าอุณหภูมิใช้งานสูงสุดและต่ำสุดที่เหมาะสมและผลการจัดเกรดแอสฟัลต์คอนกรีตตามระบบ PG Grade ของแอสฟัลต์คอนกรีต AC 40/50, AC 60/70 และ PMA

แอสฟัลต์คอนกรีตที่นำมาทดสอบ	อุณหภูมิสูงสุด – ต่ำสุด ใช้งานที่ได้จากการทดสอบ DSR	การจัดเกรดตาม Performance Grade
AC 60 – 70 จากแหล่งที่ 1	PG 65.4 – 22	PG 64 – 22
AC 60 – 70 จากแหล่งที่ 2	PG 64.1 – 22	PG 64 - 22
AC 40 – 50 จากแหล่งที่ 1	PG 70.3 – 22	PG 70 – 22
AC 40 – 50 จากแหล่งที่ 2	PG 67.5 – 16	PG 64 – 16
AC 40 – 50 จากแหล่งที่ 3	PG 66.7 – 16	PG 64 – 16
PMA จากแหล่งที่ 1	PG 74.7 – 34	PG 70 – 34
PMA จากแหล่งที่ 2	PG 70.8 - 34	PG 70 - 34

จากผลการทดสอบคุณสมบัติและการจัดเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่นำมาทดสอบในการศึกษานี้ตามระบบ PG Grade ของ SUPERPAVE พบว่าแอสฟัลต์ซีเมนต์ AC 60 – 70 มีคุณสมบัติขั้นต่ำเทียบเท่ากับ แอสฟัลต์ซีเมนต์ PG 64 – 22 ซึ่งสามารถที่จะนำมาใช้งานในถนนทั่วไปในประเทศไทย ซึ่งมีปริมาณรถบรรทุกไม่มากและไม่ใช่บริเวณทางแยกและทางลาดชันในขณะที่ผลการทดสอบแอสฟัลต์ซีเมนต์ AC 40 – 50 แสดงให้เห็นว่ามีความแข็งแรงและต้านทานร่องล้อได้ดีกว่าแอสฟัลต์ซีเมนต์ AC 60 – 70 โดยพบว่าสามารถใช้งานได้ที่อุณหภูมิสูง 66 ถึง 70 องศาเซลเซียส และมีคุณสมบัติเทียบเท่ากับแอสฟัลต์ซีเมนต์ PG 70 – 22 เหมาะสำหรับใช้เป็นชั้นผิวทางบริเวณทางแยกและทางลาดชันของสายทางที่มีปริมาณรถบรรทุกหนักไม่มากนัก หรือบริเวณทางปกติของสายทางที่มีปริมาณรถบรรทุกหนักมาก เช่นเดียวกับพอลิเมอร์มอดิฟายด์แอสฟัลต์ซีเมนต์ (PMA) จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ามีความแข็งแรงและต้านทานร่องล้อได้ดีที่สุด โดยพบว่าสามารถใช้งานได้ที่อุณหภูมิสูง 70 ถึง 74 องศาเซลเซียส และมีคุณสมบัติขั้นต่ำเทียบเท่ากับแอสฟัลต์ซีเมนต์ PG 70 - 34

2.4 การนำวิธีการออกแบบผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต ด้วยระบบ SUPERPAVE มาประยุกต์ใช้สำหรับประเทศไทย

การใช้มาตรฐาน SUPERPAVE ในการพิจาณาแบ่งเกรดวัสดุแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามสมรรถนะของแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Performance Grading) เพื่อใช้กับผิวทางในประเทศไทย ถูกพัฒนามาจากแนวคิดที่ต้องการให้มีการทดสอบแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่สามารถบ่งบอกคุณสมบัติแอสฟัลต์ซีเมนต์เพื่อตอบสนองการใช้งานอย่างแท้จริง และสามารถกำจัดข้อบกพร่องของระบบการแบ่งเกรดเดิมที่มีอยู่

โดยได้ทำการศึกษาโดยเลือกพื้นที่เขตลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร เพื่อเป็นตัวแทนพื้นที่ในเขตภาคกลางของประเทศไทย พบว่ามีอุณหภูมิผิวทางสูงสุด 59.7 องศาเซลเซียส และต่ำสุด 26.1 องศาเซลเซียส โดยจัดอยู่ใน PG Grade ตามปริมาณจราจร ในช่วงตั้งแต่ PG 64 – 10, PG 70 – 10 หรือ PG 76 – 10 ตามปริมาณจราจร ซึ่งผลกระทบของอัตราเร็วและน้ำหนักบรรทุกจะมีผลต่อการเลือกตัวเชื่อมประสาน ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อุณหภูมิพื้นที่เขตลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร

สถานี	อุณหภูมิอากาศ		อุณหภูมิผิวทาง		PG Grade ตามปริมาณจราจร (ล้าน ESALs)		
	สูงสุด	ต่ำสุด	สูงสุด	ต่ำสุด	<10	30-10	>30
ลาดกระบัง	37.8	16.8	59.7	26.1	64-10	70-10	76-10

2.5 การออกแบบและพัฒนาวัสดุทางเลือกสำหรับผิวทางแอสฟัลต์เพื่อเพิ่มความต้านทานการลื่นไถลตามหลักการพัฒนาอย่างยั่งยืนและเป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม

งานวิจัยนี้ได้ทำการทดสอบแอสฟัลต์คอนกรีตชนิดต่างๆ ด้วยวิธีทดสอบตามระบบ SUPERPAVE เพื่อศึกษาแนวทางการคัดเลือกวัสดุผิวทางแอสฟัลต์ที่มีความหลากหลายและตอบสนองความแตกต่างกันของแต่ละพื้นที่ในประเทศไทย จากผลการทดสอบได้แบ่งเกรดตามสมรรถนะของแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่เหมาะสม ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 การทดสอบแอสฟัลต์คอนกรีตชนิดต่างๆ ด้วยวิธีทดสอบตามระบบ SUPERPAVE

แอสฟัลต์ซีเมนต์	อุณหภูมิสูงสุดที่ใช้งานได้	PG Grade ที่เหมาะสม
AC 60/70	64.7	PG64
NRMA 5%	72.6	PG70
NRMA 7%	74.4	PG70
NRMA 8%	76.9	PG76
NRMA 10%	80.1	PG76
NRMA 12%	82.5	PG82
PMA	78.9	PG76

ผลการศึกษาจากงานวิจัยดังกล่าว สรุปเป็นตารางแสดงความสัมพันธ์ระหว่างแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามการแบ่งเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามสมรรถนะ (Performance Grading) และปริมาณจราจร ได้ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามการแบ่งเกรดแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามสมรรถนะ (Performance Grading) และปริมาณจราจร

แอสฟัลต์ซีเมนต์	อุณหภูมิสูงสุดที่ใช้งานได้	PG Grade ที่เหมาะสม	ปริมาณจราจร (ESALs)
AC 60/70	64.7	PG64	น้อยกว่า 10 ล้าน
NRMA 5%	72.6	PG70	ระหว่าง 10 – 30 ล้าน
NRMA 7%	74.4	PG70	ระหว่าง 10 – 30 ล้าน
NRMA 8%	76.9	PG76	มากกว่า 30 ล้าน
NRMA 10%	80.1	PG76	มากกว่า 30 ล้าน
NRMA 12%	82.5	PG82	มากกว่า 30 ล้าน
PMA	78.9	PG76	มากกว่า 30 ล้าน

3. ผลการศึกษา

ปัจจุบัน กทพ. ได้เปิดให้บริการระบบทางพิเศษทั้งสิ้น 8 สายทาง ได้แก่ ทางพิเศษเฉลิมมหานคร ทางพิเศษศรีรัช (ส่วน A ช่วงประชาชื่น - พญาไท - อโศก ส่วน B ช่วงพญาไท – บางโคล่ ส่วน C ช่วงประชาชื่น - แจ้งวัฒนะ ส่วน D ช่วงอโศก - ศรีนครินทร์) ทางพิเศษฉลองรัช ทางพิเศษบูรพาวิถี ทางพิเศษอุดรรัถยา ทางพิเศษบางนา - อาจณรงค์ ทางพิเศษกาญจนาภิเษก (บางพลี - สุขสวัสดิ์) และทางพิเศษสายศรีรัช – วงแหวนรอบนอกกรุงเทพมหานคร และทางเชื่อมต่อทางพิเศษ 5 แห่ง รวมระยะทาง 224.6 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่กรุงเทพมหานครปริมณฑลและจังหวัดใกล้เคียง

3.1 ปริมาณจราจรบนทางพิเศษ จำแนกตามสายทางพิเศษ ปีงบประมาณ 2562

ตารางที่ 5 ปริมาณจราจรบนทางพิเศษ จำแนกตามสายทางพิเศษ ปีงบประมาณ 2562

ทางพิเศษ	ปริมาณจราจร (คัน/วัน)		
	รถ 4 ล้อ	รถ 6-10 ล้อ	รถมากกว่า 10 ล้อ
เฉลิมมหานคร	362,573	9,216	2,212
ศรีรัช	699,637	10,810	755
ฉลองรัช	238,240	2,720	483
บูรพาวิถี	152,997	6,727	1,330
อุดรรัถยา	91,153	866	139
กาญจนาภิเษก	229,384	20,983	12,225
ศรีรัช-วงแหวนรอบนอก	62,068	589	25

ตารางที่ 6 น้ำหนักบรรทุกของเพลาเดี่ยวสมมูล (Equivalent Single Axle Loads; ESALs) ของทางพิเศษ แต่ละสายทาง

ทางพิเศษ	ESALs
เฉลิมมหานคร	33,913,503.45
ศรีรัช	35,274,297.82
ฉลองรัช	13,308,783.25
บูรพาวิถี	34,836,397.91
อุดรรัถยา	3,593,860.75
กาญจนาภิเษก	140,161,810.44
ศรีรัช-วงแหวนรอบนอก	2,307,028.86

3.2 การพิจารณาคัดเลือกวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) สำหรับผิวทาง บนทางพิเศษ

เมื่อพิจารณาจากทฤษฎีและงานวิจัยดังกล่าวข้างต้น สามารถสรุปเป็นข้อแนะนำในการคัดเลือกวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) สำหรับสภาพจราจรแบบปกติ ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณจราจร (ESALs) กับ ชนิดของวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) ดังแสดงในตารางที่ 7

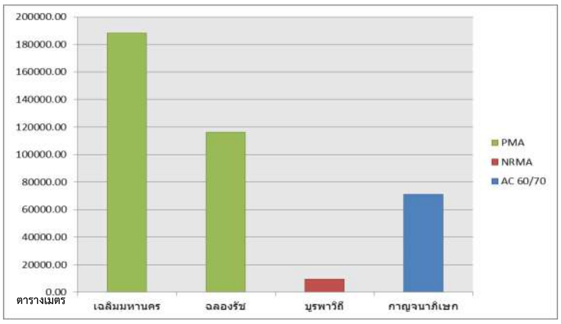
ตารางที่ 7 ข้อแนะนำในการคัดเลือกวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) สำหรับสภาพจราจรแบบปกติ

ปริมาณจราจร (ESALs)	แอสฟัลต์ซีเมนต์แนะนำ
น้อยกว่า 10 ล้าน	AC 60/70
10 ล้าน – 30 ล้าน	NRMA, PMA
มากกว่า 30 ล้าน	PMA

จำนวนเที่ยวของน้ำหนักบรรทุกของเพลาเดี่ยวสมมูล Equivalent Single Axle Loads (ESALs) ของทางพิเศษอยู่ในช่วงตั้งแต่ประมาณ 4 ล้าน จนถึง 137 ล้าน ดังนั้นการเลือกใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) ของแต่ละสายทางจึงแตกต่างกันตามค่า ESALs ซึ่งหากพิจารณาตามระบบของ SUPERPAVE แล้ว สายทางของทางพิเศษจะใช้ตัวเชื่อมประสานแอสฟัลต์ ดังแสดงในตารางที่ 8

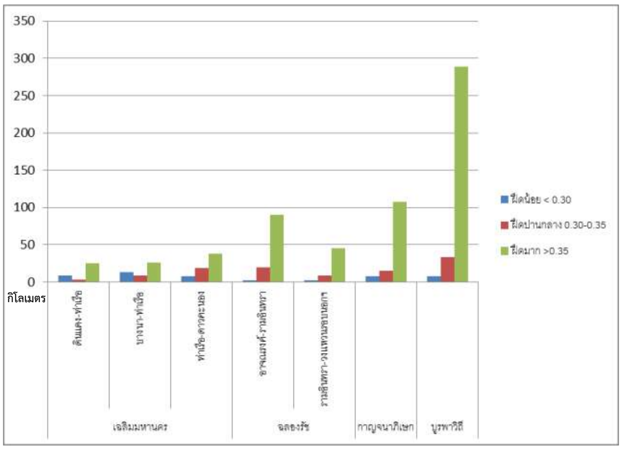
ตารางที่ 8 ข้อแนะนำการเลือกใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) พิจารณาจากค่า ESALs (ข้อมูลปีงบประมาณ 2562)

ทางพิเศษ	ESALs (ล้าน)	เงื่อนไข (ESALs)	ตัวเชื่อมประสานที่แนะนำ
เฉลิมมหานคร	33.9	> 30 ล้าน	PMA
ศรีรัช	35.3	> 30 ล้าน	PMA
ฉลองรัช	13.3	10 – 30 ล้าน	NRMA,PMA
บูรพาวิถี	34.8	> 30 ล้าน	PMA
อุดรรัถยา	3.6	< 10 ล้าน	AC 60/70
กาญจนาภิเษก	140.2	> 30 ล้าน	PMA
ศรีรัช-วงแหวนรอบนอก	2.3	< 10 ล้าน	AC 60/70

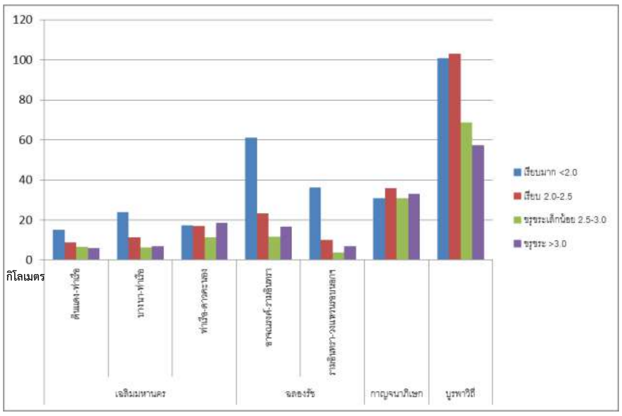


รูปที่ 1 ปริมาณการใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) สำหรับบำรุงรักษาผิวทางบนทางพิเศษแต่ละชนิด ปีงบประมาณ 2558 – 2561

3.3 ผลการตรวจสภาพผิวทาง



รูปที่ 2 ผลการตรวจค่า Grip Number ของผิวทาง บนทางพิเศษ



รูปที่ 3 ผลการตรวจค่า IRI ของผิวทาง บนทางพิเศษ

4. วิเคราะห์ผล

เมื่อพิจารณาจากตารางที่ 8 ข้อแนะนำการเลือกใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) พิจารณาจากค่า ESALs (ข้อมูลปีงบประมาณ 2562) และรูปที่ 1 พบว่า ทางพิเศษทั้ง 4 สายทาง ได้แก่ ทางพิเศษเฉลิมมหานคร ทางพิเศษฉลองรัช ทางพิเศษบูรพาวิถี และทางพิเศษกาญจนาพิเศษ ที่ กทพ. บำรุงรักษาเอง มีทางพิเศษ 2 สายทางที่ใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) สอดคล้องตามข้อแนะนำการเลือกใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) ในตารางที่ 8 คือทางพิเศษเฉลิมมหานครและทางพิเศษฉลองรัช ส่วนทางพิเศษอีก 2 สายทางคือทางพิเศษบูรพาวิถีและทางพิเศษกาญจนาภิเษกใช้วัสดุเชื่อมประสานต่ำกว่าเกณฑ์ที่แนะนำ และหากพิจารณาประกอบกับผลการตรวจค่า IRI ของผิวทางตามรูปที่ 32 จะพบว่าทางพิเศษบูรพาวิถีและทางพิเศษกาญจนาภิเษกปริมาณของผิวทางที่ขรุขระเล็กน้อย (IRI 2.5 - 3.0) และขรุขระ (IRI > 3.0) เทียบกับผิวทางที่เรียบ (IRI 2.0 - 2.5) และเรียบมาก (IRI < 2.0) มีสัดส่วนใกล้เคียงกัน

5. บทสรุป

จากผลการศึกษาพบว่าทางพิเศษสายทางที่ใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) ชนิดเดียวกับที่แนะนำจะมีสภาพของผิวทางโดยรวมอยู่ในเกณฑ์ที่ดีกว่า โดยข้อแนะนำในการคัดเลือกวัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) สำหรับสภาพจราจรแบบปกติ จะช่วยให้หน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับการบำรุงรักษาทาง หรือแม้กระทั่งหน่วยที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างทางสามารถใช้เกณฑ์ดังกล่าวในการพิจารณาใช้วัสดุเชื่อมประสาน (Binder) หรือแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Asphalt Cement) ให้ถูกต้องและเหมาะสมกับปริมาณจราจรของสายทางต่างๆ ใช้วางแผนด้านงบประมาณและการบริหารจัดการทรัพยากรได้อย่างมีประสิทธิภาพ ช่วยลดภาระค่าใช้จ่ายของหน่วยงาน โดยในอนาคตหากระบุขอบเขตของน้ำหนักบรรทุกของเพลาเดี่ยวสมมูล Equivalent Single Axle Loads (ESALs) ได้ละเอียดยิ่งขึ้น จะ

สามารถวางแผนด้านงบประมาณและการบริหารจัดการทรัพยากรได้อย่างรัดกุมและมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณกองวิจัยและพัฒนา กองบำรุงรักษาทาง การทางพิเศษแห่งประเทศไทย และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่าน ที่ได้ให้คำปรึกษาและเสียสละเวลาอันมีค่าให้การช่วยเหลือ เพื่อให้การศึกษาวิจัยนี้ให้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

เอกสารอ้างอิง

[1] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย กระทรวงมหาดไทย (2537). *การศึกษาระบบการตรวจสอบและบำรุงรักษาทางด่วนในประเทศไทย คู่มือการตรวจสอบทางด่วน.*

[2] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย กระทรวงคมนาคม (2548). *คู่มือการตรวจสอบและบำรุงรักษาโครงสร้างทางพิเศษ ฉบับปรับปรุง.*

[3] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย กระทรวงคมนาคม (2562). *รายงานฉบับสมบูรณ์ (Final Report) งานศึกษาและปรับปรุงระบบบริหารงานบำรุงทางพิเศษ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย.*

[4] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย กระทรวงคมนาคม (2563). *รายงานประจำปี 2562 การทางพิเศษแห่งประเทศไทย.*

[5] วัชรินทร์ วิทยกุล (2549). *เทคโนโลยียางมะตอย*. สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[6] ดร. ธันวิน สวัสดิศานต์ และนางสาวธัญรดี ก่อตั้งสัมพันธ์ สำนักงานวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง (2553). แนวทางการเลือกใช้ยางแอสฟัลต์และการออกแบบส่วนผสมวัสดุแอสฟัลต์คอนกรีตให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานในประเทศไทย. *การสัมมนาเจ้าหน้าที่วิเคราะห์และตรวจสอบ ประจำปีงบประมาณ 2553 สำนักงานวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง.*

[7] ดร. ธันวิน สวัสดิศานต์ และนายกฤษณะ จันทรโชติ (2552). โครงการวิจัย การเปรียบเทียบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุแอสฟัลต์คอนกรีตที่ใช้ยางแอสฟัลต์เกรด 60/70 เกรด 40/50 และยางโพลิเมอร์โมดิฟายด์แอสฟัลต์. *การสัมมนาเจ้าหน้าที่วิเคราะห์และตรวจสอบ ประจำปีงบประมาณ 2552 สำนักงานวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง*

[8] ดร. มนตรี เดชาสกุลสม และคณะ (2557). การนำวิธีการออกแบบผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตด้วยระบบ SUPERPAVE มาประยุกต์ใช้สำหรับประเทศไทย. *การสัมมนาเจ้าหน้าที่วิเคราะห์และตรวจสอบ ประจำปีงบประมาณ 2557 สำนักงานวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง.*

[9] ทวิช ชอบพานิช (2552). *การเปรียบเทียบคุณสมบัติของแอสฟัลต์ซีเมนต์เกรด 60/70 เกรด 40/50 และโพลิเมอร์โมดิฟายด์แอสฟัลต์โดยวิธีการทดสอบตามมาตรฐานซูเปอร์เพฟ*. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ความพึงพอใจในระบบเดินทางแบ่งปันกันใช้ของนิสิตในเขตมหาวิทยาลัย : กรณีศึกษาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
Preference on Shared Mobility of Students in University Campus A Case Study of Chulalongkorn University

แซนด้า วิน[1] รศ.ดร.สรวิศ นฤปิติ[2*] และ ดร.พงษ์ศักดิ์ บัณฑิตสกุลชัย[3]

[1,2,3] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ*
**Corresponding authors; E-mail address: Sorawit.n@chula.ac.th, senghom52@gmail.com*

บทคัดย่อ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยเป็นมหาวิทยาลัยที่ถือกำเนิดขึ้นเป็นแห่งแรกของประเทศไทยตั้งอยู่ในย่านธุรกิจใจกลางเมืองของกรุงเทพมหานคร มหาวิทยาลัยได้มีการสนับสนุนให้บริการรถโดยสารภายใน (CU Pop bus) แก่นิสิตและบุคลากรโดยไม่คิดค่าใช้จ่าย ซึ่งได้ให้บริการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยและสามารถเชื่อมต่อกับสถานีขนส่งสาธารณะรูปแบบอื่น ๆ ในบริเวณใกล้เคียงมหาวิทยาลัย ในปัจจุบันพบว่ามีผู้เข้าใช้บริการ CU Pop bus เพิ่มขึ้นเป็นจำนวนมากและทำให้เกิดความแออัดเนื่องจากความสามารถในการให้บริการมีค่อนข้างจำกัด มหาวิทยาลัยยังให้บริการนวัตกรรมรูปแบบใหม่ คือ รถแบ่งปันกันใช้ (shared vehicle) ที่ขับเอง มีชื่อว่า **Ha:mo** รถที่เรียกบริการเดินทาง มีชื่อว่า **Muvmi** และรถจักรยานแบ่งปันกันใช้ หรือ **CU Bike** ซึ่งเป็นทางเลือกในการเดินทางเพิ่มความสะดวก การเข้าถึง และช่วยเพิ่มความสามารถในการให้บริการเดินทางภายในและรอบ ๆ มหาวิทยาลัยนอกเหนือจาก CU Pop bus ที่มีผู้โดยสารจำนวนมาก การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อทราบความพึงพอใจของนิสิตที่มีต่อการบริการแบ่งปันกันใช้ (Shared mobility) ในปัจจุบันและเพื่อวิเคราะห์ความต้องการใช้งานระบบแบ่งปันกันใช้ ที่มีความสัมพันธ์กับราคาค่าบริการ ข้อมูลมาจากการสำรวจด้วยแบบสอบถามจำนวน ทั้งสิ้น 370 ตัวอย่าง โดยวิเคราะห์ข้อมูลแบบเชิงพรรณนา(Descriptive) และการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงเส้นแบบการถดถอย (Multiple linear regression analyses) ผลการวิจัยพบว่ารูปแบบการเดินทางที่ได้รับความนิยมมากที่สุดในมหาวิทยาลัยคือรถโดยสารภายใน (CU Pop bus) การวิเคราะห์ความพึงพอใจในการให้บริการทำให้เห็นปัจจัยที่บ่งบอกได้ว่านิสิตมีความพึงพอใจกับการให้บริการในปัจจุบันและพบอีกว่าปัจจัยที่น่าสนใจของบริการรูปแบบการเดินทางอื่น ๆ คือ Ha:mo และ Muvmi ได้แก่ค่าใช้จ่ายในการใช้บริการและเวลาที่คอยเพื่อใช้บริการ ในแบบจำลองความต้องการเชิงเส้นแบบถดถอยของรูปแบบการเดินทางแบบ Ha:mo และ Muvmi พบว่าปริมาณการใช้งานทั้งหมดจะขึ้นกับนิสิตที่เป็นผู้ที่ได้รับใบอนุญาติขับขี่ , เพศ , รวมถึงความพึงพอใจในเวลาเดินทาง ในงานวิจัยยังพบว่าการงดเว้นค่าบริการหรือลดอัตราค่าบริการนั้นจะสามารถเพิ่มแรงจูงใจให้กับนิสิตเพื่อใช้บริการรูปแบบการเดินทางเหล่านี้ได้ดี

คำสำคัญ: ระบบการเดินทางแบบแบ่งปันกันใช้, รูปแบบการเดินทางในวิทยาเขต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Abstract

Chulalongkorn University (CU) is the first Thai national university, where the campus is located in the central business district area (CBD) of Bangkok. CU provides a free shuttle bus service (CU Pop bus) which provides circulation within campus and connects to other public transport stations nearby. However, presently the bus service is popular and becomes crowded due to limited capacity. CU also provides innovative shared mobility services, namely shared small vehicle (Ha:mo) and for-hired shared tricycle (Muvmi), and shared bicycle (CU Bike), to enhance travel options and to provide more comfort, access, and increased capacity. This study aimed to investigate preference of the students on shared mobility services in the campus and to analyze the demand of the shared mobility in relation to service price. The data came from 370 samples from questionnaire survey. The data were then analyzed by descriptive analyses and multiple linear regression. The results show that the most popular modes in the campus are CU Pop bus. The analyses on service satisfaction show the factors that students are satisfied with the current services. Notable factors of shared mobility services are cost and waiting

time (Ha:mo and Muvmi). Multiple linear regression demand models for Ha:mo and Muvmi uncover that the total amount of usage is dependent on whether the students are current users and have driving license (Ha:mo), gender (Muvmi), and satisfaction on travel time. Reduction in cost or service fee can also attract students to more usage of these shared mobility services.

Keywords: Shared mobility, Mobility on campus, Willingness to pay, Chulalongkorn University

1. บทนำ

มหาวิทยาลัยเป็นสถานที่ซึ่งนิสิต คณาจารย์และเจ้าหน้าที่ ต้องเดินทางเข้ามาใช้พื้นที่ภายในมหาวิทยาลัยเพื่อจุดประสงค์ที่แตกต่างกัน เช่น ศึกษาเล่าเรียน ถ่ายทอดความรู้ หรือปฏิบัติงานด้านอื่นที่เกี่ยวข้อง ซึ่งผลจากการที่มีผู้เข้าใช้พื้นที่ในการทำกิจกรรมของตนเป็นจำนวนมากนั้น จะนำไปสู่ความแออัดของการจราจรภายในและรอบบริเวณมหาวิทยาลัย โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับวิทยาเขตที่ตั้งอยู่ในใจกลางเมือง การส่งเสริมบริการสาธารณะหรือการเดินทางที่สามารถใช้บริการร่วมกัน หลีกเลี่ยงการใช้ยานพาหนะส่วนตัวเป็น กลยุทธ์เพื่อลดจำนวนยานพาหนะในการเดินทาภายในมหาวิทยาลัย โดยยังคงรองรับความต้องการการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยได้ ซึ่งมหาวิทยาลัยส่วนใหญ่ได้มีวางแผนบริหารจัดการจราจร รวมถึงการจัดการให้บริการการเดินทางในรูปแบบต่างๆ ภายในมหาวิทยาลัย

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เป็นมหาวิทยาลัยแห่งแรกของประเทศไทย ตั้งอยู่ในย่านธุรกิจใจกลางเมืองของกรุงเทพฯ ปัจจุบันมีอาจารย์ นิสิตและบุคลากร ประมาณ 45,000 คน เพื่อลดปริมาณการใช้ยานพาหนะและเพิ่มความสะดวกสบายในการเดินทางในบริเวณมหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยจึงได้จัดให้มีบริการเดินทางในหลายรูปแบบตั้งแต่บริการที่ไม่คิดค่าใช้จ่ายไปจนถึงรูปแบบการบริการที่จำเป็นต้องคิดค่าใช้จ่าย CU Pop Bus หรือรถโดยสารภายในเป็นระบบที่ไม่คิดค่าใช้จ่าย สามารถบริการขนส่งผู้โดยสารที่สามารถเข้าถึงพื้นที่ต่าง ๆ ภายในมหาวิทยาลัยรวมถึงสามารถเชื่อมต่อกับระบบขนส่งสาธารณะหลักภายนอก เช่น รถไฟฟ้าและรถไฟใต้ดิน ฯลฯ นอกจากนี้ ยังมีรูปแบบการเดินทางในรูปแบบอื่น ๆ เช่น จักรยานแบ่งปันกันใช้ (CU Bike), ยานพาหนะขนาดเล็กที่แบ่งปันกันใช้ (Ha:mo) และรถสามล้อรับจ้างที่แบ่งปันกันใช้ (Muvmi) สำหรับใช้ในการเดินทางไป-กลับภายในและโดยรอบมหาวิทยาลัย

นิสิตในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยมีทางเลือกในการเดินทางต่าง ๆ ที่สามารถเลือกใช้งาน ซึ่งสามารถเลือกใช้บริการตามความชอบและต้องการรวมถึงคุณภาพการบริการได้ด้วยตนเอง อย่างไรก็ดีรูปแบบการเดินทางทั้ง 4 รูปแบบที่มีอยู่ในมหาวิทยาลัย พบว่า CU Pop Bus ซึ่งไม่คิดค่าโดยสารจะได้รับความนิยมมากที่สุดในทุกรูปแบบการเดินทางรวมถึงจะมีความต้องการใช้งานสูงสุดด้วย จะเห็นได้ชัดว่าความต้องการใช้บริการที่ค่อนข้างสูงนั้น เนื่องมาจากการไม่คิดค่าบริการและเปิดให้สามารถใช้งานได้ทุกคนนั้นคือรวมถึงผู้อยู่อาศัยรอบๆมหาวิทยาลัย ตามรายงานข้อมูลสถิติการเดินทางของผู้โดยสารที่มาใช้งานรถบัสรับส่งสาธารณะ(CU Pop Bus) ในเดือนกันยายน 2562 พบว่ามีสถิติการเดินทางของผู้โดยสารกว่า 550,000 ครั้งและการวิ่งรอบรถ 10,258 ครั้งต่อเดือน โดยที่หนึ่งในห้าของการใช้บริการรถโดยสารเพื่อเข้าไปภายในพื้นที่ จะเกิดขึ้นในช่วงเวลาชั่วโมงเร่งด่วน ซึ่งในขณะที่ผู้ใช้บริการรถ CU Pop Bus มากกว่าหนึ่งในสามที่ใช้บริการรถโดยสารเพื่อจุดประสงค์ในการออกไปนอกวิทยาเขตในตอนเย็น นอกจากนี้ความต้องการในบางเส้นทางยังเกินความสามารถในการให้บริการ ซึ่งทำให้เกิดการรอใช้บริการเป็นเวลานานและไม่สะดวกต่อการรอ เมื่อเปรียบเทียบกับบริการในรูปแบบการเดินทางอื่น ๆ ซึ่งมีความต้องการน้อยกว่าและนิสิตมีโอกาสน้อยที่จะเลือกบริการในรูปแบบการเดินทางอื่น ๆ ตามปัจจัยด้านราคาความน่าเชื่อถือและความพร้อมของการบริการ

คุณภาพการบริการเป็นปัจจัยสำคัญที่มีอิทธิพลต่อการเลือกและพฤติกรรมของผู้ใช้บริการ [1, 2] และเป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องเข้าใจความคิดเห็นของผู้ใช้บริการที่เกี่ยวข้องกับคุณภาพและราคาของการให้บริการปัจจุบันเพื่อให้ผู้ให้บริการอยู่รอดและเพื่อให้บริการได้เหมาะสมตามความต้องการของผู้ใช้บริการ การบริการการเดินทางทั้ง สี่รูปแบบอยู่ระหว่างการพิจารณา: รถโดยสารภายใน (CU Pop Bus), จักรยานแบ่งปันกันใช้ (CU Bike), รถแบ่งปันกันใช้ (Ha:mo) และรถสามล้อรับจ้างแบ่งปันกันใช้ (Muvmi)

CU Pop bus

CU Bike

Ha:mo

Muvmi

รูปที่ 1. ระบบบริการเดินทางภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

1.1 CU Pop bus รถโดยสารภายใน

เป็นรูปแบบการเดินทางที่ได้รับความนิยมมากที่สุดใน มหาวิทยาลัยให้บริการเดินรถตามเวลาที่กำหนดรวมถึงมีการกำหนดเส้นทางที่แน่นอน มีการให้บริการ 5 เส้นทางสามารถเชื่อมต่อสถานที่ส่วนใหญ่ภายในและรอบๆมหาวิทยาลัยข้อมูลและตำแหน่งตามเวลาจริงของรถสามารถดูได้จาก

แอพพลิเคชั่น โดยสามารถแสดงผลได้ทั้ง 5 เส้นทาง ซึ่งการให้บริการจะมีความแออัดในช่วงเวลาเร่งด่วนบนเส้นทางสำคัญๆ

1.2 CU Bike รถจักรยานแบ่งปันกันใช้

เป็นบริการให้ใช้จักรยานที่มีสถานีจอดจักรยานกระจัดกระจายอยู่ในพื้นที่มหาวิทยาลัยประมาณ 1.5 กม. x 1.5 กม. จำนวนสถานีนั้นจะมีให้บริการไม่มากนัก ดังนั้นการเข้าถึงจึงจะไม่ค่อยดีเท่าที่ควร นิสิตใช้งานได้ฟรีภายใน 1 ชั่วโมงแรก ในปัจจุบันประสบปัญหาการขาดแคลนจักรยานในสถานีที่มีความต้องการสูงในบางเวลา

1.3 Ha:mo ยานพาหนะขนาดเล็กแบ่งปันกันใช้

เป็นรถยนต์ไฟฟ้าขนาดเล็ก (1 ที่นั่ง) สำหรับการเช่าระยะสั้น นิสิตที่ลงทะเบียนเป็นสมาชิกสามารถจองยานพาหนะบนแอพพลิเคชั่น จากนั้นนิสิตสามารถขับรถคันนี้จากสถานีหนึ่งไปอีกสถานีหนึ่งในพื้นที่มหาวิทยาลัย ผู้ใช้จะต้องมีใบขับขี่ที่ถูกต้องตามกฎหมาย บริการเริ่มต้นที่ 20 บาท ในช่วง 15 นาทีแรก การเดินทางส่วนใหญ่ในรูปแบบนี้ผู้ใช้บริการมักจะใช้บริการเสร็จสิ้นภายใน 15 นาที

1.4 Muvmi รถสามล้อรับจ้างแบ่งปันกันใช้

เป็นการบริการในรูปแบบลักษณะคล้ายกับรถแท็กซี่ แต่จะใช้รถที่มีลักษณะเป็นรถสามล้อไฟฟ้า (รถตุ๊กตุ๊ก) ให้บริการรับ-ส่งนิสิตภายในมหาวิทยาลัย สามารถเรียกใช้บริการและชำระเงินผ่านแอพพลิเคชั่น ตัวรถสามารถรองรับผู้โดยสารได้สูงสุดจำนวน 6 คนและหากเดินทางในเส้นทางเดียวกันสามารถแชร์การใช้บริการกับผู้โดยสารท่านอื่นได้ ค่าบริการเริ่มต้นที่ 20 บาท ต่อที่นั่งต่อคน

เป้าหมายหลักของบริการการเดินทางคือ มุ่งเน้นการปรับปรุงคุณภาพการบริการและสนับสนุนให้นิสิตเลือกใช้การเดินทางแบบที่สามารถใช้บริการร่วมกันกับบุคคลอื่นเพื่อให้สามารถดำเนินการให้สามารถบริหารจัดการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยได้อย่างเหมาะสม มีประสิทธิภาพ

วัตถุประสงค์ของงานศึกษาในครั้งนี้ เพื่อทราบความพึงพอใจนิสิตที่มีต่อการบริการแบ่งปันกันใช้ (Shared mobility) ในปัจจุบันและวิเคราะห์ความต้องการใช้งานระบบแบ่งปันกันใช้ ที่มีความสัมพันธ์กับราคาค่าบริการ โดยศึกษาเปรียบเทียบทุกทางเลือกของการเดินทางในเขตมหาวิทยาลัย (CU Pop bus, CU Bike, Ha:mo, Muvmi) และ ศึกษาเพื่อหาความต้องการเดินทางโดยระบบที่มีค่าบริการ คือ Ha:mo และ Muvmi

2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

มีการศึกษาจำนวนมากเกี่ยวกับการบริการการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยเพื่อใช้ในการบริหารจัดการกับความต้องการจอดรถยนต์ที่ค่อนสูง, ความแออัดของการจราจรในช่วงเวลาเร่งด่วนและลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม McLoughlin, et al. [3] สำรวจการใช้งานรถจักรยานไฟฟ้าภายในพื้นที่มหาวิทยาลัย ความท้าทายที่ต้องพยามให้ประสบผลสำเร็จส่งเสริมรถจักรยานไฟฟ้าสามารถแชร์ใช้บริการร่วมกันกับบุคคลอื่น มีการศึกษาที่ผ่านมามากมายซึ่งสำรวจเกี่ยวกับศักยภาพของการแชร์ใช้บริการร่วมกัน(ความร่วมมือ)ทางเศรษฐศาสตร์ในภาคธุรกิจที่แตกต่างกัน [4-6]. Miller and How [7] การศึกษาเกี่ยวกับการเดินทางที่ใช้ร่วมกันแบบอิสระในระบบความต้องการเพื่อให้บริการที่มีคุณภาพสูงในมหาวิทยาลัยและพบว่านี่เป็นวิธีการที่สามารถลดเวลาการบริการรับบริการในการศึกษาอื่น ๆ Fellows และ Pitfield [8] ระบุว่าเดินทางด้วยรถยนต์ร่วมกันสามารถช่วยลดระยะทางและค่าใช้จ่ายในการเดินทางไม่เพียง 50% เท่านั้น แต่ยังช่วยลดอุบัติเหตุและการปล่อยก๊าซคาร์บอนสู่อากาศ เกี่ยวกับผลกระทบของความแออัดของการจราจรโดยบริการร่วมกัน Li, et al. [9] การสำรวจว่าผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและความแออัดของการจราจรจะลดลงเพียงใดโดยบริการรถยนต์ร่วมกัน (Uber) ในสหรัฐอเมริกาและรัฐ

3. ระเบียบวิจัย

แผนการดำเนินงานศึกษาวิจัย คือ รวบรวมข้อมูลจากนิสิตภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยการใช้แบบสอบถามในการเก็บข้อมูล ซึ่งจะนำข้อมูลที่เก็บรวบรวมได้ไปทำการวิเคราะห์ความพึงพอใจในการบริการเดินทางในปัจจุบันทั้งสี่บริการ และ วิเคราะห์ความต้องการเดินทางซึ่งมีความสัมพันธ์กับราคาค่าใช้บริการโดยใช้หลักสถิติการวิเคราะห์ข้อมูลเชิงเส้นแบบถดถอย(Multiple linear regression analyses) ข้อดีของการสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์คือสามารถวิเคราะห์ปัจจัยที่ส่งผลถึงความต้องการใช้บริการระบบแบ่งปันกันใช้ ทั้งปัจจัยด้านรูปแบบการเดินทางและลักษณะทางสังคมรวมถึงลักษณะส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถาม ตัวแปรเชิงคุณภาพ เช่น ลักษณะการเดินทางและความเต็มใจที่จะจ่ายสำหรับแต่ละรูปแบบการเดินทาง แบบสอบถามจะถูกแบ่งออกเป็น 3 ส่วนได้แก่ 1) ลักษณะทางสังคมและกลุ่มประชากรผู้ตอบแบบสอบถาม 2) พฤติกรรมการเดินทางของบุคคลรวมถึงค่าใช้จ่ายในการเดินทางรายเดือนและความพึงพอใจต่อบริการในรูปแบบการเดินทางปัจจุบัน 3) การกำหนดและพัฒนารูปแบบการเดินทางรวมถึงความเต็มใจที่จะใช้บริการหากราคามีการเปลี่ยนแปลง ข้อมูลลักษณะทางสังคมและประชากรของผู้ตอบแบบสอบถามจะนำมาหาความสัมพันธ์กับปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการตัดสินใจของผู้ตอบแบบสอบถาม ทั้งนี้มีข้อสังเกตว่าผู้ใช้บริการจำเป็นต้องมีใบอนุญาตในการขับขี่รถยนต์ในการลงทะเบียนเพื่อใช้บริการ Ha:mo อีกทั้งรายได้ยังเป็นปัจจัยที่สามารถอธิบายได้อย่างชัดเจนสำหรับรูปแบบการเดินทางและอาจส่งผลกระทบอย่างมีนัยสำคัญต่อความต้องการของแต่ละรูปแบบการเดินทาง ในทำนองเดียวกัน ในส่วนของปัจจัยด้านเพศและอายุเป็นลักษณะทางประชากรที่สำคัญสำหรับการอธิบายพฤติกรรมการเดินทาง ในส่วนถัดไปของแบบสอบถามผู้ตอบแบบสอบถามจะถูกขอให้ให้คะแนนคุณภาพการบริการของแต่ละโหมดโดยใช้ เกณฑ์ 5 ระดับ (Likert Scale) นอกจากนี้ยังสำรวจจำนวนเงินที่ผู้ใช้บริการใช้จ่ายในการเดินทางรอบ ๆ มหาวิทยาลัย ผู้ตอบแบบสอบถามจะถูกถามถึงจำนวนการเดินทางเพิ่มเติม

ที่คาดว่าจะเกิดขึ้นหากค่าใช้จ่ายของรูปแบบการเดินทางใหม่ๆ เหล่านี้ลดลงได้

งานวิจัยนี้ใช้สถิติเชิงพรรณนาและสถิติเชิงอนุมานมาใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูล โดยในการวิเคราะห์ข้อมูลเบื้องจะมีการบันทึกรูปแบบการเดินทางการใช้บริการและความพึงพอใจที่มีต่อคุณภาพการบริการในแต่ละรูปแบบการเดินทาง การวิเคราะห์การถดถอยเป็นเครื่องมือทางสถิติเพื่อศึกษาเกี่ยวกับค่านัยสำคัญของความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรตามและตัวแปรอิสระ นอกจากนั้นยังสามารถประเมินผลกระทบ(ความสามารถในการอธิบาย)ของตัวแปรอิสระและค่านัยสำคัญของตัวแปรอิสระและตัวแปรตาม ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนการใช้งานในแต่ละรูปแบบการเดินทางและลักษณะทางประชากรของผู้ตอบแบบสอบถาม ความพึงพอใจต่อคุณภาพบริการ ตัวแปรเชิงปริมาณ เช่น คุณลักษณะการเดินทางและความตั้งใจจ่าย ซึ่งรวมในการวิเคราะห์ โดยทั่วไปแบบจำลองสมการการถดถอยพหุคูณสามารถเขียนได้ดังนี้

$Y=b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 +......b_kX_k +u$........ (1)

เมื่อ

Y = ตัวแปรตาม,

$X_1,X_2,....,X_k$ = ตัวแปรอิสระ

b_0 = ค่าคงที่

$b_1,b_2,.....,b_k$ = สัมประสิทธิ์การถดถอย

u = ค่าความคลาดเคลื่อน

ค่านัยสำคัญของแบบจำลองสมการถดถอยสามารถอธิบายได้โดยใช้ F-test นอกจากนั้น R-squared จากแบบจำลองสมการถดถอยสามารถแสดงภาวะสารูปสนิทดี (goodness of fit) ของแบบจำลองซึ่งถ้า R-squared สูงขึ้น สมการก็ยิ่งทำนายได้มากขึ้นด้วย

การรวบรวมข้อมูลเป็นการเก็บแบบสอบถามภายในบริเวณจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยจะสำรวจในวันธรรมดาซึ่งเป็นวันที่นักศึกษามามหาวิทยาลัยมากที่สุด กลุ่มตัวอย่างที่ใช้เป็นนิสิตระดับปริญญาตรีและระดับบัณฑิตศึกษา โดยจะสุ่มเลือกกลุ่มตัวอย่างตามคณะต่างๆ และดำเนินการสัมภาษณ์ทั้งหมด จำนวนแบบสอบถามจากการสำรวจทั้งหมดคือ 370 ชุด (อ้างอิงจำนวนตัวอย่างที่ต้องการจากการสำรวจ [11] จำนวนตัวอย่างสำหรับข้อมูลต่อเนื่อง = 119 ชุด α=0.05, t=1.96 และ จำนวนตัวอย่างสำหรับข้อมูลไม่ต่อเนื่อง = 370 ชุด p=0.5, t=1.96 เมื่อประชากรมากกว่า 10000 คน)

ผลการวิจัยและการอภิปรายผล

3.1 กลุ่มตัวอย่าง

จากกลุ่มตัวอย่างที่สมบูรณ์ทั้งหมด 367 ตัวอย่าง พบว่า สัดส่วนของนิสิตหญิง (64%) สูงกว่านิสิตชาย (36%) จากรายงานของจุฬาฯ (2015) พบว่ามีสัดส่วนนิสิตหญิง 59.5% และนิสิตชาย 40.5% เมื่อนำมาเทียบกับจำนวนนิสิตจริงในมหาวิทยาลัยพบว่ามีสัดส่วนของผู้หญิงสูงกว่าเพียงเล็กน้อย คณะในมหาวิทยาลัยถูกแบ่งออกเป็นสองกลุ่มคือมนุษยศาสตร์ (การศึกษา, กฎหมาย, วิจิตรศิลป์และประยุกต์, จิตวิทยา, นิเทศศาสตร์ ฯลฯ) และวิทยาศาสตร์ (แพทยศาสตร์, ทันตกรรม, วิทยาศาสตร์การกีฬา, วิศวกรรม, ฯลฯ) โดย 45.1% ของผู้ตอบแบบสอบถามมาจากคณะมนุษยศาสตร์ซึ่งสัดส่วนของตัวอย่างมีความคล้ายคลึงกับสัดส่วนนิสิตที่เรียนจริงอยู่ในคณะ (44.7%) ซึ่งรายงานโดย Chula facts and Stats (2019) นิสิตที่มีใบขับขี่มี38% และนอกเหนือจากนั้นนิสิตที่ไม่สามารถขับรถยนต์และมีข้อจำกัดในการใช้บริการ Ha:mo

สถิติเชิงพรรณนาของลักษณะบุคคลและลักษณะการเดินทางของผู้ตอบแบบสอบถามแสดงไว้ในตารางที่ 1 รายได้ส่วนบุคคลของนิสิตส่วนใหญ่อยู่ระหว่าง 3,750 บาท ถึง 21,250 บาท ค่าเฉลี่ยรายได้ส่วนบุคคลประมาณ 9,500 บาท ต่อเดือนซึ่งรวมถึงเงินค่าที่พักและค่าครองชีพอื่น ๆ เมื่อพิจารณาถึงจำนวนเงินที่สามารถใช้จ่ายได้ต่อเดือนของนิสิตสามารถใช้จ่ายได้ประมาณ 7,000 ต่อเดือน สำหรับค่าเดินทางและค่าครองชีพอื่น ๆ น้อยกว่า 20%ของนิสิตที่มีเงินใช้จ่ายเพื่อการอยู่อาศัยมากกว่า 10,000 บาทต่อเดือน 41.9% ของนิสิตสามารถใช้จ่าย 2,001-6,000 บาทต่อเดือน และ 36% ของนิสิตสามารถใช้จ่ายระหว่าง 6,001 บาทถึง10,000 บาทต่อเดือน

ตารางที่ 1 ข้อมูลส่วนบุคคลและลักษณะการเดินทางของกลุ่มตัวอย่าง

	ตัวแปร	หน่วย	น้อยสุด	มากที่สุด	เฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
1	รายได้ส่วนบุคคล	บาท/เดือน	3,750	21,250	9,520	4,723
2	ปริมาณเงินที่สามารถใช้จ่ายได้	บาท/เดือน	1,000	15,000	6,891	3,522
3	จำนวนครั้งที่มามหาวิทยาลัย	วัน/สัปดาห์	1	5	4.1	1.10
4	ค่าใช้จ่ายต่อสัปดาห์ในการเดินทางภายในมหาวิทยาลัย	บาท/สัปดาห์	100	900	279	230
5	จำนวนการใช้ CU Pop Bus	ครั้ง/สัปดาห์	0	12	5.81	3.84
6	จำนวนการใช้ CU bike	วัน/สัปดาห์	0	5	0.16	0.61
7	จำนวนการใช้ Ha:mo	วัน/สัปดาห์	0	5	0.13	0.64
8	จำนวนการใช้ Muvmi	วัน/สัปดาห์	0	9	0.85	1.48
9	ราคาที่พึงพอใจในการใช้ Ha:mo	บาท/ครั้ง	5	20	15.9	4.66
10	ราคาที่พึงพอใจในการใช้ Muvmi	บาท/ครั้ง	2	25	16.8	4.18
11	คาดการณ์การใช้งาน CU bike	ครั้ง/สัปดาห์	0	13	1.8	2.37
12	คาดการณ์การใช้งาน Ha:mo	ครั้ง/สัปดาห์	0	14	1.12	1.92

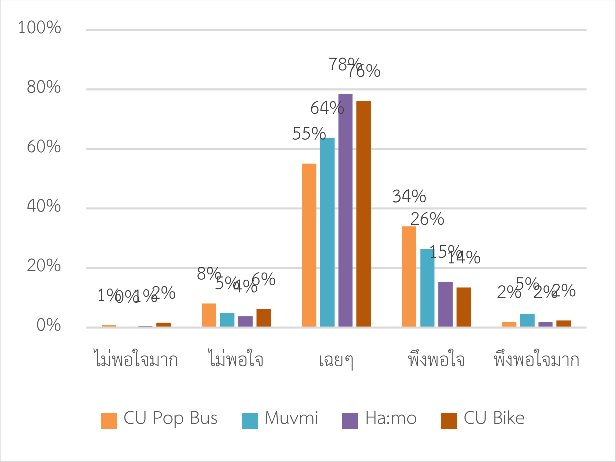
13	คาดการณ์การใช้งาน Muvmi	ครั้ง/สัปดาห์	0	18	2.83	3.12

จากตารางที่ 1 นิสิตที่มามหาวิทยาลัยเฉลี่ยสี่วันต่อสัปดาห์ ซึ่งสอดคล้องกับความจริงที่ว่าผู้ตอบแบบสอบถามส่วนใหญ่ (93%) เป็นนิสิตระดับปริญญาตรีจะมีการเรียนการสอนเกือบทุกวัน นิสิตส่วนใหญ่ใช้จ่ายต่ำกว่า 1,000 บาทต่อสัปดาห์ซึ่งเฉลี่ย 280 บาทต่อสัปดาห์ ในทางกลับกันนิสิตใช้เงินเฉลี่ย 1,000 บาทต่อเดือนในการเดินทางด้วยรูปแบบต่าง ๆ รวมถึงมอเตอร์ไซค์รับจ้างรอบ ๆ มหาวิทยาลัย

จากตารางที่1 ค่าเฉลี่ยจำนวนการใช้บริการของ CU Pop Bus ในหนึ่งสัปดาห์สูงที่สุด (ค่าเฉลี่ย= 5.81, ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน = 3.84) และการใช้บริการ CU bike ต่ำที่สุด (ค่าเฉลี่ย = 0.16, ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน = 0.61) และ Muvmi (ค่าเฉลี่ย = 0.85, ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน = 1.48) การใช้บริการ Ha:mo เป็นที่นิยมน้อยที่สุดในสี่รูปแบบการเดินทาง

3.2 ระดับความพึงพอใจคุณภาพระบบบริการ

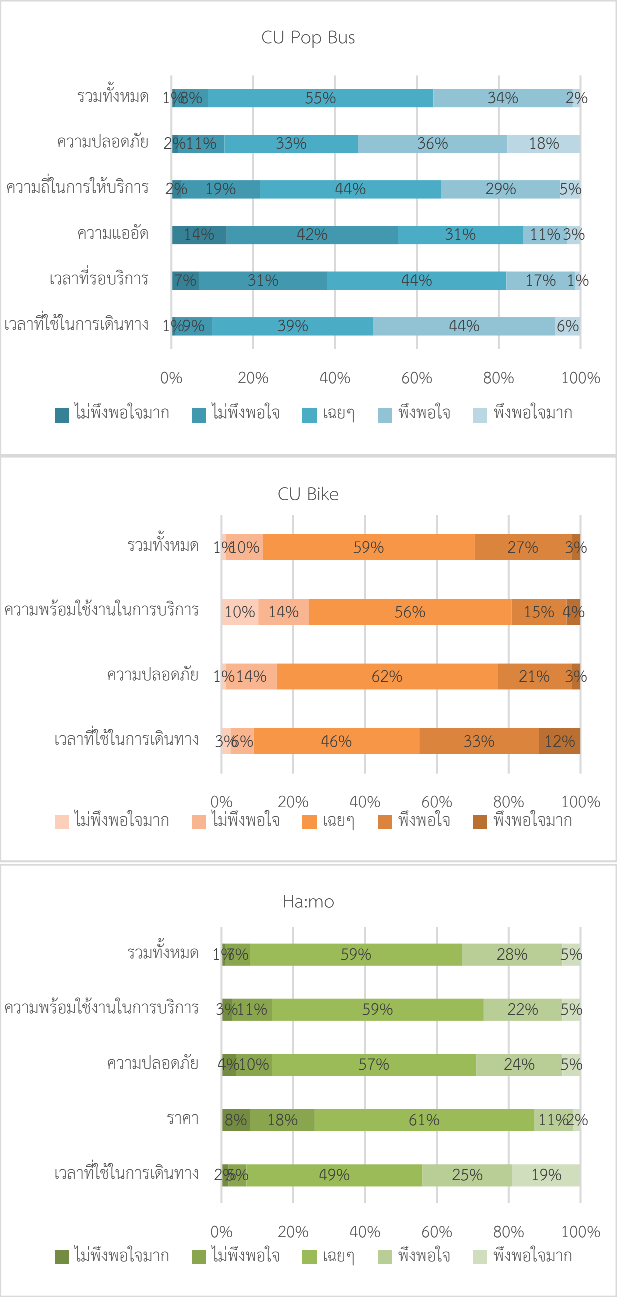
จากแบบสอบถามเพื่อประเมินความพึงพอใจคุณภาพระบบบริการ โดยการให้นิสิตทำแบบสอบถามเกี่ยวกับระบบขนส่งที่ใช้ในบริเวณมหาวิทยาลัย โดย 1= ไม่พอใจมากที่สุด 5= พอใจมากที่สุด ซึ่งผลสรุปได้ดังรูปที่ 2

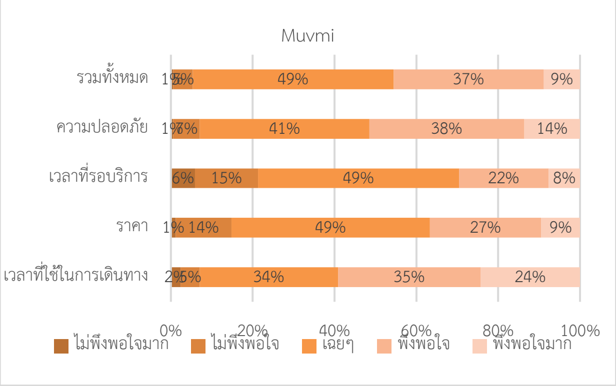


รูปที่ 2 คะแนนความพึงพอใจรวมในบริการเดินทางภายในจุฬาฯ

รูปที่ 2 แสดงภาพรวมของความพึงพอใจของระบบบริการเดินทาง จะสังเกตว่าผลของความพึงพอใจหากสอบถามเป็นคะแนนรวม นิสิตส่วนใหญ่จะตอบเป็นกลางหรือเฉยๆ (คะแนน=3) และ ได้ผลของค่า mean rank เป็นลำดับความพึงพอใจมากไปน้อยดังนี้ : CU Pop bus, Muvmi, Ha:mo และ CU Bike ตามลำดับ อย่างไรก็ดีการศึกษาสอบถามรายละเอียดของความพึงพอใจในปัจจัยต่างๆ ซึ่งสามารถทราบเชิงลึกถึงคุณภาพการบริการในปัจจัยต่างๆ ผลของระดับความพึงพอใจของบริการแต่ละปัจจัยโดยนำข้อมูลเฉพาะผู้ที่เคยใช้ระบบนั้น (จำนวนตัวอย่าง CU Pop bus, CU Bike, Ha:mo, Muvmi เท่ากับ 367 78 100 169 ตามลำดับ) มาวิเคราะห์แสดงในรูปที่ 3

จากรูป 3 ผลจากการตอบแบบสอบถามเรื่อง CU Pop bus (N=367) พบว่า ครึ่งหนึ่งของนิสิตพึงพอใจในระยะเวลาเดินทางของ CU Pop bus (N=370) จากการสอบถามเหตุผลจากผู้ตอบส่วนหนึ่งให้เหตุผลว่า CU Pop bus มีตารางเวลาที่ชัดเจน สามารถตรวจสอบตำแหน่งของรถบัสได้จากแอปพลิเคชัน แม้ว่าเดินทางในชั่วโมงเร่งด่วนจะมีระยะเวลาจะมากขึ้นก็ตาม ในด้านความปลอดภัย 54% ของนิสิตรู้สึกปลอดภัยในการใช้บริการรถ CU Pop bus ให้บริการตั้งแต่ 7.00-22.00 ซึ่งเพียงพอ และสะดวกสำหรับคนที่ต้องการกลับช้า แต่ 56% ของนิสิตรู้สึกไม่พอใจกับความแออัดในรถ CU Pop bus โดยเฉพาะในช่วงเวลาเร่งด่วน ซึ่งความ





รูปที่ 3 ระดับความพึงพอใจของบริการเดินทางภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ต้องการใช้มากกว่าขีดจำกัดของการให้บริการอยู่

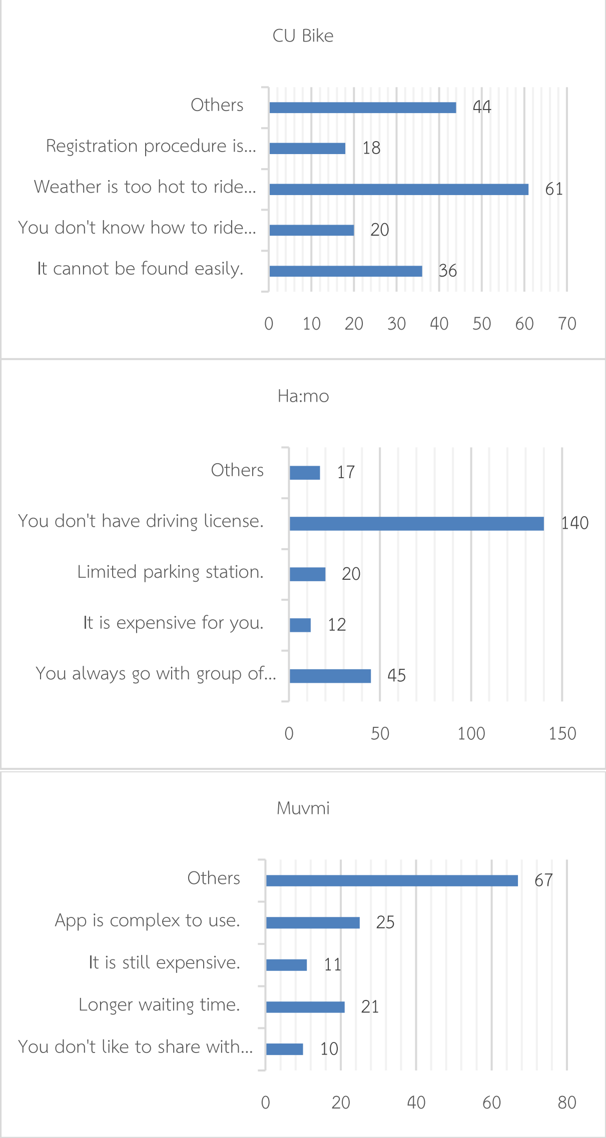
Cu bike (N=78) ได้รับความนิยมน้อยที่สุด อาจเกิดได้จาก นิสิตไม่สามารถจัดหาจักรยานได้ รวมถึงจุดจอดจักรยานยังค่อนข้างจำกัด ในด้านความปลอดภัย 18 ใน 78 คน คิดเป็น 23% คิดว่าปลอดภัย และส่วนที่เหลือ ยังไม่พึงพอใจในระบบบริการ

ผู้ที่เคยใช้รถ Ha:mo (N=100) มีระดับความพึงพอใจมากที่สุดคือเวลาในการเดินทางถึง 44 % ในขณะที่ราคามีระดับความพึงพอใจน้อยที่สุดคือ 13 % อย่างไรก็ตาม Ha:mo เป็นบริการที่สามารถหาใช้ได้ง่ายและมีความส่วนตัวต่อผู้ใช้ แต่ก็จะเห็นได้ว่าราคาจะต้องแลกกับความพึงพอใจในส่วนอื่นๆ

ส่วนปัจจัยการให้บริการ Muvmi (N=169) คือ 1.ความปลอดภัย 2.เวลาคอย 3.ราคา 4.เวลาที่ใช้ในการเดินทาง โดยรวมแล้ว ผู้ใช้มีระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 48% โดยมี ระดับความพึงพอใจต่อเวลาที่ใช้ในการเดินทางมากที่สุด 59% รองลงมาเป็น ความปลอดภัย 52% และเวลาคอยน้อยที่สุดคือ 30% โดยเวลาคอยประมาณ 10 นาที

เมื่อพิจารณาระดับความพึงพอใจของทั้ง 4 บริการเดินทาง Muvmi มีระดับความพึงพอใจที่ 46% ตามมาด้วย CU Pop bus 36 %, Ha:mo 33%, CU bike 30% ในส่วนของบริการที่มีค่าใช้จ่าย สัดส่วนของ Muvmi มากกว่า Ha:mo อยู่พอสมควร เนื่องจากมีความต้องการที่จะเดินทางได้อย่างสะดวก Muvmi สามารถตอบสนองความต้องการโดยการที่ผู้ใช้สามารถเลือกจุดเริ่มต้น จุดปลายทางได้ในแอปพลิเคชัน ทำให้ได้รับความนิยมในหมู่นิสิตมากกว่า

การศึกษานี้เน้นพิจารณาระบบแบ่งปันกันใช้ (CU Bike, Ha:mo, Muvmi) โดยสืบหาสาเหตุของความ(ไม่)พึงพอใจในบริการในปัจจุบัน เหตุผลของการไม่เลือกใช้ระบบแบ่งปันกันใช้ในปัจจุบันแสดงในรูปที่ 4

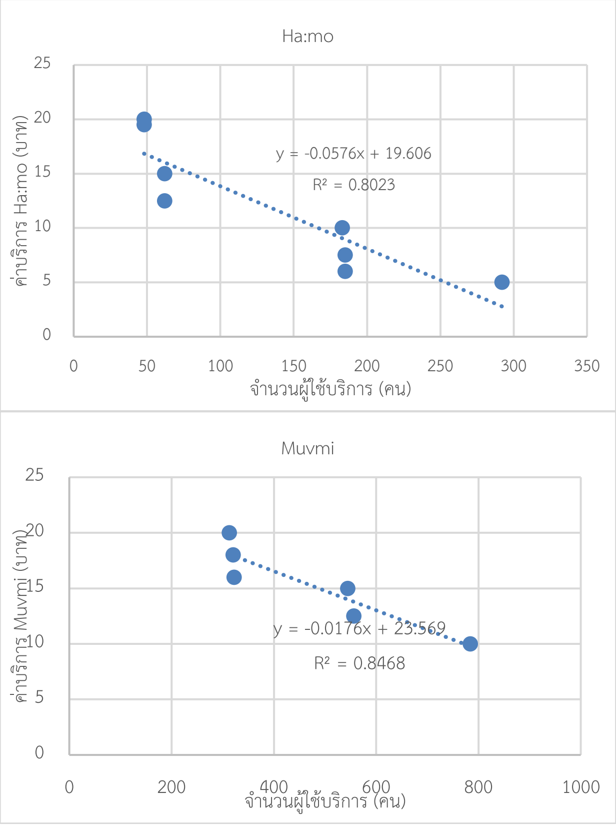


รูปที่ 4 จำนวนผู้ตอบเหตุผลในการไม่เลือกใช้บริการเดินทางแบ่งปันกันใช้

จากรูปที่ 4 แสดงให้เห็นว่า นิสิตไม่นิยมใช้ CU Bike มาจากสาเหตุหลักของสภาพอากาศ(ร้อน) รองลงมาคือการหาจักรยานยาก อาจเป็นเพราะปัจจุบันมีจุดจอดรถและจำนวนรถที่จำกัด ไม่พอเพียงในสถานีที่มีความต้องการใช้มาก นิสิตให้เหตุผลหลักของการไม่เลือกใช้ Ha:mo คือ นิสิตไม่มีใบขับขี่ ซึ่งการใช้ Ha:mo ได้นั้นจำเป็นที่ต้องมีใบขับขี่ ส่วนสาเหตุของการไม่เลือกใช้ Muvmi นิสิตให้เหตุผลสองข้อที่สำคัญ จะได้แก่เรื่อง การใช้แอปพลิเคชันที่ซับซ้อน และ การรอซึ่งใช้เวลานาน

3.3 ความเต็มใจที่จะจ่ายเพื่อใช้ระบบแบ่งปันกันใช้

รูปที่ 3 และ รูปที่ 4 แสดงถึงปัจจัยด้านราคาค่าใช้บริการ ซึ่ง Ha:mo และ Muvmi นั้นมีค่าบริการใช้งาน (ขั้นต่ำ 20 บาท) ซึ่งจะแตกต่างจาก CU Pop bus ซึ่งจะใช้บริการฟรี และ CU Bike ซึ่งบริการฟรีใน 1 ชั่วโมงแรก นิสิตแสดงให้เห็นว่าปัจจัยนี้ มีผลกับการเลือกใช้เป็นอย่างมาก โดยได้เหตุผลจากการสอบถามโดยตรง อย่างไรก็ดีการศึกษาได้ สอบถามเพิ่มเติม เพื่อตรวจสอบความเต็มใจที่จะจ่าย หรือ Willingness to pay ของการบริการทั้งสองระบบ โดยใช้คำถามเปิด ที่ผู้ตอบสามารถเลือกตอบว่า อยากจะให้ราคาค่าบริการลดลงเหลือเท่าใด (ปัจจุบัน 20 บาท) และ คิดจะใช้บริการเพิ่มขึ้นมากน้อยเพียงใด จากแบบสอบถาม ได้วิเคราะห์สร้าง Demand Curve หรือ กราฟอุปสงค์การใช้บริการแบบ aggregate ได้ดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 กราฟอุปสงค์การใช้บริการ Ha:mo และ Muvmi

รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ราคาค่าใช้บริการ กับ ปริมาณการใช้งาน จากรูปพบสัมประสิทธิ์ของปริมาณการใช้งานผกผันกับราคาค่าใช้บริการ หมายความว่าหากมีการลดราคาค่าใช้บริการแล้ว จะมีผู้สนใจมาใช้บริการจำนวนมากขึ้น จากสมการสามารถแปลความหมายได้ว่าหากบริการ Ha:mo และ Muvmi ลดราคาค่าใช้บริการจาก 20 บาทเหลือ 10 บาทจะมีผู้ใช้บริการมากขึ้นเป็น 167 และ 770 คนตามลำดับ

การศึกษาได้จัดทำแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณการใช้งาน (อุปสงค์) กับ ตัวแปรราคาค่าใช้บริการและตัวแปรอื่นๆ โดยใช้การวิเคราะห์การถดถอยพหุคูณ (Mutiple linear regression) การวิเคราะห์นี้พิจารณาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับ บุคคล ลักษณะของการเดินทาง ระดับความพึงพอใจของการบริการ ค่าบริการใหม่ (โดยปกติแล้วจะถูกกว่าค่าบริการเดิม) เงินที่ใช้จ่ายได้ ใบขับขี่ ระดับความพึงพอใจในลักษณะต่างๆของบริการ จำนวนวันที่เดินทางมามหาวิทยาลัย ความตระหนักเริ่มต้นก่อนการสำรวจ ความถี่ในการใช้ จำนวนเงินที่ใช้ในการเดินทางการในมหาวิทยาลัยและความเต็มใจที่จ่ายค่าบริการของแต่ละบริการ ผลของการวิเคราะห์แสดงในตารางที่ 2

เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของการวิเคราะห์การถดถอยพหุคูณ ได้มีการทดสอบสมมติฐานทางสถิติได้แก่ สมมติฐานการกระจายที่เหลือว่าเป็นแบบความโค้งปกติ และ ความแปรปรวนในแต่ละตัวแปรควรเป็นเอกพันธ์กันทั้งภายในชุดเดียวกันและระหว่างชุด และไม่มีความคลาดเคลื่อนมากๆตามหลักการทั่วไป กรณีที่ไม่มีความหลากหลายทางชีวภาพ คือค่า tolerance มากกว่า 0.1 และค่า VIF น้อยกว่า 10 [12] จากตารางที่ 2 ค่า tolerance ทั้งหมดมากกว่า 0.1 และค่า VIF น้อยกว่า 10 ดังนั้น การขาดความหลากหลายทางชีวภาพจะอยู่ระหว่างค่าตัวแปรอิสระ จากแบบจำลองสมการถดถอยสามารถเขียนได้ดังนี้

ความต้องการใช้บริการ Ha:mo (จำนวนครั้งต่อสัปดาห์)
= 0.336 + 0.589 (การมีใบขับขี่) +0.048(การลดราคา)+ 1.781(ความถี่ของการใช้งาน Ha:mo ปัจจุบัน) + 0.511(ความพึงพอใจในเวลาที่ใช้ในการเดินทางโดย Ha:mo) (R^2=0.475)

ความต้องการใช้บริการ Muvmi (จำนวนครั้งต่อสัปดาห์))
= 0.552 + 1.589(ความถี่ของการใช้งาน Muvmi ปัจจุบัน) + 0.121(การลดราคา) + 0.418(เพศ) + 0.664(ความพึงพอใจในเวลาที่ใช้ในการเดินทางโดย Muvmi) (R^2=0.698)

ค่าระดับความเชื่อมั่นอยู่ที่ 95% ค่า P-value ของตัวแปรอิสระ (การมีใบขับขี่ การลดราคา การใช้งานในปัจจุบันที่เกี่ยวกับแต่ละบริการและระดับความพึงพอใจในเวลาการเดินทาง) ที่น้อยกว่า 0.05 แสดงว่าตัวแปรเหล่านี้มีนัยสำคัญทางสถิติ

จากตารางที่ 2 ค่าเฉลี่ยของจำนวนทั้งหมดที่ใช้ Ha:mo เพิ่มขึ้น 1.781 จากค่าเฉลี่ยปัจจุบัน ในขณะที่ให้ตัวแปรอื่นคงที่ หรือบอกได้ว่านิสิตที่เคย

ตารางที่ 2 แบบจำลองการวิเคราะห์การถดถอยพหุคูณของราคาค่าใช้บริการ Ha:mo และ Muvmi

แบบจำลอง		ค่าสัมประสิทธิ์ไม่มาตรฐาน		ค่าสัมประสิทธิ์มาตรฐาน	ค่าสถิติ t	Sig.
		สัมประสิทธิ์การถดถอย (B)	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานสัมประสิทธิ์การถดถอย (B)	สัมประสิทธิ์การถดถอย (Beta)		
Ha:mo[a]	ค่าคงที่	0.336	0.112		3.01	0.003
	ใบขับขี่ (0=ไม่มีใบขับขี่)	0.589	0.155	0.149	3.8	0
	การลดราคาของ Ha:mo (บาท)	0.048	0.014	0.126	3.33	0.001
	ความถี่ของการใช้งาน Ha:mo ปัจจุบัน (ครั้ง/สัปดาห์)	1.781	0.12	0.591	14.9	0
	ความพึงพอใจในเวลาที่ใช้ในการเดินทางของ Ha:mo (1= พึงพอใจ)	0.511	0.174	0.117	2.94	0.004
Muvmi[b]	ค่าคงที่	0.552	0.175		3.15	0.002
	ความถี่ของการใช้งาน Muvmi ปัจจุบัน (ครั้ง/สัปดาห์)	1.589	0.064	0.751	25.03	0
	การลดราคาของ Muvmi (บาท)	0.121	0.019	0.188	6.52	0
	เพศ (0=เพศชาย)	0.418	0.186	0.064	2.25	0.025
	ความพึงพอใจในเวลาที่ใช้ในการเดินทางของ Muvmi (1= พึงพอใจ)	0.664	0.19	0.104	3.49	0.001

a. ตัวแปรตาม: ความต้องการใช้ Ha:mo (จำนวนครั้งต่อสัปดาห์)

b. ตัวแปรตาม: ความต้องการใช้ Muvmi (จำนวนครั้งต่อสัปดาห์)

ใช้บริการ Ha:mo มีโอกาสที่จะใช้บริการในอนาคต 2.117 (0.336+1.781) ครั้งต่อสัปดาห์ (ด้วยราคาค่าบริการเดิม) การมีใบขับขี่ ความพึงพอใจในระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทางของ Ha:mo และการลดราคา มีค่าสัมประสิทธิ์เท่ากับ 0.589 0.511 0.48 ตามลำดับ และผู้ใช้ที่มีใบขับขี่มีค่าเฉลี่ยที่สูงกว่าผู้ที่ไม่มีใบขับขี่อยู่ 0.589 ตามเหตุผลที่ได้กล่าวมา ทำให้สามารถบอกได้ว่าผู้ที่มีใบขับขี่ (นิสิตหลายคนไม่มีใบขับขี่) สามารถเพิ่มโอกาสในการใช้งานได้ ความพึงพอใจในระยะเวลาการเดินทางเป็นตัวชี้วัดที่ดีของความต้องการเดินทางด้วย Ha:mo

จากตารางที่ 2 แสดงให้เห็นว่าสัมประสิทธิ์การถดถอยการใช้งาน Muvmi ในปัจจุบัน (การลดราคา เพศ ความพึงพอใจในระยะเวลาในการเดินทาง) มีค่าเท่ากับ 1.589, 0.121, 0.418, 0.664 ตามลำดับ นิสิตที่ใช้บริการ Muvmi ในปัจจุบันมีแนวโน้มที่จะใช้บริการต่อไปที่ค่าเฉลี่ย 2.114 (0.552+1.589) ครั้งต่อสัปดาห์ (ด้วยราคาค่าบริการเดิม) นิสิตที่มีแนวโน้มที่จะบริการ Muvmi เพิ่มขึ้น 0.121 ครั้ง ถ้าราคาค่าบริการลดลง 1 บาท ตามหลักการ ราคาลดลง ความต้องการใช้บริการก็จะเพิ่มขึ้น ทำให้บริการน่าใช้มากขึ้น จากแบบจำลองมีผลออกมา นิสิตผู้ชายมีค่าเฉลี่ยการใช้งานที่น้อยกว่า และนิสิตที่พึงพอใจในระยะเวลาในการเดินทางมีแนวโน้มที่จะใช้บริการอีก

จากแบบจำลองความต้องการใช้งาน Ha:mo มีค่า R^2 เท่ากับ 0.475 ซึ่งแปลว่า 47.5% ของความแปรปรวนของจำนวนเที่ยวใช้บริการ Ha:mo สามารถอธิบายได้ด้วยปัจจัยความแปรปรวนต่างๆ คือ ใบขับขี่ การลดราคา การใช้งานบริการ Ha:mo ในปัจจุบัน และความพึงพอใจระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทาง ซึ่งตัวแปรต่างๆ สามารถใช้อธิบายได้ดีเพียงพอใช้ ในขณะที่แบบจำลองความต้องการใช้งาน Muvmi มี ค่า R^2 เท่ากับ 0.698 เราสามารถบอกได้ว่า 69.8% ของความแปรปรวนของจำนวนเที่ยวใช้บริการ Muvmi สามารถอธิบายได้โดยตัวแปรต่างๆ ได้ดี ค่าวิกฤตของ F ที่ระดับนัยสำคัญที่ 0.05 พิสูจน์ได้ว่า ไม่มีสัมประสิทธิ์ถดถอยอิสระตัวใดที่มีค่าเท่ากับ 0 และ ตัวแปรสามารถทำนายได้อย่างมีนัยสำคัญ

เป็นที่น่าสังเกตว่าความพึงพอใจในบริการแบ่งปันกันใช้ (Ha:mo และ Muvmi) ในปัจจุบัน ส่งผลต่อความต้องการใช้งานระบบแบ่งปันกันใช้ด้วย โดยผู้ที่มีความพึงพอใจในการบริการ จะมีการใช้งานที่มากกว่าผู้ที่ไม่พึงพอใจ ดังนั้นการออกแบบและให้บริการระบบแบ่งปันกันใช้ จำเป็นที่จะต้องรักษาระดับการให้บริการให้ดี เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์ความพึงพอใจในหัวข้อ 4.2 จะพบว่า การบริการที่ยังมีความพึงพอใจต่ำ ได้แก่ จำนวนจุดจอด (Ha:mo) และ เวลารอรถนาน (Muvmi) ทำให้สามารถจะเจาะประเด็นในการปรับปรุงและรักษาระดับการให้บริการได้ การศึกษายังสามารถประเมินผลการดำเนินงานให้บริการ และ สามารถนำไปใช้ในการส่งเสริมการบริการและการเพิ่มผู้ใช้บริการได้

4. สรุป

การศึกษาแสดงผลความพึงพอใจนิสิตที่มีต่อการบริการแบ่งปันกันใช้ (Shared mobility) ของระบบการเดินทางภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยศึกษาเปรียบเทียบทุกรูปแบบการเดินทางในเขตมหาวิทยาลัย ได้แก่ รถจักรยานแบ่งปันกันใช้ (CU Bike), ยานพาหนะขนาดเล็กแบ่งปันกันใช้ (Ha:mo), รถสามล้อรับจ้างแบ่งปันกันใช้ (Muvmi) และ รถโดยสารภายใน (CU Pop bus) การศึกษาเปรียบเทียบพบว่า CU Pop bus ได้รับความนิยมมากที่สุดเพราะไม่เสียค่าบริการ และมีระดับความพึงพอใจสูงมาจากเวลาการเดินทางและความปลอดภัย ส่วนความพึงพอใจในระบบแบ่งปันกันใช้นั้น นิสิตพอใจกับเวลาในการเดินทางของทั้งสามระบบ แต่จะยังไม่พึงพอใจในความพร้อมของการให้บริการ (CU Bike) ราคา (Ha:mo) และราคาและเวลารอ (Muvmi) การศึกษาค้นพบปัจจัยที่เป็นสาเหตุของการไม่เลือกใช้ระบบแบ่งปันกันใช้ในปัจจุบัน ได้แก่ สภาพอากาศ (CU Bike) การไม่มีใบขับขี่ (Ha:mo) และ เวลารอ (Muvmi)

เนื่องด้วยราคาค่าบริการเป็นปัจจัยสำคัญของความ(ไม่)พึงพอใจในบริการแบ่งปันกันใช้ที่มีค่าบริการ (Ha:mo และ Muvmi) การศึกษาพบว่า

นิสิตส่วนใหญ่พึงพอใจที่จะจ่ายต่ำกว่าราคาปัจจุบัน การลดราคา (ค่าบริการ) ส่งผลต่อปริมาณการใช้งาน (ความถี่ต่อสัปดาห์) จากการวิเคราะห์ความต้องการใช้บริการ ค่าบริการถูกลง ความต้องการใช้บริการก็เพิ่มมากขึ้น โดยราคาที่ลดลง 5-10 บาท จากค่าบริการขั้นต่ำ 20 บาท ส่งผลให้มีผู้ใช้บริการมากขึ้น โดยผู้ใช้บริการ Muvmi จะมากขึ้นกว่าผู้ใช้บริการ Ha:mo ในส่วนลดเท่าๆกัน การวิเคราะห์ถดถอยเผยให้เห็นปัจจัยต่างๆที่มีผลต่อความต้องการใช้บริการ ซึ่งมี เพศ การมีใบขับขี่ การเป็นผู้ใช้บริการอยู่ในปัจจุบัน และความพึงพอใจในบริการปัจจุบัน (ระยะเวลาที่ใช้ในการเดินทาง) สังเกตได้ว่าผู้ที่ใช้บริการ (Ha:mo and Muvmi) มีแนวโน้มที่จะใช้บริการนี้อีกในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาสำหรับนิสิตจากจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เอกสารอ้างอิง

[1] T. Tokar, "Behavioural research in logistics and supply chain management," *The International Journal of Logistics Management,* vol. 21, no. 1, pp. 89-103, 2010.

[2] S.-I. I. Su, J.-y. F. Ke, and L. Cui, "Assessing the Innovation Competence of a Third-Party Logistics Service Provider: A Survey Approach," *Journal of Management Policy & Practice,* vol. 15, no. 4, 2014.

[3] I. V. McLoughlin *et al.*, "Campus mobility for the future: the electric bicycle," *Journal of Transportation Technologies,* vol. 2, no. 01, p. 1, 2012.

[4] M. Avital, M. Andersson, J. Nickerson, A. Sundararajan, M. Van Alstyne, and D. Verhoeven, "The collaborative economy: a disruptive innovation or much ado about nothing?," in *Proceedings of the 35th International Conference on Information Systems; ICIS 2014*, 2014: Association for Information Systems. AIS Electronic Library (AISeL), pp. 1-7.

[5] A. Felländer, C. Ingram, and R. Teigland, "Sharing economy," in *Embracing Change with Caution. Näringspolitiskt Forum Rapport*, 2015, no. 11.

[6] A. Sundararajan, "From Zipcar to the sharing economy," *Harvard business review,* vol. 1, 2013.

[7] J. Miller and J. P. How, "Predictive positioning and quality of service ridesharing for campus mobility on demand systems," in *2017 IEEE International Conference on Robotics and Automation (ICRA)*, 2017: IEEE, pp. 1402-1408.

[8] N. Fellows and D. Pitfield, "An economic and operational evaluation of urban car-sharing," *Transportation Research Part D: Transport and Environment,* vol. 5, no. 1, pp. 1-10, 2000.

[9] Z. Li, Y. Hong, and Z. Zhang, "Do ride-sharing services affect traffic congestion? An empirical study of uber entry," *SSRN Electronic Journal,* no. 2002, pp. 1-29, 2016.

[10] B. Cohen and P. Muñoz, "Sharing cities and sustainable consumption and production: towards an integrated framework," *Journal of cleaner production,* vol. 134, pp. 87-97, 2016.

[11] H. Gunatilake, J-C Yang, S. Pattanayak, and K. Ae Choe. Good Practices for Estimating Reliable Willingness-to-Pay Values in the Water Supply and Sanitation Sector. Asian Development Bank, 2007.

[12] J. Miles, "Tolerance and variance inflation factor," *Wiley StatsRef: Statistics Reference Online,* 2014.

ปัจจัยที่มีอิทธิพลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาและความสบายเชิงความร้อน เพื่อพัฒนาและส่งเสริมการใช้ทางเดินเท้าสีเขียว

Factors Influencing Physiological Equivalent Temperature and Thermal Comfort for Developing and Promoting Green Walkway Usage

ณัฐดนัย สุวรรณมณี[1,*] เกรียงไกร อรุโณทยานันท์[2] นพดล กรประเสริฐ[2] และ ดำรงศักดิ์ รินชุมภู[2]

[1] หลักสูตรบัณฑิตศึกษา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: Suwanmanee.n@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ในช่วงหลายปีที่ผ่านมา การจัดสรรพื้นที่สีเขียวนับเป็นยุทธศาสตร์หลักในการวางแผนพัฒนาเพื่อรองรับการขยายตัวของเมืองอย่างยั่งยืน โดยทางเดินเท้าและพืชพรรณตามทางเดินจัดเป็นองค์ประกอบที่สำคัญของพื้นที่สีเขียว ที่เหล่าผู้พำนักอาศัยในเขตเมืองนิยมใช้เป็นพื้นที่สำหรับการพักผ่อนและกิจกรรมนันทนาการ การเข้าสัมผัสพื้นที่ดังกล่าวยังส่งผลดีต่อสุขภาวะทางกายและจิตใจของชาวเมืองอีกด้วย การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อการตอบสนองทางร่างกายมนุษย์ภายหลังจากการเดินเท้าระยะสั้นบนทางเท้าภายในเขตเมือง โดยสร้างแบบจำลองเพื่อประเมินอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาจากผลการสำรวจคนเดินเท้าที่สัญจรผ่านทางเดินเท้า และได้ประเมินการตอบสนองของร่างกายของคนเดินเท้าโดยพิจารณาอิทธิพลของแต่ละปัจจัย ครอบคลุมทั้งกลุ่มปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อมและกลุ่มปัจจัยด้านบุคคล และสำหรับตัวบ่งชี้ความสบายเชิงความร้อนของทางเดินเท้า ได้พิจารณาจากค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา ผลการศึกษาที่ได้สามารถนำมาใช้เป็นแนวทางพัฒนาทางเดินเท้าสีเขียว ทั้งในด้านกายภาพของทางเท้าและสิ่งแวดล้อมสองข้างทาง เพื่อส่งเสริมการใช้ทางเดินเท้าให้มากยิ่งขึ้น

คำสำคัญ: ทางเดินเท้าสีเขียว, ความสบายเชิงความร้อน, อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา, การเดินทางแบบไม่ใช้เครื่องยนต์, พฤติกรรมคนเดินเท้า

Abstract

In recent years, provisioning urban green space has been highlighted as an essential strategy for urbanization planning and sustainable urban development. Walkway facilities and roadside trees are the key elements of urban green spaces for leisure and recreational activities of urban residents, of which the exposure could provide psychological and physiological health benefits to the residents. This study therefore aims to investigate the human psychological responses and their influential factors after short walks along urban walkways through a model for evaluating the Physiological Equivalent Temperature. Various environment factors and personal physiological factors were used to evaluate the psychological responses of participants. The thermal comfort condition of the selected walkway was considered using the Psychological Equivalent Temperature (PET). The results of the study can be used as a guidance to develop the physical and environmental features of the green walkways, while encouraging pedestrian usage.

Keywords: Green Walkway, Thermal Comfort, Physiological Equivalent Temperature (PET), Non-motorized Transport, Pedestrian Behavior

1. บทนำ

แม้ว่ารูปแบบการเดินทางหรือการขนส่ง ทั้งทางบก ทางน้ำ และทางอากาศ ในปัจจุบันนั้นจะมีความหลากหลายและแตกต่างกันออกไปตามองค์ประกอบและวัตถุประสงค์ของการเดินทาง ทว่าสำหรับรูปแบบของการเดินทางทางบก ยังคงนิยมใช้รถส่วนตัวหรือรถขนส่งสาธารณะ ซึ่งส่วนใหญ่เป็นยานพาหนะแบบใช้เครื่องยนต์ (Motorized Vehicles) ที่ต้องพึ่งพาทรัพยากรเชื้อเพลิงฟอสซิลเพื่อให้เกิดพลังงาน อันก่อให้เกิดมลภาวะทางอากาศ ส่งผลให้คุณภาพชีวิตและสุขภาพของผู้อยู่อาศัยในเขตเมืองลดต่ำลงจากปริมาณยานพาหนะที่เพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามแนวทางหนึ่งซึ่งมีส่วนช่วยบรรเทาปัญหาดังกล่าว คือ การส่งเสริมรูปแบบการเดินทางโดยไม่ใช้เครื่องยนต์ (Non-Motorized Transport) ได้แก่ การเดินเท้าและการใช้จักรยาน ซึ่งด้วยการพัฒนารูปแบบทางเดินเท้าที่อำนวยความปลอดภัย ความสะดวก และความสบาย เอื้อต่อการเข้าถึงของผู้เดินเท้าทุกประเภท และสามารถเดินทางต่อเนื่องร่วมกับการใช้ระบบขนส่งสาธารณะ ย่อมดึงดูดผู้เดินทางให้ปรับเปลี่ยนพฤติกรรมมาสู่การเดินเท้าได้มากขึ้น

ความสะดวกและความสบายของทางเดินเท้านับเป็นสิ่งที่คนเดินเท้าต้องการมากที่สุด รองลงมาจากความปลอดภัยบนทางเดินเท้า [1] ซึ่งความสบายนั้นสามารถอธิบายได้ในหลายรูปแบบ เช่น สภาวะน่าสบายด้านการมองเห็น (Visual comfort) สภาวะน่าสบายด้านการได้ยิน (Audio comfort) และ สภาวะน่าสบายเชิงอุณหภาพ (Thermal comfort) ซึ่งสภาวะน่าสบายเชิงอุณหภาพนั้นสามารถนำมาใช้เพื่ออธิบายความสบายเชิงความร้อนได้ ซึ่งในการศึกษานี้เป็นการศึกษา [2] ความสบายเชิงความร้อนภายนอกอาคาร (Outdoor Thermal comfort) ของคนเดินเท้า โดยการวิเคราะห์อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา (Physiological Equivalent Temperature : PET) ซึ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อความสบายเชิงความร้อนนั้นสามารถแยกออกได้เป็น ปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อม และปัจจัยทางด้านบุคคล โดยปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อมนั้นประกอบด้วย อุณหภูมิอากาศ (Air Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) ความเร็วลม (Wind Velocity) และอุณหภูมิเฉลี่ยของพื้นผิวโดยรอบ (Mean-Radiation Temperature) สำหรับปัจจัยทางด้านบุคคลนั้นประกอบด้วย อัตราการเผาผลาญของร่างกาย (Metabolic Rate) และระดับฉนวนของเสื้อผ้า (Clothing Insulation)

เชียงใหม่นั้นเป็นจังหวัดที่มีประชากรหนาแน่นมากเป็นอันดับ 5 ของประเทศไทย ซึ่งหากพิจารณาเฉพาะในเขตเมืองเชียงใหม่พบว่าประชากรที่มีรายชื่ออยู่ในทะเบียนราษฎร์ในปีล่าสุดมีจำนวนทั้งสิ้น 234,649 คน นอกจากนี้จากข้อมูลจำนวนนักท่องเที่ยวที่เข้ามาในจังหวัดเชียงใหม่ยังเพิ่มขึ้นในทุก ๆ ปีเช่นเดียวกันกับประชากร ส่งผลให้การบริการขนส่งมวลชนในจังหวัดเชียงใหม่นั้นไม่เพียงพอต่อปริมาณความต้องการเดินทาง และประชากรส่วนใหญ่จึงจำเป็นต้องพึ่งพารูปแบบการเดินทางด้วยรถจักรยานยนต์ และรถยนต์ส่วนตัว ซึ่งส่งผลกระทบต่อเนื่องไปสู่ปัญหาพื้นที่จอดรถไม่เพียงพอ และค่าใช้จ่ายการเดินทางที่เพิ่มสูงขึ้น รวมไปถึงปัญหามลพิษทางอากาศบนท้องถนนอีกด้วย การเดินเท้าจึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งในการสัญจรไปตามสถานที่ต่าง ๆ ซึ่งการเดินเท้านั้นเป็นรูปแบบการเดินทางที่จำเป็นต้องใช้บริการทางเท้าที่สามารถเดินเท้าได้อย่างสะดวกสบายและปลอดภัย

การศึกษานี้จึงมุ่งเน้นในการสร้างแบบจำลองความสบายภายนอกอาคารและวิเคราะห์ปัจจัยต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา โดยอาศัยข้อมูลที่มีการสำรวจจากการศึกษาที่ผ่านมาภายในจังหวัดเชียงใหม่ เพื่อนำความสัมพันธ์ที่ได้จากแบบจำลองไปวางแผนการสำรวจและออกแบบทางเดินเท้าให้มีความสบายและอุณหภูมิที่เหมาะสมต่อไป

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทางเท้าและคนเดินเท้า (Walkway and Pedestrians)

ทางเท้า (Walkway) หมายถึง พื้นที่ที่ทำไว้สำหรับคนเดินซึ่งอยู่ข้างใดข้างหนึ่งของทางหรือทั้งสองข้างทาง หรือส่วนที่อยู่ชิดขอบทางซึ่งใช้เป็นที่สำหรับคนเดิน

คนเดินเท้า (Pedestrians) หมายถึง คนเดินทางเท้า ไม่ว่าจะวิ่งหรือเดิน ตลอดผู้ใช้เก้าอี้ล้อสำหรับคนพิการหรือรถสำหรับเด็ก [3]

2.1.1 องค์ประกอบของทางเท้า

องค์ประกอบของทางเท้านั้นสามารถแบ่งออกเป็นได้หลายประเภทตามลักษณะบทบาทหน้าที่ ดังนี้ [4]

1. องค์ประกอบเพื่อการสัญจรบนทางเท้า ยกตัวอย่างเช่น พื้นผิวทางเท้า (Pavement) และ ทางลาด (Ramp)
2. องค์ประกอบเพื่อการสัญจรบนถนน ยกตัวอย่างเช่น ป้ายจราจร ป้ายบอกทาง และสัญญาณไฟจราจร
3. องค์ประกอบเพื่อระบบขนส่งมวลชน ยกตัวอย่างเช่น ป้ายรถประจำทาง ที่จอดจักรยาน และทางเชื่อมระหว่างขนส่งมวลชน
4. องค์ประกอบเพื่อระบบสาธารณูปโภค ยกตัวอย่างเช่น สายไฟฟ้า ท่อน้ำประปา ท่อระบายน้ำ และระบบแสงสว่างบนทางเท้าและถนน
5. องค์ประกอบเพื่ออำนวยความสะดวก ยกตัวอย่างเช่น ถังขยะ ที่นั่งสาธารณะ และตู้โทรศัพท์
6. องค์ประกอบเพื่อสุนทรียภาพ ยกตัวอย่างเช่น วัสดุพืชพรรณ และต้นไม้ข้างทาง

2.2 การส่งเสริมการเดินเท้า

การส่งเสริมการเดินเท้าหรือการส่งเสริมการเดินทางโดยไม่ใช้เครื่องยนต์ (Non-Motorized Transport) นั้น เป็นสิ่งที่ควรเกิดขึ้นเพื่อเป็นการเอื้อและดึงดูดการเดินเท้าของผู้คนในเขตเมือง ซึ่งพบว่าการส่งเสริมให้เกิดการเดินเท้าอย่างมีประสิทธิภาพนั้นสามารถทำได้ ดังนี้ [5]

1. การจัดระเบียบรถยนต์
2. การสนับสนุนการใช้ที่ดินแบบผสมผสาน
3. การจัดการพื้นที่จอดรถ
4. การสนับสนุนระบบขนส่งมวลชน
5. การป้องกันพื้นที่ทางเท้า
6. การออกแบบทางเท้าให้น่าเดิน
7. การปลูกต้นไม้

8 การสร้างบรรยากาศที่เอื้อต่อการเดินเท้า

2.3 ทางเดินเท้าสีเขียว (Green Walkways)

“เส้นทางที่ดีในมุมมองด้านสิ่งแวดล้อม โดยเป็นเส้นทางที่ไม่ได้ออกแบบเพียงเพื่อรองรับความต้องการของมนุษย์เท่านั้นและไม่ได้เพียงเพื่อมีไว้ประดับด้วยต้นไม้ทั้งสองข้างทางเท่านั้น แต่เส้นทางนั้นจะต้องดีต่อสิ่งแวดล้อม” [6]

จากคำนิยามของ Greenway ข้างต้นสามารถสรุปได้ว่า “Green Walkway” หรือทางเดินเท้าสีเขียวนั้น คือทางเดินเท้าสาธารณะที่สอดคล้องกับภูมิทัศน์และสิ่งแวดล้อม ซึ่งสามารถใช้ทางเท้านี้เป็นที่พักผ่อนหรือทำกิจกรรมต่าง ๆ และเป็นทางเดินที่ประกอบไปด้วยสีเขียวจากธรรมชาติหรือพืชพรรณไม้ รวมถึงเป็นทางเดินที่รักษาธรรมชาติ และมีความสะดวกสบายต่อคนเดินเท้า

การพัฒนาเส้นทางเดินเท้าสีเขียวนั้น เป็นการพัฒนาทางเดินเท้าที่สอดคล้องกับธรรมชาติ และเป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม รวมถึงการพัฒนาทางเดินเท้าให้สะดวกสบายต่อคนเดินเท้าอีกด้วย โดยวัตถุประสงค์ของการพัฒนาเส้นทางสีเขียวสมัยใหม่ หรือ Modern Greenway นั้นประกอบด้วย (1) ด้านกิจกรรมและนันทนาการ ซึ่งเป็นการป้องกันแนวภูมิทัศน์ของเส้นทางสีเขียวเพื่อใช้ประโยชน์ในด้านนันทนาการและสิ่งแวดล้อม (2) ด้านการเดินทาง เป็นการเดินทางแบบไม่ใช้เครื่องยนต์ (Non-Motorize) และ (3) ด้านการอนุรักษ์ โดยต้องเป็นเส้นทางที่อนุรักษ์ของสิ่งแวดล้อม โดยมีหลักการในการออกแบบดังนี้ [7]

1. ความปลอดภัย (Safety) โดยทางเดินนั้นต้องมีความปลอดภัยจากยานพาหนะ สัตว์ และพืชที่มีพิษ แบ่งแยกรถยนต์ออกจากทางเท้า มีความกว้างและเขตทางที่เหมาะสมต่อการเดิน

2. การป้องกันภัย (Security) การระมัดระวังภัยจากการโจรกรรม ซึ่งส่งผลต่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทางเดินเท้า เช่น โทรทัศน์วงจรปิด หน่วยรักษาความปลอดภัย และไฟฟ้าส่องสว่าง

3. การเข้าใจทิศทาง (Way Finding) การออกแบบเพื่อความเข้าใจง่ายทำให้ผู้ใช้ไม่สับสนทาง มีป้ายสัญลักษณ์ที่สามารถสังเกตได้ง่าย

4. การสื่อความ (Interpretation) การออกแบบที่สื่อความหมายที่เข้าใจได้ มีความสวยงามเข้ากับบริบทและพื้นที่ เพื่อความรู้สึกผ่อนคลายเพลิดเพลินตามแนวเส้นทาง

5. ความต่อเนื่อง (Continuity) ความต่อเนื่องในการเดินทางทั้งการเข้าถึงและการรับรู้ทิศทางได้อย่างน่าสนใจ โดยมีการเชื่อมโยงและรองรับกับกิจกรรมการเดินทางที่ต่อเนื่องได้ระหว่างพื้นที่

6. การสร้างแรงดึงดูดใจ (Attractiveness) เป็นการสร้างความดึงดูดใจจากสีสันและพื้นผิวของวัสดุ อุปกรณ์ประกอบทางเท้า และลานกิจกรรมหรือน้ำพุเพื่อใช้ในการประกอบกิจกรรม และเพิ่มเสน่ห์ให้กับภูมิทัศน์ของเมือง

7. ความคล่องตัว (Flow) การจัดการกับสิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ และอุปกรณ์ประกอบเส้นทางสำหรับทางเดินเท้า ให้มีความสะดวกและมีความต่อเนื่อง โดยจุดที่ทำให้เกิดการหยุดซ้ำ ๆ จะทำให้ลดความคล่องตัวและก่อให้เกิดความไม่สะดวกและลดแรงจูงใจในการใช้เส้นทางนั้น

8. การออกแบบเพื่อทุกคน (Universal Design) เป็นการออกแบบเพื่อให้เกิดความเท่าเทียมในการใช้งานที่สามารถรองรับผู้คนได้ทุกประเภทให้ได้รับความสะดวกต่อการใช้งาน

2.4 ความสบายเชิงความร้อน (Thermal Comfort)

ความสบายนั้นเป็นสิ่งที่สิ่งมีชีวิตทุกประเภทพึงปรารถนา และในมนุษย์เองก็พยายามทำในสิ่งที่ก่อให้เกิดความสบายหรือความพึงพอใจให้กับตนเอง เช่น การประดิษฐ์เครื่องนุ่งห่มเพื่อให้เกิดความอบอุ่นและความสบายแก่ร่างกายต่อสภาพแวดล้อม

ความสบายเชิงความร้อน (Thermal Comfort) ตามคำจำกัดความ “The Condition of mind that express satisfaction with the thermal environment.” [8] สามารถเข้าใจได้ว่า ความสบายคือสภาพของจิตใจที่สามารถแสดงความพึงพอใจในความร้อนของสิ่งแวดล้อม โดยทั่วไปแล้วมนุษย์นั้นจะพยายามสร้างความสบายให้แก่ตนเองในสภาพแวดล้อม เช่น การเลือกที่นั่งใต้ร่มไม้ หรือการเลือกเดินในทางที่เป็นที่ร่ม เพื่อหลีกเลี่ยงความร้อนจากแสงอาทิตย์

2.5 ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับความสบายด้านอุณหภาพ

ปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับความสบายนั้น ประกอบด้วยปัจจัย 2 รูปแบบ คือ 1) ปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อม ซึ่งประกอบไปด้วย อุณหภูมิอากาศ (Air temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative humidity) ความเร็วลม (Air speed) และอุณหภูมิการแผ่รังสี (Radiant temperature) และ 2) ปัจจัยทางด้านบุคคล ประกอบด้วย อัตราการเผาผลาญของร่างกาย (Metabolic Rate) และระดับฉนวนของเสื้อผ้า (Clothing insulation) [9]

2.5.1 ปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อม

สำหรับปัจจัยทางด้านสิ่งแวดล้อมนั้น สามารถนำมาอธิบายความสัมพันธ์ระหว่างการออกแบบพื้นที่ภายนอกอาคารและความสบายของผู้ที่กระทำกิจกรรมต่าง ๆ ภายนอกอาคาร โดยสามารถอธิบายได้จากการสร้างแบบจำลองและการตรวจวัดสภาพแวดล้อมในสถานที่ที่ต้องการศึกษา ซึ่งนำมาประยุกต์ใช้ในการประเมินผลกระทบจากทางด้านอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อม โดยแบบจำลองความสบายสามารถสร้างได้จากค่าพารามิเตอร์ คือ อุณหภูมิอากาศ (Air Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) ความเร็วลม (Wind velocity) และอุณหภูมิเฉลี่ยของพื้นผิวโดยรอบ (Mean-Radiation Temperature) [10]

2.5.2 ปัจจัยทางด้านบุคคล

สำหรับปัจจัยทางด้านบุคคลที่ส่งผลต่อสภาวะน่าสบายนั้น ประกอบไปด้วยสองปัจจัย คือ อัตราการเผาผลาญพลังงาน หรือ Metabolic Rate; Met (Wat/m^2) และระดับฉนวนของเสื้อผ้าที่สวมใส่ หรือ Clothing insulation; Clo (I_{cl}) ซึ่งการเผาผลาญพลังงานของร่างกายนั้นเป็นกระบวนการที่ก่อให้เกิดความร้อนในร่างกาย โดยเกิดขึ้นได้จากสองรูปแบบ คือ การเผาผลาญอาหาร และการเผาผลาญของกล้ามเนื้อ ซึ่งการเผาผลาญอาหารนั้นจะขึ้นอยู่กับชนิดและประเภทของอาหารที่รับประทานเข้าไป โดยที่อาหารแต่ละประเภทนั้นจะใช้พลังงานในการเผาผลาญที่แตกต่างกันออกไป ส่วนการเผาผลาญของกล้ามเนื้อนั้นจะเกิดจากการกระทำกิจกรรมต่าง ๆ ในชีวิตประจำวัน ซึ่งจะมีค่าการเผาผลาญพลังงานที่แตกต่างกันออกไปในแต่ละกิจกรรมดังแสดงในตารางที่ 1 และ 2 ซึ่งแสดงถึงอัตราการเผาผลาญของร่างกายในขณะทำกิจกรรมต่าง ๆ และระดับฉนวนของเสื้อผ้าตามลำดับ [11]

ตารางที่ 1 การเผาผลาญของร่างกายในขณะทำกิจกรรมต่าง ๆ

กิจกรรม	Met	W/m^2
นอนหลับ	0.7	40
พักผ่อนหรือนอนเล่นบนเตียง	0.8	45
นั่งพักผ่อนบนเก้าอี้	1.0	60
ยืน	1.2	70
เดิน (ทางราบ)	2.0	115
ทำงานหนัก เช่น ยกของ	2.1	120

กิจกรรม	Met	W/m^2
เต้นรำ หรือทำงานที่ต้องออกแรงเล็กน้อย	3.0	175
เล่นเทนนิส หรือทำงานที่ต้องออกแรงมากกว่าปกติ	3.6 - 4.0	270
เล่นบาสเกตบอล เล่นสควอช หรือทำงานหนักที่ต้องใช้แรงเต็มที่	5.0 - 7.6	440

ที่มา : ANSI/ASHRAE Standard 55-2017. Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy, 2017), 6.

ตารางที่ 2 ระดับค่าฉนวนของเสื้อผ้าในแต่ละชิ้น

เสื้อผ้า	องค์ประกอบของเสื้อผ้า	I_{cl}, clo
กางเกงขายาว	(1) กางเกงขายาว, เสื้อแขนสั้น	0.57
	(2) กางเกงขายาว,เสื้อแขนยาว	0.61
	(3) #2 เพิ่ม เสื้อแจ็คเก็ต	0.96
	(4) #2 เพิ่ม เสื้อแจ็คเก็ต, เสื้อกั๊ก, เสื้อยืดแขนสั้น	1.14
	(5) #2 เพิ่ม เสื้อกันหนาวแขนยาว, เสื้อยืดแขนสั้น	1.01
	(6) #5 เพิ่ม เสื้อแจ็คเก็ต, ชุดชั้นในยาว	1.30
กระโปรง/ชุดกระโปรง	(7) กระโปรงสั้น, เสื้อแขนสั้น	0.54
	(8) กระโปรงสั้น, เสื้อแขนยาว, ชุดกระโปรงยาว	0.67
	(9) กระโปรงสั้น, เสื้อแขนยาว, ชุดกระโปรงสั้น, เสื้อกันหนาวแขนยาว	1.10
	(10) กระโปรงสั้น, เสื้อแขนยาว, ชุดกระโปรงสั้น, เสื้อแจ็คเก็ต	1.04
	(11) กระโปรงยาว, เสื้อแขนยาว, เสื้อแจ็คเก็ต	1.10
กางเกงขาสั้น	(12) กางเกงขาสั้น, เสื้อแขนสั้น	0.36
ชุดเอี๊ยม/ชุดคลุม	(13) ชุดเอี๊ยมขายาว, เสื้อยืดแขนสั้น	0.72
	(14) ชุดเอี๊ยม, เสื้อแขนยาว, เสื้อยืดแขนสั้น	0.89
	(15) ชุดคลุม, ชุดชั้นในกันหนาวแขนยาว/ขายาว	1.37
ชุดกีฬา	(16) กางเกงผ้ากีฬาขายาว, เสื้อยืดแขนยาว	0.74
ชุดนอน	(17) ชุดนอนแขนยาว, กางเกงนอนขายาว (ไม่สวมถุงเท้า)	0.96

ที่มา : ANSI/ASHRAE Standard 55-2017. Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy, 2017), 7.

2.6 ดัชนีความสบายเชิงความร้อน (Thermal Comfort Indices)

ดัชนีความสบายเชิงความร้อน หรือ Thermal Comfort Indices ที่ใช้อย่างแพร่หลายนั้นมีอยู่หลายดัชนี อย่างไรก็ตามในการศึกษาส่วนใหญ่มักใช้ค่าดัชนี Physiological Equivalent Temperature (PET) [9]

อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา หรือ Physiological Equivalent Temperature (PET) นั้น ได้ถูกพัฒนาขึ้นมาจาก Munich Energy-Balance Model for Individuals (MEMI) และถูกนำมาใช้ในหลายงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับสภาวะน่าสบายทางด้านอุณหภูมิ ซึ่งตัวบ่งชี้ PET นี้มีข้อเด่นหลายประการ กล่าวคือ PET สามารถนำประสบการณ์หรือความรู้เกี่ยวกับความน่าสบายทางอุณหภูมิภายในอาคารมาประยุกต์ใช้กับสภาวะน่าสบายภายนอกอาคารซึ่งมีความซับซ้อนกว่าได้ นอกจากนี้ PET นั้นยังได้รับการยอมรับในการเป็นตัวบ่งชี้ภูมิอากาศชีวภาพเนื่องจากใช้หน่วยอุณหภูมิเป็น °C ซึ่งเป็นหน่วยพื้นฐานที่ใช้กันโดยทั่วไปในการตรวจวัดค่า Thermal Stress หรือ ความเค้นทางอุณหภูมิ มากไปกว่านี้หลายๆ งานวิจัยได้ศึกษาและค้นพบว่าการใช้ PET สามารถทำให้บุคคลทั่วไปและสายงานอื่น ๆ สามารถเข้าใจในความสบายด้านอุณหภูมิได้ และประการสุดท้าย PET นั้นสามารถคำนวณและวิเคราะห์ได้ด้วยโปรแกรมที่หลากหลาย เช่น โปรแกรม Rayman และ อื่น ๆ [13]

2.7 การประเมินอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา

การวิเคราะห์ข้อมูลในงานวิจัยนี้ จะเป็นการนำข้อมูลความสบายเชิงความร้อนที่ได้จากการสำรวจความรู้สึกเชิงความร้อน หรือ Thermal Sensation Survey (TSS) และการประเมินระดับความรู้สึกเชิงความร้อน หรือ Thermal Sensation Vote (TSV) ภายนอกอาคารของจังหวัดเชียงใหม่จากการศึกษาที่ผ่านมา เพื่อนำมาสร้างแบบจำลองความน่าสบายเชิงความร้อน และวิเคราะห์ข้อมูลดัชนีความสบายเชิงความร้อน ซึ่งคือ อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา หรือ Physiological Equivalent Temperature (PET) ผ่านแบบจำลอง Rayman model 1.2 ร่วมกับภาพถ่ายเลนส์ตาปลา (Fish-eye photograph) มุมกว้าง 180 องศา เพื่อหาสัดส่วนท้องฟ้า หรือ Sky view factor (SVF) ในการวิเคราะห์ความเข้มของปริมาณรังสี (Radiation flux density) ตามมุมการรับแสงแดด [9]

ค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา (PET) ที่แสดงสภาวะความเป็นกลางเชิงความร้อน (Thermal Neutrality) หรือ อุณหภูมิความสบาย (Neutral Temperature) ซึ่งเป็นการประเมินสภาวะความสบายอย่างง่าย (Basic Method) สามารถคำนวณหาได้จากการแก้สมการถดถอยเชิงเส้นอย่างง่าย (Simple Linear Regression) ที่มีคะแนนความรู้สึกเฉลี่ย (Mean Thermal Sensation Vote, MTSV) เป็นตัวแปรตาม และ ค่า PET ที่ได้จากการประมวลผลในโปรแกรม Rayman Model 1.2 เป็นตัวแปรอิสระ โดยการแทนค่าตัวแปรตาม หรือ MTSV เท่ากับ 0 จะทำให้ได้ค่า PET ที่แสดงสภาวะความเป็นกลางเชิงความร้อน หรือ อุณหภูมิความสบาย

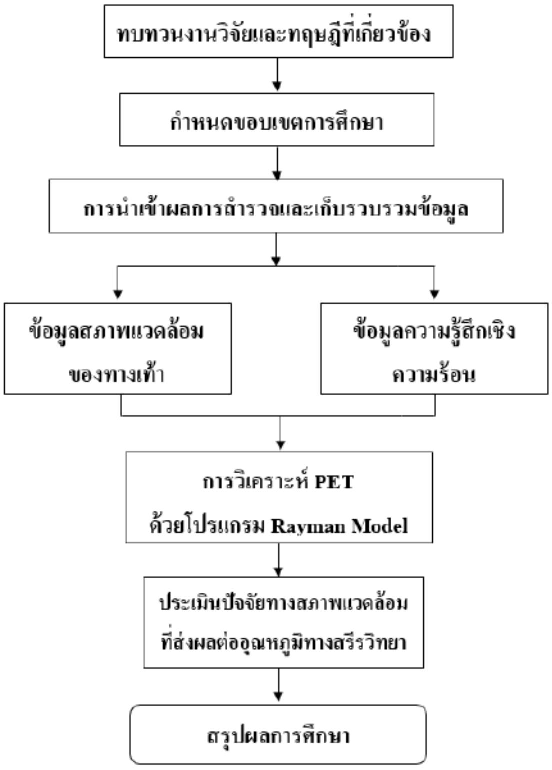
2.8 การวิเคราะห์ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา

การวิเคราะห์ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมต่าง ๆ จากการสร้างแบบจำลองนั้นโดยใช้ผลจากการสำรวจสภาพแวดล้อมภายนอกอาคารของจังหวัดเชียงใหม่จากการศึกษาที่ผ่านมานั้น สามารถช่วยประเมินได้ว่าตัวแปรใดในสิ่งแวดล้อมที่ส่งผลต่อการทำให้อุณหภูมิทางสรีรวิทยาเปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นหรือลดลง ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการวางแผนการสำรวจและออกแบบทางเท้าเพื่อปรับปรุงปัจจัยเหล่านั้นให้เหมาะสมกับคนเดินเท้ามากที่สุด

การสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์ตัวแปรทางสภาพภูมิอากาศที่ส่งผลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยานั้น สามารถประเมินได้จากวิเคราะห์ความถดถอยเชิงพหุ (Multiple Regression Analysis) โดยทำการวิเคราะห์จากตัวแปรอิสระ 6 ตัวแปรอิสระ ได้แก่ อุณหภูมิอากาศ (Air Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) อุณหภูมิการแผ่รังสีเฉลี่ย (Mean-Radiation Temperature) อัตราการเผาผลาญพลังงาน (Metabolic Rate) และระดับฉนวนของเสื้อผ้า (Clothing Insulation) ซึ่งส่งผลต่อตัวแปรตาม คือ อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา หรือ Physiological Equivalent Temperature (PET)

3. ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ที่ผู้วิจัยตั้งไว้ ผู้วิจัยได้กำหนดขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 การกำหนดขอบเขตการศึกษา

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นการศึกษาความสบายในการเดินเท้าของประชากรในจังหวัดเชียงใหม่ผ่านการสร้างแบบจำลองความน่าสบายเชิงความร้อน ดังนั้นทางเท้าที่จะดำเนินการศึกษาคือทางเท้าจังหวัดเชียงใหม่

3.2 การนำเข้าข้อมูลเพื่อสร้างแบบจำลอง

ผลการสำรวจและรวบรวมข้อมูลในงานวิจัยครั้งนี้เป็นข้อมูลทุติยภูมิ โดยจะนำข้อมูลการสำรวจภายในพื้นที่จังหวัดเชียงใหม่ที่ได้จากการศึกษาที่ผ่านมาในปี พ.ศ.2557 ของช่วงเดือนเมษายน [8] โดยข้อมูลที่นำเข้านั้นจะแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ 1) การสำรวจความรู้สึกเชิงความร้อน (Thermal Sensation Survey, TSS) และ 2) การตรวจวัดตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศ เพื่อประเมินสภาวะเชิงความร้อนของพื้นที่ ซึ่งทั้งสองส่วนนี้ได้กระทำพร้อมกันเพื่อวัดตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศต่าง ๆ ระหว่างทำแบบสอบถามกับกลุ่มตัวอย่าง จำนวน 250 ชุด โดยการสร้างแบบจำลองนั้นจะจำลองเส้นทางเดินเท้าที่ออกเป็น 5 เส้นทางซึ่งมีความแตกต่างกันของกายภาพและสภาพแวดล้อม

3.2.1 การสำรวจความรู้สึกเชิงความร้อน (Thermal Sensation Survey, TSS)

แบบสอบถามที่ใช้ให้ผู้ตอบประเมินนั้นถูกแบ่งออกเป็นสองส่วน โดยส่วนแรกจะเป็นการเก็บข้อมูลทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม เช่น เพศ อายุ และช่วงเวลาที่ทำแบบสอบถาม จากนั้นจึงลงคะแนนเลือกความรู้สึกเชิงความร้อน (Thermal Sensation Vote, TSV) และการยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptability) ซึ่งใช้มาตรวัดระดับความรู้สึกเชิงความร้อน และการยอมรับเชิงความร้อนจะเป็นไปตามวิธีการที่ระบุใน ANSI/ASHRAE Standard 55-2017 เรื่อง Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy ซึ่งมีระดับของความรู้สึกเชิงความร้อนนั้นแบ่งออกเป็น 7 ระดับ ได้แก่ -3 หนาว (Cold) ,-2 เย็น (Cool), -1 เย็นเล็กน้อย (Slightly Cool), 0 ปกติ (Neutrality), +1 ร้อนเล็กน้อย (Slightly Warm), +2 ร้อน (ร้อน), และ +3 ร้อนมาก (Hot) และการยอมรับเชิงความร้อนแบ่งออกเป็น สามารถยอมรับได้ (Acceptable) และไม่สามารถยอมรับได้ (Un-acceptable) ต่อสภาพแวดล้อมเชิงความร้อนที่เป็นอยู่ในขณะที่ทำการตอบแบบสอบถาม และส่วนที่สองคือการตรวจสอบความต้องการในปัจจัยสภาวะสิ่งแวดล้อมความร้อน (Preferences of Thermal Conditions) เพื่อการปรับตัวในสภาพแวดล้อมเชิงความร้อนของผู้ตอบแบบสอบถาม ประกอบไปด้วย ตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศ (อุณหภูมิอากาศ ความชื้น ความเร็วลม และแสงแดด) การประมาณอัตราการเผาผลาญพลังงาน (Metabolic Rate, met) และระดับฉนวนของเสื้อผ้า (Clothing Insulation Value, clo) โดยตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศจะให้ผู้ตอบแบบสอบถามทำการเลือกว่าต้องการให้ตัวแปรต่าง ๆ มากกว่าเดิม เท่าเดิม หรือลดน้อยลง ซึ่งการอัตราการเผาผลาญพลังงานนั้นประมาณได้จากกิจกรรมของผู้ตอบแบบสอบถามขณะนั้น โดยการสำรวจมุ่งไปยังผู้ตอบที่กำลังเดินเท้า (Walking) ซึ่งมีอัตราการเผาผลาญพลังงานเท่ากับ 2.0 met (1 met = 58.15 w/m^2) และระดับฉนวนของเสื้อผ้าและเครื่องแต่งกายในฤดูหนาวของกลุ่มตัวอย่างตามมาตรฐาน ของ ASHRAE 55-2017 คือ 0.96 clo (1 clo = 0.155 °C m^2/w)

3.2.2 การตรวจวัดตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศของทางเดินเท้า

การตรวจวัดสภาพภูมิอากาศ หรือ Climate Parameters นั้นได้ถูกสำรวจควบคู่ไปกับการทำแบบสอบถามกับกลุ่มตัวอย่างที่กำลังทำกิจกรรมต่าง ๆ ภายนอกอาคาร โดยมีการใช้เครื่องมือวัดทางอุตุนิยมวิทยา (Micrometeorological Measurement) ซึ่งประกอบไปด้วยเครื่อง LUTRON wbgt-2010SD เพื่อใช้วัดอุณหภูมิอากาศ (Air Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) ความเร็วลม (Wind velocity) และอุณหภูมิเฉลี่ยของพื้นผิวโดยรอบ (Mean-Radiation Temperature) โดยข้อมูลจากการสำรวจในการศึกษาที่ผ่านมานั้นได้ถูกนำมาอ้างอิงและดัดแปลงเพื่อเป็นข้อมูลสำหรับแบบจำลองของทางเดินเท้าที่มีสภาพอากาศที่แตกต่างกัน ซึ่งเป็นไปดังเป็นไปดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ข้อมูลสภาพแวดล้อมของทางเท้าทั้ง 5 เส้นทาง โดยอ้างอิงและดัดแปลงมาจากการสำรวจในการศึกษาในปี **2557**

ตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศ		All (n=250)	1 (50)	2 (50)	3 (50)	4 (50)	5 (50)
1. อุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อนเฉลี่ย, Tmrt, °C)	เฉลี่ย	40.30	39.50	40.30	40.60	41.50	39.70
	สูงสุด	65.50	58.20	65.50	64.30	62.10	59.70
	ต่ำสุด	28.80	28.80	30.10	31.50	29.80	29.00
	S.D.	8.80	6.70	8.40	9.50	9.20	5.70
2. ความเร็วลม, m/s)	เฉลี่ย	0.69	0.75	0.63	0.66	0.64	0.75
	สูงสุด	1.63	1.63	1.50	1.53	1.58	1.60
	ต่ำสุด	0.13	0.17	0.15	0.17	0.13	0.15
	S.D.	0.33	0.30	0.33	0.35	0.32	0.29
3. ความชื้นสัมพัทธ์, %)	เฉลี่ย	40.70	42.50	38.40	39.60	40.10	43.10
	สูงสุด	56.40	56.40	50.10	52.50	51.60	54.60
	ต่ำสุด	22.60	23.10	22.80	22.60	23.50	22.90
	S.D.	7.30	7.40	6.90	6.40	6.70	7.50
4. อุณหภูมิอากาศ, Ta, °C)	เฉลี่ย	34.80	33.10	36.10	35.20	35.30	34.00
	สูงสุด	41.10	39.60	41.10	40.50	41.00	39.90
	ต่ำสุด	27.60	27.60	28.90	29.30	29.40	28.20
	S.D.	3.20	3.00	3.30	3.20	3.30	3.10
5. สัดส่วนปริมาณท้องฟ้า, SVF)	เฉลี่ย	0.25	0.18	0.31	0.38	0.24	0.16
	สูงสุด	0.70	0.43	0.65	0.59	0.70	0.44
	ต่ำสุด	0.04	0.04	0.12	0.11	0.09	0.06
	S.D.	0.13	0.11	0.12	0.10	0.13	0.11

3.3 การสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์ข้อมูล

3.3.1 การประเมินอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา

การวิเคราะห์ข้อมูลในงานวิจัยครั้งนี้ จะนำข้อมูลความสบายเชิงความร้อนที่ได้จากการข้อมูลการสำรวจความรู้สึกเชิงความร้อน หรือ Thermal Sensation Survey (TSS) และการประเมินระดับความรู้สึกเชิงความร้อน หรือ Thermal Sensation Vote (TSV) เพื่อนำมาวิเคราะห์ข้อมูลดัชนีความสบายเชิงความร้อน ซึ่งคือ อุณหภูมิสมดุลทางสรีรวิทยา หรือ Physiological Equivalent Temperature (PET) ด้วยโปรแกรม Rayman model 1.2

3.3.2 การประเมินช่วงการยอมรับเชิงความร้อน

นอกจากประเมินอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาแล้วนั้นพบว่ามีขั้นตอนการทดสอบปัจจัยทางจิตวิทยาด้านการยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptability) ซึ่งได้รับการเสนอโดย ASHRAE 55-2017 จากการลงคะแนนเลือกการยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptable vote) ของการยอมรับได้ และไม่สามารถยอมรับได้ โดยกำหนดให้ผู้ตอบแบบสอบถามต้องเลือกยอมรับได้มากกว่าร้อยละ 80 ซึ่งนิยามของคำว่า “ความยอมรับได้ (Acceptability)” นั้นมีความหมายเหมือนกันกับ “ความพึงพอใจ (Satisfaction)” ดังนั้นการประเมินช่วงความยอมรับเชิงความร้อนนั้นจะใช้คะแนนความรู้สึกเชิงความร้อน (TSV) จากผู้ตอบแบบสอบถามในระดับ เย็นเล็กน้อย (Slightly Cool) ปกติ (Neutrality) และร้อนเล็กน้อย (Slightly Warm) (TSV = -1, 0 และ +1 ตามลำดับ) ซึ่งสามารถประเมินได้โดยการสร้างสมการโพลีโนเมียลลำดับสอง (Second-order quadratic polynomial) โดยให้ตัวแปรอิสระคือ ค่า PET (°C) และตัวแปรตามคือ ค่าร้อยละของความไม่ยอมรับเชิงความร้อน (Percentage of thermal unacceptability) เมื่อได้สมการโพลีโนเมียลลำดับสองแล้วจึงทำการแก้สมการโดยแทนค่าตัวแปรตามเท่ากับ 20 ซึ่งหมายถึงการไม่ยอมรับเชิงความร้อนน้อยกว่าร้อยละ 20 จากนั้นจึงได้ค่าอุณหภูมิซึ่งเป็นช่วงความยอมรับเชิงความร้อน PET ที่แสดงถึงช่วงของอุณหภูมิที่ยอมรับได้ของผู้ตอบแบบสอบถาม

3.3.3 การวิเคราะห์ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิทางสรีรวิทยา

การวิเคราะห์ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมต่าง ๆ นั้น สามารถช่วยประเมินว่าตัวแปรใดในสิ่งแวดล้อมที่ส่งผลต่อการทำให้อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา (PET) เปลี่ยนแปลงเพิ่มขึ้นหรือลดลง ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบทางเท้า เพื่อปรับปรุงปัจจัยเหล่านั้นให้เหมาะสมกับคนเดินเท้าและมีความสบายในการเดินเท้ามากที่สุด

การวิเคราะห์ตัวแปรทางสภาพภูมิอากาศนั้นสามารถประเมินได้จากการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงพหุ (Multiple Regression Analysis) ซึ่งมีค่านัยสำคัญทางสถิติ หรือ R^2 ที่สูง โดยการวิเคราะห์จากตัวแปรอิสระ 6 ตัวแปร ได้แก่ อุณหภูมิอากาศ (Air Temperature) ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative Humidity) ความเร็วลม (Wind velocity) และอุณหภูมิเฉลี่ยของพื้นผิวโดยรอบ (Mean-Radiation Temperature) อัตราการเผาผลาญพลังงานของร่างกาย (Metabolic Rate) และระดับฉนวนของเสื้อผ้า (Clothing Insulation) ซึ่งส่งผลต่อตัวแปรตาม คือ อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา หรือ Physiological Equivalent Temperature (PET)

4. ผลการศึกษา

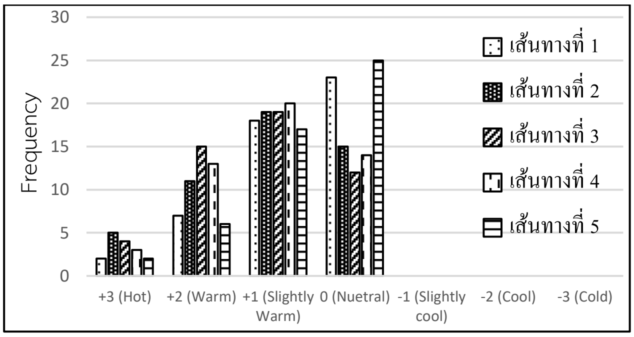
4.1 ความรู้สึกเชิงความร้อนและอุณหภูมิความสบาย (Thermal sensation and neutral temperature)

จากตารางที่ 4 สรุปข้อมูลสถิติการตรวจวัดตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศของเส้นทางที่จำลองทั้ง 5 เส้นทาง แสดงให้เห็นว่าสภาพภูมิอากาศของสภาพแวดล้อมนั้นเป็นแบบสภาพภูมิอากาศร้อนชื้น ซึ่งมีอุณหภูมิอากาศและความชื้นสัมพัทธ์ที่ค่อนข้างสูง โดยอุณหภูมิอากาศเฉลี่ยมีค่า 34.8±3.2 °C และมีความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยที่ร้อยละ 40.7±7.3 โดยมีความเร็วลมเฉลี่ย 0.69±0.33 m/s ในขณะที่การแผ่รังสีความร้อนมีค่าที่ค่อนข้างแปรปรวน โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 41.66±9.6 °C จากปริมาณร่มเงาที่แตกต่างกันซึ่งสามารถสังเกตได้จากปริมาณสัดส่วนท้องฟ้า หรือ Sky View Factor โดยที่อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาซึ่งได้จากการวิเคราะห์โดยโปรแกรม Rayman Model 1.2 ของเส้นทางที่ 1 และ เส้นทางที่ 5 มีค่าเฉลี่ยที่ใกล้เคียงกันคือ 35.3 และ 35.7 °C PET ตามลำดับ ในขณะที่เส้นทางที่ 2 3 และ 4 มีค่าเฉลี่ยที่ใกล้เคียงกัน คือ 37.3 37.6 และ 36.9 °C PET ตามลำดับ

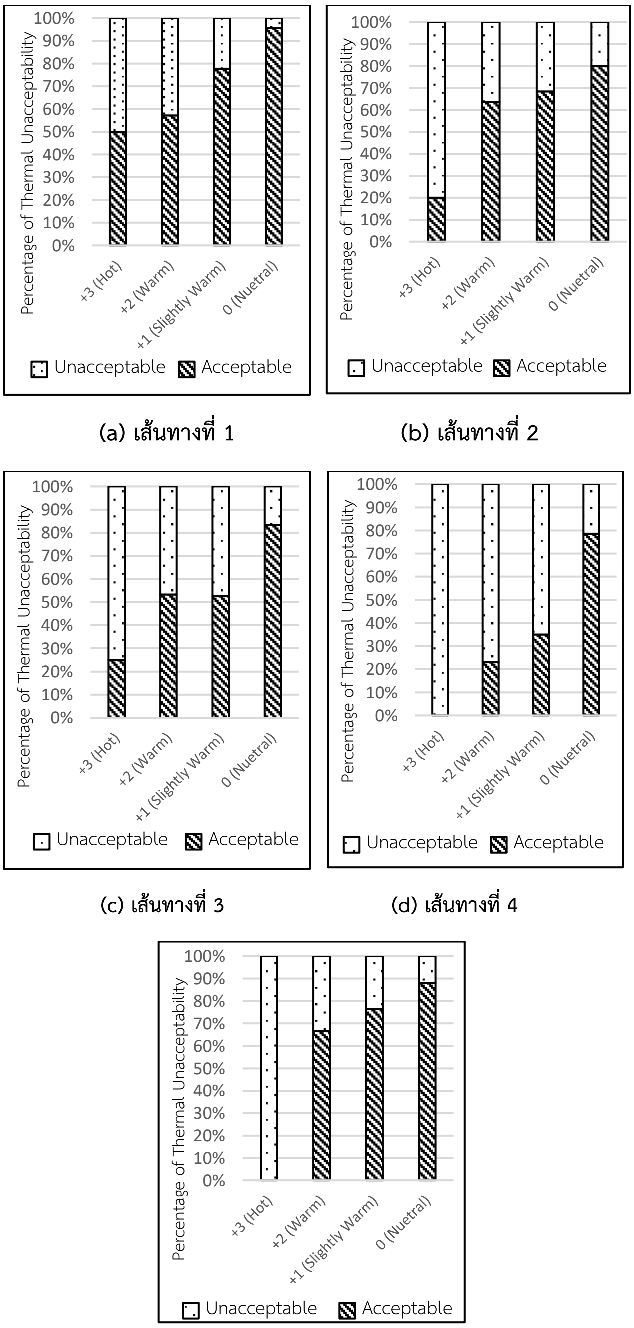
ตารางที่ 4 สรุปข้อมูลตัวแปรทางด้านสภาพแวดล้อมและผลการวิเคราะห์อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา

ตัวแปรด้านสภาพภูมิอากาศ		All (n=250)	1 (50)	2 (50)	3 (50)	4 (50)	5 (50)
1. อุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อน (Mean radiant temperature, Tmrt (°C))	เฉลี่ย	40.30	39.50	40.30	40.60	41.50	39.70
	สูงสุด	65.50	58.20	65.50	64.30	62.10	59.70
	ต่ำสุด	28.80	28.80	30.10	31.50	29.80	29.00
	S.D.	8.80	6.70	8.40	9.50	9.20	5.70
2. ความเร็วลม (Wind velocity (m/s))	เฉลี่ย	0.69	0.75	0.63	0.66	0.64	0.75
	สูงสุด	1.63	1.63	1.50	1.53	1.58	1.60
	ต่ำสุด	0.13	0.17	0.15	0.17	0.13	0.15
	S.D.	0.33	0.30	0.33	0.35	0.32	0.29
3. ความชื้นสัมพัทธ์ (Relative humidity (%))	เฉลี่ย	40.70	42.50	38.40	39.60	40.10	43.10
	สูงสุด	56.40	56.40	50.10	52.50	51.60	54.60
	ต่ำสุด	22.60	23.10	22.80	22.60	23.50	22.90
	S.D.	7.30	7.40	6.90	6.40	6.70	7.50
4. อุณหภูมิอากาศ (Air temperature, Ta (°C))	เฉลี่ย	34.80	33.10	36.10	35.20	35.30	34.00
	สูงสุด	41.10	39.60	41.10	40.50	41.00	39.90
	ต่ำสุด	27.60	27.60	28.90	29.30	29.40	28.20
	S.D.	3.20	3.00	3.30	3.20	3.30	3.10
5. สัดส่วนปริมาณท้องฟ้า (Sky view factor, SVF)	เฉลี่ย	0.25	0.18	0.31	0.38	0.24	0.16
	สูงสุด	0.70	0.43	0.65	0.59	0.70	0.44
	ต่ำสุด	0.04	0.04	0.12	0.11	0.09	0.06
	S.D.	0.13	0.11	0.12	0.10	0.13	0.11
6. PET (°C)	เฉลี่ย	36.6	35.3	37.3	37.6	36.9	35.7
	สูงสุด	51.3	50.2	51.3	49.3	48.1	47.5
	ต่ำสุด	27.9	27.9	28.4	29.5	27.5	29.6
	S.D.	5.7	3.8	6.3	6.2	5.9	4.0

จากรูปที่ 2 แสดงการกระจายของการลงคะแนนความรู้สึกเชิงความร้อน หรือ Thermal Sensation Vote (TSV) ของแบบจำลองตามระดับของ ASHRAE ซึ่งพบว่าผู้ตอบแบบสอบถามโดยส่วนมากร้อยละ 64.40 จะลงคะแนนความรู้สึกไปทางระดับร้อน หรือ TSV มากกว่า 0 และจากข้อมูลดังรูปที่ 3 ยังพบว่า เส้นทางที่ 1 และ 5 นั้นผู้ตอบแบบสอบถามจะรู้สึกมีระดับความร้อนที่น้อยกว่า เส้นทางที่ 2 3 และ 4 ซึ่งสังเกตได้จากจำนวนผู้ตอบแบบสอบถามที่ลงคะแนนความรู้สึกเชิงความร้อนที่เป็นกลางในเส้นทางที่ 1 และ 5 ประมาณร้อยละ 48.00 ในขณะที่ เส้นทางที่ 2 3 และ 4 มีค่าเพียง ร้อยละ 27.33



รูปที่ 2 Thermal Sensation Vote (TSV)



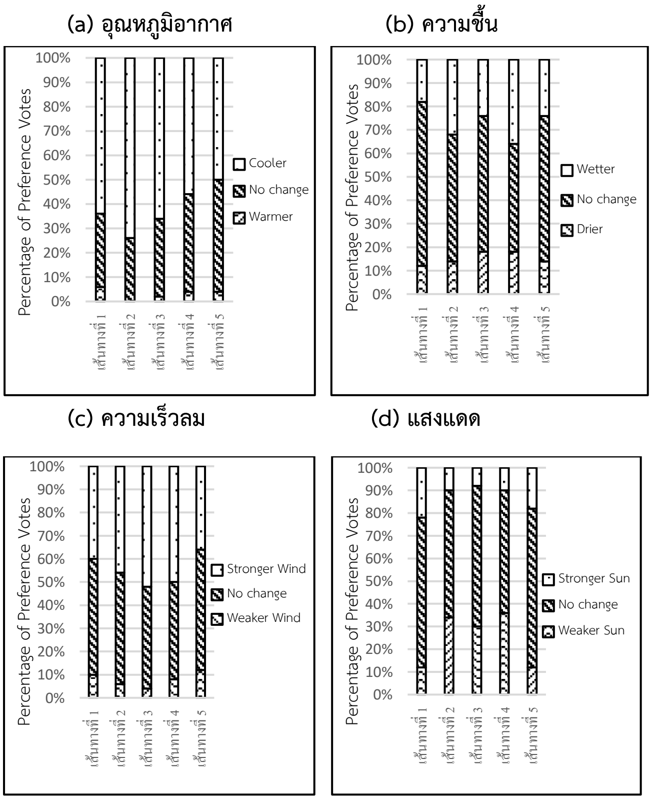
(a) เส้นทางที่ 1 (b) เส้นทางที่ 2

(c) เส้นทางที่ 3 (d) เส้นทางที่ 4

รูปที่ 3 ความยอมรับได้และความยอมรับไม่ได้ในสภาพแวดล้อมของแต่ละเส้นทาง

รูปที่ 3 แสดงความยอมรับได้ (Acceptable) และความยอมรับไม่ได้ (Unacceptable) ของคนเดินเท้าในสภาพแวดล้อมของทางเท้า ซึ่งตอบโดยผู้ตอบแบบสอบถามทั้ง 250 ชุด โดยที่ รูปที่ 4 (a) (b) (c) (d) และ (e) คือความยอมรับได้ของสภาพแวดล้อมในเส้นทางที่ 1 2 3 4 และ 5 ตามลำดับ ซึ่งในเส้นทางเดินเท้า ผู้ตอบแบบสอบถามส่วนมากจะตอบว่าสามารถยอมรับได้ในสภาพความร้อนของทางเดินเท้าได้

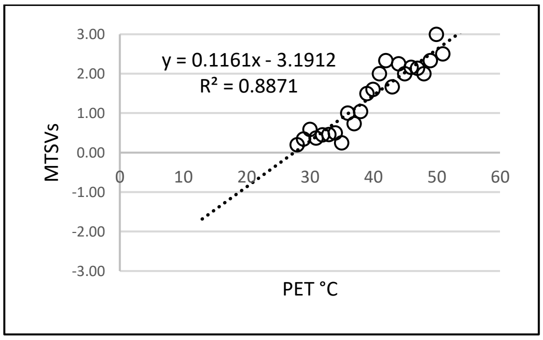
จากรูปที่ 4 แสดงความต้องการของผู้ตอบแบบสอบถามในปัจจัยสภาวะสิ่งแวดล้อมความร้อน (Preferences of thermal conditions) เพื่อการปรับตัวอยู่ในสภาพแวดล้อมเชิงความร้อนในพื้นที่นั้น โดยรูปที่ 5 (a) คือความต้องการด้านอุณหภูมิอากาศ, (b) คือความต้องการด้านความชื้น, (c) คือความต้องการด้านความเร็วลม และ (d) คือความต้องการด้านแสงแดด โดยพบว่าผู้ตอบแบบสอบถามทั้ง 5 เส้นทางส่วนใหญ่ต้องการให้มีอุณหภูมิอากาศที่ลดลง ต้องการให้มีลมที่พัดแรงมากขึ้น และส่วนใหญ่พึงพอใจในระดับของความชื้นสัมพัทธ์และแสงแดด



รูปที่ 4 การตรวจสอบความต้องการปัจจัยสภาวะสิ่งแวดล้อมความร้อน (Preferences of thermal conditions) เพื่อการปรับตัวอยู่ในสภาพแวดล้อมเชิงความร้อนในพื้นที่นั้น

จากนั้นจึงได้ทำการสรุปการเลือกระดับความรู้สึกเชิงความร้อนของกลุ่มตัวอย่างทั้ง 250 คน เป็นค่าการลงคะแนนเลือกความรู้สึกเชิงความร้อนเฉลี่ย (Mean Thermal Sensation vote, MTSV) ซึ่งกระบวนการนี้เป็นการลดความคลาดเคลื่อนของกลุ่มตัวอย่างที่มีจำนวนน้อย และจึงทำการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่าย (Simple Linear Regression) ซึ่งได้ค่าที่มีนัยสำคัญทางสถิติ หรือ R^2 ที่สูงที่สุด โดยทำการกำหนดให้ค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาเป็นตัวแปรอิสระ และค่าการลงคะแนนความรู้สึกเชิงความร้อนเฉลี่ย (MTSV) เป็นตัวแปรตาม ซึ่งสามารถหาเป็นสมการเชิงเส้นตรงได้ดังรูปที่ 5 และสามารถสร้างเป็นสมการได้ดังสมการที่ 1 โดยที่ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Coefficient of determination, R^2) มีนัยสำคัญทางสถิติที่ค่อนข้างสูง

$$\boldsymbol{MTSV = 0.1161(PET) - 3.1912} \qquad (\boldsymbol{R^2 = 0.8871})$$
(สมการที่ 1)



รูปที่ 5 แผนภาพการกระจาย (Scatter Diagram) แสดงความสัมพันธ์เชิงเส้นระหว่างค่าอุณหภูมิ PET กับการลงคะแนนเลือกความรู้สึกเชิงความร้อนเฉลี่ย (MTSV)

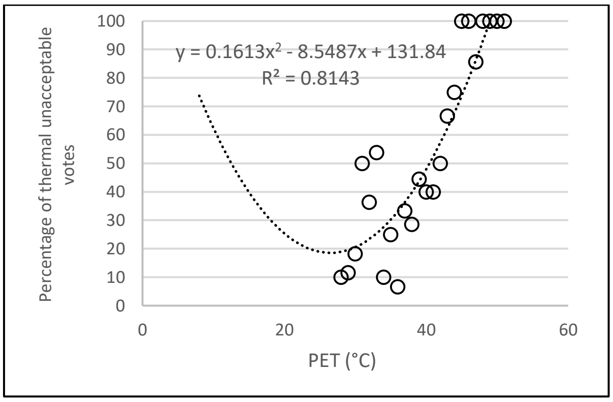
จากสมการที่ 1 สามารถแทนค่าตัวแปรตาม หรือ MTSV เท่ากับ 0 จะทำให้ได้ค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา (PET) ที่แสดงถึงความเป็นกลางทางความร้อน (Neutral Temperature) ซึ่งเป็นกระบวนการประเมินสภาวะความสบายอย่างง่าย โดยเมื่อแทนสมการแล้วพบว่า ค่าอุณหภูมิความสบายของกลุ่มตัวอย่างประชากรมีค่าเท่ากับ 27.5 °C PET

4.2 ช่วงความยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptable range)

จากคำแนะนำของ ASHRAE 55-2004 นั้นเป็นการทดสอบปัจจัยทางจิตวิทยาด้านความยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptability) ที่ได้จากการเลือกลงคะแนนการยอมรับเชิงความร้อนของผู้ตอบแบบสอบถามนั้น ต้องมีค่ามากกว่าร้อยละ 80 โดยสามารถนำค่าร้อยละของการไม่ยอมรับเชิงความร้อน และค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยามาสร้างสมการโพลีโนเมียลลำดับสอง (Second order quadratic polynomial) ดังสมการที่ 2 และรูปที่ 6

$$Y = 0.1613x^2 - 8.5487x + 131.84 \qquad (R^2 = 0.8143)$$
(สมการที่ 2)

โดยที่ Y หรือ ตัวแปรตาม เป็นค่าร้อยละของการไม่ยอมรับเชิงความร้อน (Percentage of thermal unacceptable vote) และตัวแปรอิสระเป็นอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา (PET) ดังนั้นถ้าหากแทนตัวแปรตามเท่ากับ 20 (Y=20) เพื่อแสดงความไม่ยอมรับเชิงความร้อน (Thermal Unacceptable vote) ตามคำแนะนำของ ASHRAE 55-2004 จะได้ค่าของช่วงความยอมรับเชิงความร้อนเท่ากับ 23.5 – 29.5 °C PET ในสภาพแวดล้อมของทางเดินเท้าภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่



รูปที่ 6 ช่วงความยอมรับเชิงความร้อน (Thermal acceptable range) ในฤดูร้อนเมืองเชียงใหม่

4.3 ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิทางสรีรวิทยา

การวิเคราะห์ปัจจัยทางสภาพแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิทางสรีรวิทยาจากแบบจำลองนั้นสามารถกระทำได้โดยการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงพหุ (Multinomial Linear Regression) ซึ่งทำให้ได้ค่านัยสำคัญทางสถิติที่ค่อนข้างสูง โดยการเลือกตัวแปรอิสระโดยวิธี Stepwise เพื่อหาความสัมพันธ์ของตัวแปรสภาพแวดล้อมทั้ง 6 ตัวแปร ได้แก่ อุณหภูมิอากาศ ความชื้นสัมพัทธ์ ความเร็วลม อุณหภูมิการแผ่รังสีเฉลี่ย อัตราการเผาผลาญพลังงาน และระดับฉนวนของเสื้อผ้า เพื่อให้ทราบว่าตัวแปรใดบ้างที่ส่งผลต่ออุณหภูมิทางสรีรวิทยาของผู้ตอบแบบสอบถาม ซึ่งจากการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงพหุนั้นพบว่าเป็นไปดังสมการที่ 3

$$\boldsymbol{PET = 0.1436T_a + 0.0594T_{mrt} - 0.9912V_a + 23.8388}$$
$$(\boldsymbol{R^2 = 0.9695}) \quad \text{(สมการที่ 3)}$$

โดยที่ PET คือ อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาในสภาพแวดล้อมของทางเดินเท้าที่ทำการสำรวจ (°C), T_{mrt} คือ อุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อนเฉลี่ย (°C), T_a คือ อุณหภูมิอากาศ (°C) และ V_a คือ ความเร็วลม (m/s) ซึ่งจากค่าสัมประสิทธิ์หน้าแต่ละตัวแปรนั้นบ่งบอกได้ว่า หากอุณหภูมิอากาศและอุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อนเฉลี่ยมีค่าลดลง จะทำให้อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาลดลงซึ่งส่งผลให้มีความสบายต่อการเดินเท้ามากขึ้น ในขณะที่หากมีความเร็วลมเพิ่มขึ้นจะทำให้อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาลดลงและส่งผลให้มีความสบายต่อการเดินเท้ามากขึ้นเช่นกัน

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อมและทางด้านบุคคลที่ส่งผลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยา โดยการสร้างแบบจำลองซึ่งใช้ข้อมูลจากการสำรวจในการศึกษาที่ผ่านมา ซึ่งส่งผลต่อเนื่องถึงความรู้สึกเชิงความร้อนและความน่าสบายของการเดินเท้าในเส้นทางที่จำลองขึ้นมา โดยข้อมูลนั้นได้จากการสำรวจด้วยแบบสอบถามซึ่งเน้นสอบถามไปยังความรู้สึกเชิงความร้อน และความรู้สึกต่อปัจจัยต่าง ๆ ในสภาพแวดล้อมของเดินเท้า ร่วมกับการตรวจวัดสภาพภูมิอากาศและปัจจัยทางสิ่งแวดล้อมต่าง ๆ พบว่าทางเดินเท้าที่ถูกจำลองขึ้นมาทั้ง 5 เส้นทางนั้น มีความแตกต่างกันในปัจจัยด้านสภาพแวดล้อมต่าง ๆ ยกตัวอย่างเช่น ทางเดินเท้าของเส้นทางที่ 1 และเส้นทางที่ 5 นั้นจะมีต้นไม้ที่ปกคลุมหนาแน่นและมีลักษณะต้นไม้ที่สูงโปร่ง ทำให้ค่าของอัตราส่วนท้องฟ้า หรือ Sky View Factor (SVF) นั้นมีค่าที่ต่ำกว่าอีก 3 เส้นทางที่ได้รับการคัดเลือกมา อย่างไรก็ตามทั้ง 5 เส้นทางนั้นผู้ตอบแบบสอบถามโดยส่วนใหญ่จะสามารถยอมรับสภาพแวดล้อมของทางเท้าได้ ซึ่งค่าอุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาของคนเดินเท้าที่ได้จากการสำรวจนั้นจะมีค่าเท่ากับ 27.5 °C PET โดยจากการวิเคราะห์ช่วงการยอมรับเชิงความร้อนของผู้ตอบแบบสอบถามนั้นจะมีค่าระหว่าง 23.5 – 29.5 °C PET และจากความต้องการของผู้ตอบแบบสอบถามนั้น พบว่าโดยส่วนใหญ่ต้องการให้อุณหภูมิของอากาศเย็นลง และต้องการให้มีกระแสลมพัดแรงขึ้น ในขณะที่ไม่ต้องการให้ความชื้นและแสงแดดมีการเปลี่ยนแปลง และจากการวิเคราะห์ปัจจัยด้านสิ่งแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยานั้นด้วยการใช้การวิเคราะห์ความถดถอยเชิงพหุ หรือ Polynomial Regression analysis พบว่าปัจจัยที่ส่งผลต่ออุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยาอย่างมีนัยสำคัญนั้นคือ อุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อนเฉลี่ย, อุณหภูมิอากาศ และ ความเร็วลม โดยถ้าหากสามารถลดปริมาณอุณหภูมิการแผ่รังสีความร้อนเฉลี่ย และอุณหภูมิอากาศ หรือเพิ่มความเร็วลมได้ จะสามารถทำให้มีอุณหภูมิทางสรีรวิทยาที่ลดลง และส่งผลให้มีความน่าสบายต่อการเดินเท้าเพิ่มขึ้นได้

จากแบบจำลองการวิเคราะห์อุณหภูมิเทียบเท่าทางสรีรวิทยานั้นสามารถนำไปเป็นต้นแบบของการศึกษาต่อไป เพื่อให้ทราบถึงแนวทางในการสำรวจและเก็บรวบรวมข้อมูล พร้อมทั้งแนวโน้มของผลการศึกษาที่จะได้รับ โดยในอนาคตนั้นผู้วิจัยต้องการที่จะดำเนินการสำรวจเดินเท้าภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ เพื่อศึกษาตัวแปรทางสภาพแวดล้อมและตัวแปรทางด้านบุคคลของผู้ใช้บริการทางเดินเท้าในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ซึ่งสอดคล้องกับสภาพแวดล้อมของมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ในปัจจุบัน ที่ได้รับการปรับปรุงระบบนิเวศและภูมิทัศน์ตามนโยบายมหาวิทยาลัยยั่งยืน เขียวและสะอาด (Green Clean and Sustainable University) ซึ่งสภาพแวดล้อมของมหาวิทยาลัยเชียงใหม่นั้นมีลักษณะที่ร่มรื่น และมีทางเท้าที่ซึ่งถูกปกคลุมด้วยพืชพรรณไม้ต่าง ๆ และเพื่อที่จะสามารถปรับปรุงแก้ไขและออกแบบทางเท้าภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ให้เหมาะสมต่อการเดินเท้าต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณศูนย์วิจัยด้านโครงสร้างพื้นฐานสีเขียวและเทคโนโลยีการขนส่ง (Green Infrastructure and Transportation Technology, GITT) บัณฑิตวิทยาลัย และภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้การสนับสนุนการทำวิจัยมา ณ โอกาสนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ศูนย์ออกแบบและพัฒนาเมือง (UddC). (2562). *โครงการเมืองเดินได้-เมืองเดินดี*. สืบค้นจาก http://www. uddc.net/th/

[2] สมบัติ ประจญศานต์, วิสาข์ แฝงเวียง และพิพัฒน์ ประจญศานต์. (2559). *สภาวะน่าสบายในสิมอีสาน.* คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏบุรีรัมย์ จังหวัดบุรีรัมย์

[3] *พระราชบัญญัติจราจรทางบก พ.ศ. 2522*. (2522, 19 มกราคม). ราชกิจจานุเบกษา.

[4] พรชัย โลหะพิริยกุล (2557). แนวทางการออกแบบทางเท้าสำหรับการพัฒนาที่ดินรอบระบบขนส่งมวลชนในเมืองใหญ่ กรณีศึกษาพื้นที่รอบสถานีมักกะสัน. ภาควิชาการออกแบบและวางผังชุมชนเมือง บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศิลปากร.

[5] Benfield, K. (2012). *10 Techniques for Making Cities More Walkable.* Retrieve from https://www.citylab.com/solutions/2012/12/10-techniques-making-cities-more-walkable /4047/

[6] Turner, T. (1995). *Greenway, blueway, skyway and other ways to better London*. Landscape and Planning, pp.268-282. Elsevier Science B.V.

[7] Erickson, D. L. (2004). The Relationship of historic city form and contemporary greenway implement: a comparison of Miwaukee, Wisconsin (USA) and Ottawa, Ontario (Canada).

[8] ASHRAE. (2017). *ANSI/ASHRAE Standard 55-2017. Thermal Environmental Conditions for Human Occupancy*. American Society of Heating, Refrigerating, and Air-Conditioning Engineers Inc, Atlanta.

[9] มานัส ศรีวณิช และ สุดารัตน์ อุทธารัตน์. (2558). *สภาพแวดล้อมเชิงความร้อนฤดูร้อนและความรู้สึกสบายภายใต้ร่มเงาภายนอกอาคารและกึ่งภายนอกอาคารสำหรับการอยู่อาศัยในเขตเมืองเชียงใหม่*. คณะสถาปัตยกรรมศาสตร์และการผังเมือง มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[10] Hwang, R. L., Lin, T. P., Cheng, M. J., & Lo, J. H. (2010). *Adaptive comfort model for tree-shaded outdoors in Taiwan*. Department of Architecture, National United University.

[11] Andris Auliciems and Steven V. Szokolay, *Thermal Comfort* (Brisbane : The University of Queensland Printery, 1997), 6

[12] Fang, Z. et al. (2018). *Investigation into sensitivities of factors in outdoor thermal comfort indices*. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou, China.

การวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกรูปแบบการเดินทาง ในพื้นที่ศึกษามหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา

Analysis of factors affecting the decision to select travel modes in Mahidol University Salaya Campus

พงษ์พิษณุ นาคคำ [1*] กิตติชัย ธนทรัพย์สิน [1]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address:* pongpisanu_earth@hotmail.com

บทคัดย่อ

มหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา มีหลากหลายรูปแบบในการเดินทางภายในมหาวิทยาลัย การเดินทางอาจแบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่ การเดินทางที่ได้ออกกำลังกาย (Active travel) และการเดินทางที่ไม่ได้ออกกำลังกาย (Non-active travel) ตัวอย่างการเดินทางที่ได้ออกกำลังกาย เช่น การเดิน และการปั่นจักรยาน การเลือกรูปแบบการเดินทางของนักศึกษาและบุคลากร โดยการเลือกรูปแบบการเดินทางแบ่งเป็น 6 ทางเลือก ได้แก่ รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน จากข้อมูลการสำรวจของกลุ่มตัวอย่างเกี่ยวกับคุณลักษณะการเดินทางและข้อมูลด้านทัศนคติ ความพึงพอใจ จำนวนทั้งสิ้น 923 คน พบว่ารูปแบบการเดินทางที่ถูกเลือกใช้ในการเดินทางเรียงลำดับจากมากที่สุดไปน้อยที่สุด ได้ดังนี้ รถรางสวัสดิการ การเดิน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และรถจักรยาน คิดเป็น 39.7%, 20.8%, 15.7%, 9.4%, 7.4% และ 7.0% ตามลำดับ ซึ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อความพึงพอใจมากที่สุดของการเดินทางแบบ Active travel ได้แก่ ความต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ และวันที่มีสภาพอากาศเย็นสบายไม่ร้อนมากนัก จากนั้นวิเคราะห์ข้อมูลในรูปของแบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) พบว่า ปัจจัยที่ส่งผลต่อการเลือกรูปแบบการเดินทาง ได้แก่ ระยะทาง, ค่าใช้จ่ายในการเดินทาง และเวลาที่ใช้ในการเดินทาง ค่าความถูกต้องของการพยากรณ์ของชุดพัฒนาแบบจำลอง และชุดตรวจสอบแบบจำลอง เท่ากับ 83.23 และ 83.15 ตามลำดับ และ ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองที่สร้างขึ้นไปใช้คาดการณ์สัดส่วนการเลือกใช้รูปแบบการเดินทาง

คำสำคัญ: การเลือกรูปแบบการเดินทาง, แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต, มหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา

Abstract

Mahidol University, Salaya Campus, has many intracampus traveling mode choices for travelers. Trips may be divided into two forms, active travel, and non-active travel. Examples of active travel are walk and bike cycling. Mode choices of students and staffs were explored in this study. The intracampus mode choices mainly have six modes; tram, bicycle, motorcycle-taxi, motorcycle-private, car, and walk. The survey of 923 samples about travel characteristics, satisfaction, and attitude was conducted. The proportions of each traveling mode were 39.7%, 20.8%, 15.7%, 9.4%, 7.4%, and 7.0% for trams, walking, motorcycle-taxi, motorcycle-private, car, and bicycle, respectively. Factors that most affect the level of satisfaction for active travelers were needing to exercise and not too hot weather. The nested logit model was developed. The significant factors were Distance, Cost and Travel time. The prediction accuracies were 83.23% and 83.15%, for the developed and validation data set, respectively. The investigated on modal shift were applied and analyzed.

Keywords: Mode Choice, Nested Logit Model, Mahidol University Salaya Campus

1. คำนำ

การเดินทางภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา ของนักศึกษาและบุคลากร เป็นการเดินทางในระยะทางที่ไม่ไกลมากนักถือเป็นการเดินทางระยะสั้น ซึ่งจะมีระยะทางประมาณ 1-2 กม. การเดินทางภายในมหาวิทยาลัยสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท ได้แก่ การเดินทางแบบ Active travel และ Non-active travel ซึ่งในการเลือกรูปแบบการเดินทางอาจขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น ความเร่งรีบ สภาพอากาศ ค่าใช้จ่าย ระยะทางที่ต้องเดินทาง เป็นต้น ซึ่งการเดินทางแบบ Active travel เป็นการเดินทางที่ไม่ก่อให้เกิดมลภาวะต่อสภาพแวดล้อม และเป็นการออกกำลังเพื่อสุขภาพ เช่น การเดินทางโดยใช้รถจักรยาน หรือการเดิน ส่วนของการเดินทางแบบ Non-active travel เป็นการเดินทางด้วยยานพาหนะที่ใช้เชื้อเพลิง ได้แก่ รถรางสวัสดิการ รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล และรถยนต์ส่วนบุคคล เป็นต้น เพื่อเป็นการส่งเสริมการเดินทางแบบ Active travel ของนักศึกษาและบุคลากรภายใน

มหาวิทยาลัย ดังนั้นจึงเป็นเหตุผลในการศึกษาปัจจัยที่สำคัญในการเลือกรูปแบบการเดินทางภายในมหาวิทยาลัย โดยใช้แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) ซึ่งเป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์แบบเป็นลำดับขั้นตอนความสำคัญ เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการวางแผนนโยบาย ปรับปรุงการบริการให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การศึกษานี้ได้รวบรวมทฤษฎีที่เกี่ยวข้องและงานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์การเลือกรูปแบบการเดินทางที่ได้มีการศึกษาไว้ก่อนหน้า ดังนี้

2.1 ทฤษฎีที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้เลือกใช้แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) เป็นเครื่องมือในการวิเคราะห์ทางเศรษฐศาสตร์ โดยข้อมูลของตัวแปรในงานวิจัยนี้เป็นข้อมูลระดับความคิดเห็นของผู้ตอบแบบสอบถาม ซึ่งสามารถพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต้นและตัวแปรตามจากสูตร ดังต่อไปนี้

$$P_{(i|b,a)} = \frac{exp\ (\beta x_{i|b,a})}{\sum_{n|b,a} exp\ (\beta x_{n|b,a})} \quad (1)$$

เมื่อ $P_{(i|b,a)}$ คือ ความน่าจะเป็นหรือโอกาสที่จะเกิดเหตุการณ์ที่สนใจศึกษา

i คือ ทางเลือกทั้งหมด

a คือ ประเภทของทางเลือก (Limb)

b คือ รูปแบบการเดินทางทั้งหมดใน a

x คือ ตัวแปรอิสระของ i

n คือ ทางเลือกของรูปแบบการเดินทางในระดับชั้นทั้งหมด

สมการของ Inclusive Variable ของ Limb l

$$I_l = In \sum_{n|b,a} exp\ (\beta X_{n|b,a}) \quad (2)$$

สมการความน่าจะเป็น *(Probability)* ของการตัดสินใจเลือก *Limb l* จากสูตรต่อไปนี้

$$P(l) = \frac{exp[\mu_l(\delta z_l + I_l)]}{\sum_s exp[\mu_s(\delta z_s + I_s)]} \quad (3)$$

โดยพฤติกรรมการตัดสินใจและความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางสามารถนำไปพัฒนาและปรับปรุงประสิทธิภาพของการเดินทางแต่ละรูปแบบจากทฤษฎีอรรถประโยชน์ ดังนี้

อรรถประโยชน์ที่วัดค่าได้แน่นอนแสดงดังสมการ

$$V_i = \sum_{k=1}^{K} (\beta_{ik} x_{ik}) \quad (4)$$

เมื่อ V_i คือ อรรถประโยชน์ของทางเลือก i

β คือ พารามิเตอร์ของตัวแปรที่ k

x_{ik} คือ ตัวเป็นอิสระตัวที่ k

k คือ ลำดับที่ 1, 2, 3,..., K

K คือ จำนวนทั้งหมดของตัวแปรที่นำมาพิจารณา

อรรถประโยชน์ที่ไม่สามารถวัดค่าได้แน่นอนแสดงดังสมการ

$$U_{in} = V_{in} + \varepsilon_{in} \quad (5)$$

เมื่อ U_{in} คือ ความพึงพอใจ (อรรถประโยชน์) ของคนที่ n มีต่อทางเลือก i

V_{in} คือ ส่วนของความพึงพอใจที่วัดค่าได้แน่นอน (Deterministic Component)

ε_{in} คือ ส่วนของความไม่แน่นอน (Random Component)

นอกจากนั้น การประมาณค่าค่าพารามิเตอร์ของฟังก์ชันอรรถประโยชน์โดยวิธี Maximum Likelihood แสดงดังสมการดังนี้

$$L^*(\beta) = \prod_{n=1}^{N} \prod_{i=1}^{I} P_n(i)^{y_{in}} \quad (6)$$

เมื่อ $L^*(\beta)$ คือ Likelihood Function

N คือ จำนวนผู้เดินทาง

I คือ รูปแบบการเดินทางทั้งหมด

$P_n(i)$ คือ ความน่าจะเป็นที่ผู้เลือกรูปแบบการเดินทางคนที่ n เลือกรูปแบบการเดินทางแบบ i

$y_{in} = 1$ ในกรณีที่ผู้เลือกรูปแบบการเดินทางคนที่ n เลือกรูปแบบการเดินทางแบบ i

$y_{in} = 0$ ในกรณีที่ผู้เลือกรูปแบบการเดินทางคนที่ n เลือกรูปแบบการเดินทางแบบ j

การตรวจสอบระดับความสอดคล้องของแบบจำลอง ตามสมการดังนี้

$$\rho^2 = 1 - \frac{L(\beta)}{L(0)} \quad (7)$$

โดยที่ $L(\beta)$ คือ ค่า Log likelihood at convergence ที่ได้ค่าพารามิเตอร์

$L(0)$ คือ ค่า Log likelihood at zero เมื่อกำหนดพารามิเตอร์ทุกค่าเท่ากับศูนย์

นอกจากนั้นยังสามารถตรวจสอบความถูกต้องของการพยากรณ์เพื่อดูความน่าเชื่อถือ คำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$C_p = \frac{\sum_{n=1}^{N} W_n}{N} \quad (8)$$

โดยที่ C_p คือ เปอร์เซ็นต์ความถูกต้องของการพยากรณ์แบบจำลอง

W_n คือ ตัวอย่าง n ที่เลือกใช้รูปแบบการเดินทางที่ i

N คือ จำนวนตัวอย่างทั้งหมด

การจัดกลุ่มของปัจจัยความพึงพอใจก่อนนำไปวิเคราะห์ในแบบจำลองโดยเทคนิค Factor Analysis ดังสมการ

$$KMO = \frac{\sum r_i^2}{\sum r_i^2 + \sum (partialcorrelation)^2} \quad (9)$$

โดยที่ r คือค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ ซึ่งที่ให้ค่า $0 \leq KMO \leq 1$

ถ้าค่า KMO มีค่าน้อยกว่า 0.5 แสดงว่าเทคนิค Facctor Analysis ไม่เหมาะสมกับข้อมูลที่มีอยู่

ถ้าค่า KMO มีค่ามากกว่า 0.5 แสดงว่าเทคนิค Facctor Analysis เหมาะสมกับข้อมูลที่มีอยู่

2.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

พัฒนาแบบจำลอง Multinomial Logit และ Nest Logit ในการศึกษาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทางในเมือง Dhaka ประเทศญี่ปุ่น เพื่อกำหนดอันดับการใช้ประโยชน์ของรูปแบบการเดินทางในเมือง Dhaka และเพื่อทดสอบผลของการพัฒนาการขนส่งต่อความน่าจะเป็นในการเลือกรูปแบบการเดินทางของนักท่องเที่ยวในเมือง Dhaka โดย

รูปแบบการเดินทางที่ถูกใช้ในการพิจารณาในการศึกษาครั้งนี้แบ่งออกเป็น 6 ทางเลือก ได้แก่ รถยนต์ส่วนบุคคล รถประจำทาง รถลาก รถแท็กซี่ รถจักรยานยนต์ และการเดิน จากการสำรวจประชากรที่เดินทางจากที่พักอาศัยไปที่ทำงาน (home-based work trips) จำนวน 4,903 ครัวเรือน พบว่า ปัจจัยในการเลือกรูปแบบการเดินทางคือ เวลาในการเดินทาง และค่าใช้จ่ายในการเดินทางทั้งหมดในแต่ละรูปแบบการเดินทาง โดยค่า ρ^2 ที่ได้จากการศึกษาของแบบจำลอง Multinomial Logit และ Nest Logit คือ 0.3719 และ 0.4259 ตามลำดับ [1]

ได้ทำการศึกษาและวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจในการเลือกใช้บริการสายการบินภายในประเทศโดยใช้แบบจำลองเนสเต็ดโลจิต ซึ่งได้ศึกษาลักษณะของการเลือกใช้บริการของผู้โดยสารที่มีอิทธิพลต่อการตัดสินใจแบบเป็นลำดับขั้นในการเลือกใช้บริการเต็มรูปแบบ (Full Service Airline) และสายการบินต้นทุนต่ำ (Low Cost Airline) โดย ลำดับแรกผู้โดยสารจะต้องเลือกประเภทของสายการบิน และต่อมาจึงตัดสินใจเลือกประเภททางเลือกที่เฉพาะเจาะจง พบว่า รูปแบบการให้บริการทั้งสองรูปแบบไม่มีความสัมพันธ์กันและส่งผลกระทบต่อกันจากการตัดสินใจแบบเป็นลำดับขั้น [2]

ได้ทำการศึกษารูปแบบของการเดินทางไปโรงเรียนของนักเรียนด้วยการวิเคราะห์ข้อมูลแบบจำลองเนสเต็ดโลจิต ซึ่งเป็นการระบุตัวแปรที่มีอิทธิพลในการเลือกรูปแบบการเดินทางไปโรงเรียน ตัวแปรในการศึกษานี้คือ ความปลอดภัยและระยะทาง โดยการศึกษานี้ต้องการที่จะหาวิธีเพื่อประหยัดค่าใช้จ่ายที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต จากการเลือกรูปแบบการเดินทางไปโรงเรียนของนักเรียน ผลการวิจัยระบุว่า ถ้ามีการบรรเทาความกังวลด้านความปลอดภัยของผู้ปกครองโดยเฉพาะในเด็กผู้หญิงและครอบครัวที่มีรายได้น้อย จะส่งผลให้นักเรียนเดินทางไปโรงเรียนด้วยรูปแบบ active มากขึ้นและส่งผลให้ค่ารักษาเรื่องโรคอ้วนของนักเรียนต่อคนลดลง 719.3 ดอลลาร์สหรัฐ ส่วนปัจจัยของระยะทาง หากระยะห่างจากบ้านไปโรงเรียนลดลง 1% ค่าใช้จ่ายด้านสุขภาพต่อหัวที่เกี่ยวกับโรคอ้วนลดลงประมาณ 30.50 ดอลลาร์สหรัฐต่อปี นอกเหนือจากนี้ การศึกษาเพื่อตรวจสอบพฤติกรรมยังสนับสนุนโหมดการเดินทางไปโรงเรียนแบบ active เพื่อเพิ่มโอกาสที่ในการออกกำลังกายของนักเรียนและป้องกันปัญหาสาธารณสุขในอนาคต ยิ่งกว่านั้นความแออัดของการจราจรในตอนเช้าจะลดลด ซึ่งมาพร้อมกับผลประโยชน์ด้านสิ่งแวดล้อมที่ดีขึ้นเช่นกัน [3]

การวิเคราะห์แบบสำรวจการเดินทางและเสนอวิธีการในการสร้างทางเลือกจริงที่บุคคลมีเมื่อทำการเดินทางโดยใช้ Google Maps API และ Goroo TripPlanner ของ RTA ในเมืองชิคาโก การศึกษาข้อมูลการเดินทางจะถูกพิจารณาเพื่อตรวจสอบความสำคัญของข้อมูลทางเลือกที่ถูกต้องสำหรับการสร้างแบบจำลองของทางเลือกรูปแบบการเดินทาง ที่มีปัจจัยที่เป็นข้อจำกัดด้านเวลาและค่าใช้จ่ายในการเดินทาง เพื่อนำข้อมูลเหล่านี้มาใช้ประโยชน์ในการพัฒนาแบบจำลอง โดยแบบจำลองที่ถูกพัฒนามี 2 แบบ คือ แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (NL) และ แบบจำลองโลจิตหลายทางเลือก (MNL) เพื่อเปรียบเทียบกัน ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิตเป็นแบบจำลองที่มีนัยสำคัญและแสดงค่า goodness-of-fit ที่ดี และมีค่าดัชนีอัตราส่วนความน่าจะเป็น เท่ากับ 66.7 % ซึ่งสูงกว่าแบบจำลองโลจิตแบบหลายทางเลือก และค่า IV parameter เท่ากับ 0.92 เข้าใกล้ 1 แสดงว่ามีความสัมพันธ์ที่ต่ำภายในทางเลือกรัง [4]

พฤติกรรมการเลือกรูปแบบการเดินทางในเมืองสตอกโฮล์ม ได้รับผลกระทบจากปัจจัยต่าง ๆ โดยผลกระทบของต้นทุนการเดินทางจะนำมาประเมินในแบบจำลอง 3 แบบคือ MNL, NL และ ML เพื่อเลือกรูปแบบที่เหมาะสมที่สุดในการวิเคราะห์ต้นทุน ผลจากการศึกษาแสดงให้เห็นว่า แบบจำลอง 3 แบบมีค่าไม่ได้แตกต่างกันในแง่ของการประมาณทางสถิติ สัดส่วนของรถยนต์และระบบขนส่งสาธารณะมีความสัมพันธ์กันอย่างชัดเจน โดยเมื่อลดต้นทุนการเดินทางโดยใช้ระบบขนส่งสาธารณะ 10% จะทำให้มีการเลือกใช้ระบบขนส่งสาธารณะมากขึ้นกว่าการเพิ่มต้นทุนการเดินทางโดยรถยนต์ขึ้น 10% [5]

เพื่อรองรับประชากรส่วนใหญ่ที่เพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องการขนส่งทางรถไฟถูกมองว่าเป็นกุญแจสำคัญในการต่อต้านการใช้รถยนต์ในเขตชานเมืองที่พัฒนาขึ้นใหม่ของประเทศจีน งานวิจัยนี้ศึกษาผลกระทบของการสนับสนุนการขนส่งทางรถไฟจากการสำรวจการเดินทางที่รวบรวมจากผู้อยู่อาศัยในย่านชานเมืองสี่แห่งในเซี่ยงไฮ้รวมถึงสามแห่งที่อยู่ใกล้กับสถานีรถไฟใต้ดินโดยใช้แบบจำลองเนสเต็ดโลจิต พบว่า รายได้ งานราชการ และธุรกิจ มีความสัมพันธ์เชิงบวกกับการเดินทางโดยรถยนต์ ระยะทางในการเดินทาง และความหนาแน่นของประชากรในสถานที่ทำงานมีความสัมพันธ์เชิงบวกอย่างมีนัยสำคัญอย่างมากกับการเลือกรถไฟใต้ดินเป็นโหมดการเดินทางหลัก นอกเหนือจากนั้นผลการวิจัยบ่งชี้ว่าแบบจำลองเนสเต็ดโลจิตนั้นเหมาะสมในการพยากรณ์การเลือกรูปแบบการเดินทาง โดยมีค่า McFadden R^2 คือ 0.40 แสดงว่าแบบจำลองนั้นมีประสิทธิภาพดีมากในการอธิบายการเดินทางของแต่ละบุคคล [6] จากงานวิจัยก่อนหน้าได้อธิบายค่า McFadden R^2 ที่มากกว่า 0.2 แสดงถึงค่า goodness-of-fit ที่ดีเยี่ยม [7]

3. วิธีการดำเนินการและการเก็บข้อมูล

3.1 ประเภทของข้อมูล

ประเภทของข้อมูลที่ศึกษาวิจัยแบ่งออกเป็น 2 ประเภท ดังนี้

3.1.1 ข้อมูลปฐมภูมิ (Primary Data)

ข้อมูลปฐมภูมิเป็นการรวบรวมข้อมูลจากแบบสอบถาม (Questionnaire) ซึ่งเป็นข้อมูลทั่วไป เช่น เพศ อายุ รายได้ ระดับการศึกษา ความพึงพอใจต่อยานพาหนะที่ใช้ในการเดินทาง เป็นต้น และการสัมภาษณ์นักศึกษา และบุคลากรในมหาวิทยาลัย

3.1.2 ข้อมูลทุติยภูมิ (Secondary Data)

ข้อมูลทุติยภูมิเป็นข้อมูลที่ได้จากการศึกษาแนวคิด ทฤษฎี และงานวิจัยต่าง ๆก่อนหน้าที่เกี่ยวข้องกับการเลือกรูปแบบการเดินทาง และข้อมูลเกี่ยวกับพื้นที่ศึกษาเพื่อนำมาเป็นข้อมูลอ้างอิงในการกำหนดตัวแปรเพื่อใช้ในการศึกษาวิจัย

3.2 ขอบเขตการวิจัย

การศึกษาวิจัยครั้งนี้ทำการสำรวจข้อมูลนักศึกษาและบุคลากรในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา ในการเลือกรูปแบบการเดินทางทั้ง 6 ทางเลือก ได้แก่ รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน โดยพิจารณาถึงความพึงพอใจในการเลือกการเดินทางแต่ละรูปแบบด้วย

3.3 การวิเคราะห์ข้อมูล

การเลือกรูปแบบการเดินทางของนักศึกษา และบุคลากรภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา จะวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) เพื่อให้ทราบถึงปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางของผู้ใช้บริการในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ แบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) สามารถแบ่งการกำหนดรูปแบบการเดินทางแบบเป็นลำดับขั้นโดยแบ่งรูปแบบการเดินทางออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่ Active travel และ Non-active travel ดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ทางเลือกในการเลือกรูปแบบการเดินทางของนักศึกษาและบุคลากรภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา

จากรูปที่ 1 แสดงการเลือกรูปแบบการเดินทางของนักศึกษา และบุคลากรในมหาวิทยาลัยมหิดล โดยนักศึกษา ซึ่งบุคลากรสามารถเลือกรูปแบบการเดินทาง 6 ทางเลือก ได้แก่ รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน โดยลำดับแรกนักศึกษา และบุคลากรจะเลือกประเภทการเดินทางก่อน ได้แก่ active travel และ Non-active travel หลังจากนั้นนักศึกษาและบุคลากรจึงจะเลือกรูปแบบการเดินทางต่าง ๆ ถ้านักศึกษา และบุคลากรเลือกการเดินทางแบบ active travel จะทำให้ นักศึกษา และบุคลากรมีทางเลือก 2 ทางเลือก คือ รถจักรยานและการเดิน แต่ถ้านักศึกษา และบุคลากรเลือกการเดินทางแบบ Non-active travel นักศึกษา และบุคลากรจะมีทางเลือก 4 ทางเลือก คือ รถรางสวัสดิการ รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล และรถยนต์ส่วนบุคคล

3.3.1 ข้อมูลทั่วไปของผู้เดินทางที่ได้จากการสำรวจ

ข้อมูลในส่วนของผู้เดินทางประกอบไปด้วยข้อมูลที่เกี่ยวกับ เพศ อายุ รายได้ ระดับการศึกษาผู้เดินทาง โดยกำหนดค่าปัจจัยของความพึงพอใจและระดับความพึงพอใจ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ข้อมูลทั่วไปของผู้เดินทาง

ประเภทข้อมูล	ประเภทของผู้เดินทาง					
	T	B	MC-Taxi	MC-Private	C	W
จำนวนตัวอย่าง (คน)	366	65	145	87	68	192
จำนวนตัวอย่าง (ร้อยละ)	39.7	7.0	15.7	9.4	7.4	20.8
	ร้อยละ					
<u>เพศ</u>						
ชาย	39.6	52.3	51.0	49.4	55.9	49.5
หญิง	60.4	47.7	49.0	50.6	44.1	50.5
<u>อายุ</u>						
ต่ำกว่า 22 ปี	79.5	80.0	75.9	73.6	80.9	79.2
22 – 31 ปี	15.6	15.4	21.4	21.8	14.7	15.1
32 – 41 ปี	1.9	1.5	1.4	1.1	4.4	2.1
42 – 51 ปี	1.9	3.1	0.7	2.3	0.0	3.1
52 – 61 ปี	1.1	0.0	0.7	1.1	0.0	0.5
มากกว่า 61 ปี	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<u>อาชีพ</u>						
นักเรียน/นักศึกษา	98.0	91.3	89.8	95.6	88.8	87.8
ข้าราชการ	1.6	4.3	4.1	1.8	10.1	6.7
พนักงานของรัฐ	0.0	2.2	4.1	1.8	0.0	1.7
พนักงานรัฐวิสาหกิจ	0.0	2.2	0.7	0.9	1.1	1.1
พนักงานเอกชน	0.4	0.0	0.7	0.0	0.0	2.2
อาชีพส่วนตัว	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0
ไม่ได้ทำงาน	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6
อื่นๆ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<u>ระดับการศึกษา</u>						
ต่ำกว่าปริญญาตรี	11.5	30.8	10.3	9.2	14.7	26.6
ปริญญาตรีชั้นปีที่ 1	2.2	4.6	7.6	1.1	1.5	0.5
ปริญญาตรีชั้นปีที่ 2	31.1	27.7	27.6	16.1	36.8	27.1
ปริญญาตรีชั้นปีที่ 3	27.6	23.1	21.4	35.6	22.1	21.9
ปริญญาตรีชั้นปีที่ 4	7.4	0.0	11.0	10.3	8.8	6.8
ระดับปริญญาตรี	3.0	6.2	6.9	2.3	2.9	1.6
ระดับปริญญาโท	13.1	7.7	9.0	20.7	7.4	10.9
ระดับปริญญาเอก	3.6	0.0	5.5	3.4	2.9	3.6
อื่นๆ	0.5	0.0	0.7	1.1	2.9	1.0
<u>รายได้ส่วนตัวต่อเดือน</u>						
น้อยกว่า 5,000 บาท	15.3	16.9	6.9	16.1	5.9	14.1
5,001 – 10,000 บาท	55.7	49.2	53.1	55.2	66.2	54.7
10,001 –	15.8	23.1	29.0	14.9	13.2	18.2

15,000 บาท						
15,001 – 20,000 บาท	3.8	7.7	2.1	5.7	7.4	3.1
20,001 – 25,000 บาท	1.9	0.0	2.8	3.4	2.9	2.6
25,001 – 30,000 บาท	3.8	1.5	1.4	3.4	0.0	1.0
30,001 – 35,000 บาท	2.2	0.0	3.4	0.0	4.4	3.1
35,001 – 40,000 บาท	0.5	1.5	0.0	0.0	0.0	2.6
มากกว่า 40,000 บาท	0.8	0.0	1.4	1.1	0.0	0.5
รายได้ของครอบครัวต่อเดือน น้อยกว่า 10,000 บาท	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
10,001 – 20,000 บาท	2.7	3.1	1.4	0.0	2.9	1.6
20,001 – 30,000 บาท	9.3	13.8	8.3	9.2	10.3	5.2
30,001 – 40,000 บาท	16.1	18.5	17.2	19.5	17.6	14.1
40,001 – 50,000 บาท	18.3	7.7	19.3	29.9	14.7	18.2
50,001 – 60,000 บาท	5.2	0.0	6.9	6.9	8.8	9.9
60,001 – 70,000 บาท	5.7	7.7	9.0	1.1	1.5	11.5
70,001 – 80,000 บาท	17.2	16.9	12.4	12.6	16.2	18.8
80,001 – 90,000 บาท	2.2	3.1	1.4	2.3	1.5	1.6
90,001 – 100,000 บาท	7.4	3.1	10.3	3.4	8.8	5.2
มากกว่า 100,000 บาท	15.0	26.2	13.8	14.9	17.6	13.0
ที่พักอาศัย ภายนอกมหาวิทยาลัย	84.4	84.6	94.5	87.4	91.2	84.9
ภายในมหาวิทยาลัย	15.6	15.4	5.5	12.6	8.8	15.1
ความถี่ที่ใช้ในการเดินทางต่อวัน 1-2 ครั้ง	68.6	4.6	81.4	81.6	64.7	53.1
3-4 ครั้ง	19.7	13.8	6.2	17.2	26.5	41.1
5-6 ครั้ง	5.5	76.9	6.9	0.0	0.0	3.1
7-8 ครั้ง	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
มากกว่า 8 ครั้ง	5.2	4.6	5.5	1.1	8.8	2.6
วัตถุประสงค์ในการเดินทาง เดินทางไปเรียน	69.7	100.0	73.8	74.7	79.4	53.6
เดินทางไปทำงาน	18.0	0.0	25.5	17.2	19.1	43.8
เดินทางไปเพื่อต่อรถ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
เดินทางไปธุระส่วนตัว	8.2	0.0	0.7	8.0	1.5	1.6
เดินทางไปท่องเที่ยว/พักผ่อน	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
เพื่อออกกำลังกาย	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
อื่นๆ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

หมายเหตุ : T = รถรางสวัสดิการ, B = รถจักรยาน, MC-Taxi = รถจักรยานยนต์รับจ้าง , MC-private = รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล , C = รถยนต์ส่วนบุคคล , W = การเดิน

3.3.2 ความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทาง

ข้อมูลในส่วนของความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางประกอบไปด้วยข้อมูลที่เกี่ยวกับทัศนคติและความพึงพอใจของผู้เดินทาง โดยกำหนดค่าปัจจัยของความพึงพอใจและระดับความพึงพอใจ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าปัจจัยของความพึงพอใจ

สัญลักษณ์	ปัจจัย	กำหนดให้/คำอธิบาย
Q1	ความปลอดภัยของช่องจราจร/ เลน	ระดับความพึงพอใจ มากที่สุด = 5 มาก = 4 ปานกลาง = 3 น้อย = 2 น้อยที่สุด = 1
Q2	ความรวดเร็วในการถึงจุดหมาย	
Q3	เลือกเวลาในการเดินทางได้	
Q4	มีจุดให้บริการครอบคลุม	
Q5	ในวันที่มีสภาพอากาศ ร้อน	
Q6	ในวันที่มีสภาพอากาศ เย็นสบาย	
Q7	ในวันที่สภาพอากาศมีฝนตก	
Q8	การแต่งกายสะดวกต่อการเดินทางในแต่ละรูปแบบ	
Q9	ต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ	
Q10	ท่องเที่ยวพักผ่อนหย่อนใจ	
Q11	ความสบายขณะเดินทาง (ไม่ร้อน, ไม่เหนื่อย)	
Q12	ความรู้สึกปลอดภัยขณะเดินทาง	

จากการสำรวจ พบว่า ระดับความพึงพอใจเฉลี่ยของผู้เดินทางภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา ที่มีต่อรูปแบบการเดินทางทั้ง 6 ทางเลือก ได้แก่ รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน สามารถอธิบายดังแสดงในรูปที่ 2 ได้ดังนี้

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อรถรางสวัสดิการ พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศเย็นสบาย ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.522 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง คือ ปัจจัยต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 2.674

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อรถจักรยาน พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศเย็นสบาย ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.518 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อยที่สุด คือ ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศฝนตก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 1.710

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อรถจักรยานยนต์รับจ้าง พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือปัจจัยความรวดเร็วในการถึงจุดหมาย ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.479 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อยที่สุด คือ ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศฝนตก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 1.761

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือปัจจัยเลือกเวลาในการเดินทางได้ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.638 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย คือ ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศฝนตก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 2.047

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อรถยนต์ส่วนบุคคล พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศร้อน ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.660 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย คือ ปัจจัยต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 2.483

ความพึงพอใจที่ผู้เดินทางมีต่อการเดิน พบว่า ปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด คือ ปัจจัยต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 4.612 ในส่วนของปัจจัยที่มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อยที่สุด คือ ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศฝนตก ซึ่งมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจเท่ากับ 1.779

นอกจากนั้น ผลของการสำรวจ พบว่า ค่าเฉลี่ยความพึงพอใจของแต่ละปัจจัยที่มีอิทธิพลต่อรูปแบบการเดินทางของผู้เดินทางภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา สามารถอธิบายดังแสดงในรูปที่ 2 ได้ดังนี้

ปัจจัยความปลอดภัยของช่องจราจร/ เลน พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.521, 3.813, 2.997, 3.546, 4.408 และ 4.081 ตามลำดับ ซึ่งรถรางสวัสดิการ และรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุดตามลำดับ เนื่องจากการเดินทางทั้งสองรูปแบบนี้มีช่องจราจรที่ชัดเจน ในส่วนของรถจักรยานยนต์รับจ้าง มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจาก ช่องจราจร/เลน ไม่มีช่องจราจรแยกสำหรับรถจักรยานยนต์ และพฤติกรรมของรถจักรยานยนต์รับจ้างมีการใช้ความเร็วเพื่อทำเวลาถึงจุดหมาย จากผลการสำรวจความพึงพอใจรถจักรยานยนต์รับจ้างจึงได้ค่าเฉลี่ยความพึงพอใจน้อยที่สุดในทางเลือกทั้งหมด

ปัจจัยความรวดเร็วในการถึงจุดหมาย พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 3.295, 3.612, 4.479, 4.546, 4.174 และ 2.395 ตามลำดับ ซึ่งรถจักรยานยนต์รับจ้าง และรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุดตามลำดับ เนื่องจากมีความคล่องตัวและสามารถทำความเร็วในการเดินทางได้ และการเดินมีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย เนื่องจากการเดินมีความเร็วน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับการเดินทางรูปแบบอื่น

ปัจจัยเลือกเวลาเดินทางได้ พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 3.158, 4.111, 4.289, 4.638, 4.567 และ 4.307 ตามลำดับ ซึ่งรถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุดตามลำดับ เนื่องจากรูปแบบการเดินทางเหล่านี้สามารถเลือกเวลาในการเดินทางได้ตามต้องการ ในส่วนของรถรางสวัสดิการ มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจาก การเดินทางโดยรถรางสวัสดิการจะต้องเดินไปยังป้ายจุดจอดรับ-ส่ง เพื่อใช้บริการตามตารางเวลาให้บริการเท่านั้น

ปัจจัยมีจุดให้บริการครอบคลุม พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.008, 3.384, 3.119, 3.931, 3.855 และ 4.590 ตามลำดับ ซึ่งการเดิน มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากการเดินสามารถเข้าถึงได้ทุกพื้นที่ในมหาวิทยาลัยได้ตามต้องการ ในส่วนของรถจักรยานยนต์รับจ้าง มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจาก รถจักรยานยนต์รับจ้างมีจุดให้บริการเฉพาะบริเวณทางเข้ามหาวิทยาลัยเท่านั้น

ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศร้อน พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 3.770, 2.559, 3.163, 3.391,

4.660 และ 2.229 ตามลำดับ ซึ่งรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากรถยนต์ส่วนบุคคลเป็นพาหนะเดินทางที่สามารถปรับอุณหภูมิของเครื่องปรับอากาศในรถยนต์ขณะเดินทาง อีกทั้งยังป้องกันแสงแดด และฝนได้อีกด้วย ในส่วนของ การเดินและรถจักรยาน มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย เนื่องจาก ในสภาพอากาศที่ร้อนเส้นทางการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยไม่ได้มีร่มเงาหรือหลังคาครอบคลุมทุกพื้นที่จึงทำให้ผู้ที่เดินทางโดยรูปแบบการเดินมีความพึงพอใจอยู่ในเกณฑ์ที่น้อย

ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศเย็นสบาย พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.522, 4.518, 4.185, 4.400, 4.542 และ 4.580 ตามลำดับ ซึ่งทั้ง 6 รูปแบบยกเว้น รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด และสำหรับรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากเนื่องจาก ในสภาพอากาศที่เย็นสบายผู้ที่เดินทางในมหาวิทยาลัยสามารถเลือกรูปแบบในการเดินทางได้ตามความพึงพอใจส่วนบุคคล ไม่ได้มีอุปสรรคในเรื่องของสภาพอากาศ

ปัจจัยในวันที่มีสภาพอากาศมีฝนตก พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 3.320, 1.710, 1.761, 2.047, 4.561 และ 1.779 ตามลำดับ ซึ่งรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากรถยนต์ส่วนบุคคลเป็นการเดินทางที่สามารถป้องกันฝนตกได้ดีกว่าการเดินทางรูปแบบอื่น ๆ ในส่วนของรถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง และการเดิน มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อยที่สุด เนื่องจาก ในสภาพอากาศที่มีฝนตกเส้นทางการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยไม่ได้หลังคาครอบคลุมทุกพื้นที่จึงทำให้ผู้ที่เดินทางโดยจักรยานมีความพึงพอใจอยู่ในเกณฑ์ที่น้อยสุด

ปัจจัยการแต่งกายสะดวกต่อการเดินทางในแต่ละรูปแบบ พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.184, 3.163, 3.219, 3.427, 4.653 และ 4.241 ตามลำดับ ซึ่งรถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากรถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน เป็นการเดินทางที่ส่งผลต่อการแต่งกายน้อยที่สุดเมื่อเทียบกับการเดินทางรูปแบบอื่น ๆ ในส่วนของรถจักรยาน และรถจักรยานยนต์รับจ้าง มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจากการแต่งกายที่ไม่เหมาะสมส่งผลต่อความสะดวกในการปั่นจักรยานและนั่งรถจักรยานยนต์รับจ้าง

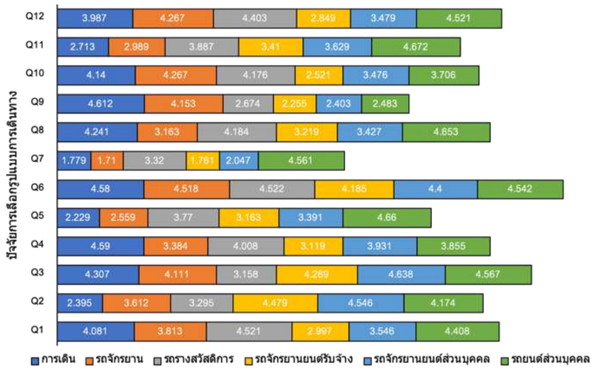
ปัจจัยต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 2.674, 4.153, 2.255, 2.403, 2.483 และ 4.612 ตามลำดับ ซึ่งการเดินและรถจักรยาน มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุดตามลำดับ เนื่องจากการเดิน เป็นการเดินทางที่ต้องออกแรงในการเดินทาง จึงเหมาะสมกับผู้ที่ต้องการออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ ในส่วนของรถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล และรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย เนื่องจาก การเดินทางทั้ง 3 แบบนี้ไม่ได้ออกแรงในการขับเคลื่อนยานพาหนะจึงทำให้ผู้ที่เดินทางโดยรูปแบบการเดินทางนี้มีความพึงพอใจต่อปัจจัยต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพอยู่ในเกณฑ์ที่น้อย

ปัจจัยท่องเที่ยวพักผ่อนหย่อนใจ พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.176, 4.267, 2.521, 3.476, 3.706 และ 4.140 ตามลำดับ ซึ่งรถจักรยาน มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากการเดินทางโดยใช้รถจักรยาน เป็นการเดินทางที่เหมาะสมในการพักผ่อนหย่อนใจ เมื่อเทียบกับการเดินทางรูปแบบอื่น ซึ่งพื้นที่ในมหาวิทยาลัยมีสถานที่ผ่อนคลายและเป็นธรรมชาติให้ผู้เดินทางได้ปั่นไปท่องเที่ยว ในส่วนของรถจักรยานยนต์รับจ้าง มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อย เนื่องจาก การเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างมีค่าใช้จ่ายที่สูงผู้เดินทางจึงไม่เลือกที่จะเดินทางโดยรถจักรยานยนต์รับจ้างเพื่อท่องเที่ยวพักผ่อนหย่อนใจภายในมหาวิทยาลัย

ปัจจัยความสบายขณะเดินทาง (ไม่ร้อน, ไม่เหนื่อย) พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 3.887, 2.989, 3.410, 3.629, 4.672 และ 2.713 ตามลำดับ ซึ่งรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุด เนื่องจากการเดินทางโดยรถยนต์ส่วนเป็นการเดินทางที่สามารถป้องกันแสงแดด และไม่ต้องออกแรงในการเดินทางได้ดีกว่าการเดินทางรูปแบบอื่น ๆ ในส่วนของรถจักรยานและการเดิน มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจาก การเดินทางโดยรูปแบบรถจักรยานและการเดิน เป็นการเดินทางโดยออกแรงจึงทำให้ผู้เดินทางมีความเหนื่อยล้าประกอบกับในสภาพอากาศที่ร้อนเส้นทางการเดินทางไม่ได้มีร่มเงาหรือหลังคาครอบคลุมทุกพื้นที่ จึงทำให้ผู้ที่เดินทางมีความพึงพอใจต่อปัจจัยความสบายขณะเดินทาง (ไม่ร้อน, ไม่เหนื่อย) อยู่ในเกณฑ์ที่ปานกลาง

ปัจจัยความรู้สึกปลอดภัยขณะเดินทาง พบว่า รถรางสวัสดิการ รถจักรยาน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วน

บุคคล และการเดิน มีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจ เท่ากับ 4.403, 4.267, 2.849, 3.479, 4.521 และ 3.987 ตามลำดับ ซึ่งรถรางสวัสดิการ รถจักรยานและรถยนต์ส่วนบุคคล มีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางมากที่สุดตามลำดับ เนื่องจากการเดินทางของรูปแบบเหล่านี้มีช่องจราจรที่ชัดเจน ผู้เดินทางจึงรู้สึกปลอดภัยมากกว่าการเดินทางรูปแบบอื่น ในส่วนของรถจักรยานยนต์รับจ้าง มีคะแนนเฉลี่ยน้อยที่สุดใน 6 ทางเลือก ซึ่งมีคะแนนเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางปานกลาง เนื่องจาก และพฤติกรรมของรถจักรยานยนต์รับจ้างมีการใช้ความเร็วเพื่อทำเวลาถึงจุดหมาย ประกอบกับช่องจราจร/เลน ไม่มีช่องจราจรแยกสำหรับรถจักรยานยนต์ จึงทำให้ผู้เดินทางมีความพึงพอใจต่อความรู้สึกปลอดภัยขณะเดินทาง อยู่ในเกณฑ์ที่น้อยที่สุดในทางเลือกทั้งหมด



หมายเหตุ: ระดับความพึงพอใจต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางน้อยที่สุด (1.00 – 1.80), น้อย (1.81 – 2.60), ปานกลาง (2.61 – 3.40), มาก (3.41 – 4.20) และมากที่สุด (4.21 – 5.00)

รูปที่ 2 ค่าเฉลี่ยความพึงพอใจในการเดินทาง

3.3.3 การวิเคราะห์ปัจจัย (Factor Analysis)

จากข้อมูลในส่วนของความพึงพอใจจะทำการจัดกลุ่มของตัวแปรปัจจัยความพึงพอใจที่มีความสัมพันธ์กันมากในทิศทางเดียวกันเพื่อลดจำนวนตัวแปรปัจจัยความพึงพอใจที่มีจำนวนมาก และสร้างคะแนน (Factor Score) เพื่อนำปัจจัยดังกล่าว ไปวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติต่อไป โดยค่าน้ำหนักปัจจัยที่ใช้อธิบายความหมายควรมีค่ามากกว่า 0.3 ขึ้นไป และค่าสถิติของ Kaiser-Meyer-Olkin (KMO) ควรมีค่ามากกว่า 0.5 จากการวิเคราะห์ข้อมูลความพึงพอใจ พบว่า ผลการจัดกลุ่มตัวแปรใหม่สามารถแบ่งได้เป็น 3 กลุ่ม ซึ่งมีค่า KMO เท่ากับ 0.783 จึงพอสรุปได้ว่าข้อมูลความพึงพอใจจากการสำรวจมีความเหมาะสมที่จะใช้เทคนิค *Factor Analysis* ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าคะแนนของปัจจัยความพึงพอใจ

Exploratory Factor Analysis				
		1	2	3
ปัจจัยความสะดวกสบาย (Comfort)				
Q5	ในวันที่มีสภาพอากาศ ร้อน	0.846		
Q7	ในวันที่สภาพอากาศ มีฝนตก	0.828		
Q11	ความสบายขณะเดินทาง (ไม่ร้อน , ไม่เหนื่อย)	0.777		
Q8	การแต่งกายสะดวกต่อการเดินทางในแต่ละรูปแบบ	0.555		
ปัจจัยสิ่งอำนวยความสะดวกต่อการเดินทางพร้อมออกกำลังกาย (Facility)				
Q1	ความปลอดภัยของช่องจราจร/เลน		0.638	
Q4	มีจุดให้บริการครอบคลุม		0.583	
Q9	ต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ		0.617	
Q10	ท่องเที่ยวพักผ่อนหย่อนใจ		0.666	
Q12	ความรู้สึกปลอดภัยขณะเดินทาง		0.623	
ปัจจัยความตรงต่อเวลา (Punctuality)				
Q2	ความรวดเร็วในการถึงจุดหมาย			0.591
Q3	เลือกเวลาในการเดินทางได้			0.846
Kaiser-Meyer-Olkin Measure of Sampling Adequacy. (KMO)		0.783		
Approx. Chi-Square		20,004.34		
df		66		
Sig.		0.000		

3.3.4 การกำหนดค่าตัวแปร

การกำหนดค่าตัวแปรข้อมูลที่ได้จากแบบสอบถามภาคสนามที่จะนำไปวิเคราะห์ และพัฒนาแบบจำลองการเลือกรูปแบบการเดินทาง จะใช้ข้อมูลจำนวน 650 ตัวอย่าง คิดเป็น 70 % ของข้อมูลทั้งหมดนำมาพัฒนาสร้างแบบจำลอง และอีก 273 ตัวอย่าง คิดเป็น 30 % ของข้อมูลทั้งหมด ใช้เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง ซึ่งข้อมูลจะถูกนำมากำหนดค่าตัวแปรในโปรแกรม NLOGIT 4.0 ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ค่าตัวตัวแปรที่ใช้ในการพัฒนาแบบจำลอง

สัญลักษณ์	ตัวแปร	กำหนดให้/คำอธิบาย
SEX	เพศ	เพศชาย = 0 เพศหญิง = 1
AGE	อายุ	ต่ำกว่า 22 ปี = 1 22 – 31 ปี = 2 32 – 41 ปี = 3 42 – 51 ปี = 4 52 – 61 ปี = 5 มากกว่า 61 ปี = 6
JOB	อาชีพ	นักเรียน/นักศึกษา = 0 ข้าราชการ = 1 พนักงานของรัฐ = 2 พนักงานรัฐวิสาหกิจ = 3 พนักงานเอกชน = 4

สัญลักษณ์	ตัวแปร	กำหนดให้/คำอธิบาย
		อาชีพส่วนตัว = 5 ไม่ได้ทำงาน = 6 อื่นๆ = 7
EDU	ระดับการศึกษา	ต่ำกว่าปริญญาตรี = 0 ปริญญาตรีชั้นปีที่ 1 = 1 ปริญญาตรีชั้นปีที่ 2 = 2 ปริญญาตรีชั้นปีที่ 3 = 3 ปริญญาตรีชั้นปีที่ 4 = 4 ระดับปริญญาตรี = 5 ระดับปริญญาโท = 6 ระดับปริญญาเอก = 7 อื่นๆ = 8
INC	รายได้ส่วนตัวต่อเดือน	น้อยกว่า 5,000 บาท = 1 5,001 – 10,000 บาท = 2 10,001 – 15,000 บาท = 3 15,001 – 20,000 บาท = 4 20,001 – 25,000 บาท = 5 25,001 – 30,000 บาท = 6 30,001 – 35,000 บาท = 7 35,001 – 40,000 บาท = 8 มากกว่า 40,000 บาท = 9
FINC	รายได้ของครัวเรือนต่อเดือน	น้อยกว่า 10,000 บาท = 1 10,001 – 20,000 บาท = 2 20,001 – 30,000 บาท = 3 30,001 – 40,000 บาท = 4 40,001 – 50,000บาท = 5 50,001 – 60,000 บาท = 6 60,001 – 70,000 บาท = 7 70,001 – 80,000 บาท = 8 80,001 – 90,000 บาท = 9 90,001 – 100,000 บาท = 10 มากกว่า 100,000 บาท = 11
HOME	ที่พักอาศัยของคุณ	ภายนอกมหาวิทยาลัย = 0 ภายในมหาวิทยาลัย = 1
OBJ	วัตถุประสงค์ของการเดินทาง	เดินทางไปเรียน = 1 เดินทางไปทำงาน = 2 เดินทางไปเพื่อไปต่อรถ = 3 เดินทางไปทำธุระส่วนตัว = 4 เดินทางไปท่องเที่ยว/พักผ่อน = 5 เดินทางเพื่อการไปออกกำลังกาย = 6 อื่นๆ = 7
FREQ	ความถี่ที่ใช้ในการเดินทางต่อวัน	1 – 2 ครั้ง = 1 3 – 4 ครั้ง = 2 5 – 6 ครั้ง = 3 7 – 8 ครั้ง = 4 มากกว่า 8 ครั้ง = 5
MODE	รูปแบบที่ใช้ในการเดินทาง	รถรางสวัสดิการ = 1 รถจักรยาน = 2 รถจักรยานยนต์รับจ้าง = 3 รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล = 4 รถยนต์ส่วนบุคคล = 5 การเดิน = 6

สัญลักษณ์	ตัวแปร	กำหนดให้/คำอธิบาย
DIST	ระยะทาง	ระยะทางที่ใช้ในการเดินทางทั้งหมด (เมตร)
TWT	เวลารอรถรางสวัสดิการ	เวลาที่ใช้ในการรอรถรางสวัสดิการ (นาที)
TWMCT	เวลารอรถจักรยานยนต์รับจ้าง	เวลาที่ใช้ในการรอรถจักรยานยนต์รับจ้าง (นาที)
TT	เวลาของรถรางสวัสดิการ	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถรางสวัสดิการ (นาที)
TB	เวลาของรถจักรยาน	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักรยาน (นาที)
TMCT	เวลาของรถจักรยานยนต์รับจ้าง	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักรยานยนต์รับจ้าง (นาที)
TMCP	เวลาของรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล (นาที)
TC	เวลาของรถยนต์ส่วนบุคคล	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถยนต์ส่วนบุคคล (นาที)
TW	เวลาของการเดิน	เวลาที่ใช้ในการเดินทางของการเดิน (นาที)
TPT	เวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถรางสวัสดิการ	เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถรางสวัสดิการ (นาที)
TPB	เวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยาน	เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยาน (นาที)
TPMCT	เวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยานยนต์รับจ้าง	เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยานยนต์รับจ้าง (นาที)
TPMCP	เวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล	เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล (นาที)
TPC	เวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถยนต์ส่วนบุคคล	เวลาที่ใช้ในการเดินทางจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถยนต์ส่วนบุคคล (นาที)
COST	ค่าใช้จ่ายในการเดินทางทั้งหมด	ค่าใช้จ่ายในการเดินทางทั้งหมด (บาท)
ตัวแปรปัจจัยแฝง		
PUNC	ปัจจัยความตรงต่อเวลา (Punctuality)	- ความรวดเร็วในการถึงจุดหมาย - เลือกเวลาในการเดินทางได้
FAC	ปัจจัยสิ่งอำนวยความสะดวกต่อการเดินทางพร้อมออกกำลังกาย (Facility)	- มีจุดให้บริการครอบคลุม - ท่องเที่ยวพักผ่อนหย่อนใจ - ต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ - ความปลอดภัยของช่องจราจร/เลน - ความรู้สึกปลอดภัยขณะเดินทาง
COMF	ปัจจัยความสะดวกสบาย (Comfort)	- ในวันที่มีสภาพอากาศ ร้อน - ในวันที่สภาพอากาศมีฝนตก - การแต่งกายสะดวกต่อการเดินทางในแต่ละรูปแบบ - ความสบายขณะเดินทาง (ไม่ร้อน, ไม่เหนื่อย)

จากแบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต (Nested Logit Model) โดยกำหนดให้ รูปแบบการเดินเป็นรูปแบบที่ใช้อ้างอิง พบว่าแบบจำลองมีค่า McFadden's Pseudo R-squared เท่ากับ 0.807 ค่าความถูกต้องของการพยากรณ์ของชุดพัฒนาแบบจำลอง และชุดตรวจสอบแบบจำลองเท่ากับ 83.23 และ 83.15 ตามลำดับดังตารางที่ 5 ซึ่งมีค่าอยู่ในระดับที่ดีเยี่ยม และสามารถนำค่าสัมประสิทธิ์ (Coefficient) ไปประยุกต์ใช้ในแบบจำลองได้

ตารางที่ 5 ผลการพยากรณ์ของชุดพัฒนาและชุดตรวจสอบแบบจำลอง

รูปแบบการเดินทาง	ชุดพัฒนาแบบจำลอง จำนวน 650 ตัวอย่าง (70%)						
	T	B	MC-Taxi	MC-private	C	W	%Correct
T	233	3	0	1	2	19	90.31
B	0	37	1	0	0	8	80.43
MC-Taxi	0	6	62	2	2	26	63.27
MC-private	1	6	0	47	1	6	77.05
C	0	1	0	1	43	7	82.69
W	2	8	4	1	1	119	88.15
%Correct	83.23						
รูปแบบการเดินทาง	ชุดตรวจสอบแบบจำลอง จำนวน 273 ตัวอย่าง (30%)						
	T	B	MC-Taxi	MC-private	C	W	%Correct
T	93	3	0	1	2	9	86.11
B	0	16	0	1	0	2	84.21
MC-Taxi	1	1	25	2	0	12	60.98
MC-private	2	0	0	21	1	2	80.77
C	0	0	0	0	18	4	81.81
W	0	0	0	2	1	54	94.74
%Correct	83.15						

หมายเหตุ : T = รถรางสวัสดิการ, B = รถจักรยาน, MC-Taxi = รถจักรยานยนต์รับจ้าง , MC-private = รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล , C = รถยนต์ส่วนบุคคล , W = การเดิน

จากแบบจำลอง พบว่า ค่า Coefficient ของเวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถรางสวัสดิการ, เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักยาน, เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักยานยนต์รับจ้าง, เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถจักยานยนต์ส่วนบุคคล, เวลาที่ใช้ในการเดินทางของรถยนต์ส่วนบุคคล, เวลาที่ใช้ในการเดินทางของการเดิน มีค่าเท่ากับ -0.596, -0.516, -1.226, -0.672, -1.214 และ -0.547 ตามลำดับ ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 99 ค่า Coefficient ของเวลาที่ใช้ในการรอของรถรางสวัสดิการ มีค่าเท่ากับ -0.692 ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 99 ค่า Coefficient ของเวลาจากจุดจอดไปยังจุดหมายของรถรางสวัสดิการ รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล และรถยนต์ส่วนบุคคล มีค่าเท่ากับ -1.046, -7.582 และ -4.847 ตามลำดับ ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 99 ค่า Coefficient ของระยะทางในการเดินทาง มีค่าเท่ากับ 6.190 ค่า Coefficient ของค่าใช้จ่ายในการเดินทางมีค่าเท่ากับ -0.420 และ ค่า Coefficient ของปัจจัยความตรงต่อเวลามีค่า เท่ากับ 1.220 ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 99

โดยค่า Coefficient ที่มีเครื่องหมายเป็นลบ แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวแปรมีค่าเพิ่มขึ้นความพึงพอใจในการเลือกรูปแบบการเดินทางประเภทนั้นก็จะลดลง ในทางตรงกันข้าม ค่า Coefficient มีเครื่องหมายเป็นบวกแสดงให้เห็นว่า เมื่อตัวแปรมีค่าเพิ่มขึ้นความพึงพอใจในการเลือกรูปแบบการเดินทางประเภทนั้นก็จะเพิ่มขึ้นไปด้วย และแบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิตพบว่า แบบจำลองไม่มีความเป็นอิสระต่อกันหรือมีความสัมพันธ์กันมากภายในรัง ที่ระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 99 ดังแสดงในตารางที่ 6 และสามารถนำค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้มาสร้างเป็นสมการอรรถประโยชน์ ได้ดังนี้

$$U(T) = 3.814 - 0.596(TT) - 0.692(TWT) -1.046(TPT) + 6.190(DIST) + 1.220(PUNC) \quad (10)$$

$$U(B) = -7.042 - 0.516(TB) + 6.190(DIST) +1.220(PUNC) \quad (11)$$

$$U(MCT) = 1.737 - 1.226(TMCT) - 0.420(COST) + 6.190(DIST) + 1.220(PUNC) \quad (12)$$

$$U(MCP) = 1.433 - 0.672(TMCP) - 7.582(TPMCP) - 0.420(COST) + 6.190(DIST) + 1.220(PUNC) \quad (13)$$

$$U(C) = 5.701 - 1.214(TC) - 4.847(TPC) - 0.420(COST) + 6.190(DIST) + 1.220(PUNC) \quad (14)$$

$$U(W) = 0 - 0.547(TW) + 6.190(DIST) +1.220(PUNC) \quad (15)$$

ตารางที่ 6 ค่าตัวตัวแปรที่ใช้ในการพัฒนาแบบจำลอง

ตัวแปร	ค่าสัมประสิทธิ์	ค่าสถิติ t
TT	-0.596***	-5.401
TB	-0.516***	-4.205
TMCT	-1.226***	-6.645
TMCP	-0.672***	-4.584
TC	-1.214***	-4.121
TW	-0.547***	-5.702
TWT	-0.692***	-5.601
TPT	-1.046***	-4.082
TPMCP	-7.582***	-6.657
TPC	-4.847***	-3.756
DIST	6.190***	4.323

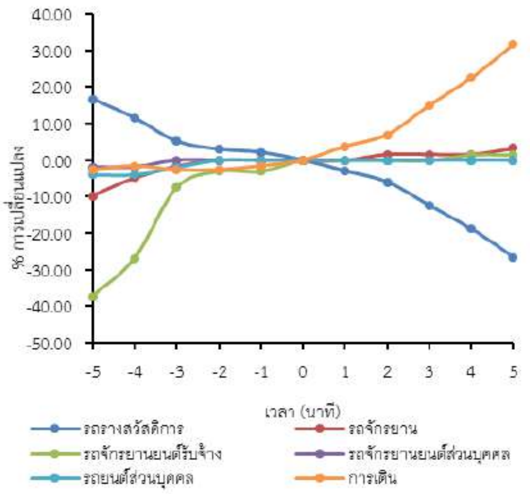
COST	-0.420***	-3.109
PUNC	1.220***	5.699
Variable	Constant	
Tram	3.814	
Bicycle	-7.042	
Motorcycle-taxi	1.737	
Motorcycle-private	1.433	
Car	5.701	
Walk	Baseline	
Inclusive Value parameter		
Active Travel	0.303***	3.282
Non-active Travel	0.733***	5.323
Log likelihood at zero	-1,226.177	
Log likelihood at convergence	-236.453	
McFadden's Pseudo R-squared	0.807	
Chi squared	1,979.450	
%Correct	83.19	

หมายเหตุ : *** = มีระดับนัยสำคัญที่ α= 0.1 หรือระดับความเชื่อมั่นที่ 90%, ** = มีระดับนัยสำคัญที่ α= 0.05 หรือระดับความเชื่อมั่นที่ 95% และ * = มีระดับนัยสำคัญที่ α= 0.01 หรือระดับความเชื่อมั่นที่ 99%

3.3.5 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง

การเพิ่มและลดเวลาในการรอของรถรางสวัสดิการเนื่องจากรถรางสวัสดิการมีสัดส่วนการเลือกใช้มากที่สุดจากการสำรวจภาคสนาม ถึง 39.69% จากสัดส่วนการเดินทางทั้งหมด และรถรางสวัสดิการเป็นรูปแบบการเดินทางที่อยู่ภายใต้การบริหารจัดการของทางมหาวิทยาลัยโดยตรง สามารถนำผลจากการศึกษาไปกำหนดนโยบายการจัดการได้โดยที่ไม่ต้องเสียค่าใช้จ่ายในการลงทุนเพิ่มเติม โดยกำหนดให้ เพิ่มและลดเวลาในการรอรถรางสวัสดิการทุก 1 นาที, 2 นาที, 3 นาที, 4 นาที และ 5 นาที ตามลำดับ

จากผลการประยุกต์แบบจำลอง เมื่อเพิ่มเวลารอของรถรางสวัสดิการขึ้น 5 นาที สัดส่วนการเลือกรูปแบบการเดินทางแบบ active travel โดยการเดินเพิ่มขึ้นถึง 31.72% และการเดินทางโดยใช้จักรยานเพิ่มขึ้น 3.28% ซึ่งการเพิ่มเวลาในการรอของรถรางสวัสดิการจะทำให้ผู้เดินทางหันไปเลือกรูปแบบอื่นในการเดินทางเพิ่มขึ้น ในทางตรงกันข้ามหากลดเวลาในการรอรถรางสวัสดิการลงจะทำให้ผู้เดินทางที่เลือกการเดินทางรูปแบบอื่นหันมาเลือกใช้บริการรถรางสวัสดิการเพิ่มมากขึ้น ทั้งหมดแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 สัดส่วนของการเลือกรูปแบบการเดินทางภายในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา เมื่อมีการเพิ่มหรือลดเวลาในการเดินทางของรถรางสวัสดิการ

4. บทสรุป

จากการศึกษาการวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการเลือกรูปแบบการเดินทางของนักศึกษาและบุคลากร ในมหาวิทยาลัยมหิดล วิทยาเขตศาลายา พบว่า รูปแบบการเดินทางที่ถูกเลือกใช้ในการเดินทางเรียงลำดับจากมากที่สุดไปน้อยที่สุด ได้ดังนี้ รถรางสวัสดิการ การเดิน รถจักรยานยนต์รับจ้าง รถจักรยานยนต์ส่วนบุคคล รถยนต์ส่วนบุคคล และรถจักรยาน โดยปัจจัยที่มีค่าความพึงพอใจมากที่สุดที่ทำให้ผู้เดินทางเลือกการเดินทางแบบ active travel คือ ต้องการเดินทางพร้อมทั้งออกกำลังกายเพื่อสุขภาพ และวันที่มีสภาพอากาศเย็นสบาย จากนั้นได้นำข้อมูลมาวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองซ้อนสัมพันธ์โลจิต พบว่า แบบจำลอง มีค่า McFadden's Pseudo R-squared เท่ากับ 0.807 และค่าความถูกต้องของการพยากรณ์เฉลี่ย เท่ากับ 83.19 ซึ่งค่าอยู่ในระดับที่ดีเยี่ยมและน่าเชื่อถือ นอกจากนั้นได้นำแบบจำลองไปประยุกต์ใช้ พบว่า ผู้เดินทางจะเปลี่ยนรูปแบบการเดินทางไปใช้แบบ active travel เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มเวลาในการรอของรถรางสวัสดิการ จากผลการประยุกต์แบบจำลอง เมื่อเพิ่มเวลารอของรถรางสวัสดิการขึ้น 5 นาที สัดส่วนการเลือกรูปแบบการเดินทางแบบ active travel โดยการเดินเพิ่มขึ้นถึง 31.72% และการเดินทางโดยใช้จักรยานเพิ่มขึ้น 3.28% จากผลการศึกษาในครั้งนี้สามารถนำไปใช้ปรับปรุงนโยบายของมหาวิทยาลัยเพื่อส่งเสริมให้นักศึกษาและบุคลากรเลือกใช้การเดินทางแบบ active travel มากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ รศ. ดร.กิตติชัย ธนทรัพย์สิน ได้เสียสละเวลาอันมีค่าในการให้ความรู้ คำแนะนำ ข้อเสนอแนะ ตลอดจนช่วยตรวจสอบแก้ไขข้อผิดพลาดต่าง ๆ ให้บทความฉบับนี้มีความถูกต้องสมบูรณ์

เอกสารอ้างอิง

[1] Rahman, M.S. (2008). Future Mass Rapid Transit in Dhaka City: Options, Issues and Realities. *Public Choice: Analysis of Collective Decision-Making eJournal*.

[2] สุวิมล สุมนวิวัฒน์ และ อนุภาค เสาร์เสาวภาคย์ (2014). การวิเคราะห์ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเลือกใช้บริการสายการบินภายในประเทศโดยใช้แบบจำลองเนสเต็ดโลจิต. *การประชุมวิชาการเสนอผลงานวิจัยระดับบัณฑิตศึกษา ครั้งที่ 15,* ขอนแก่น, 28 มีนาคม 2557, หน้า 1978-1988.

[3] Ermagun, A., & Samimi, A. (2018). Potential cost savings of promoting active travel to school. *Case Studies on Transport Policy, 6*(1), 167-177. doi:https://doi.org/10.1016/j.cstp.2017.10.005

[4] Javanmardi, M., Langerudi, M. F., Shabanpour, R., & Mohammadian, K. (2015). *Mode choice modelling using personalized travel time and cost data.* Paper presented at the 14th International Conference on Travel Behaviour Research.

[5] Bai, T., Li, X., & Sun, Z. (2017). Effects of cost adjustment on travel mode choice: analysis and comparison of different logit models. *Transportation research procedia*, *25*, 2649-2659.

[6] Shen, Q., Chen, P., & Pan, H. (2016). Factors affecting car ownership and mode choice in rail transit-supported suburbs of a large Chinese city. *Transportation Research Part A: Policy and Practice, 94*, 31-44. doi:https://doi.org/10.1016/j.tra.2016.08.027

[7] McFadden, D. (1977). *Quantitative methods for analyzing travel behavior of individuals: some recent developments*. Berkeley, CA: Institute of Transportation Studies, University of California.

การศึกษาความเปลี่ยนแปลงของเทคโนโลยีและนวัตกรรม ที่ส่งผลกระทบต่อธุรกิจการบริการด้านคมนาคม

The Study of Disruptive Technology and Innovation Effect on the Transportation Service Businesses

ธนวัฒน์ เดชปรอท

วิศวกรวิจัยและพัฒนา บริษัท ทางด่วนและรถไฟฟ้ากรุงเทพ จำกัด (มหาชน)
E-mail address: tanawat.d@bemplc.co.th

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบต่อการกำหนดกลยุทธ์ของธุรกิจการให้บริการด้านคมนาคมที่เกิดจากการเปลี่ยนผ่านเทคโนโลยีและนวัตกรรมจากยุคโลกาภิวัตน์ (Globalization) เข้าสู่ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง (Internet of Things) โดยสิ่งแวดล้อมทางเทคโนโลยีนี้ส่งผลให้นวัตกรสามารถสร้างสรรค์นวัตกรรม (Innovation) ที่หลุดพ้นจากกรอบแนวคิดในการแก้ปัญหาเดิม ๆ ที่เคยถูกจำกัดด้วยเทคโนโลยีจากยุคโลกาภิวัตน์ และการที่นวัตกรรมเหล่านั้นได้เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของผู้บริโภคไปอย่างสิ้นเชิง ในอัตราความเร็วที่ก้าวกระโดด ผู้ประกอบการธุรกิจการให้บริการด้านคมนาคมจึงจำเป็นต้องเร่งศึกษาทำความเข้าใจเพื่อปรับตัวให้ทันต่อคลื่นแห่งความเปลี่ยนแปลง และสามารถตอบสนองผู้บริโภคตามพฤติกรรมที่เปลี่ยนแปลงไปได้อย่างสอดคล้อง โดยจากการศึกษาข้อมูลการเดินทางในเมืองใหญ่รวมถึงกรุงเทพมหานคร พบว่าการเดินทางส่วนมากมีต้นกำเนิดมาจากการเคลื่อนที่ของผู้บริโภคด้วยจุดประสงค์หลากหลาย เช่น ธุรกิจ การศึกษา การอุปโภคและบริโภค โดยเดินทางด้วยยานพาหนะส่วนตัว บริการขนส่งสาธารณะ หรือรูปแบบการเดินทางอื่น ๆ จากแหล่งที่พักเข้าหาสินค้าและบริการ แต่ในปัจจุบันเทคโนโลยีและนวัตกรรมได้เอื้ออำนวยให้เกิดปรากฏการณ์กระแสจราจรกลับทิศ กลายเป็นผู้ให้บริการที่ต้องจัดส่งสินค้าและบริการให้ผู้บริโภคแทน ซึ่งส่งผลให้ผู้บริโภคลดพฤติกรรมการเดินทางลง และผู้ให้บริการมีความต้องการในการเดินทางมากขึ้น ตัวอย่างของเทคโนโลยีและนวัตกรรมเปลี่ยนพฤติกรรมเหล่านั้นมีมากมาย เช่น การทำงานในที่พัก (Work from Home) การศึกษาออนไลน์ ความสามารถในการเข้าถึงอาหารและสินค้าผ่านผู้ให้บริการบน Platform ต่าง ๆ โดยจากอดีตถึงปัจจุบัน ผู้บริโภคเลือกใช้บริการด้านคมนาคม เช่น ระบบทางพิเศษหรือระบบขนส่งมวลชนที่ให้ความสะดวกรวดเร็ว และความปลอดภัยในการเดินทาง แต่ในอนาคตอันใกล้นี้ ผู้ใช้บริการในระบบทางพิเศษและรถไฟฟ้าจะเปลี่ยนไป พร้อม ๆ กับพฤติกรรมการเดินทางรูปแบบใหม่ที่สอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงทางสังคม เศรษฐกิจ และวัฒนธรรมการดำรงชีวิตในยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง ปัจจัยแห่งการเปลี่ยนแปลงเหล่านี้จะส่งผลกระทบต่อการดำเนินธุรกิจให้บริการทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในหลายด้านและหลายระดับ การศึกษาการเปลี่ยนผ่านเทคโนโลยีและนวัตกรรมเข้าสู่ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง จึงเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการสร้างโอกาส และกำหนดกลยุทธ์ในการรับมือกับโลกยุคใหม่ที่กำลังจะเกิดขึ้น

คำสำคัญ: ธุรกิจการให้บริการด้านคมนาคม, ทางพิเศษ, รถไฟฟ้า, เทคโนโลยี, นวัตกรรม, การเปลี่ยนแปลง, ศตวรรษแห่งอินเทอร์เน็ต, อินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง

Abstract

The objective of this research is to evaluate the positive and negative impacts of the technological transition from the globalization era to the Internet of Thing era on strategic planning for the transportation service businesses. This transitional environment has enabled innovators to create innovations that define a new problem-solving framework, which was limited by technology from the globalization era. These innovations have completely changed the behavior of consumers. Therefore, expressway and metro train service providers need to realize the importance of their understanding of the wave of change and be able to respond to today's consumers' needs. The analysis of traffic data in big cities including Bangkok, Thailand suggests that most traffic activities originate from the movements of consumers in seeking goods and services for a variety of purposes such as business, education, and general consumption. However, the Internet of Things technology and innovations have induced reverse flows of the traffic activities where service providers are moving towards the customers in delivering products and providing services instead. There are a number of examples for technology and innovations that change

the customers' behavior such as work from home, online education, and online purchase of goods and services via applications. From the past to the present, consumers choose transportation services such as expressway or mass transit that ensures convenience, reliability, and safety. In the near future, however, transportation system users will generate new traveling patterns that are in line with social and economic changes as well as new normal culture. These factors will affect the operation of such transportation services at several levels. Understanding the transformation of technology and embracing the advent of world-changing innovations in the Internet of Things era, transportation service providers are forced to change, create new business opportunities, and formulate strategies that enable them to excel in the modern world.

Keywords: Transportation service businesses, Expressway, Metro, Technology, Innovation, Internet Century, Internet of Things

1. บทนำ

นิยามของโลก "ยุคโลกาภิวัตน์" คือยุคสมัยของการไหลเวียนข้อมูลข่าวสารปริมาณมาก จากปริมาณการติดต่อค้าขายและการลงทุนระหว่างประเทศที่สะดวก รวดเร็ว และง่ายดายราวกับโลกได้ถูกย่อให้เล็กลง ต่อมาการเปลี่ยนแปลงทางเศรษฐกิจ เทคโนโลยี และสังคมที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วได้พาให้สังคมมนุษย์ก้าวเข้าสู่ "ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่งหรือ (Internet of Things, IoT)" ที่ผู้คนสามารถเชื่อมต่อเข้าหากันผ่านตัวกลางอย่างอินเทอร์เน็ตและการสื่อออนไลน์บน Digital Platform ต่าง ๆ โลกในยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่งจึงถูกนิยามด้วยเทคโนโลยีที่พัฒนาอย่างก้าวกระโดดเมื่อเทียบกับทศวรรษที่ผ่านมา

หลังวิกฤตเศรษฐกิจในปี 2551 การค้าโลกและการไหลเวียนเงินลงทุนระหว่างประเทศลดลงอย่างมาก แต่ปริมาณการไหลเวียนของข้อมูลและธุรกรรมทางอินเทอร์เน็ตระหว่างประเทศกลับเพิ่มขึ้น จากข้อมูลกระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม (2563) พบว่า ปัจจุบันคนไทยใช้อินเทอร์เน็ตกว่า 47 ล้านคน หรือราว 70% ของจำนวนประชากรทั้งประเทศ และมีพฤติกรรมการใช้งานเฉลี่ยวันละกว่า 10 ชั่วโมง อินเตอร์เน็ตในทุกสิ่งซึ่งมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเปรียบเทียบกับทศวรรษที่แล้ว และมีผลอย่างมากต่อการเติบโตทางเศรษฐกิจและธุรกิจของไทย และประเทศต่าง ๆ ทั่วโลกมากขึ้นทุกวัน

การเกิดขึ้นของอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่งได้สร้างโอกาสให้แก่ผู้ประกอบการและผู้บริโภคอย่างที่ไม่เคยมีมาก่อน ต้นทุนในการติดต่อและทำธุรกรรมข้ามประเทศลดต่ำลงมากจนก่อให้เกิดโอกาสทางเศรษฐกิจและธุรกิจใหม่ ๆ และทำให้โลกที่ถูกย่อให้เล็กลงมาแล้วในยุคโลกาภิวัตน์มีการเชื่อมต่อทั่วถึงอย่างสมบูรณ์มากขึ้นผ่านอินเทอร์เน็ต การศึกษาพบว่าธุรกิจในปัจจุบันจะมีรูปแบบการดำเนินธุรกิจบน Digital Platform ซึ่งย้ายสื่อกลางในการติดต่อสื่อสารแลกเปลี่ยนสินค้าจากโลกภายนอกมาอยู่ในอินเตอร์เน็ต ดังจะเห็นตัวอย่างข้อมูลจากกระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม (2563) พบว่า ในช่วงที่เกิดการแพร่ระบาดของโควิด-19 ในปี 2563 Platform ซื้อขายสินค้าออนไลน์อันดับ 1 ของประเทศไทย มียอดการเข้าใช้บริการเพิ่มขึ้นถึง 478% ซึ่งธุรกิจลักษณะนี้เกิดจากการสร้าง Platform เพื่อดึงผู้ให้บริการและผู้ใช้บริการเข้ามาไว้ในระบบนิเวศเดียวกัน (Collaborative Ecosystem) แล้วร่วมกันสร้างมูลค่าทางเศรษฐกิจแบบทวีคูณ นอกจากนี้ ธุรกิจการให้บริการขนส่งและโลจิสติกส์ ก็เป็นอีกหนึ่งกลุ่มธุรกิจสำคัญที่ร่วมกันพลิกโฉมการให้บริการและได้รับความนิยมในเวลาอันรวดเร็ว ด้วยรูปแบบการดำเนินธุรกิจที่อยู่บน Platform ของการแบ่งปันสินทรัพย์ (Asset Sharing) ซึ่งเปิดโอกาสให้ผู้ให้บริการใช้ทรัพย์สินของตัวเอง เช่น รถยนต์ ในการให้บริการ ในระบบนิเวศทางเทคโนโลยีที่ผู้ให้บริการและผู้ใช้บริการสามารถมาพบกันได้สะดวกยิ่งขึ้น และมีเครื่องมือที่ช่วยให้ผู้บริโภคเลือกบริการที่ตรงกับความต้องการของตนมากขึ้น

จากการที่โลกกำลังเผชิญกับการเปลี่ยนผ่านยุคสมัยครั้งสำคัญ ดังกล่าว พฤติกรรมผู้ใช้บริการธุรกิจด้านคมนาคม เช่น ระบบทางพิเศษและระบบขนส่งมวลชนก็เปลี่ยนแปลงไปด้วยเช่นกัน โดยพบว่า การเดินทางที่จากเดิมเคยมีต้นกำเนิดมาจากการเคลื่อนที่ของผู้บริโภคเข้าหาแหล่งสินค้าและบริการ ได้กลับทิศกลายเป็นการเคลื่อนที่ของผู้ให้บริการที่จะต้องจัดส่งสินค้าและบริการไปหาผู้บริโภคแทน ในเชิงระบบการจัดการการส่งสินค้า (โลจิสติกส์) การเคลื่อนที่ทั้งสองประเภทนี้จะมีจำนวนเที่ยวการเดินทาง ชนิดยานพาหนะ ช่วงเวลาการเดินทาง และพฤติกรรมอื่นๆ ที่แตกต่างกัน อีกทั้งการที่เทคโนโลยีสามารถเชื่อมโลกให้เล็กลง และสนับสนุนให้การทำงานทางไกลเกิดขึ้นได้ง่ายขึ้น ผังเมืองในอนาคตอาจจะเปลี่ยนจากเมืองที่กระจุกตัว เป็นเมืองที่ขยายออก สิ่งเหล่านี้ล้วนทำให้ผู้ประกอบการธุรกิจด้านคมนาคม จะต้องจับสัญญาณการเปลี่ยนแปลงให้ทัน ทั้งเพื่อการแสวงหาโอกาส และการเตรียมรับมือกับภัยคุกคามในการดำเนินธุรกิจ และกำหนดกลยุทธ์สำหรับโลกยุคใหม่ต่อไป

2. เทคโนโลยี นวัตกรรม สู่การเปลี่ยนแปลงในภาคการขนส่ง

การปฏิวัติระบบโลจิสติกส์เริ่มขึ้นในช่วงสงครามเวียดนามซึ่งประเทศสหรัฐอเมริกาได้พัฒนาระบบการขนส่งสินค้า อาวุธยุทโธปกรณ์ และกำลังบำรุงทางทหารให้มีประสิทธิภาพมากขึ้น ซึ่งระบบดังกล่าวถูกนำมาใช้ทางการค้าและมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องภายหลังจากที่สงครามเย็นสิ้นสุดลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งตั้งแต่ปี ค.ศ. 1990 เป็นต้นมา เทคโนโลยีเกี่ยวกับโลจิสติกส์ได้รับการพัฒนาอย่างมากและช่วยกระตุ้นตลาดการค้าขายในระดับประเทศเจริญเติบโตอย่างรวดเร็ว (ธนพล ศรีธัญพงศ์, 2560) เมื่อนวัตกรรมหรือเทคโนโลยีด้านโลจิสติกส์ได้เข้ามาเปลี่ยนแปลงการขนส่งสินค้าและบริการในปัจจุบันสำหรับผู้ใช้และผู้ให้บริการ และยกระดับการบริหารจัดการสินค้า และการขนส่ง เช่น ระบบคลังสินค้าอัจฉริยะ (Smart Warehouse) โดรน (Drone) และ หุ่นยนต์ส่งสินค้า (Delivery Robot) ถูกนำมาใช้ในการจัดการสินค้า ระบบขับขี่อัตโนมัติ

(Autonomous Driving) ระบบการผ่านทางไร้ไม้กั้น (Single-lane or Multi-lane Free-flow Tolling), กล้องตรวจจับป้ายทะเบียนอัตโนมัติ (Automatic License Plate Recognition), การระบุตัวตนด้วยคลื่นวิทยุ (Radio Frequency Identification, RFID), อุปกรณ์ตรวจจับอัตโนมัติต่าง ๆ (Digital Sensors) ถูกนำมาใช้ในการบริหารจัดการระบบคมนาคม ผู้ประกอบการด้านการขนส่งก็จำเป็นต้องปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจให้ทันต่อการเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยีเหล่านี้เช่นกัน

จากส่วนผสมของเทคโนโลยีที่ถูกพัฒนาขึ้นใหม่ และความพร้อมของระบบเครือข่ายที่เชื่อมทุกสิ่งให้เข้าถึงกัน โลกในปัจจุบันจึงกำลังก้าวเข้าสู่ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง ซึ่งเป็นยุคสมัยที่มีการนำเทคโนโลยีอินเทอร์เน็ตมาเชื่อมต่อกับสิ่งต่าง ๆ เพื่อประโยชน์หลากหลายด้าน ไม่ว่าจะเป็นด้านการแพทย์ ด้านการเกษตร ด้านคุณภาพชีวิต ด้านการโฆษณาประชาสัมพันธ์ และที่น่าสนใจสำหรับผู้ประกอบการด้านการคมนาคมขนส่งคือการที่ IoT จะสามารถส่งเสริมคุณภาพชีวิตของคนเมืองให้ดีขึ้นที่เรียกว่า Smart City หรือเมืองอัจฉริยะ เช่น การเปิด/ปิดสัญญาณไฟจราจรอัตโนมัติตามปริมาณการจราจร การจัดการดูแลความปลอดภัยและอำนวยความสะดวกผู้ใช้ระบบคมนาคม โดยใช้กล้องวงจรปิด และเซนเซอร์ต่างๆ ร่วมกับข้อมูลหรือสารสนเทศที่เกี่ยวข้อง เป็นต้น

การเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยีในยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่งดังกล่าวได้ทิ้งโจทย์สำคัญให้ภาคธุรกิจและอุตสาหกรรมต้องเร่งตอบ เพื่อติดตามการความต้องการของผู้บริโภคให้ทัน ทั้งการพัฒนาวัฒนธรรมองค์กร การสร้างหน่วยธุรกิจใหม่ การจัดการองค์กร การพัฒนาประสบการณ์ลูกค้า รวมถึงการยกระดับความคิดของผู้นำและคนในองค์กร โดยปัจจุบันบริษัทชั้นนำในโลกและในประเทศไทยเริ่มนำเอาเทคโนโลยีมาใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลขนาดใหญ่ (Big Data) ได้แก่ การวิเคราะห์พฤติกรรมลูกค้า การแนะนำสินค้าให้ลูกค้าแบบเฉพาะเจาะจง การตรวจสอบการฉ้อโกงทางการเงิน การให้คำแนะนำการลงทุนในสถาบันการเงินผ่านระบบอัตโนมัติ การวิเคราะห์ข้อมูลทางการแพทย์ และสำหรับภาคการขนส่งและคมนาคมก็ได้มีการนำเอาเทคโนโลยีสมัยใหม่มาประยุกต์ใช้เช่นกัน เช่น การนำปัญญาประดิษฐ์ (Artificial Intelligence, AI) มาใช้ในการพัฒนาระบบตรวจจับป้ายทะเบียนเพื่อการวิเคราะห์การเข้า-ออกและการจัดเก็บค่าผ่านทางของระบบทางพิเศษ เนื่องจากพฤติกรรมการใช้ทางพิเศษและการจ่ายค่าผ่านทางที่กำลังจะเปลี่ยนแปลงไป

3. การเปลี่ยนแปลงทางพฤติกรรมของผู้บริโภคที่ส่งสัญญาณกระทบกับภาคการขนส่ง

การเปลี่ยนแปลงสถานที่ทำกิจกรรมและดำเนินธุรกิจจากโลกภายนอกเข้าไปสู่ Digital Platform ต่าง ๆ ได้เปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของผู้บริโภคไปอย่างสิ้นเชิง ข้อมูลพฤติกรรมผู้ใช้อินเทอร์เน็ตในประเทศปีที่ผ่านมาจากกระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม ปี 2562 พบว่า คนไทยเข้าถึงอินเทอร์เน็ตกว่า 47 ล้านคน หรือราว 70% ของจำนวนประชากรทั้งประเทศ เฉลี่ยวันละ 10 ชั่วโมง 22 นาที เพิ่มขึ้น 17 นาที จากปีก่อนหน้า โดยเมื่อพิจารณารายช่วงวัย พบว่า กลุ่มคนอายุ 19-38 ปี (Gen Y) ใช้อินเทอร์เน็ตมากที่สุด อยู่ที่ 10 ชั่วโมง 36 นาที และ กลุ่มคนอายุ 55-73 ปี (Baby Boomer) ก็ใช้อินเทอร์เน็ตมากถึงวันละ 10 ชั่วโมงเช่นกัน และใช้มากกว่ากลุ่มคนอายุ 39-54 ปี (Gen X) ถึงกว่า 10 นาที ต่อวัน ทั้งนี้ผู้วิจัยมองว่า พฤติกรรมดังกล่าวสอดคล้องไปตามภาระหน้าที่ของช่วงวัย โดยเมื่อเจาะลึกถึงการใช้เวลาดังกล่าว พบว่า 91% ใช้ไปกับ Social Media (Facebook, Line, Instagram) รองลงมาคือกิจกรรมดูหนังฟังเพลง 71% ค้นหาข้อมูลออนไลน์ 70% รับ-ส่งอีเมล์ 62% และกิจกรรมที่น่าสนใจที่สุดของปีที่ผ่านมาคือ การชำระเงินค่าสินค้าและบริการทางออนไลน์ (พาณิชย์อิเล็กทรอนิกส์ หรือ E-Commerce) มากถึง 60% ซึ่งถือว่าเป็นปีแรกที่การซื้อสินค้าและบริการออนไลน์ ติด 5 อันดับแรก ซึ่งเป็นสัญญาณที่สะท้อนถึงความเชื่อมั่นในความปลอดภัยของ Online Payment Services อันเป็นตัวแปรสำคัญของการเติบโตของธุรกิจ E-Commerce ที่จะนำไปสู่การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทาง และรูปแบบการขนส่งในอนาคต ซึ่งเป็นผลกระทบที่องค์กรที่ทำธุรกิจด้านการขนส่งและคมนาคมต้องจับตามองอย่างใกล้ชิด

การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานทางอินเตอร์เน็ตในช่วงกว่า 10 ปีที่ผ่านมานับว่าเป็นตัวแปรสำคัญที่ทำให้เกิดการเจริญเติบโตของ E-Commerce การเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของผู้บริโภคในการซื้อสินค้า สั่งอาหาร ส่งพัสดุ/จดหมาย ซึ่งจะนำไปสู่การเปลี่ยนแปลงรูปแบบการเดินทาง และส่งผลกระทบกับผู้ประกอบการด้านการขนส่งและคมนาคมทั้งทางบวกและทางลบ การศึกษาถึงพฤติกรรมผู้บริโภคในโลกออนไลน์เชิงลึก พบว่า E-Commerce เป็นกิจกรรมที่กำลังมีการเติบโตเพิ่มขึ้นอย่างก้าวกระโดดเมื่อเทียบกับปีที่ผ่านมา ได้แก่ การสั่งอาหารออนไลน์ เพิ่มขึ้น 15% การชำระค่าสินค้าและบริการ เพิ่มขึ้น 11% และการรับ-ส่งสินค้า/พัสดุ/เอกสารทางออนไลน์ เพิ่มขึ้น 11% จะเห็นได้ว่าภายในปีเดียวเกิดการเปลี่ยนแปลงกว่า 10% ในทุกกิจกรรมของอุตสาหกรรม E-Commerce อันเป็นสัญญาณให้ผู้ประกอบการด้านการขนส่งทั้งระบบต้องเร่งเรียนรู้เพื่อใช้สิ่งนี้เป็นโอกาสในการกำหนดกลยุทธ์องค์กรให้ทันการเปลี่ยนแปลงที่กำลังเกิดขึ้น

จากข้อมูลกระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม ยังพบอีกว่า มูลค่า E-Commerce ของไทยเติบโตอย่างต่อเนื่องทุกปี ระหว่าง 8-10% และเมื่อเปรียบเทียบจำนวนผู้ใช้อินเทอร์เน็ตในช่วง 10 ปีที่ผ่านมา พบว่าเพิ่มขึ้นกว่า 150% สะท้อนให้เห็นถึงพฤติกรรมของผู้บริโภคที่เปลี่ยนไปอย่างรวดเร็ว อันเนื่องมาจากการพัฒนาของเครื่องมือสื่อสาร และราคาที่เข้าถึงได้ง่าย ทำให้คนไทยสามารถเข้าถึงอินเทอร์เน็ตได้มากขึ้น ทั้งหมดนี้ผลักดันให้ตลาด E-Commerce ในประเทศเติบโตอย่างก้าวกระโดด ทั้งจำนวนผู้ซื้อ และผู้ขาย โดยจะเห็นตัวอย่างที่ชัดเจนอย่างยิ่งในช่วงเกิดการแพร่ระบาดโควิด19 ซึ่งรัฐมีมาตรการจำกัดการเดินทางส่งผลให้ปริมาณจราจรบนทางพิเศษและปริมาณผู้โดยสารรถไฟฟ้าลดลงเกินครึ่งของสภาวะปกติ แต่แพลตฟอร์มซื้อขายสินค้าออนไลน์ กลับมียอดการเข้าใช้บริการเพิ่มขึ้นถึง 478% สะท้อนให้เห็นว่า ตลาดออนไลน์เป็นที่นิยมในวงกว้างด้วยจุดแข็งที่ไม่ต้องมีหน้าร้าน ไม่มีค่าเช่า ซื้อขายได้ 24 ชั่วโมง และยังสามารถเลือกช่องทางการขาย ทำการตลาด โฆษณาหากลุ่มลูกค้า

เป้าหมายได้อย่างเฉพาะเจาะจง โดยไม่จำเป็นต้องใช้การเดินทางแบบเดิมเลย นับเป็นกระแสที่ผู้ประกอบการด้านการขนส่งและคมนาคมทั้งห่วงโซ่ต้องติดตามอย่างใกล้ชิด

สำหรับประเทศไทยถือว่ามีอัตราการเติบโตของ E-Commerce สูงเป็นอันดับต้น ๆ ของภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ทุกปี ส่วนหนึ่งมาจากความเชื่อมั่นในเทคโนโลยี ระบบ E-Payment ที่สะดวก และการขนส่งที่รวดเร็ว ทำให้ผู้บริโภคหันมาให้ความนิยมซื้อของออนไลน์อย่างต่อเนื่อง เมื่อมองมาถึงโอกาสของสินค้าและบริการ จะเห็นได้ว่าตลาดออนไลน์เติบโตขึ้นมาก ทั้งเนื่องจากการส่งเสริมการขาย (Promotion) และความน่าเชื่อถือในแหล่งขายสินค้า นอกจากนี้มีการนำปัญญาประดิษฐ์มาใช้พัฒนาคุณภาพสินค้าและบริการ เช่น ระบบ Chatbot ที่ให้ข้อมูลกับลูกค้าได้รวดเร็ว, ระบบ Datamining สำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมผู้บริโภค และระบบการตัดสินใจในเชิงการบริหาร เป็นต้น นอกจากนี้ประเทศไทยกำลังก้าวเข้าสู่ยุค 5G ที่จะเปิดให้บริการในช่วงปลายปี 2563 นี้ ส่งผลให้เกิดการเร่งพัฒนานวัตกรรมเข้ามาเสริมในการจัดส่งสินค้า เช่น การใช้โดรนเพื่อการขนส่งสินค้า และวิดีโอสตรีมมิ่งถ่ายทอดสดแบบ 360 องศาเพื่อการทำการตลาด เป็นต้น นอกจากนี้ นวัตกรรมด้านโลจิสติกส์ซึ่งพัฒนาไปตามความต้องการของลูกค้า มีระบบการติดตาม (Tracking) ตรวจสอบสถานะการส่งที่แม่นยำ ทำให้เกิดความมั่นใจในการสั่งซื้อ อีกทั้งผู้ให้บริการโลจิสติกส์ภาคเอกชนที่มีตัวเลือกหลากหลาย ระบบบริการที่มีการแข่งขันสูงแข่งขันกันพัฒนา ครอบคลุมพื้นที่ให้บริการมากขึ้น ทั้งหมดนี้เป็นแรงเสริมสำคัญให้ตลาด E-Commerce เติบโตด้วยอัตราเร่งในปัจจุบัน

จากความพร้อมด้านสิ่งแวดล้อมทางเทคโนโลยีเหล่านี้เอง พฤติกรรมผู้บริโภคจึงสามารถเปลี่ยนแปลงไปได้อย่างรวดเร็ว จากแต่เดิมที่คนส่วนใหญ่เลือกเดินทางจากแหล่งที่พักเข้าหาสินค้าและบริการ เทคโนโลยีและนวัตกรรมในปัจจุบันได้เอื้ออำนวยให้เกิดปรากฏการณ์กระแสจราจรกลับทิศ กลายเป็นผู้ให้บริการจัดส่งสินค้าและบริการให้ผู้บริโภคแทน ซึ่งส่งผลให้ผู้บริโภคลดพฤติกรรมการเดินทางลง และผู้ให้บริการมีความต้องการในการเดินทางมากขึ้น ดังจะสังเกตได้จากความหนาแน่นของปริมาณจราจรบนทางพิเศษที่ลดลงในย่านเศรษฐกิจและพื้นที่ใจกลางเมือง เช่น ด่านยมราช ด่านรามคำแหง และด่านสาธร ทางพิเศษศรีรัช เป็นต้น (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย, 2562) แต่ปริมาณการใช้ทางพิเศษเพิ่มขึ้นในพื้นที่ที่เป็นศูนย์รวบรวมและกระจายขนส่งสินค้า เช่น ด่านลาดกระบัง ทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองสายกรุงเทพ-ชลบุรี ด่านบางพลี 1 ทางพิเศษบูรพาวิถี และด่านท่าเรือ 1 ทางพิเศษเฉลิมมหานคร เป็นต้น ปริมาณจราจรประเภทรถบรรทุกสี่ล้อสำหรับขนส่งสินค้ามีมากขึ้นสวนทางกับปริมาณจราจรประเภทรถบรรทุกขนาดใหญ่ (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย, 2562) สิ่งเหล่านี้ย่อมบ่งชี้ถึงผลกระทบที่จะมีต่อผู้ประกอบการธุรกิจให้บริการด้านคมนาคมขนาดใหญ่ในเขตเมือง เช่น ระบบทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน ในหลายด้านและหลายระดับ การศึกษาการเปลี่ยนผ่านเทคโนโลยีและนวัตกรรมเข้าสู่ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง จึงเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการสร้างโอกาส และกำหนดกลยุทธ์ในการรับมือกับโลกยุคใหม่ที่กำลังจะเกิดขึ้น

4. การประเมินโอกาสและปัจจัยเสี่ยงทางธุรกิจด้านคมนาคม

ปัจจุบันภาครัฐได้ดำเนินการโครงการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานทางคมนาคมมากมาย เพื่อให้บริการแก่ประชาชนในการเดินทางขนส่งสินค้าและบริการ ซึ่งเป็นส่วนสำคัญในการขับเคลื่อนเศรษฐกิจภายในและภายนอกประเทศโดยรัฐได้ผลักดันนโยบายการให้เอกชนร่วมลงทุนในโครงการของรัฐ (Public-Private Partnership) เพื่อลดต้นทุนทางการเงิน และบริการจัดการความเสี่ยงบางประเภทที่ภาคเอกชนสามารถบริหารจัดการได้อย่างมีประสิทธิผล สนับสนุนการถ่ายทอดเทคโนโลยีที่ก้าวหน้าของภาคเอกชนมาใช้ในการบริหารจัดการ ให้บริการ และบำรุงรักษาโครงสร้างพื้นฐานของรัฐ เช่น ประกาศเชิญชวนเอกชนร่วมลงทุนในโครงการทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองสายบางปะอิน-นครราชสีมา และสายบางใหญ่-กาญจนบุรีของกรมทางหลวงในเดือนกุมภาพันธ์ 2561 ซึ่งกรมทางหลวงได้ขยายกรอบการออกแบบและดำเนินการโครงการด้านเทคโนโลยีทางพิเศษให้ก้าวหน้ามากขึ้น

ด้วยนโยบายส่งเสริมการลงทุนในโครงการสาธารณูปโภคพื้นฐานด้านคมนาคมของภาครัฐในโครงการทางพิเศษ ทางหลวงพิเศษ และรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน หน่วยงานจากภาคเอกชนได้เข้ามามีบทบาทสำคัญในการกำหนดทิศทางของการพัฒนาประเทศ โดยการใช้ทรัพยากรด้านบุคลากรที่มีความรู้ ความเชี่ยวชาญ ความคล่องตัวในการบริหารจัดการ และทรัพยากรด้านเทคโนโลยีทั้งจากภายในและภายนอกองค์กร ในการรับมือกับการเปลี่ยนแปลงด้านเทคโนโลยีที่กำลังจะมาถึง ผู้ประกอบการเอกชนจำเป็นต้องตระหนักรู้ถึงโอกาสและความเสี่ยง รวมทั้งเพิ่มมุมมองในการวางแผนการดำเนินธุรกิจในอนาคตสำหรับโครงการสาธารณูปโภคพื้นฐานด้านคมนาคม โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ทางพิเศษ และรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน ในวันที่ปริมาณความต้องการและรูปแบบการเดินทางและขนส่งสินค้ากำลังเปลี่ยนแปลงไปโดยมีสิ่งแวดล้อม “อินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง” เป็นพื้นหลัง จากการศึกษาและรวบรวมข้อมูล ผู้วิจัยพบว่าผู้ประกอบการเอกชนสามารถปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจได้ใน 3 ด้าน (1) การขยายฐานผู้ใช้บริการให้คลอบคลุมกลุ่มผู้ใช้บริการใหม่ที่กำลังจะเกิดขึ้น (2) การนำเทคโนโลยีมาใช้ในการบริการจัดการต้นทุนในการดำเนินการ และ (3) การต่อยอดธุรกิจจากการพัฒนาความเชี่ยวชาญเฉพาะด้านที่มีอยู่แล้ว

ในอนาคต รูปแบบความต้องการเดินทางและขนส่งสินค้าที่เปลี่ยนไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยี จะส่งผลให้เกิดมีกลุ่มผู้ใช้บริการกลุ่มใหม่ที่แสดงความต้องการด้านคมนาคม เช่น ผู้ให้บริการขนส่งสินค้าและบริการ ซึ่งจะมีความต้องการในการใช้ระบบฯ เพิ่มขึ้นทุกวันเพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนกับการเติมโตของ E-Commerce การเข้าไปเป็นพันธมิตรทางธุรกิจกับเหล่านี้จะก่อให้เกิดความสัมพันธ์ทางธุรกิจแบบได้ประโยชน์ทั้งสองฝ่าย นอกจากนี้ผู้ประกอบการเอกชนอาจจำเป็นต้องปรับปรุงโครงสร้างพื้นฐานในความรับผิดชอบ เช่น ป้ายแนะนำเส้นทาง เครื่องหมายจราจร ระบบจัดเก็บค่าผ่านทางให้รองรับกลุ่มผู้ใช้บริการที่เป็นยานยนต์ไร้คนขับ ซึ่งเป็นรูปแบบการเดินทางในอนาคตที่มีใช้แล้วในต่างประเทศ

การให้บริการทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนในประเทศไทยยังมีช่องว่างสำหรับการพัฒนาทางเทคโนโลยีอยู่มาก เนื่องจากรูปแบบการจัดการในปัจจุบันมีรากฐานมาจากการกำหนดนโยบายของภาครัฐในอดีตที่มีกรอบการดำเนินการด้านเทคโนโลยีที่จำกัด การนำเทคโนโลยีสมัยใหม่เข้ามายกระดับการให้บริการและลดต้นทุนในการดำเนินการ จะเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารจัดการได้เป็นอย่างดี เช่น การจัดเก็บค่าผ่านทางพิเศษแบบทางเปิด (Open Toll Road หรือ Multi-lane Free-flow Tolling) จะแก้ปัญหาจราจรติดขัดบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางพร้อมทั้งกำจัดต้นทุนค่าก่อสร้างด่านเก็บค่าผ่านทางและระบบประกอบการจัดเก็บค่าผ่านทาง รวมไปถึงค่าใช้จ่ายในการจัดเก็บค่าผ่านทางด้วยแรงงานคนได้อีกด้วย

การพัฒนาความเชี่ยวชาญที่สั่งสมอยู่ในองค์กรให้กลายเป็นสินค้าหรือบริการที่ก่อให้เกิดรายได้ก็สามารถเพิ่มมูลค่าทางเศรษฐกิจของผู้ประกอบการเอกชนได้เช่นกัน การใช้ความเชี่ยวชาญเดิมที่องค์กรสั่งสมความรู้ ความชำนาญ และประสบการณ์ เช่น การให้บริการและการบำรุงรักษาโครงสร้างทางพิเศษด้วยบุคลากร ทรัพยากร และความเชี่ยวชาญภายในองค์กร ไปให้บริการงานต่างๆแก่ภาครัฐ และเอกชนอื่น ๆ (Insourcing) จะเพิ่มมูลค่าทางธุรกิจ และรักษาความสามารถหลัก (Competency) ขององค์กรไว้ต่อไปได้

อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงรูปแบบและพฤติกรรมของผู้ใช้บริการและการเปลี่ยนแปลงผังเมืองก็เป็นปัจจัยเสี่ยงที่สำคัญเช่นกันในการวางแผนและกำหนดกลยุทธการดำเนินธุรกิจด้านคมนาคม

แม้ว่าผู้ประกอบเอกชนด้านคมนาคมจะสามารถปรับปรุงรูปแบบการดำเนินธุรกิจให้สอดคล้องกับสภาพแวดล้อมทางเทคโนโลยีสมัยใหม่ได้ แต่คุณค่าของการให้บริการด้านคมนาคมยังคงยึดติดกับคุณค่าด้านเวลา ความปลอดภัย สิ่งแวดล้อม และบริการ ให้แก่ผู้ใช้บริการอยู่ดี หรืออีกในหนึ่งคือ ความต้องการในการเดินทางและขนส่งสินค้ายังเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อผลประกอบการของธุรกิจด้านคมนาคมอย่างมาก การเกิดเทคโนโลยีที่สามารถเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว ย่อมส่งผลให้พฤติกรรมการใช้ชีวิตของผู้คนเปลี่ยนแปลงไปอย่างรวดเร็วเช่นกัน เช่น วัฒนธรรมการใช้ชีวิตออนไลน์ การ การซื้อ สินค้าอุปโภคบริโภค และการบริการออนไลน์ที่เพิ่มขึ้นก็ส่งผลลบต่อการเติบโตของความต้องการการเดินทางเช่นกัน

ผลกระทบที่เกิดต่อเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงรูปแบบและพฤติกรรมของผู้บริโภคคือรูปแบบการดำเนินชีวิต และรูปแบบการอุปโภคบริโภคที่เปลี่ยนแปลงไปพร้อมกับการเปลี่ยนแปลงที่อยู่อาศัยและแหล่งธุรกิจใจกลางเมือง ในอดีตผังเมืองจะถูกออกแบบให้มีความหนาแน่นสูง เพื่อให้รัฐสามารถให้บริการต่าง ๆ แก่ประชาชนได้ง่าย สะดวก และรวดเร็ว (นิรมล กุลศรีสมบัติ, 2563) แนวคิดดังกล่าวก่อให้เกิดการกระจุกตัวของที่อยู่อาศัยและแหล่งธุรกิจอยู่ในเมือง แต่ในปัจจุบัน เทคโนโลยีสมัยใหม่เอื้ออำนวยให้เกิดรูปแบบการใช้ชีวิตที่ยึดติดกับการเดินทางน้อยลง การทำงานทางไกล การซื้อสินค้าและบริการออนไลน์ ทำได้สะดวกมากขึ้นคุณค่าด้านเวลา ความปลอดภัย สิ่งแวดล้อม และบริการที่ผู้ประกอบการด้านคมนาคมมอบให้จะไม่ใช่สิ่งที่จำเป็นอีกต่อไป

5. ยุทธศาสตร์การพัฒนาธุรกิจการให้บริการด้านคมนาคมเพื่อรองรับการเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยี

ด้วยความเปลี่ยนแปลงของโลกที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็ว ความสำเร็จของธุรกิจในวันนี้อาจไม่เหมือนเดิมในอนาคตอันใกล้ หากไม่สามารถปรับตัวและดำเนินธุรกิจให้สอดคล้องไปกับการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวได้ นวัตกรรมและการคิดค้นแนวทางการทำธุรกิจใหม่ จึงเป็นทางออกให้กับองค์กรสามารถพัฒนาอุตสาหกรรมแห่งอนาคต (New S-curve) ให้ทะยานต่อไปได้ จากการศึกษาความเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยีที่เกิดขึ้น พบโอกาสที่สำคัญ 3 ด้าน ได้แก่ โอกาสที่ 1 การขยายฐานผู้ใช้บริการให้คลอบคลุมกลุ่มผู้ใช้บริการใหม่ ๆ ที่กำลังจะเกิดขึ้น โอกาสที่ 2 การนำเทคโนโลยีมาใช้ในการบริการจัดการต้นทุนในการดำเนินการ และโอกาสที่ 3 การต่อยอดธุรกิจจากการพัฒนาความเชี่ยวชาญเฉพาะด้านที่มีอยู่แล้ว

5.1 การสร้างหน่วยพัฒนาธุรกิจใหม่

การสร้างหน่วยพัฒนาธุรกิจใหม่ เป็นการขยายฐานผู้ใช้บริการให้คลอบคลุมกลุ่มผู้ใช้บริการใหม่ ๆ ที่กำลังจะเกิดขึ้น โดยมีรายละเอียดดังนี้

5.1.1 การพัฒนาธุรกิจเดิม

เนื่องด้วยผู้ประกอบธุรกิจบริการการด้านคมนาคม มีความเชี่ยวชาญชำนาญจากกิจการเดิม จึงมีความสามารถที่จะต่อยอดหน่วยงานที่สำคัญแต่ละหน่วยให้เกิดขึ้นเป็นธุรกิจเฉพาะใหม่ ด้วยสิ่งอำนวยความสะดวกทางเทคโนโลยี เพื่อให้บริการแก่ภาครัฐ และเอกชนรายอื่นได้ เช่น งานกู้ภัยและงานซ่อมบำรุง นอกจากจะสามารถให้บริการแก่ผู้ใช้บริการของตนได้เป็นอย่างดีแล้ว ก็ยังสามารถพัฒนาหน่วยงานดังกล่าว ให้แข็งแกร่งยิ่งขึ้น และรับดูแลงานสำคัญที่สอดคล้องกับภารกิจปัจจุบันแก่หน่วยงานอื่นได้อีกด้วย อันจะเป็นการขยายโอกาส เพิ่มจุดแข็ง นำไปสู่หนทางการทำธุรกิจใหม่ได้ในอนาคต

5.1.2 การพัฒนาธุรกิจใหม่ที่ไม่เคยมีมาก่อน

จากการที่เทคโนโลยีเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็ว การนำหน่วยงานเดิมมาต่อยอด อาจไม่เพียงพอต่อการรับมือความเปลี่ยนแปลง องค์กรจึงควรหาโอกาสใหม่ เพื่อเริ่มต้นพัฒนาตามสัญญาณที่พฤติกรรมผู้ใช้บริการส่งให้รับรู้ผ่านตัวเลขการเดินทางที่ได้เกิดขึ้น เช่น การเทคโนโลยีรถแท็กซี่ไร้คนขับ องค์กรอาจเปิดหน่วยพัฒนาธุรกิจดังกล่าว เพื่อทดลองตลาดการใช้งานก่อนต่อยอดธุรกิจใหม่หากการตอบรับจากประชาชนประสบความสำเร็จ อันจะเป็นการออกจากกรอบเดิมที่เคยดำเนินธุรกิจมา

5.1.3 การสร้างพันธมิตรกับองค์กรธุรกิจแห่งอนาคต

ปัจจุบันมีการเกิดธุรกิจขนาดเล็กจำนวนมาก ที่มุ่งจะพัฒนาธุรกิจของตนเองในการมอบคุณค่าที่สำคัญตามพฤติกรรมผู้บริโภคสมัยใหม่ และด้วยความที่องค์กรเหล่านี้มีขนาดเล็ก จึงเป็นจุดแข็งที่จะปรับตัวได้อย่างเร็วเร็วตามการเปลี่ยนแปลงนี้ แต่ในทางตรงกันข้าม องค์กรเหล่านี้เองก็ยังขาด

ซึ่งประสบการณ์ และเงินทุนที่จะช่วยในการพัฒนา จึงเป็นช่องว่างให้ผู้ประกอบการธุรกิจบริการด้านคมนาคม สามารถเข้าไปจับโอกาส และร่วมเป็นพันธมิตรได้ เช่น กลุ่มผู้ใช้บริการที่ให้บริการขนส่งสินค้า ทั้งนี้เพื่อต่อยอดในการเสริมจุดแข็งจนอาจเกิดเป็นธุรกิจใหม่ที่มาส่งเสริมงานด้านคมนาคมขนส่งได้ในอนาคต

5.2 การลดต้นทุนและเพิ่มศักยภาพ

จากทรัพยากรที่องค์กรมีอยู่ในปัจจุบัน ทั้งสินทรัพย์ที่จับต้องได้ และจับต้องไม่ได้ รวมถึงพนักงานในองค์กรทุกคน ล้วนมีความสำคัญที่จะต้องพัฒนาให้ก้าวทันความเปลี่ยนแปลงนี้เช่นกัน อันจะนำไปสู่การลดต้นทุนและเพิ่มศักยภาพของทุกหน่วยสินทรัพย์ โดยมีรายละเอียด ดังนี้

5.2.1 การพัฒนางานวิจัยและพัฒนา

การตั้งหน่วยงานที่รับผิดชอบด้านวิจัยและพัฒนาโดยเฉพาะ เป็นอีกกลยุทธ์หนึ่งสามารถเร่งกระบวนการพัฒนาองค์กรด้วยหลักวิชาการ เพื่อหาช่องทางลดต้นทุนการดำเนินการ และเพิ่มประสิทธิภาพในการทำงาน ก่อนจะต่อยอดดึงหน่วยงานภายนอกที่มีความเชี่ยวชาญมาให้ความรู้เทคนิควิธีการ ตลอดจนร่วมมือกันพัฒนานวัตกรรมที่เป็นประโยชน์ต่อหน่วยงานต่างๆภายในองค์กร อันจะเป็นการทำให้องค์กรสามารถก้าวทันการเปลี่ยนแปลงได้อย่างคลองตัว และรวดเร็วมากยิ่งขึ้น

5.2.2 การตระหนักให้เกิดการพัฒนาระดับบุคคล

นอกจากการทำให้มีหน่วยงานเฉพาะรับผิดชอบดูแลด้านการวิจัยและพัฒนาโดยตรงแล้ว ยังควรมีการทำให้ทุกคนในองค์กรมีจิตวิญญาณแห่งการวิจัยและพัฒนา โดยปลูกฝังให้ทุกส่วนงานตระหนักในการเรียนรู้ พัฒนาเพิ่มพูนทักษะในการทำงานอยู่สม่ำเสมอ เป็นอีกหัวใจสำคัญในการพัฒนาองค์กร โดยจะต้องเริ่มต้นที่การทำให้เป็นองค์กรแห่งความคิดสร้างสรรค์ผ่านกิจกรรมที่พนักงานทุกระดับสามารถแสดงความคิดเห็นได้ ก่อนจะดึงมาเป็นภารกิจสำคัญระดับฝ่าย แผนก และบุคคล ให้ได้มีการคิดแสดงวิสัยทัศน์ นำเสนอแนวทางการแก้ปัญหา ทั้งในงานของตน และส่วนงานอื่นๆที่เห็นว่าเป็นปัญหา สิ่งเหล่านี้จะเป็นการช่วยให้เกิดการพัฒนาจากรากที่ผู้บริหารไม่อาจมองเห็นได้ แต่มีความสำคัญเชิงลึก

5.3 การนำเสนอคุณค่าที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ (Solution Selling)

ปัจจุบันพฤติกรรมผู้บริโภคเปลี่ยนแปลงไป เมื่อจะทำการซื้อสินค้าและบริการ จะมีการตรวจสอบคุณค่าที่จะได้รับก่อนเสมอ การนำเสนอคุณค่าที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ (Solution Selling) จึงกลายมาเป็นสิ่งที่องค์กรพึงตระหนัก เพื่อให้ก้าวทันคาดหวังของผู้ใช้บริการ ที่จะต้องสามารถเข้าใจและวินิจฉัย รวมทั้งระบุปัญหาของผู้ใช้บริการได้ ก่อนนำเสนอคำตอบที่จะช่วยแก้ไขปัญหาให้แก่ผู้ใช้บริการด้านคมนาคม เช่น ทางพิเศษ และระบบรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน ทั้งด้านเวลา ความปลอดภัย และสิ่งแวดล้อมได้อย่างดี โดยมีรายละเอียด ดังนี้

5.3.1 การนำเสนอคุณค่าด้านเวลาที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ

คุณค่าด้านเวลาเป็นปัจจัยหลักที่ผู้ใช้บริการระบบคมนาคมขนส่งที่เสียค่าบริการเพิ่มพิเศษ (Premium Fee) มุ่งหวัง เช่น ทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน เนื่องจากปัจจุบันโครงสร้างสังคมและผังเมืองเป็นมหานครขนาดใหญ่ มีความซับซ้อนของการใช้พื้นที่ เมื่อจะเดินทางจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งด้วยวิธีการปกติใช้เวลามาก ระบบคมนาคมขนส่งที่มีประสิทธิภาพจึงสามารถตอบโจทย์ด้านเวลาได้เป็นอย่างดี แต่ทั้งหมดนี้ยังคงเป็นรูปธรรมที่ยังไม่สามารถวัดผลได้อย่างชัดเจน หากผู้ประกอบการสามารถแสดงตัวเลขความได้เปรียบด้านเวลาจากการเลือกใช้รูปแบบการเดินทางต่าง ๆ ได้ ผ่านช่องทางออนไลน์ หรือเทคโนโลยีป้ายแสดงข้อมูลก่อนใช้บริการ ย่อมจะทำให้ผู้บริโภคเกิดความรู้สึกคุ้มค่ากับการจ่ายค่าบริการแต่ละครั้ง อันจะนำมาซึ่งการวัดผลที่เป็นนามธรรมมากยิ่งขึ้น

5.3.2 การนำเสนอคุณค่าด้านความปลอดภัยที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ

คุณค่าด้านความปลอดภัยเป็นอีกส่วนสำคัญที่ผู้ให้บริการทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ เนื่องจากชีวิตเป็นสิ่งมีค่า ผู้ประกอบการจึงมีแผนการเผชิญเหตุฉุกเฉิน กำกับด้วยเวลาการปฏิบัติภารกิจ และแนวทางการจัดการอย่างมีมาตรฐานระดับสากล หากแต่ผู้ใช้บริการยังไม่สามารถรับรู้ได้หากไม่เจอปัญหาด้วยตนเอง ผู้ประกอบการจึงควรนำเสนอศักยภาพความพร้อมรับมือกับเหตุการณ์ต่างๆ ผ่านสื่อออนไลน์ที่อยู่ในมือผู้บริโภค อันเป็นการทำให้ผู้ใช้บริการเกิดความรู้สึกปลอดภัย และคุ้มค่ากับการจ่ายค่าบริการ

5.3.3 การนำเสนอคุณค่าด้านสิ่งแวดล้อมที่มอบให้แกโลก

คุณค่าด้านสิ่งแวดล้อมก็เป็นอีกส่วนที่ผู้ใช้บริการทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน ในปัจจุบันยังไม่อาจตระหนักถึง ว่าได้เป็นผู้มีส่วนช่วยสังคมด้านสิ่งแวดล้อม เนื่องจากเป็นเรื่องไกลตัว ซึ่งปฏิเสธไม่ได้ว่าภาคการขนส่งเป็นต้นสำคัญในการปล่อยคาร์บอนราว 1 ใน 4 ของการปล่อยทั่วโลก หากแต่การใช้บริการระบบคมนาคมขนส่งที่มีประสิทธิภาพ ลดปัญหาจราจร ผู้ใช้บริการของธุรกิจเหล่านี้ จึงมีส่วนร่วมในการช่วยลดการปล่อยก๊าซเรือนกระจกจำนวนมาก ซึ่งหากผู้ประกอบการสามารถแสดงเป็นตัวเลขผลประโยชน์ที่ได้รับ เป็นรายปี รายเดือน รายวัน ตลอดจนรายบุคคลผ่านช่องทางออนไลน์ หรือเทคโนโลยีที่เข้าถึงผู้บริโภคได้โดยง่ายได้แล้วย่อมทำให้ผู้ใช้บริการเกิดความรู้สึกภูมิใจที่จะร่วมเป็นส่วนหนึ่งในภารกิจอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมดังกล่าว และคุ้มค่าต่อการใช้จ่ายค่าบริการอีกด้วย

5.3.4 การเพิ่มจุดขายใหม่ในการใช้บริการ

จากการนำเสนอคุณค่าที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการด้วยเหตุผลต่างๆ ที่กล่าวมาในหัวข้อก่อนหน้า คงปฏิเสธไม่ได้ว่ายังมีอีกปัจจัยหนึ่งที่สำคัญไม่แพ้กันที่ผู้ประกอบการพึงตระหนัก คือการเชื่อมโยงอารมณ์ความรู้สึกให้ถึงใจผู้บริโภค โดยการทำให้การเดินทางด้วยทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนเป็นมากกว่าการเดินทาง เช่น การนำนวัตกรรมทางความคิดสร้างสรรค์และเทคโนโลยี มาตกแต่งขบวนรถไฟฟ้า สถานี ทางพิเศษ และอาคารด่านเก็บค่าผ่านทางให้เกิดความสวยงาม ดังตัวอย่างเช่นสถานีรถไฟในกรุงมอสโก ประเทศรัสเซีย ที่ได้เติมแต่งงานสถาปัตยกรรมจนกลายเป็นแม่เหล็กดึงดูดนักท่องเที่ยวได้มากกว่าแค่สถานีรถไฟทั่วไป ซึ่งสิ่งเหล่านี้ไม่เพียงจะทำให้ผู้ใช้บริการรู้สึกคุ้มค่าในการใช้บริการเท่านั้น หากแต่ยัง

สามารถเชื่อมโยงเข้าถึงความรู้สึกภายใน ที่ได้เปิดประสบการณ์ใหม่ ซึ่งเป็นอีกคุณค่าที่พฤติกรรมผู้บริโภคยุคใหม่ต้องการ

รูปที่ 1 สถานีรถไฟ Arbatskaya กรุงมอสโก ประเทศรัสเซีย

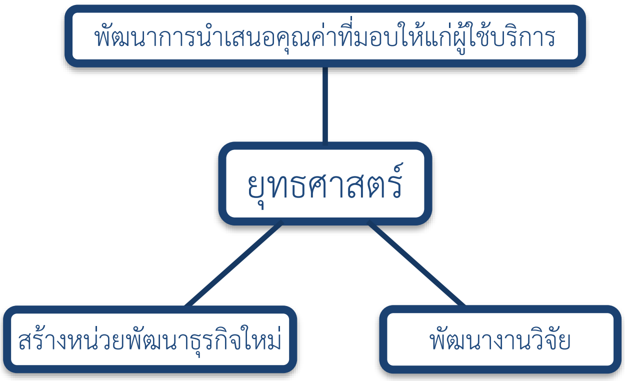
ที่มา Wikipedia Moscow Metro (2020)

6. บทสรุป

ผู้ประกอบธุรกิจบริการด้านคมนาคม เช่น ทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน กำลังเผชิญกับการเปลี่ยนผ่านครั้งสำคัญ จากยุคโลกาภิวัตน์เข้าสู่ยุคอินเตอร์เน็ตในทุกสิ่ง ซึ่งมีพฤติกรรมผู้ใช้บริการแตกต่างจากในอดีตอย่างสิ้นเชิง อันเนื่องมาจากการพัฒนาทางเทคโนโลยีอย่างก้าวกระโดด จากเดิมเที่ยวการเดินทางจะมีต้นกำเนิดมาจากการเคลื่อนที่ของผู้บริโภคเข้าหาแหล่งสินค้าและบริการ กลับทิศกลายเป็นผู้ให้บริการจะต้องจัดส่งสินค้าและบริการให้ผู้บริโภคแทน ซึ่งหากคิดในแง่โลจิสติกส์จะมีเที่ยวการเดินทาง ชนิดยานพาหนะ ช่วงเวลาการเดินทาง และพฤติกรรมอื่นๆ ที่แตกต่างกัน อีกทั้งการที่เทคโนโลยีสามารถเชื่อมโลกให้เล็กลง สนับสนุนให้การทำงานทางไกลเกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ จะทำให้ผังเมืองในอนาคตเปลี่ยนแปลงไป จากเมืองที่กระจุกตัว เป็นเมืองที่ขยายออก สิ่งเหล่านี้ล้วนทำให้ผู้ประกอบการจะต้องจับสัญญาณการเปลี่ยนแปลงให้ทัน เพื่อใช้เป็นโอกาส และกำหนดกลยุทธ์รับมือกับโลกยุคใหม่ได้อย่างสอดคล้องต่อไป

จากการศึกษาความเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยีที่เกิดขึ้นกับผู้ประกอบการ พบโอกาสที่สำคัญ 3 ด้าน ได้แก่ โอกาสที่ 1 การขยายฐานผู้ใช้บริการให้คลอบคลุมกลุ่มผู้ใช้บริการใหม่ ๆ ที่กำลังจะเกิดขึ้น โอกาสที่ 2 การนำเทคโนโลยีมาใช้ในการบริการจัดการต้นทุนในการดำเนินการ และโอกาสที่ 3 การต่อยอดธุรกิจจากการพัฒนาความเชี่ยวชาญเฉพาะด้านที่มีอยู่แล้ว ในขณะที่ปัจจัยเสี่ยงสำคัญเป็นผลอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของผู้บริโภคในการดำเนินชีวิต จะส่งไปผลให้ผังเมืองขยายออกมากขึ้น ด้วยความพร้อมจากเทคโนโลยีสมัยใหม่เอื้ออำนวยให้เกิดรูปแบบการใช้ชีวิตที่ยึดติดกับการเดินทางน้อยลง สามารถทำงานทางไกลได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซื้อสินค้าและบริการออนไลน์สะดวกมากขึ้น คุณค่าด้านเวลา ความปลอดภัย สิ่งแวดล้อม และบริการ ที่ผู้ประกอบการด้านคมนาคมมอบให้จึงอาจไม่ใช่สิ่งที่จำเป็นอีกต่อไป

ในภาพรวมการศึกษาข้างต้น จึงสามารถสรุปยุทธศาสตร์การพัฒนาธุรกิจทางพิเศษและรถไฟฟ้า เพื่อรับมือการเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยีได้ 3 ด้าน ได้แก่ ยุทธศาสตร์ที่ 1 การสร้างหน่วยพัฒนาธุรกิจใหม่ เพื่อให้มีหน่วยงานที่รับผิดชอบในการศึกษาวิธีการปรับตัวและดำเนินธุรกิจให้สอดคล้องไปกับการเปลี่ยนแปลงจนสามารถพัฒนาอุตสาหกรรมแห่งอนาคต (New S-curve) ได้อยู่ตลอดเวลา ทั้งจากการพัฒนาธุรกิจเดิมโดยใช้ความเชี่ยวชาญชำนาญที่มีต่อยอดเกิดเป็นธุรกิจใหม่ และการพัฒนาธุรกิจใหม่ด้วยตนเอง หรือเข้าไปเป็นพันธมิตรกับองค์กรที่มีความเชี่ยวชาญในธุรกิจแห่งอนาคต ยุทธศาสตร์ที่ 2 การลดต้นทุนและเพิ่มศักยภาพ



รูปที่ 2 ยุทธศาสตร์การพัฒนาธุรกิจ

โดยการพัฒนางานวิจัยและพัฒนาให้ช่วยหาวิธีการลดต้นทุน และเพิ่มประสิทธิภาพในงานต่างๆขององค์กร จนถึงขั้นการทำให้ทุกคนในองค์กรมีจิตวิญญาณแห่งการวิจัยและพัฒนาด้วยเช่นกัน ยุทธศาสตร์ที่ 3 การนำเสนอคุณค่าที่มอบให้แก่ผู้ใช้บริการ (Solution Selling) โดยใช้เทคโนโลยี และสื่อสมัยใหม่ ในการนำเสนอคุณค่าที่เกิดจากการใช้บริการ เพื่อให้ก้าวทันความคาดหวังของผู้ใช้บริการ ที่จะต้องสามารถเข้าใจปัญหาก่อนการนำเสนอคำตอบ ทั้งด้านเวลา ความปลอดภัย และสิ่งแวดล้อม

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยตลอดจนการนำเสนอบทความในครั้งนี้ได้รับการสนับสนุนด้านงบประมาณจาก บริษัท ทางด่วนและรถไฟฟ้ากรุงเทพ จำกัด (มหาชน) ภายใต้โครงการศึกษาผลกระทบที่จะเกิดขึ้นกับธุรกิจทางพิเศษและรถไฟฟ้าขนส่งมวลชน อันเนื่องมาจากความเปลี่ยนแปลงทางเทคโนโลยี ผู้วิจัยขอขอบคุณ คุณวัฒนา สิทธิไวทยาภรณ์ และคุณธนาพัฒน์ จีรังสุวรรณ ที่ได้ให้คำแนะนำในการวิจัยอย่างดีเสมอมา

เอกสารอ้างอิง

[1] Brzozowska, A. and Bubel, D. (2015). *E-business as a new trend in the economy*. International Conference on Communication, pp.1095-1104.

[2] Leesa-Nguansuk, S. and Tortermvasana, K. (2020). *E-commerce set to build on successes*. Bangkok Post Online, pp.47-55.

[3] Pongvitayapanu, P. (2019). *Future of e-commerce in Thailand and Asean*. Economic and social commission for Asia and the Pacific, pp.35-52.

[4] Wikipedia. (2020). Moscow Metro. Retrieved June 1, 2020, from https://en.wikipedia.org/wiki/Moscow_Metro.

[5] การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (2562). *รายงานสถิติปริมาณจราจร รายได้ค่าผ่านทางพิเศษ และอุบัติเหตุบนทางพิเศษ*. การทางพิเศษแห่งประเทศไทยออนไลน์, หน้า 20-25.

[6] ธนพล ศรีธัญพงศ์ (2560). *มองโลกาภิวัตน์ยุคใหม่ผ่านแนวคิด Digital globalization และ Platform business*. ประชาชาติธุรกิจออนไลน์, หน้า 1-3.

[7] นิรมล กุลศรีสมบัติ (2563). *ชีวิตคนเมืองและการอยู่อาศัยหลังโควิด 19 ถึงเวลาออกแบบเมืองใหม่หรือยัง*. The Standard, หน้า 2-5.

[8] สำนักยุทธศาสตร์ สำนักงานพัฒนาธุรกรรมทางอิเล็กทรอนิกส์ กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม (2563). ผลการสำรวจพฤติกรรมผู้ใช้อินเตอร์เน็ตในประเทศไทย ปี 2562. *วารสารวิชาการออนไลน์*, ฉบับที่ 1, หน้า 6-99.

[9] สำนักยุทธศาสตร์ สำนักงานพัฒนาธุรกรรมทางอิเล็กทรอนิกส์ กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม (2562). รายงานประจำปี สำนักยุทธศาสตร์ สำนักงานพัฒนาธุรกรรมทางอิเล็กทรอนิกส์. *วารสารวิชาการออนไลน์*, ฉบับที่ 1, หน้า 35-91.

[10] สำนักยุทธศาสตร์ สำนักงานพัฒนาธุรกรรมทางอิเล็กทรอนิกส์ กระทรวงดิจิทัลเพื่อเศรษฐกิจและสังคม (2563). โอกาสออนไลน์อยู่ที่ไหน โควิด-19 สอนอะไรเรา. *วารสารวิชาการออนไลน์*, ฉบับที่ 1, หน้า 20-35.

การศึกษาพฤติกรรมการเดินทางและความเป็นไปได้ของระบบ MaaS ในกรุงเทพมหานคร
Travel Behavior Study and Feasibility of MaaS in Bangkok

นางสาวณัฐกานต์ สุรางค์ศรีรัฐ[1] นายนันทวัฒน์ ศรัณย์ภัทร[2] และ รศ.ดร.สรวิศ นฤปิติ[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
*Corresponding author; E-mail address: Sorawit.n@chula.ac.th

บทคัดย่อ

การบริการเดินทางรวมครบวงจร Mobility as a Service (MaaS) เป็นการรวบรวมระบบขนส่งสาธารณะให้เชื่อมโยงอย่างสมบูรณ์แบบ ทำให้การเดินทางสะดวกสบายเป็นอย่างมาก หากนำระบบ MaaS มาปรับใช้ในประเทศไทยก็จะเป็นส่วนหนึ่งในการสนับสนุนให้ประชาชนหันมาเดินทางด้วยระบบขนส่งสาธารณะมากขึ้น รวมถึงลดจำนวนรถยนต์ส่วนตัวในท้องถนนอันเป็นสาเหตุหลักของการจราจรติดขัดในกรุงเทพฯ การศึกษาในครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการเดินทางจากผู้ที่ทราบหรือมีประสบการณ์ในการใช้บริการในการเดินทางที่หลากหลาย รวมถึงระบบแบ่งปันกันใช้ (Shared mobility) จึงทำให้เจาะจงสำรวจพฤติกรรมเดินทางกับกลุ่มนิสิตจุฬา ฯเป็นกรณีศึกษา และศึกษาความเป็นไปได้ของระบบ MaaS ในกรุงเทพมหานครจากการศึกษาเชิงคุณภาพและการพัฒนาแอปพลิเคชัน โดยข้อมูลด้านพฤติกรรมการเดินทางมาจากการสำรวจผ่านแบบสอบถามจำนวนทั้งสิ้น 681 ชุด จากกลุ่มตัวอย่างนิสิตจุฬา ฯ และวิเคราะห์ข้อมูลด้วยกระบวนการวิเคราะห์ตามลำดับชั้น (AHP) และการทำ Data Visualization สำหรับการศึกษาความเป็นไปได้ของระบบ MaaS ได้มาจากการสัมภาษณ์เชิงคุณภาพกับผู้ให้บริการทั้งสิ้น 4 ราย ได้แก่ การรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย (MRTA), รถไฟฟ้าบีทีเอส, Muvmi และ Ha:mo ผลการวิจัยพบว่าผู้ใช้บริการส่วนใหญ่ลำดับความสำคัญของปัจจัยในการเดินทางจากมากไปน้อยตามดังนี้ เวลาการเดินทาง, ความสะดวกสบาย, ความน่าเชื่อถือของข้อมูล, ความเข้าถึงของระบบขนส่ง, ความปลอดภัยและค่าโดยสาร ตามลำดับ และพบว่าผู้ให้บริการทั้ง 4 รายให้ความสนใจและให้ความร่วมมือหากมีการนำระบบ MaaS เข้ามาใช้ในไทย แต่มีประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณาคือ แนวทางในการแบ่งปันข้อมูลอย่างเป็นธรรม และการแบ่งค่าโดยสารให้แก่ผู้ให้บริการแต่ละราย ดังนั้นจึงสรุปปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดระบบ MaaS ทั้งสิ้น 6 ปัจจัย คือ ความร่วมมือ, ความตระหนักถึงส่วนรวม, การปรับเปลี่ยนตามลักษณะส่วนบุคคล, ประสบการณ์ของผู้ใช้บริการ, นวัตกรรม และการแบ่งปันข้อมูล การพัฒนาและทดสอบ MaaS แอปพลิเคชัน แสดงให้เห็นว่าผู้ทดลองใช้สามารถใช้ประโยชน์จากแอปพลิเคชันเพื่อการเดินทางได้และระบุอยากใช้งานจริง

คำสำคัญ : การให้บริการคมนาคม, พฤติกรรมการเดินทาง, กระบวนการวิเคราะห์ตามลำดับชั้น, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Abstract

Mobility as a Service (MaaS) integrates public transport systems and enhance travelers' convenience. If the MaaS system can be implemented in Thailand, it could encourage more usage of public transport. Moreover, it might get people to shift away from private transport which is the main cause of traffic congestion in Bangkok. This study aimed to investigate traveling behaviors from those who have experience on multiple travel modes, including shared mobility. This study focused on Chulalongkorn University students' travel behavior as a case study. Another objective was to explore a feasibility of the MaaS in Bangkok from qualitative interview and Application development. Travel behavior data came from a survey of 681 questionnaires answered by Chulalongkorn University students. The data were then analyzed by the analytic hierarchy process (AHP) and were summarized by data visualization. The feasibility study of the MaaS came from qualitative interview with 4 service providers, including the Mass Rapid Transit Authority of Thailand (MRTA), BTS, Muvmi, and Ha:mo. The analyses on the users' side showed that priority of traveling factors from high to low as follows: Travel time, comfort and convenience, data reliability, accessibility, safety and fare. On the service providers' side, all of them are cooperative to launch the MaaS in Thailand. However, important issues must be considered: A fair data sharing and fare distribution. Therefore, the study discovers 6 key ingredients of the MaaS, which are cooperation, public awareness, personalization, user experience, innovation and data sharing. The development and testing of MaaS applications yields prospect result in that the users can take advantages of MaaS feature and wish to make the real use.

Keywords: Mobility-as-a-Service (MaaS), travel behavior, analytic hierarchy process (AHP), Chulalongkorn University

1. บทนำ

การให้บริการเดินทางรวมครบวงจร หรือ Mobility as a Service (MaaS) เป็นแนวคิดของระบบการเดินทางที่รวบรวมระบบขนส่งต่าง ๆ รวมถึงการบริการ เช่น การจองการเดินทาง, การแนะนำการเดินทาง และการแจ้งเหตุการณ์ต่าง ๆ มาอยู่ในพื้นที่เดียว หรือการให้บริการแบบจุดเดียวเบ็ดเสร็จ (One-Stop Service) เพื่ออำนวยความสะดวกให้ผู้ใช้บริการได้มากที่สุด ทำให้ผู้ใช้บริการสามารถตัดสินใจตลอดจนวางแผนการเดินทางที่แตกต่างกันตามลักษณะเฉพาะของแต่ละคน ซึ่งสามารถเลือกรูปแบบการเดินทางที่สะดวกที่สุด รวดเร็วที่สุด หรือค่าโดยสารถูกที่สุดได้ ซึ่งแอปพลิเคชัน (App) ทำหน้าที่เป็นตัวกลางเชื่อมต่อระบบขนส่งสาธารณะหรือการบริการเดินทางทั้งของภาครัฐ และเอกชนเข้าด้วยกัน ผู้ใช้บริการสามารถเช็คตารางเวลา, ตรวจสอบข้อมูลเหตุการณ์ต่างๆ, จองเที่ยวการเดินทาง, ชำระค่าบริการแบบรายเที่ยว รวมถึงแพ็กเกจเหมาจ่ายรายเดือนอีกด้วย [1] [2]

การที่จะเกิดระบบ Mobility as a Service (MaaS) ในประเทศไทยได้ต้องอาศัยความร่วมมือกันอย่างจริงจังทั้งภาครัฐและภาคเอกชน รวมถึงการให้บริการต้องตอบโจทย์ประชาชนผู้ใช้บริการด้วย ดังนั้นการศึกษานี้จึงตั้งวัตถุประสงค์เป็นสองข้อ คือ ในด้านของผู้ใช้บริการเพื่อศึกษาพฤติกรรมการเดินทางของผู้ใช้บริการและปัจจัยที่ผู้ใช้บริการใช้ตัดสินใจในการเดินทาง เพื่อให้สามารถตอบโจทย์ความต้องการของผู้ใช้บริการได้ และในด้านของผู้ให้บริการเพื่อศึกษาเงื่อนไขและปัจจัยต่างๆ ที่ผู้ให้บริการจะให้ความร่วมมือในระบบ Mobility as a Service (MaaS)

2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาเรื่องการพัฒนา MaaS มีตัวอย่างให้เห็นค่อนข้างมาก งานวิจัย [1] และ[3] ชี้ให้เห็นความสำคัญของการเข้าใจผู้เดินทาง (ผู้ใช้บริการ) และ ผู้ให้บริการ ในการศึกษาการยอมรับและใช้ระบบ MaaS มักใช้วิธีการสอบถามโดยตรงถึงความอยากจะใช้งานระบบ MaaS (ในกรณีที่ยังไม่มีระบบนี้ในพื้นที่) [4] [5] [6] ในการศึกษานี้สนใจในการหาปัจจัยสำคัญที่ผู้เดินทางใช้ในการเลือกระบบหรือบริการเดินทาง อีกวิธีหนึ่งคือเทคนิคกระบวนการลำดับเชิงวิเคราะห์ Analytical Hierarchy Process (AHP) ที่ช่วยการตัดสินใจในประเด็นของปัญหาต่าง ๆ ที่มีความซับซ้อนให้มากขึ้น [7] [8] พบว่าสามารถจะนำมาประยุกต์เพื่อศึกษา ลำดับความสำคัญของปัจจัยที่ใช้เลือกบริการได้ โดย AHP นี้จะใช้ระบบความคิดให้คล้ายกับการตัดสินใจทางธรรมชาติของมนุษย์และทำให้ได้ผลการจัดลำดับปัจจัยที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือการศึกษา เช่น การศึกษา [7] ได้ศึกษาถึงการใช้ AHP ในการจัดการวัตถุดิบเข้าสู่กระบวนการผลิต โดยนำมาวิเคราะห์ถึงปัจจัยซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้วัตถุดิบมาไม่ตรงเวลาส่งผลให้ไม่เพียงพอต่อความต้องการ และได้พบว่าปัจจัยการปรับเปลี่ยนแผนรายการวัตถุดิบและปัจจัยการวางแผนที่ผิดพลาด มีผลต่อการเกิดปัญหาการจัดการวัตถุดิบมากที่สุด และได้ดำเนินแก้ไขระบบได้ต่อไป

การศึกษา [9] ชี้ให้เห็นว่าปัจจัยสำคัญอีกประการหนึ่งของความสำเร็จของระบบ MaaS มาจากความร่วมมือกันของผู้ให้บริการ การศึกษานี้ใช้การสัมภาษณ์เชิงคุณภาพเพื่อแสดงปัจจัยความสำเร็จของการพัฒนา MaaS ในมุมมองผู้ให้บริการ

3. ระเบียบวิธีวิจัย

แผนการดำเนินงานศึกษาวิจัย แบ่งเป็น 4 ขั้นตอนคือ 1) เก็บข้อมูลพฤติกรรมการเดินทางของนิสิตจุฬาฯ ผ่านแบบสอบถามออนไลน์ เพื่อวิเคราะห์หาปัจจัยสำคัญที่ใช้ในการเลือกใช้บริการ 2) การคำนวณหาความสำคัญของปัจจัยการเดินทางโดยใช้กระบวนการลำดับเชิงวิเคราะห์ Analytical Hierarchy Process (AHP) 3) สัมภาษณ์ผู้ให้บริการระบบขนส่งเพื่อทราบข้อจำกัดของปัจจัยความสำเร็จของการพัฒนา MaaS 4) พัฒนาต้นแบบแอปพลิเคชันสำหรับระบบ MaaS จากข้อมูลที่ได้จากพฤติกรรมผู้เดินทางและผู้ให้บริการขนส่ง และ 5) นำต้นแบบแอปพลิเคชันไปให้ผู้ใช้งานลองใช้เพื่อนำกลับมาพัฒนาระบบให้ดีขึ้นได้

3.1 การเก็บข้อมูลพฤติกรรมการเดินทางของนิสิตจุฬาฯ ผ่านแบบสอบถามออนไลน์

การศึกษาได้เก็บตัวอย่าง 681 ชุดและหลังจากตรวจสอบข้อมูลพบว่าเหลือข้อมูลที่ใช้ได้จริงอยู่ 678 ชุดซึ่งกระจายอยู่ตามคณะต่าง ๆ ดังนี้

ตารางที่ 1 ข้อมูลการจำแนกของนิสิตจุฬา ฯ ตามคณะต่าง ๆ

คณะ	จำนวนนิสิตจุฬา ฯ จริง	เทียบเป็น 100%	จำนวนนิสิตจุฬา ฯ จากแบบสอบถาม	เทียบเป็น 100%	ผลต่าง
วิศวกรรมศาสตร์	12190	13.7	125	18.44	-4.73
อักษรศาสตร์	5214	5.86	26	3.83	2.03
วิทยาศาสตร์	11548	12.98	50	7.37	5.61
รัฐศาสตร์	3824	4.3	17	2.51	1.79
สถาปัตยกรรมศาสตร์	3840	4.32	42	6.19	-1.88
พาณิชยศาสตร์ฯ	9292	10.45	66	9.73	0.71
ครุศาสตร์	7322	8.23	55	8.11	0.12
นิเทศศาสตร์	2618	2.94	69	10.18	-7.23
เศรษฐศาสตร์	1988	2.23	28	4.13	-1.89
แพทยศาสตร์	7268	8.17	23	3.39	4.78
สัตวแพทยศาสตร์	2842	3.19	26	3.83	-0.64
ทันตแพทยศาสตร์	2490	2.8	7	1.03	1.77
เภสัชศาสตร์	3824	4.3	10	1.47	2.82
นิติศาสตร์	5632	6.33	60	8.85	-2.52
ศิลปกรรมศาสตร์	2362	2.66	15	2.21	0.44
สหเวชศาสตร์	2998	3.37	28	4.13	-0.76
จิตวิทยา	1252	1.41	5	0.74	0.67
วิทยาศาสตร์การกีฬา	1660	1.87	21	3.1	-1.23
สำนักวิชาทรัพยากรการเกษตร	788	0.89	5	0.74	0.15
รวม	19,792	100	678	100	-

*** ข้อมูลจำนวนนิสิตจุฬา ฯ ระดับปริญญาตรีภาคการศึกษาปลายรหัส 59-62 ปีการศึกษา 2562 (ระบบทวิภาค) จากสำนักงานการทะเบียน จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย*

ซึ่งจากตารางจะเห็นได้ว่าข้อมูลกลุ่มตัวอย่างใกล้เคียงกับประชากร ชุดข้อมูลนี้จึงถือว่ามีความใกล้เคียงและสามารถเป็นตัวแทนของนิสิตจุฬาฯ ได้

ข้อมูลจากแบบสอบถามจะถูกแบ่งเป็น 3 ส่วนคือ 1) ข้อมูลส่วนบุคคล เช่น รูปแบบระบบขนส่งที่ใช้ในการเดินทางมายังมหาวิทยาลัย รวมถึงสาเหตุ

ที่ใช้ระบบดังกล่าว, ค่าใช้จ่ายที่ใช้ในการเดินทางต่อสัปดาห์ และจำนวนวันในการเดินทางต่อสัปดาห์ 2) ความเห็นที่มีต่อปัจจัยในการเดินทาง 6 ปัจจัย คือ เวลาเดินทางน้อย, มีความสะดวกสบาย, การเข้าถึงระบบขนส่งง่าย, ข้อมูลที่แจ้งจากทางระบบมีความน่าเชื่อถือ, ค่าโดยสารถูก และมีความปลอดภัยในการเดินทาง และ 3) ให้เปรียบเทียบปัจจัยในการเดินทางทีละ 2 ปัจจัยจนครบ เพื่อตรวจสอบว่าปัจจัยใดสำคัญในการเดินทางมากกว่ากัน เพื่อนำวิเคราะห์โดยวิธีกระบวนการตัดสินใจลำดับชั้น (AHP) ต่อไป

3.2 การคำนวณหาความสำคัญของปัจจัยการเดินทางโดยใช้กระบวนการลำดับเชิงวิเคราะห์ Analytical Hierarchy Process (AHP)

ขั้นตอนในการหาลำดับความสำคัญของปัจจัยต่าง ๆ คือการวินิจฉัยเปรียบเทียบปัจจัยต่างๆ เป็นคู่ๆ ภายใต้เกณฑ์การตัดสินใจในแต่ละเกณฑ์ โดยใช้เมทริกซ์ โดยนอกจากจะช่วยอธิบายเชิงเปรียบเทียบระหว่างปัจจัยต่างๆ แล้ว ตารางเมทริกซ์ก็ยังสามารถทดสอบความสอดคล้องกันของการวินิจฉัยและความสามารถในการวิเคราะห์ถึงความอ่อนไหวของลำดับความสำคัญเมื่อการวินิจฉัยเปลี่ยนแปลงได้อีกด้วย การเปรียบเทียบให้คะแนนจะมีอยู่ 3 ระดับคะแนนคือ 1 สำคัญเท่ากัน, 3 สำคัญกว่าปานกลาง, 5 สำคัญกว่ามาก หลังจากการคำนวณต้องมีการตรวจสอบข้อมูลได้ด้านของความสอดคล้องข้อมูล (Consistency ratio: C.R.)

3.3 การสัมภาษณ์ผู้ให้บริการระบบขนส่งเพื่อศึกษาข้อจำกัดของปัจจัยการให้บริการต่าง ๆ

แบบสอบถามสำหรับผู้ให้บริการเป็นการวิจัยในเชิงคุณภาพ (Qualitative Research) ซึ่งเก็บข้อมูลโดยการสัมภาษณ์จากกลุ่มตัวอย่างบริษัทที่เป็นผู้ให้บริการระบบขนส่งมวลชนในปัจจุบัน ซึ่งจะทำการศึกษาบริษัทที่มีบริบทต่างกัน คือ บริษัทที่มีลักษณะเป็นรัฐวิสาหกิจ และบริษัทที่ดำเนินงานโดยภาคเอกชน โดยจะทำการศึกษาเนื้อหาให้ครอบคลุมประเด็นต่างๆ เช่น ความคิดเห็นต่อระบบ MaaS, ผลกระทบที่บริษัทจะพบเมื่อมีระบบ MaaS, วิธีการจ่ายเงิน, คนกลางที่จะมาบริหารระบบ, ประเด็นต่างๆ ที่ควรระวังจากการร่วมมือกันของระบบขนส่งหลายบริษัท เป็นต้น

3.4 การสร้างต้นแบบ MaaS แอปพลิเคชันจากข้อมูลที่ได้จากผู้เดินทางและผู้ให้บริการขนส่ง

เป็นการนำข้อมูลที่รวมรวบได้จากการเก็บแบบสอบถามจากหัวข้อ 3.1 และการสัมภาษณ์จาก 3.3 เพื่อนำไปออกแบบระบบ MaaS ต้นแบบในรูปแบบของตัวอย่างแอปพลิเคชันในลักษณะของ User Experience (UX) และ User Interface (UI) โดยการใช้โปรแกรม Figma

3.5 การทดสอบแอปพลิเคชัน

เป็นการนำตัวอย่างแอปพลิเคชันที่ได้ออกแบบแล้วไปให้ผู้ใช้บริการทดลองใช้ เพื่อศึกษาปัญหาที่เกิดขึ้นในการใช้งานจริง โดยการให้ภาระงานต่าง ๆ และสังเกตการณ์ว่าผู้ใช้งานสามารถปฏิบัติภาระงานได้สำเร็จหรือไม่ และ สอบถามความคิดเห็น, ปัญหา และนำข้อมูลกลับมาพัฒนาระบบต่อไป

4 ผลการวิจัยและอภิปรายผล

4.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลความเห็นของผู้ใช้บริการที่มีต่อระบบบริการ

จากข้อมูลแบบสอบถาม สามารถวิเคราะห์ร้อยละการกล่าวถึง จากการให้ความเห็นของผู้เดินทางในคุณลักษณะการบริการของแต่ละระบบบริการ ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ร้อยละของการกล่าวถึงคุณลักษณะการบริการของแต่ละระบบบริการขนส่ง (N=678)

ระบบบริการ	เข้าถึงง่าย	ความปลอดภัย	ค่าโดยสารถูก	ใช้เวลาน้อย	สะดวกสบาย	ข้อมูลที่แจ้งน่าเชื่อถือ
Airport Rail Link	60.00	12.00	20.00	56.00	16.00	0.00
RT	0.00	14.29	42.86	42.86	42.86	0.00
BTS	59.64	26.55	12.73	62.91	58.91	4.36
รถประจำทาง	39.82	4.42	95.58	32.74	19.47	1.77
CU Bike	83.33	0.00	16.67	50.00	83.33	0.00
CU POP Bus	56.45	27.02	96.77	27.02	58.06	33.87
Grab/Get	46.15	25.96	21.15	65.38	73.08	69.23
Ha:mo	75.00	50.00	50.00	75.00	100.00	50.00
MRT	54.46	28.17	32.39	66.20	66.67	49.30
Muvmi	32.00	16.00	64.00	36.00	72.00	12.00
รถแท็กซี่	34.78	11.59	13.04	44.93	76.81	2.90
รถยนต์	11.06	75.88	21.61	40.70	91.46	3.52
รถตู้	31.71	2.44	39.02	70.73	36.59	0.00
รฟท.	28.57	0.00	100.00	14.29	14.29	0.00
รถจักร-ยานยนต์	29.45	0.00	13.50	88.96	42.94	1.23

*** ร้อยละการกล่าวถึงของแต่ละการบริการ*

มากกว่า 80 *60-80* *50-60* *น้อยกว่า 50*

ตารางที่ 2 แสดงให้เห็นความเห็นของผู้เดินทาง (นิสิตจุฬาฯ) ที่มีต่อคุณลักษณะการบริการแต่ละรูปแบบการขนส่ง สรุปได้ว่า หากมีร้อยละการกล่าวถึงมากกว่า 80 (หรือยิ่งมาก) ปัจจัยที่ถูกกล่าวถึงนั้นนับว่าเป็นจุดแข็งของระบบขนส่งนั้น ๆ และสามารถใช้เปรียบเทียบกับระบบขนส่งอื่น ๆ ได้ชัดเจน หากการเปอร์เซ็นต์การกล่าวถึงอยู่ในช่วงร้อยละ 60-80 แสดงว่าปัจจัยนั้นเป็นข้อดี แต่ยังไม่ถือเป็นจุดแข็ง และหากร้อยละการกล่าวถึงมีค่าน้อยกว่าร้อยละ 50 แสดงว่าปัจจัยนั้นในเชิงเปรียบเทียบกับปัจจัยอื่นๆ ยังต้องปรับปรุงให้ดีขึ้น นอกจากนี้จากผลการวิเคราะห์พบประเด็นที่น่าสนใจอยู่ 4 ประเด็น คือ 1) ระบบขนส่งใดมีการแจ้งเวลาหรือแสดงตำแหน่งที่อยู่ของรถ ระบบขนส่งนั้น ๆ จะมีร้อยละการกล่าวถึงเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน, 2) ร้อยละการกล่าวถึงคุณลักษณะการเข้าถึงของรถยนต์ส่วนตัวและรถจักรยานยนต์ค่อนข้างต่ำ เนื่องจากผู้เดินทางมองในมุมของการเป็นเจ้าของ ซึ่งมีค่าใช้จ่ายในการเป็นเจ้าของรถค่อนข้างสูง, 3) ร้อยละการกล่าวถึงคุณลักษณะการเข้าถึงของรถประจำทางค่อนข้างต่ำ แม้ว่ารถประจำทางจะให้บริการหลากหลายสาย แต่ผู้เดินทางไม่ทราบเส้นทางการเดินรถจึงไม่สามารถเข้าถึงบริการได้ และ 4) ร้อยละการกล่าวถึงคุณลักษณะการเข้าถึงของ Grab และ Get มีค่อนข้างต่ำ เนื่องจากบางช่วงเวลาไม่มีคนขับให้บริการ และเปิดให้บริการบางพื้นที่เท่านั้น

จากการวิเคราะห์ข้อมูลเบื้องต้น พบว่าผู้เดินทางให้คะแนนปัจจัยที่สำคัญต่อการเดินทางดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าคะแนนความสำคัญของปัจจัยในการเดินทาง

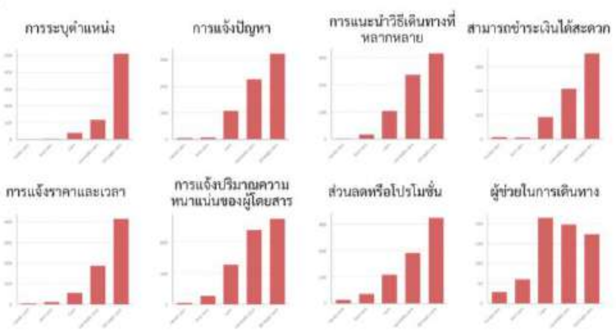
ปัจจัย	Mean Rank	ปัจจัย	Mean Rank
เวลาเดินทาง	4.28	ค่าบริการ	3.76
ความสะดวกสบาย	4.00	ความน่าเชื่อถือข้อมูล	3.61
ความปลอดภัย	3.97	การเข้าถึง	4.26

ตารางที่ 3 สามารถสรุปลำดับความสำคัญในการเดินทางจากค่าเฉลี่ยได้เป็น เวลาเดินทาง > การเข้าถึง > ความสะดวกสบาย> ความปลอดภัย > ค่าบริการ > ความน่าเชื่อถือข้อมูล

ด้านปัจจัยด้านการบริการ 8 ด้าน คือ สามารถระบุตำแหน่งของระบบขนส่งที่สนใจหรืออยากใช้บริการอยู่ได้แม่นยำ, สามารถแจ้งปัญหาที่พบได้ระหว่างการเดินทาง, สามารถให้วิธีการเดินทางที่หลากหลายได้, สามารถจ่ายเงินได้สะดวก, สามารถระบุราคาและระยะเวลาที่ต้องใช้ในการเดินทางได้, สามารถระบบความหนาแน่นของระบบขนส่งที่ใช้งานอยู่ได้, มีส่วนลดหรือโปรโมชั่นในการเดินทาง, มีผู้ช่วย(AI)ในการเดินทางและสามารถแนะนำเปลี่ยนเส้นทางได้เมื่อเกิดปัญหาและได้คะแนนออกมาดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ค่าคะแนนความสำคัญของปัจจัยการบริการ

ปัจจัยบริการ	Mean Rank	ปัจจัยบริการ	Mean Rank
การระบุตำแหน่ง	4.66	การแจ้งราคาและเวลา	4.46
การแจ้งปัญหา	4.26	บอกปริมาณความหนาแน่น	4.10
การแนะนำวิธีเดินทางที่หลากหลาย	4.24	มีส่วนลดหรือโปรโมชั่น	4.14
สามารถชำระเงินได้สะดวก	4.31	มีผู้ช่วยในการเดินทาง (AI)	3.62



รูปที่ 1 การตอบค่าคะแนนความสำคัญของปัจจัยการบริการ

นอกเหนือจากการแสดงลำดับความสำคัญจากตารางที่ 4 แล้ว รูปที่ 1 สามารถแบ่งแนวโน้มของกราฟออกมาได้เป็น 3 กลุ่มคือ 1) กลุ่มที่ให้คะแนน 5 เป็น จำนวนมาก (การระบุตำแหน่งกับสามารถประเมินเวลาและราคาที่ในการเดินทางได้), 2) กลุ่มที่แน่วโน้มค่อย ๆ มากขึ้นเป็นลำดับ (การแจ้งปัญหาได้, มีหลากหลายเส้นในการเลือกเดินทาง, จ่ายเงินสะดวก, ประเมินความหนาแน่นของระบบขนส่งที่จะใช้ได้, มีส่วนลดในการเดินทาง), 3) กลุ่มที่ให้มีแนวโน้มแตกต่างจาก 1 และ 2 คือ มีผู้ช่วยในการเดินทาง จากการแบ่ง 3 กลุ่มนั้นพบว่า กลุ่มที่ 1 คือกลุ่มที่มีความต้องการสูงชัดเจน, กลุ่มสองคือ มีความต้องการ แต่ในส่วนของ การมีผู้ช่วยในการเดินทาง (AI) นั้นได้คะแนนน้อยกว่าฟังก์ชันอื่น ๆ อย่างชัดเจน สืบเนื่องมาจากเรื่องความปลอดภัยของข้อมูลส่วนบุคคล (Privacy issues) นั้นเป็นประเด็นที่หลายคนพูดถึงเทคโนโลยีกับความปลอดภัย จึงทำให้มีแนวโน้มที่น้อยกว่าฟังก์ชันอื่น ๆ

4.2 ผลการวิเคราะห์ลำดับความสำคัญจาก Analytical Hierarchy Process (AHP)

การคำนวณกระบวนการลำดับเชิงวิเคราะห์ Analytical Hierarchy Process (AHP) จะพบว่าผู้เดินทางส่วนใหญ่ให้ความสำคัญกับเวลาการเดินทางน้อย, ความสะดวกสบายมาก, มีความน่าเชื่อถือของข้อมูล, ความเข้าถึงง่ายของระบบขนส่ง, ความปลอดภัย, และราคาในการเดินทางตามลำดับ ดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 เปอร์เซ็นต์ของอันดับแต่ละปัจจัยจากการคำนวณ AHP

ลำดับ	เวลาเดินทาง	ความสะดวกสบาย	ความน่าเชื่อถือข้อมูล	การเข้าถึง	ความปลอดภัย	ค่าบริการ
1	86.58	11.06	1.77	0.59	0	0
2	10.91	70.8	13.42	3.83	0.74	0.29
3	2.06	14.45	59.73	14.45	7.08	2.11
4	0.15	2.65	15.19	58.11	16.22	2.65
5	0.29	0.74	8.7	15.04	56.19	19.03
6	0	0.29	1.18	7.96	19.76	70.8

สำหรับค่า C.R. คำนวณได้เท่ากับ 9% ซึ่งไม่เกิน 10% จึงถือว่าการคำนวณนี้มีความสอดคล้องกันใน เกณฑ์ที่ยอมรับได้

ตารางที่ 5 แสดงให้เห็นว่าปัจจัยการเดินทางที่ใช้ประกอบการตัดสินใจในการตัดสินใจส่วนใหญ่มักประกอบด้วย 4 ปัจจัย คือ เวลาในการเดินทาง, ความสะดวกสะบาย, ความปลอดภัย และราคา แต่เมื่อนำปัจจัยการเข้าถึงระบบขนส่งและข้อมูลที่น่าเชื่อถือเข้าไปพิจารณาร่วมด้วยแล้ว จะเห็นได้ว่าปัจจัยด้านการเขาถึงและข้อมูลที่น่าเชื่อถือมีความสำคัญเพิ่มขึ้นในระดับหนึ่ง แต่โดยรวมแล้วผู้ใช้บริการยังให้ความสำคัญหลัก 2 ปัจจัย ได้แก่ เวลาในการเดินทางมีความเป็นอันดับแรก และอันดับรองลงมาคือความสะดวกสบาย สำหรับด้านข้อมูล, การเข้าถึง และความปลอดภัย ก็เป็นปัจจัยที่มีความสำคัญรองลงมา สำหรับกรณีศึกษาเฉพาะนี้ค่าโดยสารเป็นปัจจัยที่ผู้ใช้บริการในส่วนใหญ่ให้ความสำคัญในอันดับท้ายสุด

จากอันดับปัจจัยที่ผู้เดินทางให้ความสำคัญจากการให้คะแนน เมื่อเปรียบเทียบกับอันดับที่ได้จากการคำนวณ AHP จะมีการเปลี่ยนแปลงดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ผลการจัดลำดับความสำคัญโดยวิธีการให้คะแนนและวิธี AHP

อันดับ	จากการให้ค่าคะแนน	จาก AHP
อันดับที่ 1	เวลาเดินทาง	เวลาเดินทาง
อันดับที่ 2	การเข้าถึง	ความสะดวกสบาย
อันดับที่ 3	ความสะดวกสบาย	ความน่าเชื่อถือข้อมูล
อันดับที่ 4	ความปลอดภัย	การเข้าถึง
อันดับที่ 5	ค่าบริการ	ความปลอดภัย
อันดับที่ 6	ความน่าเชื่อถือข้อมูล	ค่าบริการ

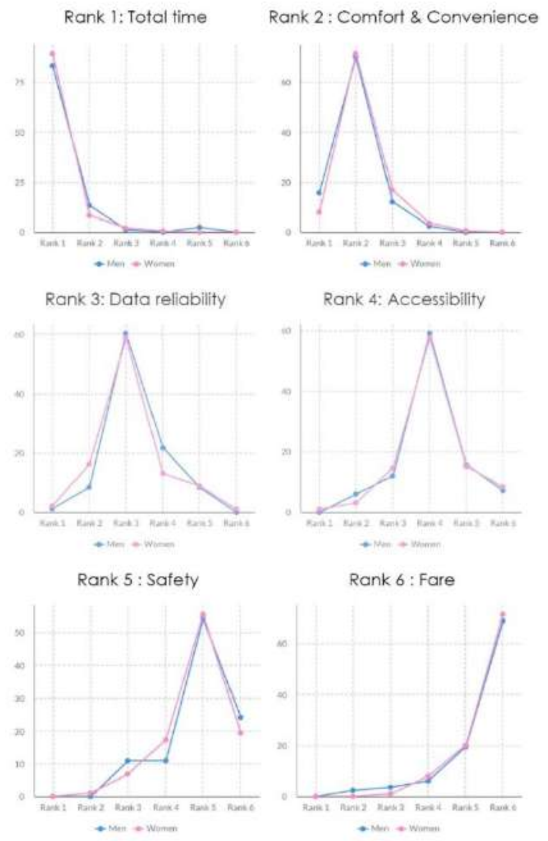
จะเห็นได้ว่ามีเพียงเวลาเดินทาง ที่ยังอยู่ในอันดับแรก แต่ปัจจัยอื่น ๆ จะมีการเปลี่ยนแปลง ซึ่งทำให้เห็นว่าการให้คะแนนอาจไม่สามารถบ่งชี้ลำดับความสำคัญได้อย่างถูกต้อง อีกทั้งวิธี AHP สามารถตรวจสอบความถูกต้องของผลลัพธ์ได้ ทำให้ได้ผลลัพธ์ที่มีความน่าเชื่อถือมากกว่า ความน่าเชื่อถือของข้อมูลซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญในบริการ MaaS หากรวบรวมข้อมูลจากวิธีการให้คะแนนจะเห็นเสมือนว่ามีความสำคัญน้อย(ลำดับที่ 6) ในขณะที่ AHP ระบุลำดับความสำคัญค่อนข้างมาก (ลำดับที่ 3)

การศึกษาได้ตั้งสมมติฐานว่า แนวโน้มของการตัดสินใจให้ความสำคัญกับปัจจัยในการเดินทางขึ้นกับลักษณะเฉพาะของกลุ่มตัวอย่าง จึงแบ่งกลุ่มตัวอย่างออกเป็นกลุ่ม โดยมีเกณฑ์ในการจำแนก ดังนี้ 1) เพศ ได้แก่ เพศชาย และเพศหญิง 2) ตำแหน่งที่อยู่ของผู้ทำแบบสอบถาม ซึ่งสามารถจำแนกเป็น 3 ประเภทคือ กลุ่มที่อาศัยอยู่บริเวณจุฬาฯ ในรัศมี 2 กม., กลุ่มที่อาศัยอยู่บริเวณสถานี BTS หรือ MRT ในรัศมี 1 กม. และอื่น ๆ โดยไม่คำนึงถึงรายได้และค่าใช้จ่ายในการเดินทางของกลุ่มตัวอย่างมาเป็นเกณฑ์ในการจำแนกกลุ่ม เนื่องจากข้อมูลเบื้องต้นพบว่ากลุ่มตัวอย่างมีแนวโน้มในการคำนึงถึงค่าโดยสารน้อยมาก จากนั้นจึงนำเปอร์เซ็นต์ในแต่ละปัจจัยมาเปรียบเทียบร่วมกับสมมุติฐานในลักษณะของกราฟ ดังรูปที่ 2 และ 3

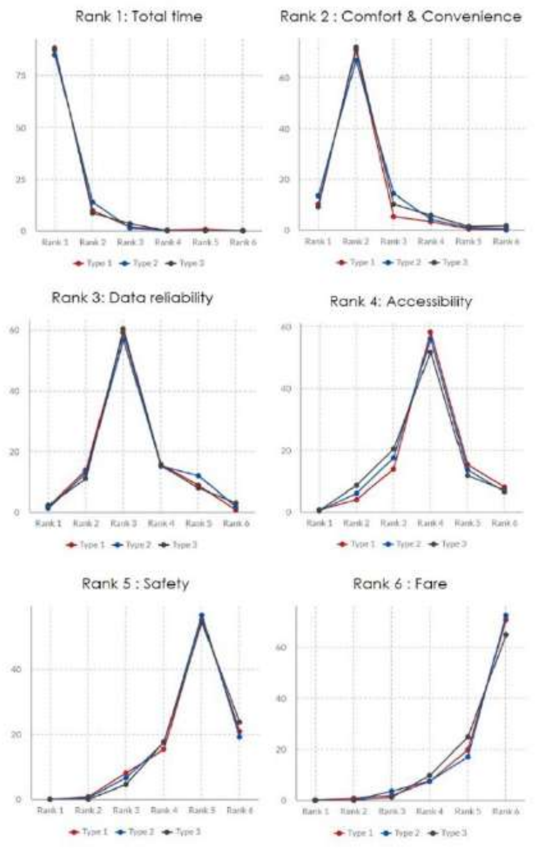
จากรูปที่ 2 และ 3 สามารถสรุปได้ว่าแนวโน้มของทั้งเพศและที่พักอาศัยของกลุ่มตัวอย่างมีความคล้ายคลึงกัน แต่ในด้านเพศมีประเด็นที่ต้องพิจารณา คือความน่าเชื่อถือของข้อมูล เนื่องจากเพศหญิงจะมีแนวโน้มต้องการข้อมูลที่ถูกต้องชัดเจนในการตัดสินใจในการเดินทางมากกว่าเพศชาย และในด้านของที่อยู่ในการเดินทาง คือ หากที่อยู่อาศัยอยู่ไกลมากขึ้นจะมีแนวโน้มที่คำนึงถึงปัจจัยด้านการเข้าถึงของระบบขนส่งและราคาเพิ่มขึ้นด้วย

4.3 ประเด็นสำคัญจากการสัมภาษณ์ผู้ให้บริการ

จากการสัมภาษณ์ผู้ให้บริการ 4 ราย พบว่าผู้ให้บริการเห็นด้วยกับแนวคิด Mobility as a Service (MaaS) และคาดการณ์ว่าการรวมกลุ่มกันของระบบขนส่งมวลชน จะเกิดประโยชน์ทั้งฝ่ายผู้ให้บริการและฝ่ายผู้ใช้บริการเอง แต่ยังมีสิ่งที่ผู้ให้บริการกังวลคือ ประเด็นเรื่องการแบ่งปันข้อมูล (Data Sharing) ว่าจะมีแนวทางอย่างไรให้เกิดความเป็นธรรมกับทุกฝ่าย และประเด็นการแบ่งค่าโดยสารส่วนกลางให้แก่ผู้ให้บริการแต่ละรายจะมีแนวทางอย่างไรให้โปร่งใส ชัดเจน และเป็นธรรม โดยผู้ให้บริการบางรายได้เสนอว่าผู้มีบทบาทดำเนินงานจัดการค่าโดยสารควรเป็นธนาคารหรือ



รูปที่ 2 ลำดับความสำคัญปัจจัย จากวิธี AHP เมื่อจำแนกตามเพศ



รูปที่ 3 ลำดับความสำคัญปัจจัย จากวิธี AHP เมื่อจำแนกตามตำแหน่งที่พัก

องค์กรที่มีความรู้ความเชี่ยวชาญเกี่ยวกับการบริหารจัดการเงิน โดยอาจพิจารณาจากข้อเสนอของแต่ละรายที่มีการเสนอค่าดำเนินการสอดคล้องกับระบบการจัดการที่มีคุณภาพ

สำหรับการจัดลำดับการนำเสนอข้อมูล ผู้ให้บริการส่วนใหญ่มีความคิดเห็นว่าการนำเสนอข้อมูลจะต้องเป็นไปในแนวทางที่เกิดประโยชน์สูงสุดต่อผู้ใช้บริการ และไม่แนะนำให้มีการเก็บค่าโฆษณาจากผู้ให้บริการเพื่อให้การนำเสนอทางเลือกรูปแบบการเดินทางนั้นอยู่เป็นลำดับแรก เพราะในฐานะผู้ให้ข้อมูล ควรให้ข้อมูลอย่างเป็นธรรม

ผู้ให้บริการเอกชนส่วนใหญ่มีการจัดส่วนลดที่สอดคล้องกับแผนการดำเนินงานของทางบริษัทอยู่แล้ว ในขณะที่ผู้ให้บริการภาครัฐหรือผู้ให้บริการที่มีลักษณะเป็นโครงการ ไม่สามารถจัดหาส่วนลดได้ สำหรับผู้ให้บริการจากภาครัฐหากมีการจัดส่วนลดจะต้องเป็นไปในลักษณะที่มีการร่วมมือกับบริษัทเอกชนอื่น เช่น ธนาคารเอกชน หรือผู้ให้บริการเครือข่ายมือถือ

หากรัฐบาลรับบทบาทเป็นผู้ดำเนินงาน MaaS จะทำให้เกิดความเชื่อมั่นและเกิดความร่วมมือในการแบ่งปันข้อมูล (Data sharing) ได้ง่ายกว่า แต่อาจจะขาดความเชี่ยวชาญในการบริหารและดำเนินงานในเชิงธุรกิจ และสิ่งสำคัญที่สุดที่จะทำให้ระบบ MaaS เกิดขึ้นได้จริงนั้นจะต้องอาศัยความร่วมมือจากทั้งภาครัฐและภาคเอกชนอย่างจริงจัง

4.4 ผลจากการพัฒนาแอปพลิเคชัน

จากการปรับปรุงฟังก์ชันและฟีเจอร์ต่าง ๆ จึงได้ MaaS แอปพลิเคชันที่มีเมนูหลัก 5 เมนู ดังนี้

1. หน้าแรก (Home Screen) แสดงตำแหน่งของผู้ใช้งานบนแผนที่และข้อมูลสถานีระบบขนส่งสาธารณะ เช่น ข้อมูลหมายเลขรถประจำทาง รวมถึงสามารถเริ่มเดินทางหรือทำการจองเดินทางได้
2. การชำระเงินและตั๋วโดยสาร (Pay & Pass) แสดงยอดเงินคงเหลือในระบบ, เที่ยวการเดินทางที่คงเหลือจากการสมัครรับบริการรายเดือน (Subscription package), เลือกซื้อแพ็กเกจการเดินทางรายเดือนอื่น ๆ และตรวจสอบประวัติการเดินทาง
3. แผนที่เส้นทาง (Route Map) แสดงแผนที่เส้นทางของทุกรูปแบบการ รวมถึงแสดงจุดเชื่อมต่อ โดยสามารถเลือกให้แสดงเฉพาะรูปแบบการเดินทางบางประเภทได้, สามารถแสดงข้อมูลสถานีระบบขนส่งสาธารณะ และสามารถเลือกดูการเดินรถแบบระบบเรียลไทม์ (Realtime) ได้
4. การแจ้งเหตุการณ์ (Event) แสดงข้อมูลข่าวสารต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นเป็นการรายงานสถานการณ์ที่อาจก่อให้เกิดความล่าช้าในการเดินทาง เพื่อให้ผู้ใช้งานสามารถตัดสินใจหลีกเลี่ยงเส้นทางนั้นได้ทันถ้วงที
5. การจอง (Booking) แสดงรายละเอียดการจองการเดินทางล่วงหน้าของผู้ใช้บริการ และสามารถจองการเดินทางเพิ่มเติมหรือยกเลิกการเดินทางได้ รวมถึงสามารถติดต่อคนขับ (Driver) ที่ได้จองการเดินทางไว้

https://bit.ly/3ffyd9R

รูปที่ 4 QR-Code สำหรับทดลองใช้งานตัวอย่างแบบจำลองแอปพลิเคชัน

4.5 ผลการทดสอบการใช้งาน MaaS แอปพลิเคชัน

ขั้นตอนสุดท้าย คือ การทดสอบการใช้งาน MaaS แอปพลิเคชัน โดยทดสอบกับผู้ใช้จำนวน 8 คนที่มีพื้นฐานการใช้เทคโนโลยีและการเดินทางที่ต่างกัน โดยบันทึกภาระงาน (เวลา) ที่ใช้ในการเข้าใช้ หลังสิ้นสุดแต่ละภาระงานจะทำการสอบถามเพื่อการประเมินในประเด็นดังนี้

1. คุณมีความเข้าใจฟังก์ชันที่ทำภาระงานนี้มากน้อยเพียงไร
2. คุณมีปัญหาใดเกิดขึ้นระหว่างการทำภาระงานนี้
3. คุณคิดว่ามีส่วนใดที่ต้องปรับปรุง หรือคำแนะนำสำหรับฟังก์ชั่นในส่วนนี้หรือไม่

ผลการทดสอบพบว่าผู้เข้าร่วมทดสอบแสดงข้อดีของการใช้งานดังนี้

1. รวบรวมการเดินทางทุกรูปแบบไว้ในแอปพลิเคชันเดียว
2. เติมเงินและชำระค่าโดยสารทุกรูปแบบได้ในแอปพลิเคชันเดียว
3. การให้ข้อมูลในเมนู Route Map ครบถ้วน และมีข้อมูลหมายเลขรถประจำทาง
4. แผนที่ในเมนู Route Map สามารถเลือกดูเฉพาะบางรูปแบบการเดินทางได้
5. มีการแสดงข้อมูรถแบบเรียลไทม์ (Realtime)

และทราบข้อควรปรับปรุงแก้ไข ค่าคะแนนรวม(เฉลี่ย) ของการใช้งานแอปพลิเคชัน เท่ากับ 7.94/10 คะแนน จากข้อดีหรือจุดเด่นดังกล่าวจะสอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของ MaaS ที่จะมีแอปพลิเคชันรวมที่สามารถสร้างบริการที่ผู้ใช้ต้องการ และ สะดวกในการใช้งานได้ และ ผู้ได้ทดลองใช้งาน 7 คนจาก 8 คนระบุว่าอยากจะใช้งานจริงต่อไป

5 สรุปผลการศึกษา

5.1 พฤติกรรมการเดินทางของผู้ใช้บริการ

ผลการวิจัยพบว่าผู้ใช้บริการส่วนใหญ่จัดลำดับความสำคัญของปัจจัยในการเดินทางจากมากไปน้อยตามดังนี้ เวลาในการเดินทาง, ความสะดวกสบาย, ความน่าเชื่อถือของข้อมูล, ความเข้าถึงของระบบขนส่ง, ความปลอดภัยและค่าโดยสาร ตามลำดับ โดยเมื่อแบ่งกลุ่มตัวอย่างตามเพศ และที่อยู่อาศัยจะพบว่า เพศหญิงมีแนวโน้มต้องการความเชื่อมั่นของข้อมูลมากกว่าเพศชาย และหากอยู่ไกลจากจุดหมายที่ต้องการเดินทางมากขึ้นก็จะคำนึงถึงเรื่องการเข้าถึงของระบบขนส่งและราคาในการเดินทางมากขึ้น แต่แนวโน้มการตัดสินใจการเดินทางยังคงขึ้นกับเวลาในการเดินทางและความสะดวกสบายอยู่ ทั้งนี้พฤติกรรมการให้ความสำคัญของปัจจัยการเดินทางนั้น

เป็นเพียงกรณีศึกษาของกลุ่มตัวอย่างจากนิสิตจุฬาฯ เท่านั้น กลุ่มตัวอย่างที่มีความรับผิดชอบเพิ่มขึ้นทั้งด้านการเงินและครอบครัว หรือปัจจัยอื่น ๆ ซึ่งอาจทำให้ลำดับความสำคัญนี้เปลี่ยนไป

5.2 ความเป็นไปได้ของ Mobility as a Service (MaaS) ในกรุงเทพฯ

การเดินทางด้วยระบบ MaaS ช่วยเพิ่มความสะดวกสบาย โดยรวบรวมทุกบริการเดินทางไว้บนแอปพลิเคชันเดียว ผู้ใช้บริการสามารถวางแผนการเดินทางที่เหมาะสมกับแต่ละบุคคลได้ โดยแอปพลิเคชันจะนำเสนอเส้นทางที่ดีที่สุดที่มีการเดินทางบนระบบขนส่งสาธารณะหลากหลายรูปแบบผสมผสานกัน และสามารถทำการจองเที่ยวการเดินทางพร้อมชำระค่าโดยสารได้ แต่การวางแผนเส้นทางและการเชื่อมโยงกันของแต่ละรูปแบบจะไม่สามารถรวมกันได้บนแพลตฟอร์มเดียวได้ หากขาดความร่วมมือจากผู้ให้บริการระบบขนส่งมวลชน รวมถึงความร่วมมือจากรัฐบาล

จากการสัมภาษณ์ผู้ให้บริการทั้งสิ้น 4 ราย พบว่าผู้ให้บริการให้ความสนใจและให้ความร่วมมือหากมีการนำระบบ MaaS เข้ามาใช้ในไทย แต่มีประเด็นสำคัญที่ต้องพิจารณาคือ แนวทางในการแบ่งปันข้อมูลอย่างเป็นธรรม และการแบ่งค่าโดยสารให้แก่ผู้ให้บริการแต่ละราย

นอกจากนี้ยังสามารถสรุปปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดระบบ MaaS ได้ทั้งสิ้น 6 ประการ คือ 1) ความร่วมมือกันของทุกภาคส่วน ทั้งภาครัฐและเอกชน โดยเฉพาะผู้ให้บริการระบบขนส่งมวลชนทุกราย, 2) ความตระหนักถึงส่วนรวมของผู้ใช้บริการ คือการมีจิตสำนึกและความเคารพต่อผู้อื่นในการใช้ระบบขนส่งสาธารณะ และต้องตระหนักถึงความสำคัญของการหันมาใช้ระบบขนส่งสาธารณะแทนการใช้รถยนต์ส่วนบุคคล ซึ่งจะช่วยลดมลพิษทางอากาศ และช่วยลดประมาณรถยนต์บนท้องถนนได้ 3) การปรับเปลี่ยนตามลักษณะส่วนบุคคล คือ ต้องมีระบบที่สามารถตอบโจทย์ความต้องการการเดินทางที่แตกต่างกันของแต่ละบุคคลในแต่ละบริบทได้อย่างครอบคลุม, 4) ประสบการณ์ของผู้ใช้บริการ คือ ต้องสร้างประสบการณ์การเดินทางที่ดีให้แก่ผู้ใช้บริการ เพื่อดึงดูดให้ผู้ใช้บริการหันมาใช้ระบบขนส่งสาธารณะมากขึ้น เช่น ประสบการณ์ในการใช้งานแอปพลิเคชัน และประสบการณ์ในการใช้บริการระบบขนส่งระหว่างเดินทาง, 5) นวัตกรรม คือ ต้องมีระบบที่สามารถทำงานเป็นตัวประสานข้อมูลของทุกบริการเข้าด้วยกันได้ รวมถึงสามารถอัพเดทข้อมูลได้อย่างรวดเร็ว และ 6) การแบ่งปันข้อมูล คือผู้ให้บริการระบบขนส่งจำเป็นต้องแบ่งปันข้อมูลการเดินรถ, จำนวนผู้โดยสาร และข้อมูลอื่น ๆ เพื่อประโยชน์สูงสุดในการเดินทางของผู้ใช้บริการ

การพัฒนาและทดสอบแอปพลิเคชันทำให้เห็นศักยภาพของการใช้งานจริง และ ความคาดหวังจากผู้ใช้บริการ แอปพลิเคชันที่พัฒนาขึ้นใช้ข้อมูลจากการวิจัย จึงพัฒนา User Interface ที่เหมาะกับการใช้งาน และผลการใช้งานคือใช้งานสะดวก และ ผู้ทดสอบส่วนใหญ่อยากมีแอปพลิเคชันใช้งานจริง

5.3 ข้อเสนอแนะในการพัฒนา MaaS ในประเทศไทย

จากงานวิจัยนี้ยังพบว่ามีความท้าทายต่าง ๆ ในการนำระบบ MaaS มาใช้กับประเทศไทยทั้งส่วนของผู้ใช้บริการ และผู้ให้บริการ คือ

5.3.1 ความท้าทายในส่วนของผู้ใช้บริการ

1. กลยุทธ์ในการดึงให้ผู้ใช้บริการเดินทางโดยระบบ MaaS โดยเฉพาะผู้ใช้บริการที่ปัจจุบันใช้รถยนต์ส่วนตัวเป็นประจำ
2. การให้ข้อมูลข่าวสาร และการแนะนำการเดินทางที่ตอบโจทย์ผู้ใช้บริการอันเนื่องมาจากพฤติกรรมการเดินทางที่แตกต่างกัน และมีความเฉพาะบุคคลของผู้ใช้บริการ

5.3.2 ความท้าทายในส่วนของผู้ให้บริการ

1. ความเป็นเอกเทศของแต่ละหน่วยงาน รวมถึงความร่วมมือกันทั้งภาครัฐและเอกชน
2. แนวทางและความร่วมมือในการแบ่งปันข้อมูล (Data sharing) จากผู้ให้บริการแต่ละรายอย่างเป็นธรรม
3. แนวทางในการแบ่งค่าโดยสารให้แก่ผู้ให้บริการแต่ละราย
4. ศักยภาพของผู้พัฒนาแอปพลิเคชัน (Developer)

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้เป็นเกียรติอย่างยิ่งที่ได้รับการสนับสนุนข้อมูลและคำแนะนำผ่านการสัมภาษณ์จาก

คุณกฤษณ์ ลิ่วธนกุล ผู้จัดการฝ่ายวางแผนบริการและสารสนเทศเพื่อการบริหารบริษัทระบบขนส่งมวลชนกรุงเทพ จำกัด (มหาชน) (กลุ่มบีทีเอส)

ดร. สมประสงค์ สัตยมัลลี ผู้อำนวยการสำนักธุรกิจบัตรโดยสารการรถไฟฟ้าขนส่งมวลชนแห่งประเทศไทย หรือ รฟม.

ดร.กฤษดา กฤตยากีรณ ผู้ก่อตั้ง บริษัท เออร์เบิน โมบิลิตี้ เทค จำกัด ผู้ก่อตั้งธุรกิจและเจ้าของแบรนด์มูฟมี (Muvmi)

คุณธีรเดช เติมวัฒนาภักดี ผู้จัดการ แผนกรถยนต์ร่วม ฝ่ายพัฒนาธุรกิจแชร์ริ่ง บริษัทโตโยต้า มอเตอร์ ประเทศไทย (Ha:mo)

เอกสารอ้างอิง

[1] Jittrapirom, P., Caiati, V., Feneri, A.-M., Ebrahimigharehbaghi, S., Alonso González, M. J., & Narayan, J. Mobility as a service: A critical review of definitions, assessments of schemes, and key challenges, 2017.

[2] National Center for Mobility Management. Mobility as a Service: Concept and Practice, March 2018.

[3] Kamargianni M., W. Li, M. Matyas, A. Schäfer, A critical review of new mobility services for urban transport, Transportation Research Procedia 14 (2016) 3294-3303.

[4] Kamargianni, M., Matyas, M., Li, W., & Schäfer, A. (2015). Feasibility Study for “Mobility as a Service” concept in London. UCL Energy Institute.

[5] Ho, C. Q., Hensher, D. A., Mulley, C., & Wong, Y. Z. (2018). Potential uptake and willingness-to-pay for Mobility as a Service (MaaS): A stated choice study. Transportation Research Part A: Policy and Practice, 117, 302-318.

[6] Lyons G., P. Hammond and K. Mackay, *The importance of user perspective in the evolution of MaaS*, Faculty of Environment and Technology, University of the West of England.

[7] ฐนัย สุทธิวงษ์รัชต์, *การวิเคราะห์กระบวนการลำดับชั้นทางด้านการจัดการวัตถุดิบ*, วิทยานิพนธ์ ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ คณะวิศวกรรมศาสตร์ เทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[8] เศกสรรค์ ตั้นตระกูล, *การประยุกต์ใช้เทคนิค AHP ในการประเมินทางเลือกสำหรับการขนส่งผลิตภัณฑ์เหล็ก*, วิทยานิพนธ์ ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[9] Narupiti, S., Exploring the possibility of MaaS service in Thailand, implications from the existing conditions and experts' opinions on “Who should be the MaaS provider in Bangkok?”, *IATSS Research*. Volume 43, Issue 4, December 2019, Pages 226-234.

[10] Ramboll’s Analysis of Whim’s First Year Data, Whim corporation.

[11] Esztergár-Kiss, D. and T. Kerényi, *Creattion of mobility packages based on the MaaS concept*, Budapest University of Technology and Economics, Faculty of Transportation Engineering and Vehicle Engineering, Department of Transport Technology and Economics.

[12] Khaimook S., K. Yoh, H. Inoi, K. Doi, *Mobility as a service for road traffic safety in a high use of motorcycle environment*, Graduate School of Civil Engineering Osaka University and Faculty of Sustainable Design, University of Toyama

การศึกษาความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพและความปลอดภัย : กรณีศึกษาจุดกลับรถหน้ามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา

Study Potential Capacity of the U-turn in order to increase efficiency and safety : A case study of U-turn Infront of Rajamangala University of Technology Rattanakosin Salaya Campus

สิริศักดิ์ ยิ้มย่อง[1] ณรงค์ กุหลาบ[2]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
,[2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา
E-mail address: bn30008@hotmail.com

บทคัดย่อ

การปรับปรุงขยายถนนมีผลกระทบต่อความต้องการเปลี่ยนทิศทางการจราจรไปยังทิศทางที่ต้องการ ทำให้เกิดปริมาณความต้องการในการกลับรถมาก ซึ่งการกลับรถนั้นจะส่งผลกระทบต่อสภาพการจราจรทั้งในทิศทางเดียวกันและในฝั่งตรงข้าม งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายที่จะศึกษาความจุที่เป็นไปได้ (Potential Capacity) ของจุดกลับรถบนถนนพุทธมณฑล สาย 5 หรือ ทางหลวงหมายเลข 3414 กิโลเมตรที่ 9+500 บริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา เพื่อเป็นเกณฑ์บ่งชี้ให้ดำเนินการปรับปรุงให้เป็นจุดกลับในลำดับต่อไป โดยใช้หลักในการพิจารณา ความจุที่เป็นไปได้ จากการวิเคราะห์ถึง ช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน (Conflicting Flow) อัตราการไหลของกระแสจราจรสายหลัก (Main flow) และเวลาของการเคลื่อนที่ตามกัน (Follow-up time) จากผลแสดงให้เห็นว่าในช่วงเวลาเร่งด่วนมีปริมาณรถที่ต้องการกลับรถเกินความจุที่เป็นไปได้และยังเป็นจุดกลับรถที่อันตรายเนื่องจากมีการตัดกระแสของรถทางตรงเป็นจำนวนมาก ผู้วิจัยได้มีข้อเสนอแนะในการศึกษาครั้งต่อไป เห็นควรจะทำการศึกษาผลกระทบด้านจราจรในกรณีเพิ่มความจุในจุดกลับรถ เช่น การเพิ่มจำนวนช่องกลับรถ ในทิศทางขาเข้ากรุงเทพฯ

คำสำคัญ: ความจุที่เป็นไปได้,ช่องว่างวิกฤติ,กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน

Abstract

Improving road expansion is affecting demand to change direction of the traffic to the desired direction. Causing demand to return the car. The car that U-turn will affect traffic in the same direction and the opposite side. This research aims to study the Potential Capacity of U-turn point on Put Ta Monthon 5 road or 3414 Highway at kilometers, 9+500 near the Rajamangala University of Technology Rattanakosin Salaya Campus. As a criterion for indicating improvement in the next step. The main consideration is potential capacity. The analysis of the Critical Gap, Conflicting, Main flow and the Follow-up time. To increases capability the U-turn point design. Resulting in increases the safety of staff and students in the university. The results showed that during peak hours, traffic volume, was over the potential capacity, and also the U-turn point is dangerous because it has to cut the main traffic flow is an amount much. Suggestions for further studies Agreed to study the impact of traffic in case of increasing capacity in the U-turn, such as increasing the number of U-turn In the direction of arrival in Bangkok

Keyword: Potential Capacity, Critical Gap, Conflicting Flow

1.บทนำ

ปัจจุบันมีการขยายตัวทางด้านเศรษฐกิจและสังคมของประเทศอย่างต่อเนื่องส่งผลให้ย่าน ตำบลศาลายามีความเป็นเมืองที่เจริญเติบโตมาก โดยพื้นที่ที่เป็นศูนย์กลางของย่านนี้มีอาคารพาณิชย์ ห้างร้านท้องถิ่น การค้าขายในแบบชุมชนเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง โครงการหมู่บ้านจัดสรรที่เริ่มขยายตัวจะขยับไปยังถนนรองสายต่าง ๆ รองรับการขยายครอบครัว และการเติบโตของชุมชน ย่านนี้จะติดถนนบรมราชชนนีในพิกัดที่สามารถเดินทางเข้าเมืองได้สะดวก ในอดีตที่อยู่อาศัยย่านนี้เป็นบ้านแนวราบ แต่ปัจจุบันรูปแบบคอนโดมิเนียมใกล้สถานศึกษาที่ยังคงเกิดขึ้นต่อเนื่อง มีการขยายตัวของระบบโครงข่ายถนนทั้งถนนสายหลักถนนสายรองตามลำดับเพื่อรองรับการเดินทางเช่น การเดินทางเพื่อไปเรียน ไปทำงาน ไปห้างสรรพสินค้า ไปโรงพยาบาลและอื่น ๆ ล้วนแล้วแต่มีความต้องการในการ ใช้รถ ใช้ถนน เพื่อให้ไปสู่จุดหมายปลายทางจึงเป็นเหตุให้ปริมาณจราจรบนท้องถนนมีปริมาณเพิ่มสูงขึ้น ส่งผลให้มีการขยาย ถนนพุทธมณฑล สาย 5 หรือทางหลวงหมายเลข 3414 เดิมเป็น 2 ช่องทางเป็น 6 ช่องทางโดยแบ่งเป็นทิศทางละ 3 ช่องทางพร้อมร่องน้ำตรงกลาง เนื่องจากสองข้างทางมีสถานที่

ราชการ อาคารร้านค้าและที่อยู่อาศัยจำนวนมาก จึงจำเป็นต้องเปิดเป็นจุดกลับรถในเส้นทาง ถนนพุทธมณฑล สาย 5 หรือ ทางหลวงหมายเลข 3414 เป็นถนนที่มีผู้ใช้บริการเป็นจำนวนมากอีกทั้งยังมีถนนสายรองหรือซอยอีกเป็นจำนวนมากและมีทางแยกที่ค่อนข้างอยู่ห่างกัน จึงอาจไม่สามารถเข้าถึงจุดเริ่มต้นและจุดหมายปลายทางในการเดินทางได้อย่างทั่วถึง ดังนั้นรถที่ออกมาจากถนนสายรองหรือซอยอาจต้องมีการกลับรถเพื่อเปลี่ยนทิศทางการจราจรไปยังทิศทางที่ต้องการ ทำให้เกิดปริมาณความต้องการในการกลับรถมาก ซึ่งการกลับรถนั้นจะส่งผลกระทบต่อสภาพการจราจรทั้งในทิศทางเดียวกันและในฝั่งตรงข้าม ดังนั้นการออกแบบจุดกลับรถที่ดีและมีประสิทธิภาพจะช่วยลดความล่าช้าและเพิ่มการไหลอิ่มตัวในการกลับรถได้

จึงเกิดเป็นจุดกลับรถกิโลเมตรที่ 9+500 บริเวณมหาลัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา ซึ่งจะมีนักเรียน นักศึกษาใช้เป็นจำนวณมากและในการใช้งานจริง ทั้งนักศึกษาและบุคลากรจำเป็นที่จะต้องชิดซ้ายทันทีหลังจากกลับรถเพื่อเข้ามหาลัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา จึงส่งผลให้เกิดการตัดกระแสของรถทางตรงและยังเป็นอันตรายต่อผู้ใช้รถในทางตรงและผู้ที่กลับรถเพื่อที่จะเข้ามหาลัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา โดยส่วนใหญ่ นิสิต นักศึกษา จะใช้รถจักยานยนต์เป็นยานพาหนะเป็นจำนวณมาก จึงเพิ่มความอันตรายในการตัดกระแรถทางตรงมากขึ้น ในด้านกลับกันของจุดกลับรถนี้ยังเป็นจุดกลับที่รับปริมาณรถจาก ถนนบรมราชชนนี ขาเข้าเพื่อไปยัง ถนนเพชรเกษม ในเขตตำบลอ้อมน้อย อำเภอกระทุ่มแบน จังหวัดสมุทรสาคร บนถนนบรมราชชนนี ขาเข้าช่วงนี้จะมีห้างสรรพสินค้า เซ็นทรัลพลาซ่า ศาลายา และ สถานีขนส่งสินค้า พุทธมณฑล สาย 5 ตั้งอยู่ก่อนถึง ส่งผลให้มีปริมาณรถมากตลอดทั้งวัน

ในงานวิจัยนี้ ผู้วิจัยจะศึกษาและพัฒนาปรับปรุงจุดกลับรถ จากการพิจารณา ความจุที่เป็นไปได้ เป็นการวิเคราะห์ถึงการยอมรับช่องวาง (Accepted gap) การปฏิเสธช่องว่าง (Rejected gap) อัตราการไหลของกระแสจราจรสายหลัก (Main flow) และเวลาของการเคลื่อนที่ตามกัน (Follow-up time) เพื่อเป็นเกณฑ์บ่งชี้ให้ดำเนินการปรับปรุงให้เป็นจุดกลับในลำดับต่อไป

2 ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ผลกระทบของจุดกลับรถ

การกลับรถบนเกาะกลางถนนจะเป็นรูปแบบที่สร้างผลกระทบจราจรสูงที่สุดในทั้งสองทิศทาง กล่าวคือทำให้เกิดคอขวดจากการไหลที่ลดลงของช่องจราจรที่ใช้กลับรถและการเปลี่ยนช่องจราจรก่อนถึงจุดกลับรถในทิศทางของยวดยานที่กลับรถ และกระทบต่อความจุของกระแสจราจรในทิศทางที่ถูกตัดกระแสจราจร ทั้งนี้ผลกระทบจะแตกต่างกันตามขนาดของของเกาะกลาง โดยจุดกลับรถบนเกาะกลางที่มีขนาดใหญ่จะส่งผลกระทบน้อยกว่าเนื่องจากการตัดกระแสจราจรจะน้อยกว่า

ผลการศึกษาของธีรพล (2548) พบว่ายวดยานที่กลับรถจะมีค่าเทียบเท่ารถยนต์ขณะกลับรถ (EU) ดังตารางที่ 2.1-1 โดยช่องกลับรถ 1 ช่องจราจรทั่วไปสามารถกลับรถได้ประมาณ 400 Passenger Car Equivalent Factor /ชั่วโมง หรือคิดเป็น 100 EU/ชั่วโมง (เทียบจากรถยนต์ขณะขับรถกลับรถมีค่าเป็น 4 เท่าของรถยนต์วิ่งทางตรง)

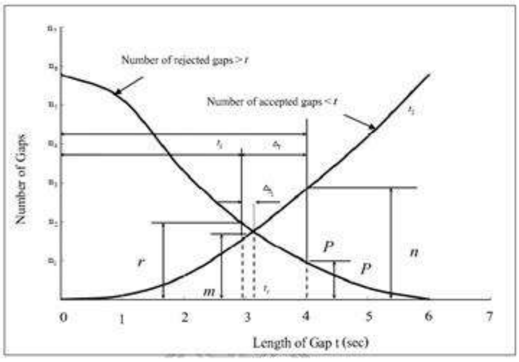
ตารางที่ 2.1-1 ค่าเทียบเท่ารถยนต์นั่งของยวดยานที่กลับรถ

ชนิดของยานพาหนะ	U-turn (EU)
รถจักยานยนต์ (MC)	0.4
รถยนต์ 4 ล้อและรถบรรทุกขนาดเล็ก (SU)	1.0
รถบรรทุกขนาดกลาง (M)	1.2
รถบรรทุกขนาดใหญ่ (T)	1.5
รถ trailer (WB)	3

ที่มา : ธีรพล (2548)

2.2 ช่องว่างวิกฤติ(Critical Gap) และการยอมรับช่องว่าง (Gap Acceptance)

ยานพาหนะที่จะทำการแทรกตัวเข้าร่วมกระแสจราจรสายหลัก (merge) จะต้องประเมินว่าช่องว่าง (gap) ระหว่างยานพาหนะมีความกว้างมากพอที่สามารถรองรับการ merge ได้หรือไม่ยอมรับ โดยการตัดสินใจเลือกเข้าร่วมกระแสจราจรในช่องว่างหนึ่งเรียกว่า Gap Acceptance ช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) คือ ช่องว่างหรือความยาวของ Gap ที่น้อยที่สุดโดยเฉลี่ยที่รถตัดสินใจใช้ในการเข้าร่วมกระแสจราจร Raff ได้กำหนดให้ critical gap เป็น gap ที่มีจำนวน 10 accepted gap ที่สั้นกว่าเท่ากับจำนวน rejected gap ที่ยาวกว่า Critical gap สามารถหาได้จากการพล็อตกราฟหรือการคำนวณโดยวิธีกราฟฟิค ดังรูปที่ 2.2-1



ที่มา : วิลาสินี (2554)

รูปที่ 2.2-1 กราฟการกระจายตัวที่เหมาะของการยอมรับและการปฏิเสธช่องว่าง

ซึ่งแนวแกน X ของกราฟแสดงค่าขนาดของช่องว่าง t วินาที แกน Y แสดงค่าจำนวนของช่องว่าง Δt คือ การเพิ่มขึ้นของเวลาเพื่อนำมาใช้สำหรับในการวิเคราะห์หาค่าช่องว่างและค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical gap) จะอยู่ระหว่าง ค่า t_1 และ ค่า t_2 โดยที่ค่า $t_2 = t_1 + \Delta t$ สมมติให้เส้นโค้งที่ตัดกันอยู่ระหว่าง t_1 และ t_2 เป็นจุดที่เกิดช่องว่างวิกฤติบริเวณทางแยกที่

ทำการศึกษาดังนั้นจึงสามารถคำนวณหาคąา ชųองว่างวิกฤติ (Critical Gap) ได้ดังนี้

$$t_c = t_1 + \Delta t_1$$

$$\frac{\Delta t_1}{r-m} = \frac{\Delta t - \Delta t_1}{n-p}$$

$$\Delta t_1 = \frac{\Delta t\ (r-m)}{(n-p)+(r-m)}$$

$$t_c = t_1 + \frac{\Delta t\ (r-m)}{(n-p)+(r-m)}$$

เมื่อ

m คือ จำนวนของการยอมรับช่องว่างที่สั้นกว่า t_1

r คือ จำนวนของการปฏิเสธช่องว่างที่ยาวกว่า t_1

n คือ จำนวนของการยอมรับช่องว่างที่สั้นกว่า t_2

p คือ จำนวนของการปฏิเสธช่องว่างที่ยาวกว่า t_2

t_c คือ ช่องว่างวิกฤต

2.3 เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ follow-up time

การเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะเวลาระหว่างการออกตัวของรถยนต์คันหนึ่งจากถนนสายรองและการออกตัวของรถยนต์คันต่อไปโดยใช้ช่องว่างถนนสายหลักเดียวกันภายใต้เงื่อนไขการเข้าคิวอย่างต่อเนื่องบนถนนสายรองเรียกว่าเวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ การเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ คือระยะห่างที่กำหนดอัตราการไหลอิ่มตัว สำหรับวิธีการนี้ใช้เมื่อไม่มีความขัดแย้งในกระแสจราจรที่ค่าพื้นฐานดั้งตารางที่ 2.2-1

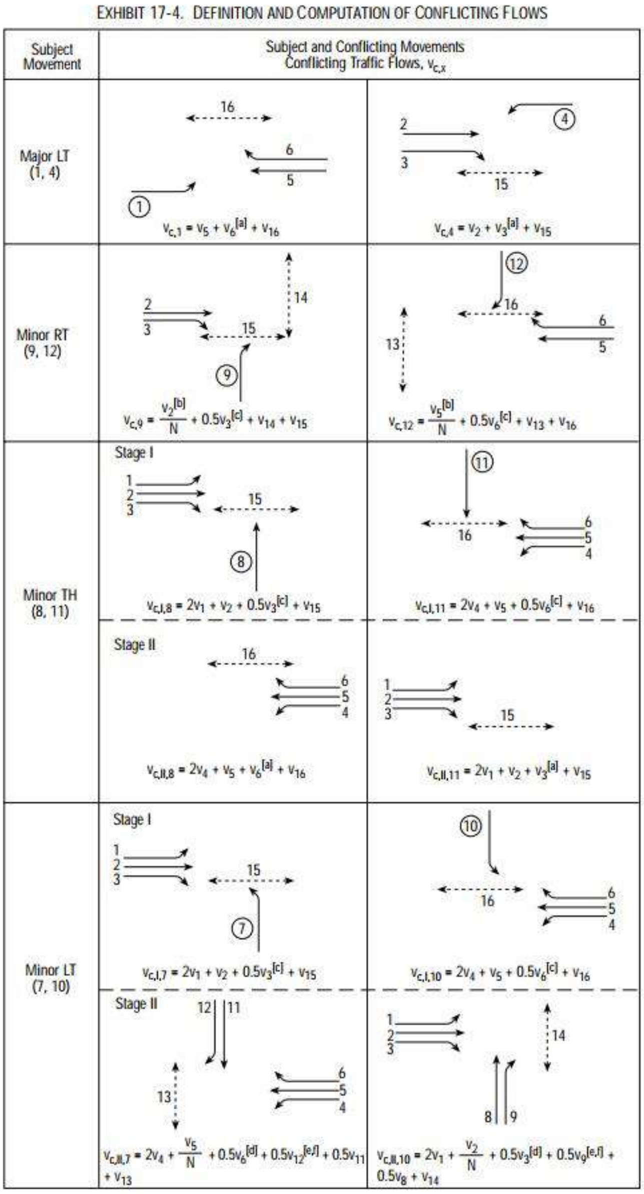
ตารางที่ 2.2-1 ค่าพื้นฐานการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ

Vehicle Movement	Base Follow-up Time (s)
Left turn from major	2.2
Right turn from minor	3.3
Through traffic on minor	4.0
Left turn from minor	3.5

ที่มา : Highway Capacity Manual

2.4 กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน Conflicting Flow

การเคลื่อนไหวแต่ละครั้งที่จุดตัด ต้องพบความขัดแย้งที่แตกต่างกันเกี่ยวข้องโดยตรงกับธรรมชาติของการเคลื่อนไหว ความขัดแย้งเหล่านี้แสดงอยู่ในรูปที่ 2.4-1 ซึ่งแสดงการคำนวณค่า $v_{c,x}$ อัตราการไหลที่ขัดแย้งกันของการเคลื่อนไหวของกระแสจราจร นั่นคืออัตราการไหลโดยรวมที่ขัดแย้งกับการเคลื่อนไหวกระแสจราจร (ยานพาหนะ / h) ตัวอย่างเช่นการเคลื่อนไหวเลี้ยวขวาจากถนนสายรองนั้นขัดแย้งกับถนนสายหลักเท่านั้นด้วยการตัดกระแสจราจรทางหลัก



ที่มา : Highway Capacity Manual

รูปที่ 2.4-1 กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน Conflicting Flow

2.5 ความจุที่เป็นไปได้ potential capacity

ทฤษฎีการยอมรับช่องว่างใช้เป็นวิธีการคำนวณในการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของกระแสจราจรสายรองตามสมการ

$$c_{p,x} = v_{c,x}\frac{e^{\frac{-v_{c,x}t_{c,x}}{3600}}}{1-e^{\frac{-v_{c,x}t_{f,x}}{3600}}}$$

เมื่อ

$c_{p,x}$ = ความจุที่เป็นไปได้ของถนนสายรอง (คัน/ชม.)

$v_{c,x}$ = กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน Conflicting Flow (คัน/ชม.)

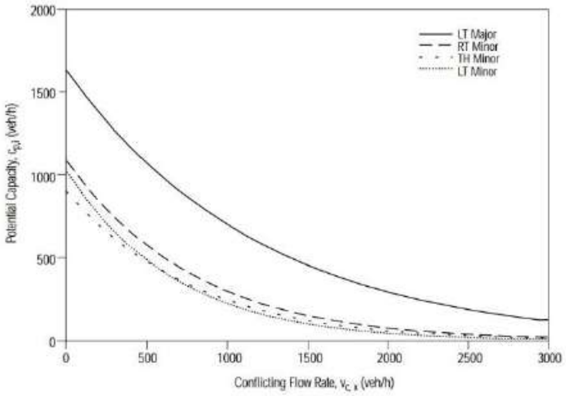
$t_{c,x}$ = ช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) เช่น เวลาต่ำสุดที่อนุญาตให้เข้าร่วมกระแส (วินาที)

$t_{f,x}$ = เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ (เช่นเวลาระหว่างการออกตัวรถคันแรกจากถนนสายรองและการออกตัวของรถคันถัดไป ในแถวรอ (วินาที)

ความจุที่เป็นไปได้ของถนนสายรอง แสดงเป็น $c_{p,x}$ และกำหนดไว้เป็นค่าความสามารถในการรับความจุสำหรับกระแสโดยมีเงื่อนไขพื้นฐานต่อไปนี้:

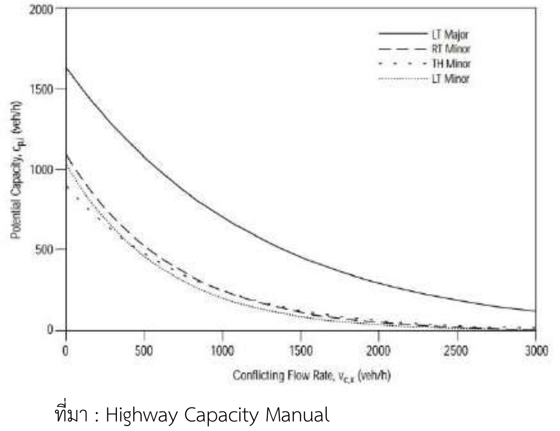
- การจราจรจากทางแยกที่อยู่ใกล้เคียงไม่ได้ส่งผลที่สี่แยกตัวอย่าง
- มีช่องทางแยกไว้สำหรับการใช้งานแถวรอคอย
- แถวรอคอยไม่ส่งผลต่อการจราจรบนถนนสายหลัก
- กระแสจราจรช่องทางที่ 2, 3 หรือ 4 จะต้องไม่เป็นอุปสรรคต่อการเคลื่อนไหวของวัตถุ

ความจุที่เป็นไปได้กำหนดเป็น $c_{p,x}$ ของกระแสถนนสายรองแสดงในรูป 2.5-1 สำหรับถนนสายหลักแบบสองช่องทางและในรูปที่ 2.5-2 สำหรับถนนสายหลักแบบสี่ช่องทาง รูปเหล่านี้แสดงการประยุกต์ใช้สมการความจุที่เป็นไปได้ด้วยค่าที่แสดงในตารางที่ 2.4-1 ที่มีศักยภาพความจุแสดงเป็นยานพาหนะต่อชั่วโมง (คัน/ชม.) ในรูปแสดงให้เห็นว่ามีความจุที่เป็นไปได้เป็นผลตรงข้ามของอัตราการไหล $v_{c,x}$ แสดงเป็นอัตรารายชั่วโมงเช่นกันกับถนนสายรอง



ที่มา : Highway Capacity Manual

รูปที่ 2.5-1 ถนนสายหลักแบบสองช่องทาง



ที่มา : Highway Capacity Manual

รูปที่ 2.5-2 ถนนสายหลักแบบสี่ช่องทาง

2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วิลาสินี (2554) ทำการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการยอมรับช่องว่างของผู้ขับขี่ยานพาหนะบริเวณทางแยกในพื้นที่เขตเทศบานครราชสีมา วัตถุประสงค์คือวิเคราะห์หาค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical gap) ของผู้ขับขี่ยานพาหนะประเภทต่าง ๆ ซึ่งแบ่งออกเป็นสองประเภท ได้แก่ รถจักรยานยนต์และรถยนต์นั่ง 4 ล้ออื่น ๆ บริเวณทางแยกในพื้นที่เขตเทศบาลนครนครราชสีมาผลการศึกษาพบว่า ค่าช่องว่างวิกฤติสาหรับการเลี้ยวขวาจากทางหลักเข้าซอยอยู่ในช่วง 6 ถึง 9 วินาที ค่าช่องว่างวิกฤติสำหรับการกลับรถบนทางหลักมีค่าระหว่าง 5 ถึง 9 วินาที และ ค่าช่องว่างวิกฤติสาหรับการเลี้ยวซายออกจากซอยมีค่าระหว่าง 4 ถึง 10 วินาที

วิริยะ (2540) ทำการศึกษาเกี่ยวกับจุดกลับรถแบบยกระดับถนนพหลโยธินช่วง กม. 33 +000 ถึง กม. 52 + 000 โดยถนนพหลโยธินเป็นทางหลวงสายหลักที่มีปริมาณจราจรสูงสุดและมียานพาหนะที่ต้องการเลี้ยวกลับในจุดกลับรถเป็นจำนวนมากบริเวณจุดกลับรถแบบเปิดเกาะกลางบนถนนพหลโยธินในช่วง กม. 33 + 000 ถึง กม. 52 + 000 ส่งผลให้การจราจรติดขัดจากการตัดกันของกระแสของยานพาหนะที่ต้องการจะเลี้ยวกลับ (U-turn) กับยานพาหนะที่วิ่งมาทางตรง จึงได้พิจารณาแก้ไขปัญหาการจราจรในช่วงบริเวณนี้ต้องดำเนินการปรับปรุงจุดกลับรถให้เป็นแบบยกระดับ

ธีระพล (2548) ได้ศึกษาลักษณะการจราจรบริเวณจุดกลับรถระยะห่างระหว่างยวดยานในขณะทำการกลับรถและค่าปรับแก้สภาพความคล่องตัวของรถชนิดต่าง ๆ ที่ทำการกลับรถบนจุดกลับรถในแนวราบเปรียบเทียบกับรถยนต์นั่งส่วนบุคคล ผลการศึกษาพบว่า ค่าระยะห่างระหว่างยวดยานในขณะทำการกลับรถ เท่ากับ 3.46 วินาที ค่าปรับแก้สภาพความคล่องตัวของรถมอเตอร์ไซค์เท่ากับ 2.07 รถยนต์เท่ากับ 4.47 รถบรรทุกขนาดกลางเท่ากับ 5.45 รถบรรทุกเท่ากับ 6.69 และ รถ trailer เท่ากับ 13.37 สามารถนำผลที่ได้จากการศึกษาวิจัยไปเป็นข้อเสนอแนะในการวางแผนการปรับปรุงประสิทธิภาพจุดกลับรถในพื้นที่ศึกษา ให้มีประสิทธิภาพยิ่งขึ้นต่อไป

ทิพย์สุดา (2555) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการขับขี่รถบริเวณจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟ จราจร ซึ่งมีวัตถุประสงค์คือ สามารถจำแนกพฤติกรรมการกลับรถของผู้ขับขี่ได้และเพื่อศึกษาปัจจัยที่ มีผลต่อพฤติกรรมการกลับรถ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเพื่อศึกษาถึงระยะเวลารอคอยมีผลต่อพฤติกรรมการ กลับรถ ใช้กล้องวิดีโอในการเก็บข้อมูล จากการวิเคราะห์ข้อมูลพบว่า ขนาดของช่องว่างระหว่างรถ ในทางสายหลัก ตำแหน่งของช่องจราจรของรถบนทางสายหลักที่กำลังจะมาถึงตำแหน่งของช่อง จราจรของรถบนทางสายหลักที่ผ่านจุดกลับรถออกไป และปริมาณจราจรขณะกลับรถ ส่งผลต่อ พฤติกรรมการกลับรถในรูปแบบต่าง ๆ ทั้งสิ้น

3 การดำเนินการศึกษา

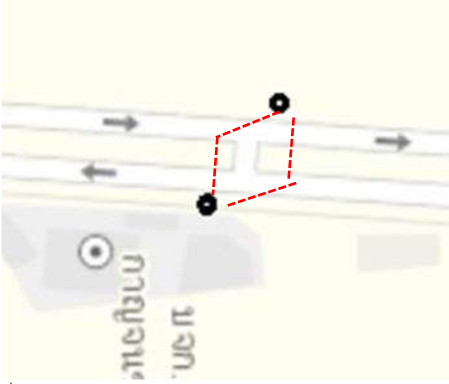
3.1 พื้นที่ศึกษาที่เลือกเพื่อทำการสำรวจ

จุดกลับรถที่ไม่มีช่องจราจรสำหรับรอเพื่อเข้าร่วมกระแสจราจรเมื่อกลับรถเสร็จ คือบริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา มีความเหมาะสมสำหรับใช้เป็นพื้นที่ศึกษาเพราะเป็นบริเวณที่มีการขยายช่องทางจราจรเพิ่มขึ้น ซึ่งจะมี นักเรียน นักศึกษาใช้เป็นจำนวณมากและในการใช้งานจริง ทั้งนักศึกษาและบุคลากรจำเป็นที่จะต้องชิดซ้ายทันทีหลังจากกลับรถเพื่อเข้ามหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา อีกทั้งเป็นบริเวณจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจรให้กลับรถอีกด้วย โดยตั้งอยู่ถนนพุทธมณฑล สาย 5 หรือ ทางหลวงหมายเลข 3414

3.2 วิธีการและอุปกรณ์ที่ใช้ในการเก็บข้อมูล

การเก็บรวบรวมข้อมูลเพื่อการศึกษาปริมาณการจราจรที่บริเวณจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจร ทำการรวบรวมข้อมูลด้วยการใช้กล้องวีดีโอ โดยจุดที่ทำการติดตั้งกล้องวิดีโอต้องสามารถมองเห็นตลอดพื้นที่การศึกษา และสามารถเห็นภาพของการกลับรถทั้ง 2 ฝั่งพร้อมทั้งระยะห่างที่ใช้ในวิเคราะห์การกลับรถได้อย่างชัดเจน ซึ่งได้ออกแบบช่วงเวลาที่จะทำการเก็บบันทึกข้อมูลเวลา 07.00-09.00น. รวม 2 ชั่วโมงเป็นเวลา 1 วัน คือวันพุธ โดยเหตุผลที่เลือกช่วงเวลาดังกล่าวในการเก็บข้อมูล คือ ในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเช้าจะมีปริมาณการจราจรที่คาดว่าจะสูงสุดในช่วงวันเนื้องจากช่วงเร่งด่วนเช้าจะมีนักศึกษาใช้เพื่อเข้าทางประตูหน้ามหาวิทยาลัยและช่วงเทียงวันจะมีรถเดินทางจากสถานีขนส่งพุทธมณฑล สาย 5 เข้ามาเพื่อกลับรถมุ่งหน้าถนนเพชรเกษมเป็นจำนวณมาก

ลักษณการตั้งกล้องบันทึกวิดิโอจะตั้งบริเวณทางเท้าทั้งสองฝั่งแล้วหันมุมกล้องกลับมาทางจุดกลับรถเพื่อให้เห็นรถยนต์ที่กลับรถและรถยนต์ทางตรงดังรูป



ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 3.1 การตั้งกล้องบันทึกวิดิโอ

3.3 การถอดข้อมูล

เมื่อทำการเก็บสำรวจข้อมูลด้วยกล้องบันทึกภาพวีดีโอจากภาคสนามบริเวณจุดกลับที่ทำการศึกษาได้เป็นที่เรียบร้อยแล้ว นำข้อมูลที่ได้จากการบันทึกจากกล้องวีดีโอนี้มาบันทึกลงไว้ในเครื่องคอมพิวเตอร์ เพื่อทำการถอดข้อมูลและวิเคราะห์หาค่าขนาดของการยอมรับช่องว่าง (Gap Acceptance) และ การปฏิเสธช่องว่าง(Gap Rejection) เพื่อนำข้อมูลการยอมรับช่องว่าง (Gap Acceptance) และ การปฏิเสธช่องว่าง(Gap Rejection) ที่ได้นี้ไปใช้ในการวิเคราะห์ หาค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical gap) อัตราการไหลบนถนนสายหลัก (Main flow) ความสัมพันธ์ระหว่างรูปแบบการกระจายตัวของขนาดช่องว่างระหว่างรถและอัตราการไหลบริเวณจุกกลับรถ การเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ (Follow-up time) และความจุการเลี้ยวหรือความสามารถรองรับปริมาณการจราจร (Turning capacity) ของการเลี้ยวขวาตัดกระแสจราจรบนทางสายหลัก

3.4 การวิเคราะห์ข้อมูล

ข้อมูลปริมาณจราจร เวลา 07.00-09.00น. รวมวันละ 2 ชั่วโมงเป็นเวลา 1 วัน คือวันพุธ โดยเหตุผลที่เลือกช่วงเวลาดังกล่าวในการเก็บข้อมูล คือ ในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนเช้าและช่วงเทียงวันจะมีปริมาณการจราจรที่คาดว่าจะสูงสุดในช่วงวันเนื้องจากช่วงเร่งด่วนเช้าจะมีนักศึกษาใช้เพื่อเข้าทางประตูหน้ามหาวิทยาลัยและช่วงเทียงวันจะมีรถเดินทางจากสถานีขนส่งพุทธมณฑล สาย 5 เข้ามาเพื่อกลับรถมุ่งหน้าถนนเพชรเกษมเป็นจำนวณมากโดยมีการแปลงค่าเป็น PCU เทียบเท่ารถนั่ง 4 ล้อ จากงานวิจัยของ ธีระพล ลคาลลิตสกุล (2549). "การศึกษาลักษณะการจรารบริเวณจุดกลับรถในแนวราบที่ไม่มีช่องๆ จราจรสำหรับการกลับรถ โดยองค์ประกอบของการหาความจุที่เป็นไปได้ $c_{p,x}$ = ความจุที่เป็นไปได้ของถนนสายรอง (คัน/ชม.) ,$v_{c,x}$ = กระแสจราจรที่ขัดแย้งกัน Conflicting Flow (คัน/ชม.) ,$t_{c,x}$ = ช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) เช่น เวลาต่ำสุดที่อนุญาตให้เข้าร่วมกระแส (วินาที) ,$t_{f,x}$ = เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ (เช่นเวลาระหว่างการออกตัวรถคันแรกจากถนนสายรองและการออกตัวของรถคันถัดไป ในแถวรอ (วินาที)

เมื่อทราบค่าทั้งหมดแล้วนำมาเทียบกับกราฟที่กำหนดหากเทียบค่าแล้วได้สูงกว่าความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถกิโลเมตรที่ 9+500 บริเวณมหาลัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา บนถนนถนนพุทธมณฑล สาย 5 หรือ ทางหลวงหมายเลข 3414 จึงเป็นข้อบ่งชี้ในการปรับปรุงจุดกลับรถโดยทางผู้วิจัยได้เสนอเป็นการติดต้องสัญญาณไฟจราจรขึ้นมาเพื่อหยุดกระแสของรถทางตรงให้ตรงตามจุดประสงค์

4. วิเคราะห์ผล

4.1 วิเคราะห์ผลปริมาณการจราจร

การวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถบริเวณที่ทำการวิจัยโดยใช้การถอดข้อมูลจากการบันทึกภาพวิดิโอ ซึ่งจะนำข้อมูลปริมารการจราจรการกลับรถในแต่ละทิศทาง และปริมาณการจราจรรถทางตรงเพื่อหาตัวแปลอื่น ๆ ในสมาการ

ตารางที่ 4.1 ปริมาณการจราจร ในช่วงเวลา 07.00-09.00 น.

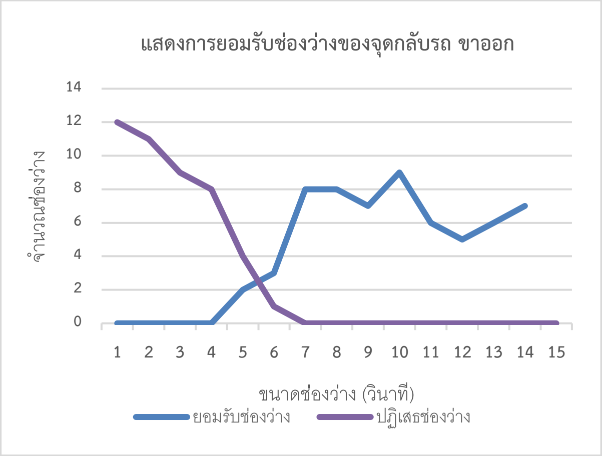
ปริมาณการจราจรรถทางตรง ในช่วงเวลา 07.00-09.00 น.			
ทิศทาง	**ชนิดยานพาหนะ**	**ปริมาณการจราจร**	**ค่าเทียบเท่ารถยนต์ขณะกลับรถ (PCU)**
ขาเข้า กรุงเทพ	Motorcycle : Mc	767	253
	Passenger Car : PCU	2048	2048
	Medium Truck : MT	15	30
	Heavy Truck : HT	44	110
รวม			2441
ขาออก กรุงเทพ	Motorcycle : Mc	557	184
	Passenger Car : PCU	1594	1594
	Medium Truck : MT	41	82
	Heavy Truck : HT	90	225
รวม			2085

ปริมาณการจราจรกลับรถ ในช่วงเวลา 07.00-09.00 น.			
ทิศทาง	**ชนิดยานพาหนะ**	**ปริมาณการจราจร**	**ค่าเทียบเท่ารถยนต์ขณะกลับรถ (EU)**
ขาเข้า กรุงเทพ	Motorcycle : Mc	446	178
	Passenger Car : PCU	2219	2219
	Medium Truck : MT	78	117
	Heavy Truck : HT	90	270
รวม			2784
ขาออก กรุงเทพ	Motorcycle : Mc	265	106
	Passenger Car : PCU	357	357
	Medium Truck : MT	11	28
	Heavy Truck : HT	10	30
รวม			521

ที่มา : ผู้วิจัย

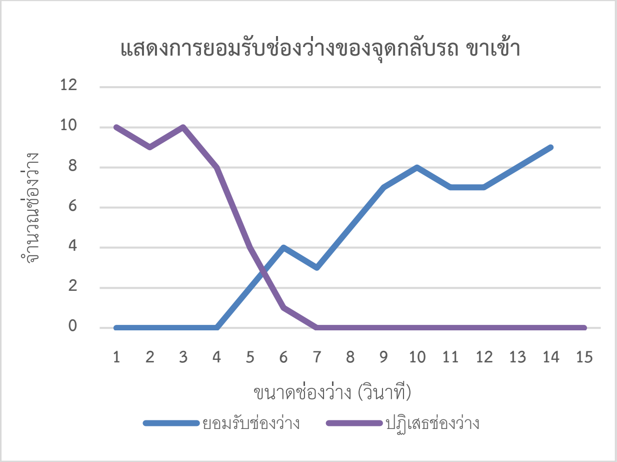
4.2 วิเคราะห์ผลการยอมรับช่องว่าง

การวิเคราะห์การยอมรับช่องว่างของผู้ขับขี่ในกระแสจราจรสายรองเป็นการวิเคราะห์เวลาของผู้ขับขี่ตัดสินใจเข้าร่วมกระแสของถนนสายหลักในการวิเคราะห์จะวิเคราะห์จากรถยนต์นั่ง 4 ล้อเพียงประเภทเดียว จะมีการสำรวจทุก 15 นาทีใช้เวลาตรวจนับ 5 นาทีดังนั้นระยะเวลา 2 ชั่วโมงจะมีการสุ่มตรวจนับทั้งหมด 8 รอบ แล้วนำมาหาค่าเฉลี่ย



ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 4.1 การยอมรับช่องว่างของจุดกลับรถ ขาออก



ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 4.2 การยอมรับช่องว่างของจุดกลับรถ ขาเข้า

4.3 วิเคราะห์ผลค่าช่องว่างวิกฤติ และ เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ

การวิเคราะห์ผลการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะในตารางที่ 4.2 ค่าการเคลื่อนที่ตามกันของการกลับรถไม่มีเลยอันเนื่องมาจากยานพาหนะส่วนใหญ่เป็นรถยนต์ที่จอดรอซึ่งขณะที่รอเพื่อที่จะกลับรถอยู่นั้นได้มีการรอในลักษณะของกลุ่มยานพาหนะและเมื่อช่องว่างที่เกิดขึ้นเพียงพอสำหรับการกลับรถยานพาหนะจึงสามารถเคลื่อนที่ตามกันไปได้เป็นกลุ่มการเคลื่อนที่ตามกันทิ้งช่วงเวลานั้นน้อยมากจนไม่สามารถประมาณค่าเป็น

ตัวเลขได้จึงใช้ค่ามาตราฐานของการเคลื่อนที่ตามกันให้มีค่าเท่ากับ 3.5 วินาที

การวิเคราะห์ผลช่องว่างวิกฤตจะเป็นการวิเคราะห์โดยใช้กราฟของการยอมรับและการปฏิเสธช่องว่างด้านบนในรูปที่ 4.1 และ 4.2 โดยศึกษาค่าที่กราฟ 2 เส้นตัดกัน ณ จุดตัดของกราฟจะแสดงผลเป็นค่าช่องว่างวิกฤติ

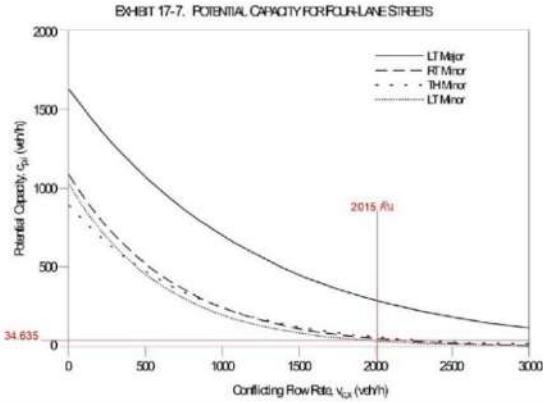
ตารางที่ 4.2 ค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) และ เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ (follow-up time)

แสดงค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap) และ เวลาการเคลื่อนที่ตามกันของยานพาหนะ (follow-up time)		
ทิศทาง	**ค่าช่องว่างวิกฤติ (Critical Gap)**	**เวลาการติดตามกันของยานพาหนะ (follow-up time)**
ขาเข้า	6.42	3.5
ขาออก	6.46	3.5

ที่มา : ผู้วิจัย

4.4 วิเคราะห์ผลผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไป

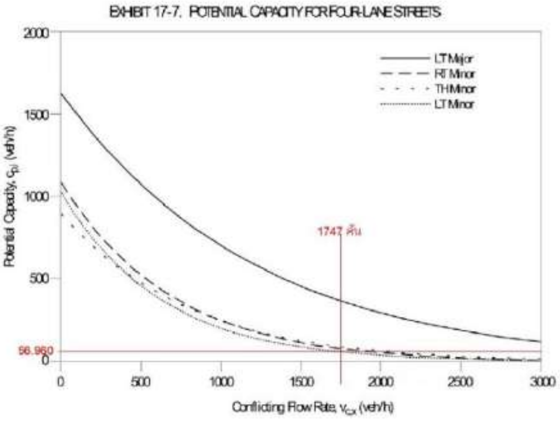
ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาเข้ากรุงเทพ



ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 4.3 ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาเข้า

ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาออกกรุงเทพ



ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 4.4 ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาออก

5. สรุปผล

จากผลสรุปได้ว่ามีปริมาณรถยนต์ต้องการการขับรถมากกว่าความจุที่เป็นไปได้จึงเกิดแถวรอคอยที่ยาวและใช้เวลานานในการรอกลับรถ ทั้งนี้การกลับรถมีการรอกันเป็นกลุ่มเพื่อรอช่องว่างที่ยอมรับได้จึงเกิดการตัดกระแสของรถทางตรงทำให้กระแสการจราจรเกิดการติดขัดในทิศทางเข้ากรุงเทพฯ ส่วนในทิศทางกลับกันคือออกจากกรุงเทพฯมีปริมาณรถยนต์อยู่ในเกณฑ์ความจุที่เป็นไปได้

จากการลงพื้นที่สำรวจข้อมูลพบรถจักรยานยนต์และรถยนต์ที่ต้องการกลับรถแล้วทำการชิดซ้ายเพื่อเข้าสถานศึกษาหรือหมู่บ้านจัดสรรทำให้เสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุเป็นอย่างสูงเพราะรถทางตรงส่วนใหญ่ใช้ความเร็วในการสัญจรและมีการบดบังจากแถวรอคอยการกลับรถซึ่งมีรถเป็นจำนวนมากทำให้ยากต่อการตัดสินใจในการขับรถของผู้ใช้รถจักรยานยนต์และรถยนต์ดังรูปที่ 5.1

ที่มา : ผู้วิจัย

รูปที่ 5.1 การรอตัดกระแสของรถทางตรงเพื่อเข้าท่องทางซ้าย

5.1 ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาเข้ากรุงเทพ

ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาเข้ากรุงเทพได้ 2015 คันต่อชั่วโมง ซึ่งปริมาณรถยนต์ที่กลับมีปริมาณที่ปรับแก้แล้ว 2784 คันต่อชั่วโมง จึงเกินความจุที่เป็นไปได้

5.2 ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาออกกรุงเทพ

ผลการวิเคราะห์ความจุที่เป็นไปได้ของจุดกลับรถขาออกกรุงเทพ ได้ 1747 คันต่อชั่วโมง ซึ่งปริมาณรถยนต์ที่กลับมีปริมาณที่ปรับแก้แล้ว 521 คันต่อชั่วโมง จึงอยู่ในความจุที่เป็นไปได้

5.3 ข้อเสนอแนะ

จากผลสรุปพบว่ามีปริมาณความต้องการในการกลับรถมากกว่า ความจุที่รองรับได้ ในการศึกษาครั้งต่อไป เห็นควรจะทำการศึกษาผลกระทบด้านจราจรในกรณีเพิ่มความจุในจุดกลับรถ เช่น การเพิ่มจำนวนช่องกลับรถ ในทิศทางขาเข้ากรุงเทพฯ ในส่วนปัญหานักศึกษาและบุคลากรของมหาวิทยาลัยจำเป็นต้องกลับรถแล้วชิดซ้ายทันทีมีการตัดกระแสจราจรของรถทางตรงเป็นจำนวนมาก ในการศึกษาครั้งต่อไป เห็นควรจะทำการศึกษาออกแบบสัญญาณไฟจราจรจุดกลับรถเพื่อเป็นการหยุดกระแสของรถทางตรงเพื่อให้ผู้ขับกลับรถไม่ต้องหาจังหวะในการร่วมเข้าร่วมกระแสเองเพื่อลดโอกาสการเกิดอุบัติเหตุ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณท่านอาจารย์ รศ.ดร.ณรงค์ กุหลาบ ที่ให้คำปรึกษาและแนะนำเกี่ยวกับ ทฤษฎี รวมไปถึง ขั้นตอนดำเนินงานวิจัยทั้งหมด อีกทั้งท่านอาจารย์อื่นๆที่สำคัญต่อการดำเนินงานวิจัย ขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา ที่ให้โอกาสให้การศึกษา และ ขอขอบคุณท่าน บิดามารดาที่สนับสนุนในการศึกษาอย่างเต็มที่ตลอดมา

เอกสารอ้างอิง

[1] วิลาสินี (2554) “พฤติกรรมการยอมรับช่องว่างของผู้ขับขี่ยานพาหนะ บริเวณทางแยกในพื้นที่เขตเทศบาลนครนครราชสีมา.” วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมขนส่งสำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

[2] วิริยะ (2540) วิริยะ เกิดสุข (2540). “การศึกษาเกี่ยวกับจุดกลับรถแบบยกระดับถนนพหลโยธินช่วงกม. 33+000 ถึง กม. 52 +000.” วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[3] ทิพย์สุดา (2555) การศึกษาพฤติกรรมการขับขี่บริเวณจุดกลับรถที่ไม่มีสัญญาณไฟจราจร วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมขนส่ง มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนรี

[4] รณฤกษ์ รองในเมือง บุญญฤทธิ์ ฤทธิ์เดช (2560) การศึกษาการยอมรับช่องว่างวิกฤตสำหรับจุดกลับรถในเขตชุมชน วิศวกรรมศาสตรบัณฑิตภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

[5] คู่มือมาตรฐานด้านการจัดระบบการจราจร สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร ตุลาคม 2559

[6] องค์ความรู้ประกอบการสอบเลื่อนระดับเป็นสามัญวิศวกร สาขาวิศวกรรมโยธา หมวดวิชาวิศวกรรมขนสง สภาวิศวกร มิถุนายน 2558

[7] Raff, M.S., and Hart J.W. (1950). A Volume Warrant for Urban Stop Signs, the Eno Foundation for Highway Traffic Control, Saugatuck, Connecticut, 1950

[8] Highway Capacity Manual. Transportation Research Board, Washington, D.C. 2000. ISBN 0-309-06681-6.

การวิเคราะห์ทางสถิติของค่าการประเมินความปลอดภัยทางถนนของ (iRAP) บนทางหลวงชนบท

Statistical Analysis of iRAP Star Rating on Thai Rural Road Network

ขจรศักดิ์ เจิมประไพ[1*] และ สันติภาพ ศิริยงศ์[2]

[1,2] สำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวงชนบท กรุงเทพมหานคร

**Corresponding author; E-mail address: kjermprapai@yahoo.com*

บทคัดย่อ

ปัญหาอุบัติเหตุทางถนนเป็นปัญหาสำคัญที่คุกคามความสามารถในการแข่งขันของประเทศ แม้สาเหตุส่วนใหญ่ของอุบัติเหตุทางถนนจะเกิดจากพฤติกรรมของผู้ขับขี่แต่กายภาพของถนนก็ก็เป็นอีกปัจจัยเสี่ยงหนึ่งของการเกิดอุบัติเหตุที่มีผลต่อความถี่และความรุนแรงของอุบัติเหตุ กรมทางหลวงชนบทจึงได้มีแนวคิดในการนำวิธีการประเมินความปลอดภัยทางถนนของ iRAP (International Road Assessment Programme) มาใช้บนสายทางที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวงชนบท อย่างไรก็ตาม ค่าต่าง ๆ ของแบบจำลอง iRAP ตั้งอยู่บนพื้นฐานของการศึกษาในต่างประเทศ โดยเฉพาะส่วนสำคัญอย่าง Accident Modification Factor (AMF) จึงมีคำถามว่า แบบจำลองที่ใช้ในปัจจุบันนั้นมีความเหมาะสมกับถนนของกรมทางหลวงชนบทหรือไม่ การศึกษานี้เป็นการวิเคราะห์เชิงสถิติเพื่อประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองประเมินความปลอดภัยทางถนนของ iRAP ร่วมกับข้อมูลสถิติอุบัติเหตุของกรมทางหลวงชนบท เพื่อประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองที่ใช้อยู่ในปัจจุบันและเสนอแนะวิธีปรับปรุงแบบจำลองให้มีความเหมาะสมกับทางหลวงชนบทของประเทศไทยในอนาคต

คำสำคัญ: ความปลอดภัยทางถนน, iRAP, การวิเคราะห์เชิงสถิติ, กรมทางหลวงชนบท

Abstract

Road Safety Problem is a huge competitive disadvantage of our country. While the major cause of most accident is human factor, road safety condition is another important risk factor that contribute to the frequency and severity of accident. Hence, it cannnot be neglected. Department of Rural Road has implemented the methodology of International Road Assessment Programme to evaluate the safety condition of road in responsibility. However, parameter used in iRAP methodology are based on foreign study especially accident modification factor which is the critical part of the model. The transferabilty of these parameter is questionable. This study is about the statistical analysis of iRAP star-rating against crashes data. The result of this study suggest the application of current iRAP model and developing framework for more localize model in the future

Keywords: Road Safety, iRAP, Statistical Analysis, Department of Rural Road

1. คำนำ

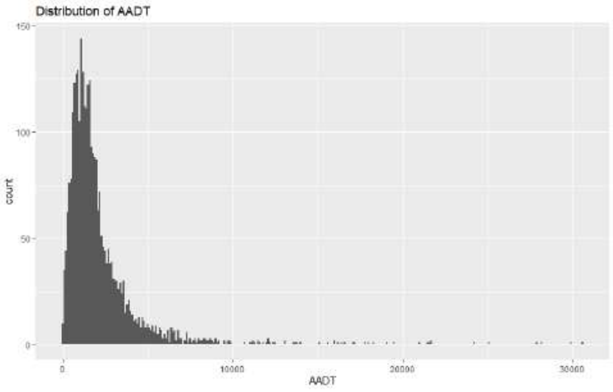
แม้สาเหตุส่วนใหญ่ของอุบัติเหตุทางถนนจะเกิดจากพฤติกรรมของผู้ขับขี่แต่กายภาพของถนนก็ก็เป็นอีกปัจจัยเสี่ยงหนึ่งของการเกิดอุบัติเหตุที่มีผลต่อความถี่และความรุนแรงของอุบัติเหตุ ด้วยสาเหตุนี้ปัญหาเรื่อการวัดค่าความปลอดภัยทางถนนเป็นเชิงปริมาณจึงเป็นปัญหาที่ได้รับความสนใจอย่างมากและ ทางองค์การอนามัยโลกเองก็ได้กำหนดให้การนำเอาการวัดค่าความปลอดภัยทางถนนอย่างเป็นระบบมาบรรจุไว้ใน 12 เป้าหมายโลกสำหรับการดำเนินงานเพื่อความปลอดภัยทางถนน ซึ่งจะต้องดำเนินการให้บรรลุผลภายใน ปี 2573 ในส่วนของกรมทางหลวงชนบทได้เคยกำหนดค่าความปลอดภัยทางถนนเชิงปริมาณเป็นของตัวเองในชื่อของ Road Safety Index : RSI ทว่าด้วยความซับซ้อนของการประเมินทำให้การประยุกต์ใช้ไม่ประสบผลสำเร็จเท่าที่ควร ต่อมากรมทางหลวงชนบทจึงได้มีแนวคิดในการนำวิธีการประเมินความปลอดภัยทางถนนของ iRAP (International Road Assessment Programme) มาใช้บนสายทางที่อยู่ในความดูแลของกรมทางหลวงชนบท อย่างไรก็ตามปัญหาเรื่องการถ่ายทอดแบบจำลองการประยุกต์ใช้ในปัจจุบันยังเป็นประเด็นที่ค่อนข้างละเอียดอ่อนและยังไม่มีหลักเกณฑ์ที่ชัดเจน ค่าต่าง ๆ ของแบบจำลอง iRAP ตั้งอยู่บนพื้นฐานของการศึกษาในต่างประเทศ ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่จะต้องประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองเพื่อกำหนดแนวทางการแก้ไขต่อไป

2. ข้อมูลทีใช้ในการวิจัย

2.1 ข้อมูลด้านโครงข่ายของถนน

กรมทางหลวงชนบทมีถนนในความดูแลกว่า 3,353 สายทาง คิดเป็นระยะทางรวมถึง 48,046 กิโลเมตร ในจำนวนนี้ ถนนส่วนใหญ่เป็นถนนสองช่องจราจร มีความยาวรวมถึง 47,047 กิโลเมตร ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่าการ

ปฏิบัติงานส่วนใหญ่ของกรมทางหลวงชนบทเกิดขึ้นบนถนนสองช่องจราจรเหล่านี้ ในการศึกษาฉบับนี้จึงเน้นไปยังถนนสองช่องจราจรเหล่านี้เป็นหลัก นอกจากนี้ ถนนของกรมทางหลวงยังมีความหลากหลายในด้านการใช้งานและปริมาณจราจรมากกล่าวคือมีในบรรดาถนนสองช่องจราจรนี้ ถนนที่มีปริมาณต่ำสุดเพียง 6 คันต่อวัน ในขณะที่ปริมาณจราจรสูงสุดถึง 30,615 คันต่อวัน เพื่อเน้นการศึกษาไปยังถนนที่เป็นถนนส่วนใหญ่ของกรมจริง ๆ ในการศึกษานี้จึงพิจารณาเฉพาะถนนที่มีปริมาณจราจรอยู่ในระหว่าง Percentile ที่ 5 (352 คันต่อวัน) ถึง Percentile ที่ 95 (5997 คันต่อวัน) เท่านั้น โดยสายทางที่มีปริมาณจราจรนอกขอบเขตดังกล่าวให้ถือว่าเป็น ค่าผิดปกติ



รูปที่ 1 การแจกแจงปริมาณจราจรของถนนสองช่องจราจรภายใต้การดูแลของกรมทางหลวงชนบท

2.2 สถิติอุบัติเหตุ

สถิติอุบัติเหตุที่ใช้ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ประกอบด้วยสองแหล่งที่มาได้แก่ สถิติอุบัติเหตุจากระบบ ARMS ของกรมทางหลวงชนบทเองและสถิติอุบัติเหตุของบริษัทกลางคุ้มครองผู้ประสบภัยจากรถ ข้อมูลทั้งสองแหล่งมาจากช่วงปี 2560 ถึง 2562 ทั้งนี้ข้อมูลทั้งสองแหล่งมีข้อดีข้อเสียต่างกันกล่าวคือ สถิติอุบัติเหตุของระบบ ARMS นั้น มีการบันทึกไว้อย่างละเอียดกว่ากล่าวคือมีการบันทึกเวลาเกิดเหตุและแผนผังการชนไว้อย่างละเอียด จากข้อมูลพบว่าภายในช่วงปี 2560 ถึง 2562 มีสถิติอุบัติเหตุบนพื้นที่ศึกษาทั้งสิ้น 3,771 ครั้ง โดย 867 ครั้งเป็นอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต

ข้อมูลอุบัติเหตุอีกส่วนมาจากบริษัทกลางคุ้มครองผู้ประสพภัยจากรถ ข้อมูลของบริษัทกลางมีความละเอียดน้อยกว่าข้อมูลของกรมทางหลวงชนบท กล่าวคือมีเพียงจำนวนผู้บาดเจ็บ เสียชีวิต ตำแหน่งและวันที่ของที่เกิดเหตุเท่านั้น อย่างไรก็ดีข้อมูลของบริษัทกลางมีขนาดใหญ่กว่ามากกล่าวคือมีการบันทึกอุบัติเหตุไว้ถึง 50,757 ครั้ง โดยในจำนวนนี้ 1,856 ครั้งเป็นอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต

ทั้งสองชุดข้อมูลต่างมีข้อจำกัดต่าง ๆ กันที่ทำให้เกิดปัญหาการรายงานอุบัติเหตุน้อยกว่าความเป็นจริง ดังนั้น เพื่อเป็นการชดเขยปัญหาดังกล่าว สายทางที่จะนำมาวิเคราะห์ในการศึกษาครั้งนี้จะต้องมีสถิติอุบัติเหตุของทั้งสองแหล่งข้อมูลรวมกันอย่างน้อย 3 ครั้งในรอบ 3 ปี จากการประเมินขั้นต้น อุบัติเหตุจากทั้งสองแหล่งมีความซ้ำซ้อนกันน้อยมากเพียงประมาณร้อยละ 0.6 ของจำนวนอุบัติเหตุทั้งหมด คณะศึกษาจึงได้รวมค่าอุบัติเหตุทั้งสองแหล่งเข้าด้วยกัน หลังจากการคัดกรองสายทางตามเกณฑ์ด้านปริมาณจราจร และ เกณฑ์ด้านการเกิดซ้ำของอุบัติเหตุแล้ว พบว่าเหลือสายทางทั้งสิ้น 1,844 สายทาง คิดเป็นระยะทางรวมทั้งสิ้น 43553 กิโลเมตร โดยสรุปค่าปริมาณจราจรและสถิติอุบัติเหตุเป็นไปตามตารางที่ 1

ตารางที่ 1 เกณฑ์คะแนน Star Rating และจำนวนสายทางในเกณฑ์ดังกล่าว

	ค่าต่ำสุด	ค่าสูงสุด	ค่าเฉลี่ย
AADT	354	5985.5	2112.65
อุบัติเหตุ	4	186	22.64
อุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต	0	13	1.14

ข้อมูลการประเมินสภาพถนนของ iRAP (iRAP Star Rating)

ข้อมูลการประเมินสภาพถนนของ iRAP ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้มาจากระบบการประเมินความปลอดภัยทางถนนของกรมทางหลวงชนบทเอง ซึ่งค่าที่นำมาใช้มีหลักการในการคำนวนดังนี้

$$SRS = \sum \text{Crash Type Scores} \quad (1)$$

Crash Type Scores = Likelihood x Severity x Operating speed x External flow influence x Median traversability

จะเห็นได้ว่าคะแนนสายทางของ iRAP คำนวนมาจากค่าความน่าจะเป็นในการเกิดอุบัติเหตุและความรุนแรงของอุบัติเหตุเป็นหลัก ค่าความน่าจะเป็นของการเกิดอุบัติเหตุในสมการของ iRAP นั้นคำนวณมาจากค่าปรับแก้จำนวนอุบัติเหตุ (Accident Modification Factor) เป็นหลัก ทั้งนี้การศึกษาในหัวข้อดังกล่าวยังไม่แพร่หลายดังนั้นในปัจจุบันโมเดลที่กรมทางหลวงชนบทใช้ยังเป็นค่าที่ได้จากต่างประเทศทั้งหมด ทั้งนี้ทาง iRAP ได้นิยามว่าค่าคะแนน SRS แสดงถึงความเสี่ยงที่จะเกิดความสูญเสียเนื่องจากอุบัติเหตุที่สูงกว่าที่แสดงว่าหากiRAP จากคะแนนที่คำนวนได้ iRAP ได้จัดลำดับความปลอดภัยของถนนเป็น 5 ลำดับโดยเกณฑ์และจำนวนสายทางที่เข้าเกณฑ์สามารถสรุปได้ตามตารางที่ 2

ตารางที่ 2 เกณฑ์คะแนน Star Rating และจำนวนสายทางในเกณฑ์ดังกล่าว

Star Rating	Score	Vehicle occupant	Motorcyclist
*	0 - 5	1,677	1,745
**	2.5 - 5	132	78
***	5 - 12.5	28	14
****	12.5 - 22.5	5	6
*****	22.5+	2	1

3. ขั้นตอนการวิจัย

เนื่องจากสถิติอุบัติเหตุในการวิเคราะห์มาจากเพียง 3 ปีเท่านั้น จึงจำเป็นต้องมีการปรับแก้จำนวนอุบัติเหตุด้วยเทคนิค เอ็มพิริกัลเบยส์ (Empirical Bayes) เพื่อปรับแก้ผลของการถดถอยต่อค่าเฉลี่ย จึงสามารถสรุปขั้นตอนการวิจัยได้ดังนี้ สมการอุบัติเหตุจึงได้ถูกสร้างขึ้นมาด้วยแบบจำลองการทดถอยชนิดพหุนามลบจากสถิติอุบัติเหตุทั้งสองแหล่งได้ โดยแบบจำลองประกอบด้วยแบบจำลองสำหรับทำนายจำนวนอุบัติเหตุ

ทั้งหมดและแบบจำลองสำหรับทำนายอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต โดยแบบจำลองทั้งสองมีรูปแบบดังสมการที่ 2 ดังนี้

$$N_{pred} = \exp(\ln(AADT) + \ln((KML)) \quad (2)$$

โดยแบบ N_{pred} คือจำนวนอุบัติเหตุที่ทำนายได้ *AADT* คือปริมาณจราจรในหน่วยคันต่อวันและ *KML* คือความยาวของสายทางในหน่วยกิโลเมตร ตามลำดับจำลองสำหรับทำนายค่าอุบัติเหตุทั่วไปและอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตเป็นไปตามตารางที่ 3 และ ตารางที่ 4 ตามลำดับ

ตารางที่ 3 แบบจำลองทำนายค่าอุบัติเหตุทั่วไป

Variable	Coefficient	t-value
Intercept	-0.91448	-2.872
ln(AADT)	0.42295	10.39
ln(Length)	0.30599	8.1
Dispersion Parameter	1.7253	
AIC	14833	

ตารางที่ 4 แบบจำลองทำนายค่าอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต

Variable	Coefficient	t-value
Intercept	-6.21913	-14.78
ln(AADT)	0.65771	12.58
ln(Length)	0.49494	10.02
Dispersion Parameter	1.8986	
AIC	5199.6	

จากสมการทำนายค่าอุบัติเหตุดังกล่าว ค่าทำนายอุบัติเหตุได้ถูกคำนวณขึ้นจากค่าปริมาณจราจรและความยาวของสายทาง และค่าที่ทำนายได้นำมาปรับแก้ค่าอุบัติเหตุที่ได้จากฐานข้อมูลเป็นค่าคาดหวัง ก่อนที่จะนำมาคำนวณค่าสถิติต่างๆ พร้อมทั้งเปรียบเทียบตามกลุ่ม Star Rating ต่าง ๆ ดังสรุปได้ในตาราง ที่ 5 และ ตารางที่ 6 รายละเอียดของค่าสถิติต่าง ๆ มีดังนี้

3.1 ค่าดาว (Star Rating) และจำนวนสายทางในแต่ละกลุ่ม

ค่าดาวที่กรมทางหลวงชนบทใช้ในปัจจุบันประกอบด้วยค่าของสองกลุ่มผู้ใช้ถนนได้แก่กลุ่มผู้อยู่ในยานพาหนะซึ่งรวมถึงรถยนต์นั่งส่วนบุคคล รถบรรทุก และ รถสาธารณะอื่น ๆ อีกกลุ่มคือกลุ่มผู้ขับขี่รถจักรยานยนตร์ ซึ่งทั้งสองกลุ่มพบว่าถนนส่วนใหญ่ อยู่ในระดับความปลอดภัยต่ำสุด คือ 1 ดาว เพียงเท่านั้น โดยในสายทางที่นำมาวิเคราะห์นั้นมีสายทางที่อยู่ในเกณฑ์ 5 ดาวสำหรับผู้อยู่ในยานพาหนะเพียง 2 สายทางเท่านั้น และมีเพียง 1 สายทางที่อยู่ในเกณฑ์ 5 ดาวสำหรับผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์ ทั้งนี้เนื่องจาก จำนวนสายทางที่อยู่ในเกณฑ์ 3 ดาวหรือดีกว่ามีน้อยมากดังนั้นการเปรียบเทียบค่าสถิติต่างๆ จะดำเนินการโดยการรวมถนน 3 ดาวหรือดีกว่าเข้าด้วยกันและจะใช้ค่าก

3.2 ค่าคาดหวังของอุบัติเหตุ (Expected Accident)

ค่าคาดหวังของอุบัติเหตุคือค่าสถิติอุบัติเหตุที่ได้รับการปรับแก้ด้วยวิธีเอ็มพิริกัลเบยส์แล้ว โดยจากตารางที่ 5 และ 6 จะเห็นได้ว่าในกลุ่มผู้ใช้ถนนทั้งสองประเภท ถนน 1 ดาวกลับมีค่าคาดหวังของอุบัติเหตุที่ต่ำมาก โดยมีค่าคาดหวังของทั้งอุบัติเหตทั่วไป (7.4816 และ 7.5217 และอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต (0.3769 และ 0.3785 ครั้งต่อปี) ต่ำที่สุดในบรรดา 3 กลุ่มดาว รองลงมาคือถนน 2 ดาว และ ถนน 3 ดาวหรือดีกว่าตามลำดับ อย่างไรก็ตาม เนื่องจากค่าทั้งสองค่านี้เป็นค่าอุบัติเหตุที่ยังไม่ได้ผ่านการทำให้เป็นปกติ (Normalized) ซึ่งทำให้การเปรียบเทียบค่าสถิติกลุ่มนี้โดยตรงอาจจะยังไม่เหมาะสมนัก จึงจำเป็นต้องได้รับการทำให้เป็นปกติดังจะกล่าวต่อไป

ตารางที่ 5 สรุปค่าสถิติตามกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ

Vehicle occupant Star Rating	Freq	Expected Accident per year	Expected Fatal Accident per year	CMR	FCMR	Accident per 1000 VKT per year	Fatal Accident 1000 VKT per year
1	1677	7.4816	0.3769	0.9845	0.9965	0.3320	0.0151
2	132	8.1617	0.4100	1.1675	1.0476	0.7311	0.0160
3	28	8.2748	0.5376	1.1167	1.1784	0.5557	0.0210
4	5	10.7849	0.7945	1.2628	1.3672	0.3514	0.0153
5	2	5.7838	0.5668	1.1869	1.9658	0.9342	0.0431
3 Star and above	35	8.4910	0.5759	1.1415	1.2504	0.5482	0.0215

ตารางที่ 6 สรุปค่าสถิติตามกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์

Motorcyclist Star Rating	Freq	Expected Accident per year	Expected Fatal Accident per year	CMR	FCMR	Accident per 1000 VKT per year	Fatal Accident 1000 VKT per year
1	1745	7.5217	0.3785	0.9901	0.9980	0.3343	0.0152
2	78	7.7521	0.4097	1.2017	1.0979	1.0187	0.0188
3	14	8.9771	0.6220	1.0708	1.0905	0.4342	0.0131
4	6	9.3581	0.8041	1.0989	1.4983	0.3070	0.0181
5	1	9.3436	0.2814	2.0942	1.7779	1.7837	0.0537
3 Star and above	21	9.1034	0.6578	1.1276	1.2398	0.4621	0.0165

3.3 ค่าอัตราส่วนปรับแก้อุบัติเหตุ (CMR และ FCMR)

ค่าสถิติกลุ่มนี้เป็นค่าอัตราส่วนของค่าคาดหวังอุบัติเหตุหวัง และ ค่าคาดหวังอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตต่อค่าทำนายอุบัติเหตุ ซึ่งทั้งสองค่านี้ตามโครงสร้างจะคล้ายกับการค่าปรับแก้จำนวนอุบัติเหตุ (Accident Modification Factor) รวมของสายทาง จากตารางที่ 5 และ 6 พบว่า ถนน 1 ดาวยังคงมีค่า CMR และ FCMR ต่ำที่สุด กล่าวคือมีค่า 0.9845 และ 0.9965 ตามลำดำสำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.9901 และ 0.9980 ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์ ในทั้งกลุ่มผู้ใช้ถนนทั้งสองประเภทพบว่าถนน 2 ดาว (ค่า CMR เท่ากับ 1.1675 สำหรับผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 1.2017 สำหรับผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) มีความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุสูงกว่าถนน 3 ดาวหรือดีกว่า (ค่า CMR

เท่ากับ 1.1415 สำหรับผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 1.1276 สำหรับผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) แต่กลับมีค่าความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต (ค่า FCMR ของถนน 2 ดาว เท่ากับ 1.0475 สำหรับผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 1.0979 สำหรับผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) น้อยกว่าถนน 3 ดาวหรือดีกว่า (ค่า FCMR ของถนน 3 ดาวหรือดีกว่า เท่ากับ 1.2504 สำหรับผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 1.2398 สำหรับผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์)

3.4 ค่าอุบัติเหตุต่อจำนวนเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร

ค่าสถิติกลุ่มนี้เป็นค่าอัตราส่วนของค่าคาดหวังอุบัติเหตุหวัง และ ค่าคาดหวังอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิตต่อ 1000 คันกิโลเมตรการเดินทาง ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับการคัดกรองสายทางเบื้องต้นจากจำนวนอุบัติเหตุ จากตารางที่ 5 และ 6 พบว่า ถนน 1 ดาวยังคงมีค่าความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุ (อุบัติเหตุ 0.3320 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.3345 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) และอุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต (อุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต 0.0151 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.0152 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) ต่ำที่สุด ในขณะที่ถนน 2 ดาวมีความเสี่ยงของทั้งอุบัติเหตุทั่วไป (อุบัติเหตุ 0.7311 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 1.0187 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์ อุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต 0.0215 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.0165 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์) และ อุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต สูงกว่าถนน 3 ดาวหรือดีกว่า (อุบัติเหตุ 0.5482 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.4621 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์ อุบัติเหตุที่มีผู้เสียชีวิต 0.0160 ครั้งต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร สำหรับกลุ่มดาวของผู้อยู่ในยานพาหนะ และ 0.0188 ต่อการเดินทาง 1000 คัน-กิโลเมตร ตามลำดับสำหรับกลุ่มดาวของผู้ขับขี่รถมอเตอร์ไซด์)

4. สรุปผลการวิเคราะห์และข้อเสนอแนะ

การศึกษานี้เป็นการวิเคราะห์เชิงสถิติเพื่อประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองประเมินความปลอดภัยทางถนนของ iRAP ร่วมกับข้อมูลสถิติอุบัติเหตุของกรมทางหลวงชนบท เพื่อประเมินความเหมาะสมของแบบจำลองที่ใช้อยู่ในปัจจุบัน โดยการนำค่าสถิติอุบัติเหตุบนถนนในความรับผิดชอบของกรมทางหลวงชนบทมาปรับแก้ด้วยเทคนิค เอ็มพิริกัลเบยส์ (Empirical Bayes) ก่อนที่จะนำมาคำนวนค่าสถิติต่าง ๆ ตามทฤษฎีแล้วถนนที่มีค่าดาวสูงกว่าควรมีความเสี่ยงต่อการเกิดอุบัติเหตุน้อยกว่าถนนที่มีค่าดาวต่ำ ผลการวิเคราะห์ค่าทางสถิติกลับระบุว่าในกลุ่มสายทางในการศึกษานี้ ถนน 1 ดาว ซึ่งสำควรเป็นถนนที่มีความปลอดภัยต่ำสุดกลับมีค่าความเสี่ยงอุบัติเหตุต่ำที่สุด ถนน 3 ดาวหรือดีกว่ากลับมีความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุใกล้เคียงกับ ถนน 2 ดาวหรือในบางครั้งกลับมีความเสี่ยงของการเกิดอุบัติเหตุด้วยซ้ำ ซึ่งสาเหตุที่ทำให้เกิดผลการวิเคราะห์เช่นนี้อาจจะเป็นไปได้หลายประการ เช่นอาจจะเป็นปัญหาเรื่องการรายงานอุบัติเหตุต่ำกว่าความเป็นจริง ปัญหาเรื่องความไม่สมบูรณ์ของข้อมูลประกอบ หรือความไม่เหมาะสมของแบบจำลองของ iRAP เองที่พัฒนาขึ้นจากข้อมูลค่าปัจจัยการเพิ่มลดของอุบัติเหตุ (Accident Modification Factor) ของต่างประเทศเป็นหลักซึ่งยังไม่มีหลักฐานชี้ชัดว่าค่าปัจจัยเหล่านี้มีความเข้ากันได้กับบริบทในสังคมไทยแต่อย่างใด ดังนั้นจึงยังไม่สามารถสรุปได้ว่าแบบจำลองของ iRAP มีความเหมาะสมที่จะใช้ในประเทศไทยหรือไม่ จึงควรมีการศึกษาเชิงลึกเช่นการติดตามประเมินผลของสายทางที่ได้รับการประเมินและปรับปรุงแก้ไขเพื่อเพิ่มค่าดาวแล้ว รวมถึงการพัฒนางานวิจัยที่เกี่ยวข้องโดยเฉพาะการศึกษาค่าปัจจัยการเพิ่มลดของอุบัติเหตุต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] Ahmed, M., Huang, H., Abdel-Aty, M., & Guevara, B. (2011). Exploring a Bayesian hierarchical approach for developing safety performance functions for a mountainous freeway. Accident Analysis & Prevention, 43(4), 1581-1589.

[2] Ambros, J., Borsos, A., & Sipos, T. (2017). Exploring Alternative Approach to iRAP Star Rating Validation. *Transportation Research Board 96th Annual Meeting*, Washington DC, United States, 8-12 January 2017

[3] Brimley, B. K., Saito, M., & Schultz, G. G. (2012). Calibration of Highway Safety Manual safety performance function: development of new models for rural two-lane two-way highways. Transportation research record, 2279(1), 82-89.

[4] Hauer, E. (2001). Overdispersion in modelling accidents on road sections and in Empirical Bayes estimation. Accident Analysis & Prevention, 33(6), 799-808.

[5] Harwood, D. W., Bauer, K. M., Gilmore, D. K., Souleyrette, R., & Hans, Z. N. (2010). Validation of US road assessment program star rating protocol: Application to safety management of US roads. Transportation research record, 2147(1), 33-41.

[6] International Road Assessment Programme. iRAP Methodology Fact Sheet#6, Star Rating Score Equation. https://www.irap.org/methodology/

[7] International Road Assessment Programme. iRAP Methodology Fact Sheet#7, Star Rating Bands. https://www.irap.org/methodology/

[8] Jameel, A. K., & Evdorides, H. (2016). An investigation for an all-encompassing iRAP road Star Rating index. In Functional Pavement Design (pp. 1607-1616). CRC Press.

[9] Jermprapai, K., & Srinivasan, S. (2014). Planning-level model for assessing pedestrian safety. Transportation Research Record, 2464(1), 109-117.

[10] Ma, J., Kockelman, K. M., & Damien PhD, P. (2007). Bayesian Multivariate Poisson-Lognormal Regression for Crash Prediction on Rural Two-Lane Highways. *Transportation Research Board 86th Annual Meeting*, Washington DC, United States, 21-25 January 2007

[11] National Research Council (US). Transportation Research Board. Task Force on Development of the Highway Safety Manual, & Transportation Officials. Joint Task Force on the Highway Safety Manual. (2010). Highway safety manual (Vol. 1). AASHTO.

[12] Srinivasan, R., & Bauer, K. (2013). Safety performance function development guide: Developing jurisdiction-specific SPFs. Report FHWA-SA-14-005.

การศึกษารูปแบบทางเลือกในการขนส่งน้ำมันระหว่างประเทศเปรียบเทียบระหว่างทางรถไฟกับทางถนน กรณีศึกษา เส้นทางจากคลังน้ำมันที่อำเภอบ้านไผ่จังหวัดขอนแก่น ถึงสถานีรถไฟท่านาแล้ง สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว

A Comparative Study of Oil Transportation Modal Choice between Intermodal Rail and Road: A Case Study of Freight Route between Ban Phai Tank Farm Khon Kaen Province to Railway Yard at Thanaleng the Laos People's Democratic Republic.

MR. THANNIN MANIPAKONE[1] Asst. Prof. Ackchai Sirikijpanichkul, Ph.D[2*]

[1,2] ศูนย์วิศวกรรมระบบราง ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร 10900

[1,2] Rail Engineering Center (KU RAIL), Department of Mechanical Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok, 10900

**Corresponding author: E-mail address: fengacs@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยที่มีผลต่อการพิจารณาการตัดสินใจเลือกรูปแบบการขนส่งน้ำมันระหว่างทางถนนกับทางราง และเพื่อประเมินทางเลือกรูปแบบในการขนส่งที่สอดคล้องกับความต้องการของผู้ที่มีส่วนเกี่ยวข้องได้ดีที่สุด จากการศึกษาถึงปัจจัยต่าง ๆ พบว่า ปัจจัยด้านเวลา ค่าใช้จ่าย ความยืดหยุ่น ความปลอดภัย และความน่าเชื่อถือ มีความสำคัญต่อการพิจารณาการเลือกรูปแบบการขนส่งน้ำมันระหว่างทางถนนกับทางราง โดยนักวิจัยได้ทำการรวบรวมข้อมูล และสัมภาษณ์ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องถึงน้ำหนักความสำคัญของแต่ละปัจจัย บนเส้นทางขนส่งน้ำมันจากคลังน้ำมันที่อำเภอบ้านไผ่จังหวัดขอนแก่น ถึงสถานีรถไฟท่านาแล้ง สาธารณรัฐประชาธิปไตยประชาชนลาว เพื่อเป็นข้อมูลนำเข้าในการวิเคราะห์การตัดสินใจแบบพหุเกณฑ์ โดยวิธีกระบวนวิเคราะห์ตามลำดับชั้น โดยพบว่า ปัจจัยด้าน เวลาและค่าใช้จ่าย มีน้ำหนักความสำคัญมากกว่าความยืดหยุ่น ความปลอดภัย และความน่าเชื่อถือในรูปแบบการขนส่งน้ำมัน และเมื่อรวมค่าคะแนนถ่วงน้ำหนักรวมทุกปัจจัยแล้ว พบว่าการขนส่งน้ำมันทางรางมีค่าคะแนนถ่วงน้ำหนักรวมสูงกว่าทางถนน คิดเป็นคะแนน 0.63 และ 0.37 ตามลำดับ

คำสำคัญ: การวิเคราะห์การตัดสินใจแบบพหุเกณฑ์ กระบวนการวิเคราะห์ตามลำดับชั้น การขนส่งน้ำมัน การขนส่งสินค้าทางราง

Abstract

This research aims at studying influencing factors on the modal choice decision between road and intermodal rail modes for oil transportation between Ban Phai Tank Farm Khon Kaen Province to Railway Yard at Thanaleng the Laos People's Democratic Republic, that best suits stakeholders' needs. According to the interviews with stakeholders, it is found that among five influencing factors including time, cost, flexibility, safety, and reliability, time and cost outweigh the other factors. In addition, the input information on each influencing factors are collected to determine the weighted score of each mode which are used as the input for multi-criteria decision analysis technique called analytic hierarchy process. The results show that the intermodal rail is more preferred to the road with the total sum weighted score of 0.63 and 0.37, respectively.

Keywords: Multi-criteria Decision Analysis, Analytic Hierarchy Process Transportation, Oil Transportation, Intermodal Rail Freight

1. Introduction

Transporting oil from Thailand to most destinations in the Laos People's Democratic Republic (Laos PDR) is carried out by truck through Thai-Laos friendship bridge, the only existing land transportation link between Thailand and Laos PDR. The Thai-Laos Friendship Bridge is one of the promotion of Thai-Laos border trade, which is in line with the development guidelines of Thailand Logistics (2006-2010) which has been approved by the Development Committee National Economy and Society on April 17, 2006 and one of the strategic agenda is to raise the level of excellence in trade facilitation processes (Trade facilitation) by reducing processing and transportation time and cost of the operators in the transport of import – export goods (Suproongroj, 2010).

Although, the bridge consists of both road and rail link. The current rail service operated between Nong Khai and Thanaleng through the bridge since March 2009 is only available for passengers but not for freight. Since transporting oil by truck is less attractive in comparison to rail in terms of traffic congestion, traffic accidents, energy consumption and environmental friendliness, this research is aims at studying the comparative modal choice of oil transportation between rail and road. The freight route between Ban Phai Tank Farm in Khon Kaen province to railway yard at Thanaleng in the Laos PDR is considered as a case study.

2. Relevant theories and method

This research is to compare and assess the capability of rail and road transportation services. This part discusses the research process guidelines and procedures using analytic hierarchy process methods to evaluate delivery options for oil. Including the analysis of factors that affect the modal choice of transportation, consisting of.

2.1 Rail Freight Transportation

Research related to rail transport generated some interests particularly in the late eighties but went into a dormant phase thereafter. With the increasing interests in rail transport especially in the developed world (to avert ever-increasing road congestion), rail research interests have been revived. Laos and Thailand have launched a freight train service across the Laos-Thai Friendship Bridge between Laos capital Vientiane and Nong Khai province to facilitate import and export businesses (Saruchera, 2017).

2.2 Oil Transportation by Mode

Transportation is an essential part of the oil and gas industry. However, due to the hazardous nature of transported products, crude oil require special handling and increased safety regulations. Therefore, cargo security, delivery speed, and proper transportation equipment play a crucial role in the oil supply chain (PLS, 2020)

Modes of the most popular ways of transporting crude oil across the world includes

- Road

The easiest and most popular transportation mode for oil industry is trucking. With road transportation, shipments can be scheduled at any time and delivered to any place. This advantage makes trucking more beneficial than other transportation modes. Also, it transports smaller amounts of oil, meaning that the extent of damage in case of fire due to cracks or leaks is relatively small (PLS, 2020). However, it is considered the most expensive and inefficient means of crude oil transportation. This method is typically utilized only when wellhead locations are not accessible by pipeline or rail networks, or for short distances during final-mile segments of the movement (Wetzel, 2019).

- Rail

. Rail transportation makes oil containers less prone to damage compared to other shipping modes. This method doesn't have enough flexibility to move oil at any point. But, when combined with other modes, rail can be extremely beneficial for a fast and cost-effective way to move oil long distance (PLS, 2020).

- Pipelines

This transportation method suggests that oil is gathered and then transported directly to the site or plant via a pipeline network. Despite pipeline shipping being a hot topic of discussions between industry experts, it is a fast and reliable way to distribute oil. New technology helps advance the safety of this mode, and pipelines have sensors for monitoring important indicators like temperature, pressure, etc. Pipeline transportation has its disadvantages. Firstly, it limits areas and destinations to be shipped to in accordance with infrastructure development. Additionally, pipelines move enormous amounts of oil, so when an accident happens, the damage is very serious and it's often hard to liquidate the consequences (PLS, 2020).

2.3 Freight Transportation Mode Share in Thailand

According to Ministry of Transport (MOT) statistics reported by Sathapongpakdee (2019), mode share of Thailand domestic freight transportation is as shown in Figure 1.

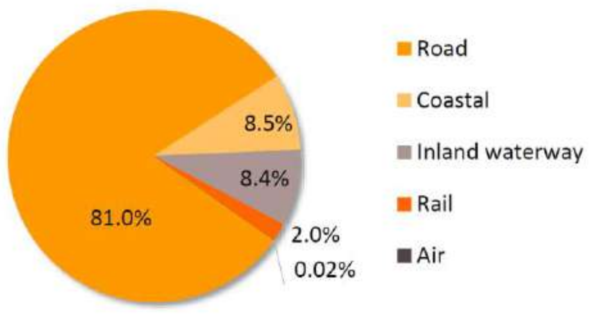


Figure 1 Mode Share of Thailand Domestic Freight Transportation (Source: MOT in Sathapongpakdee, 2019)

This implies that oil transport relies predominantly on road transport where the fossil fuel and ore accounts for approximately 22.7 percent share of road freight transportation as of 2015 (MOT in Sathapongpakdee, 2019)

2.3 Analytic Hierarchy Process

The Analytic Hierarchy Process (AHP), introduced by Thomas Saaty (1980), is an effective tool for dealing with complex decision making, and aid the decision maker to set priorities and make the best decision. By reducing complex decisions to a series of pairwise comparisons, and then synthesizing the results, the AHP helps to capture both subjective and objective aspects of a decision. In addition, the AHP incorporates a useful technique for checking the consistency of the decision maker's evaluations, thus reducing the bias in the decision-making process. The AHP considers a set of evaluation criteria, and a set of alternative options among which the best decision is to be made. The AHP generates a weight for each evaluation criterion according to the decision maker's pairwise comparisons of the criteria. The higher the weight, the more important the corresponding criterion. Next, for a fixed criterion, the AHP assigns a score to each option according to the decision maker's pairwise comparisons of the options based on that criterion. The higher the score, the better the performance of the option with respect to the considered criterion (Mocenni, 2017). The pairwise comparisons are collected into a pairwise comparison matrix which represent ratios between weights can be expressed in the following form (Brunelli, 2015):

$$\mathbf{A} = (w_i/w_j)_{n\times n} = \begin{pmatrix} w_1/w_1 & w_1/w_2 & \dots & w_1/w_n \\ w_2/w_1 & w_2/w_2 & \dots & w_2/w_n \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ w_n/w_1 & w_n/w_2 & \dots & w_n/w_n \end{pmatrix} \quad [1]$$

One crucial step in the AHP is the derivation of a priority vector for each pairwise comparison matrix which needs to be complied with the relaxed assumption that A single decision maker is perfectly rational and can precisely express his preferences on all pairs of independent alternatives and criteria using positive real numbers. The most popular method to estimate a priority vector is that proposed by Saaty (1980) himself, according to which the priority vector should be the principal eigenvector of A. In linear algebra it is often called the Perron-Frobenius eigenvector, from the homonymic theorem (Horn and Johnson, 1985). The method stems from the following observation. Taking a matrix A whose entries are exactly obtained as ratios between weights and multiplying it by w one obtains (Brunelli, 2015):

$$\mathbf{Aw} = \begin{pmatrix} w_1/w_1 & w_1/w_2 & \dots & w_1/w_n \\ w_2/w_1 & w_2/w_2 & \dots & w_2/w_n \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ w_n/w_1 & w_n/w_2 & \dots & w_n/w_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} w_1 \\ \vdots \\ w_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} nw_1 \\ \vdots \\ nw_n \end{pmatrix} = n\mathbf{w}. \quad [2]$$

From linear algebra, it is known that a formulation of the kind Aw = nw implies that n and w are an eigenvalue and an eigenvector of A, respectively. Saaty proposed to extend this result to all pairwise comparison matrices by replacing n with the more generic maximum eigenvalue of A. That is, vector w can be obtained from any pairwise comparison matrix A as the solution of the following equation system (Brunelli, 2015).

$$\begin{cases} \mathbf{Aw} = \lambda_{\max}\mathbf{w} \\ \mathbf{w}^T\mathbf{1} = 1 \end{cases} \quad [3]$$

where λ_{max} is the maximum eigenvalue of A, and $1 = (1, .. , 1)^T$. Another widely used method to estimate the priority vector is the geometric mean method, proposed by Crawford and Williams (1985). According to this method each component of w is obtained as the geometric mean of the elements on the respective row divided by a normalization term so that the components of w eventually add up to 1 as follows (Brunelli, 2015):

$$w_i = \left(\prod_{j=1}^{n} a_{ij}\right)^{\frac{1}{n}} \Big/ \sum_{i=1}^{n}\left(\prod_{j=1}^{n} a_{ij}\right)^{\frac{1}{n}} \quad [4]$$

Finally, the AHP combines the criteria weights and the options scores, thus determining a global score for each option, and a consequent ranking. The global score for a given option is a

weighted sum of the scores it obtained with respect to all the criteria (Mocenni, 2017).

The AHP can be implemented in three simple consecutive steps (Mocenni, 2017):
1) Computing the vector of criteria weights.
2) Computing the matrix of option scores.
3) Ranking the options.

When many pairwise comparisons are performed, some inconsistencies may typically arise. The AHP incorporates an effective technique for checking the consistency of the evaluations made by the decision maker when building each of the pairwise comparison matrices involved in the process (Mocenni, 2017). According to the result that given a pairwise comparison matrix A, its maximum eigenvalue, λ_{max}, is equal to n if and only if the matrix is consistent (and greater than n otherwise), Saaty (1977) proposed the Consistency Index (Brunelli, 2015):

$$CI(\mathbf{A}) = \frac{\lambda_{\max} - n}{n-1} \quad [5]$$

However, numerical studies showed that the expected value of CI of a random matrix of size n + 1 is, on average, greater than the expected value of CI of a random matrix of order n. Consequently, CI is not fair in comparing matrices of different orders and needs to be rescaled. The Consistency Ratio, CR, is the rescaled version of CI. Given a matrix of order n, CR can be obtained dividing CI by a real number RI_n (Random Index) which is nothing else but an estimation of the average CI obtained from a large enough set of randomly generated matrices of size n. Hence (Brunelli, 2015):

$$CR(\mathbf{A}) = \frac{CI(\mathbf{A})}{RI_n} \quad [6]$$

Estimated values for RI_n are reported in Table 1. Note that the generation of random matrices requires the definition of a bounded scale where the entries take values, for instance the interval [1/9, 9]. According to Saaty (1980) in practice one should accept matrices with values CR ≤ 0.1 and reject values greater than 0.1. A value of CR = 0.1 means that the judgments are 10% as inconsistent as if they had been given randomly (Brunelli, 2015).

Table 1 Values of RI_n

n	3	4	5	6	7	8	9	10
RI_n	0.5247	0.8816	1.1086	1.2479	1.3417	1.4057	1.4499	1.4854

(Source: Brunelli, 2015).

2.3 Related research

Suproongroj (2010) studies the comparison of Thai-Laos Logistics Systems between using 1st Thai-Laos Friendship Bridge and Nongkhai-Tanalang Railway, By studying the logistics costs of the products with the highest import and export in the fiscal year 2007-2008 at Nong Khai Customs House. The top two imported products are coatings and automobile assembly cables. While the top two export products are oil and cars, which are analyzed in terms of distance, duration and logistics costs. The considered logistics costs consist of transport costs and packaging costs only. The results show that the road transport distance is close to the distance by rail transport. The duration of the rail transport is greater than that of the road transport. While the cost of rail transportation is less than the cost of road transportation. Logistics costs of coatings electrical, automobile and motor vehicle wiring for road transportation is higher than the cost of rail transportation of 26, 20, 11 and 31 percent, respectively. The use of road transportation will take less time while at a higher cost. On the contrary, the use of rail transportation will take more time while the cost is lower. Therefore, this research considers the effects of the use of road transportation and rail transportation in terms of time and logistics costs. The use of road transportation systems will increase the cost but will cause a rapid response. However, based on the tendency of fuel price increases, the logistics costs of road transport may increase. Therefore, in the future, rail transportation may be a good logistics system. Good in the trade process between Thailand and Laos.

Bepat (2016) investigates and compares the brokered transport costs of road and rail transport for the independent timber growers of NCT Forestry Co-operative Limited in Kwa-Zulu-Natal. Reliability, flexibility, visibility, rates and total transport time were evaluated for each mode of transport. The impact of the carbon emissions is also considered and the option of performance based standard vehicles investigated. During the period 2000 to 2003, rail was the dominant mode of transport. However from 2004 onwards, due to the diminishing service levels and the high tariff structures of rail transport, road

became the preferred mode of transport. The results of the survey conducted for the purposes of this study showed that although road transport outperformed rail transport, rail transport scored significantly higher than road transport as a cost-effective mode of transportation. Rail transport was shown to be a far less carbon intensive mode of transport than road transport, while there were substantial cost savings and benefits from performance based standard vehicles.

Forkenbrock (2001) estimates external costs for four representative types of freight trains. For each type of freight train, the estimation covers three general types of external costs which are compared with the private costs experienced by railroad companies. The general types of external costs include: accidents (fatalities, injuries, and property damage); emissions (air pollution and greenhouse gases); and noise. Resulting private and external costs are compared with those of freight trucking. Rail external costs are 0.24 cent to 0.25 cent (US) per ton-mile, well less than the 1.11 cent for freight trucking, but external costs for rail generally constitute a larger amount relative to private costs, 9.3-22.6%, than is the case for trucking, 13.2%.

3. Methods and Results

According to the interviews with forty samples of stakeholders who are mainly entrepreneurs and operators of trucking industries in Laos P.D.R., it is found there are five influencing factors, that the respondents consider important to their modal choice decisions on oil transportation along the study route, which include time, cost, flexibility, safety, and reliability.

3.1 Weight

The respondents are asked to determine the comparison weight between each pair of those five influencing factors in the pairwise comparison matrix form as shown in Table 2.

Table 2 Pairwise Comparison Matrix of Weight

Factors	Time	Cost	Flexibility	Safety	Reliability
Time	1.00	1.00	1.29	1.29	1.29
Cost	1.00	1.00	1.29	1.29	1.29
Flexibility	0.78	0.78	1.00	1.00	1.00
Safety	0.78	0.78	1.00	1.00	1.00
Reliability	0.78	0.78	1.00	1.00	1.00
Total	4.33	4.33	5.57	5.57	5.57

Hence, the priority vector is determined from the pairwise comparison matrix as shown in Table 3 using the geometric mean method.

Table 3 Priority Vector of Weight

Factors	Weight
Transportation Time	0.23
Transportation Cost	0.23
Flexibility	0.18
Safety	0.18
Reliability	0.18

The eigenvector of weight can be determined by matrix multiplication between pairwise comparison matrix of weight in Table 2 and priority vector of weight in Table 3 as shown in Table 4.

Table 4 Eigenvector of Weight

Factors	Eigenvalue
Transportation Time	1.1566
Transportation Cost	1.1566
Flexibility	0.8593
Safety	0.8593
Reliability	0.8593

3.2 Score

Among the four influencing factors, the researcher determines the score value of each factors which are classified into direct and indirect factors. The former is defined as quantitative factors including transportation time and cost. Both factors have negative effects on the decision choices i.e. the higher the value, the less attractive the choice. The latter is defined as qualitative factors that need to be evaluated based on the relative score of 1 to 9 by the respondents. These factors include flexibility safety and reliability. All these factors have positive effects on the decision choices i.e. the higher the value, the more attractive the choice. The resultant vectors of the influencing factor values of intermodal rail and road are as shown in **Table 5**.

It is noticed that oil transported by intermodal rail is found to be not only faster but also cheaper than transported by road. In addition, the respondents' perception on flexibility and safety of intermodal rail transport is superior to that of road transport. While the perception on reliability found to be the

same. All influencing factor values are compared between the competitive modes in the form of pairwise comparison matrices as shown in **Tables 6, 7, 8, 9 and 10,** respectively.

Table 5 The resultant vectors of the influencing factor values of intermodal rail and road

Factors (Unit)	Effects	Weight	Rail*	Road
Transportation Time (Hour/Trip) Full-load	Negative (-)	0.23077	9	11
Transportation Cost (Baht/Trip) Full-load	Negative (-)-	0.23077	12,000	30,000
Flexibility (Score of 1-9)	Positive (+)	0.17949	9	3
Safety (Score of 1-9)	Positive (+)+	0.17949	9	5
Reliability (Score of 1-9)	Positive (+)+	0.17949	7	7

Note: Intermodal Rail

Table 6 Pairwise Comparison Matrix of Transportation Time between Intermodal Rail and Road

Transportation Time	Road	Intermodal Rail
Road	1.00	1.22
Intermodal Rail	0.82	1.00
	1.82	2.22

Table 7 Pairwise Comparison Matrix of Transportation Cost between Intermodal Rail and Road

Transportation Cost	Road	Intermodal Rail
Road	1.00	2.50
Intermodal Rail	0.40	1.00
	1.40	3.50

Table 8 Pairwise Comparison Matrix of Flexibility between Intermodal Rail and Road

Flexibility	Road	Intermodal Rail
Road	1.00	0.33
Intermodal Rail	3.00	1.00
	4.00	1.33

Table 9 Pairwise Comparison Matrix of Safety between Intermodal Rail and Road

Safety	Road	Intermodal Rail
Road	1.00	0.56
Intermodal Rail	1.80	1.00
	2.80	1.56

Table 10 Pairwise Comparison Matrix of Reliability between Intermodal Rail and Road

Reliability	Road	Intermodal Rail
Road	1.00	1.00
Intermodal Rail	1.00	1.00
	2.00	2.00

The normalized score of influencing factors are derived based on pairwise comparison matrix of transportation time and cost, flexibility, safety and reliability between intermodal rail and road as shown in Table 11.

Table 11 Normalized Score of Influencing Factors

Factors	Weight	Intermodal Rail	Road
Transportation Time	0.23	0.55	0.45
Transportation Cost	0.23	0.71	0.29
Flexibility	0.18	0.75	0.25
Safety	0.18	0.64	0.36
Reliability	0.18	0.50	0.50

The weighted sum of the normalized scores of every influencing factor results in the total score of intermodal rail and road which are 0.63 and 0.37, respectively.

4. Conclusions and Recommendations

This research is aims at studying the comparative modal choice of oil transportation between rail and road. By interviewing with the forty sample respondents who are entrepreneurs and operators of trucking industries in Laos P.D.R., it is found that among five influencing factors including time, cost, flexibility, safety, and reliability, time and cost outweigh the other factors. By collecting all the input data of influencing factors including

quantitative data of transportation time and cost and qualitative data of respondents' perception on flexibility, safety, and reliability of intermodal rail and road transportation on the freight route between Ban Phai Tank Farm Khon Kaen Province to Railway Yard at Thanaleng the Laos People's Democratic Republic. It is found that oil transported by intermodal rail is found to be not only faster but also cheaper than transported by road. In addition, the respondents' perception on flexibility and safety of intermodal rail transport is superior to that of road transport. While the perception on reliability found to be the same. The data collected are input into the Multi-criteria Decision Analysis technique called Analytic Hierarchy Process (AHP) to determine which oil transportation modes are more preferable to the respondents and the overall weighted score indicates that intermodal rail is superior to road with the score of 0.63 and 0.37, respectively.

The result from this research is expected to be an initial indicator of how respondents who are stakeholders of the project response to the preference of each transportation model. It is recommended that the further research should incorporate the more extensive survey on a larger scale of sample sizes to develop a fully comprehensive utility models that is useful for predicting the modal share of oil transportation for planning and developing appropriate intermodal rail facilities along the corridor in the future.

Acknowledgment

The researchers would like to express grateful thanks to Rail Engineering Center (KU RAIL) at the Faculty of Engineering, Kasetsart University who support the scholarships for this research and special thanks to State Railway of Thailand for supporting invaluable information.

Reference

[1] Suproongroj, M. T. (2010). Comparison Study of Thai-Laos Logistics Systems Between Using 1st Thai-Laos Friendship Bridge and Nongkhai-Tanalang Railway. Department of Industrial Engineering, Faculty of Engineering, Thammasat University. Degree of Master of Engineering in Industrial Engineering.

[2] Saruchera, F. (2017) Rail freight transportation concerns of developing economies: A Namibian perspective, Journal of Transport and Supply Chain Management, Vol. 11.

[3] PLS Logistics Services (2020) Best Transportation Methods for Oil and Gas Shipping https://www.plslogistics.com/blog/4-transportation-methods-oil-and-gas-shipping/ [Accessed on 22 June 2020]

[4] Wetzel, B. (2019). Oil in Motion: Visibility into Crude Oil Transportation. Breakthrough https://www.breakthroughfuel.com/blog/oil-in-motion-visibility-into-crude-oil-transportation/ [Accessed on 22 June 2020]

[5] Sathapongpakdee, P. (2019) Thailand Industry Outlook 2019. Road Freight Transportation Service, Krungsri Research, August 2019.

[6] Saaty, T.L. (1980) The Analytic Hierarchy Process: Planning, Priority Setting, Resource Allocation McGraw-Hill, New York.

[7] Mocenni, C. (2017) The Analytic Hierarchy Process https://www3.diism.unisi.it/~mocenni/Note_AHP.pdf [Accessed on 22 June 2020]

[8] Brunelli, M. (2015). Introduction to the Analytic Hierarchy Process. SpringerBriefs in Operations Research. P. 83. 978-3-319-12502-2 (electronic).

[9] Horn, R.A. and Johnson, C.R. (1985) Matrix Analysis. Cambridge University Press.

[10] Crawford, G. and Williams, C. (1985) A note on the analysis of subjective judgment matrices. Journal of Mathematical Psychology 29(4), 387–405.

[11] Saaty, T.L. (1977) A scaling method for priorities in hierarchical structures. Journal of Mathematical Psychology 15(3), 234–281.

[12] Suproongroj, T. (2010) Study Comparison of Thai-Laos Logistics Systems Between Using 1st Thai-Laos Friendship Bridge and Nongkhai-Tanalang Railway,

[13] Bepat, M. (2016) A Comparison of Road and Rail Transport for the Benefit of the Independent Timber Growers of Natal Cooperative Timbers. Master of Commerce. University of South Africa. February 2016.

[14] Forkenbrock, D. J. (2001) Comparison of external costs of rail and truck freight transportation. Transportation Research Part A, 35, pp. 321-337.

[15] เอกชัย ศิริกิจพาณิชย์กูล (2562) เอกสารประกอบการสอนวิชา 01208543 Rail freight Management.

การศึกษาอัตราการให้บริการสูงสุด สำหรับหรับช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก ในระบบระบบเปิด และระบบปิด

THE STUDY OF MAXIMUM SERVICE RATE OF TRUCK TOLL BOOTH AT BOTH OPENED AND CLOSED SYSTEM

นพคุณ บุญกระพือ[1,*] นิตยามหาชิโนรส[2] และ พฤกษชาติ เผือกพิพัฒน์[3]

[1] อาจารย์ประจำสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
[2,3] นักศึกษาปริญญาตรีสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: noppakun@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

หนึ่งในเหตุของปัญหาด้านการติดขัดของการจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางในช่วงเวลาเร่งด่วนนั้น เกิดจากจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางมีความสามารถในการให้บริการน้อยกว่าปริมาณจราจรที่เข้าใช้บริการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งช่องเก็บค่าผ่านทางที่เปิดให้บริการสำหรับรถบรรทุก พบว่าในช่วงเวลาที่มีปริมาณรถบรรทุกจำนวนมากเข้าใช้บริการก่อให้เกิดแถวคอยบริเวณหน้าด่านฯ เป็นระยะทางที่ยาว

การศึกษาครั้งนี้ ได้มุ่งเน้นในการวิเคราะห์อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชม) ของช่องเก็บค่าผ่านทางสำหรับรถบรรทุก ที่มีอยู่บนระบบเปิดและระบบปิด โดยมีการเก็บสำรวจข้อมูลจากสองหน่วยงาน ได้แก่ กรมทางหลวง และการทางพิเศษแห่งประเทศไทย ผลการศึกษาพบว่า อัตราการให้บริการสูงสุด จะขึ้นกับสัดส่วนของประเภทรถบรรทุกที่เข้ามาใช้บริการ โดยเมื่อแยกประเภทรถบรรทุก ออกเป็น 4 ประเภท ได้แก่ ขนาด 6 ล้อ 10 ล้อ และมากกว่า 10 ล้อ (รถกึ่งพวง และรถพ่วง) พบว่าค่าอัตราการให้บริการสูงสุดสำหรับรถบรรทุกแต่ละประเภท ในระบบเปิด คือ 365, 310, 255, และ 240 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ และ ในระบบปิด คือ 240, 205, 180, และ 165 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ จะพบว่าความสามารถในการระบายรถบรรทุกในระบบเปิดมีประสิทธิภาพมากกว่าระบบปิดในช่วงระหว่าง 25 – 30 %

คำสำคัญ: อัตราการให้บริการสูงสุด, เวลาเฉลี่ยในการเข้าบริการ, ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง, รถบรรทุก

Abstract

One of the traffic congestion in front of the tollgate is that the traffic demand is higher than the tollgate capacity. In particular, long queues occur in front of the truck toll booth during the truck peak hour. The objective of this study is to determine the maximum service rate of truck toll booth on open and closed toll system. The data were collected from Toll plazas of Department of Highway (DOH) and The Expressway Authority of Thailand (EXAT). The study found that maximum service rates of truck toll booth between open and closed toll system were different, significantly, and they also depended on the both type of trucks and their compositions. The different types of truck were categorised into: 6 wheels, 10 wheels, more than 10 wheels (Semi Trailer and Trailer). Based on types of truck as described, the maximum service rates on open toll system are 365, 310, 255 and 240 veh/hr, respectively, and the maximum service rates on closed toll system are 240, 205, 180, 165 veh/hr, respectively. It is obvious that open toll system could perform the service rate better than the closed toll system.
Key words: Service rate, Service time, Toll booth,

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ประเทศไทยได้มีการขยายตัวทางเศรษฐกิจอย่างต่อเนื่อง โดยมีภาคอุตสาหกรรมเป็นพื้นฐานสำคัญที่ช่วยในการขับเคลื่อนเศรษฐกิจ ซึ่งการพัฒนาที่รวดเร็วต้องอาศัยระบบขนส่งที่มีประสิทธิภาพมาช่วยในการขนส่งสินค้า ดังนั้นการเลือกใช้เส้นทางเพื่อให้การขนส่งมีความคล่องตัวและ

รวดเร็วจึงจำเป็นอย่างมาก โดยเส้นทางการขนส่งทางบกที่ได้รับความนิยมในการเลือกใช้เส้นทาง คือ ทางพิเศษ หรือทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง และใช้รถบรรทุกเป็นยานพาหนะหลักในการขนส่ง เนื่องจากรถบรรทุกสามารถบรรจุสินค้าได้ในปริมาณที่มากต่อการขนส่งในแต่ละครั้ง แต่ในหลายช่วงเวลาของวัน มักเกิดปัญหาการติดขัดและเกิดแถวคอยสะสมของรถบรรทุกที่รอชำระค่าธรรมเนียมผ่านทางบริเวณหน้าด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง ซึ่งสาเหตุของการเกิดปัญหา อาจมีอยู่หลายปัจจัย เช่น จำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางไม่เหมาะสมกับสัดส่วนของรถบรรทุก หรือแม้กระทั่งขีดความสามารถในการให้บริการของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางไม่เพียงพอต่อความต้องการในการเดินทางของยานพาหนะแต่ละประเภท

ด้วยเหตุดังกล่าวงานวิจัยนี้จึงได้มุ่งเน้นศึกษาอัตราการให้บริการของช่องเก็บค่าผ่านทางสำหรับรถบรรทุก ที่อยู่บนระบบปิด และระบบเปิด เพราะเมื่อทราบค่าอัตราการให้บริการที่ถูกต้องและเหมาะสมแล้วสามารถนำค่าที่ได้จากการศึกษาไปประยุกต์ใช้ในการกำหนดเปิดจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทาง ให้เหมาะสมและสอดคล้องกับ จำนวนและสัดส่วนของรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการ ณ ด่านเก็บค่าผ่านทาง ส่งผลให้ด่านฯมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้นและลดระยะของแถวคอยรถบรรทุกที่หน้าด่านฯได้อย่างมาก

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบอัตราการให้บริการ ของช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก โดยแยกพิจารณาตามรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ 10 ล้อ และมากกว่า 10 ล้อ (รถกึ่งพวง และรถพ่วง) ณ ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบปิด และรูปแบบระบบเปิด

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาอัตราการให้บริการ (คัน/ชั่วโมง) ของรถบรรทุกที่ช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุกทั้งในระบบปิดและระบบเปิด โดยทำการแบ่งแยกอัตราการให้บริการตามการแบ่งประเภทของรถบรรทุก 3 ประเภท ได้แก่ ขนาด 6 ล้อ 10 ล้อ และมากกว่า 10 ล้อ (รถกึ่งพวง และรถพ่วง) โดยใช้ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางพานทอง (กรมทางหลวง) และด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางพิเศษบางขุนเทียน (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย) เป็นกรณีศึกษาสำหรับระบบปิด สำหรับระบบเปิดได้ใช้ ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางทับช้าง (กรมทางหลวง) และด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางธัญบุรี (กรมทางหลวง) เพื่อหาขีดความสามารถสูงสุดในการให้บริการสำหรับรถบรรทุกแต่ละประเภท ในขณะสภาพของการจราจรบริเวณหน้าด่านฯ อยู่ในสภาวะอิ่มตัว หรือมีสภาพติดขัด

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 หน่วยงานที่รับผิดชอบ ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในประเทศไทย จะมีอยู่บนทางหลวงพิเศษ และทางพิเศษ ที่ดูแลรับผิดชอบโดย กรมทางหลวง (Department of Highways : DOH) และ การทางพิเศษแห่งประเทศไทย (Expressway Authority of Thailand : EXAT) ตามลำดับ โดยทั้ง 2 หน่วยงานสังกัดกระทรวงคมนาคม ทำหน้าที่รับผิดชอบดูแล ควบคุม ก่อสร้าง บูรณะรวมทั้งงานวิจัย และปรับปรุงบำรุงรักษาทางตามเส้นทางที่หน่วยงานนั้นได้รับผิดชอบ ซึ่งระยะทางและอัตราค่าบริการจะเรียกเก็บแตกต่างกันออกไป

2.2 ระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

ปัจจุบันระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่ใช้ในประเทศไทย มีรูปแบบการเก็บอัตราค่าบริการอยู่ทั้งหมด 2 รูปแบบคือ ระบบปิด (Closed Toll System) และ ระบบเปิด (Open Toll System)

2.2.1 ระบบปิด (Closed Toll System)

คือ รูปแบบการเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางโดยที่ผู้ใช้ทางต้องรับบัตร Smart Card จากพนักงานที่ด่านเก็บค่าธรรมเนียมที่ต้นทางแล้วมาคืนบัตรพร้อมชำระค่าธรรมเนียมผ่านทางแก่พนักงานที่ปลายทาง ดังแสดงในรูปที่ 2 สำหรับการคิดค่าธรรมเนียมผ่านทางนั้น จะคิดตามระยะทางที่ใช้จริง ดังนั้นระบบนี้เป็นธรรมแก่ผู้ที่เข้ารับบริการ เนื่องจากเก็บค่าบริการตามระยะทางที่ผู้เข้าใช้รับบริการจริง โดยรถที่วิ่งในระยะสั้นจะจ่ายค่าธรรมเนียมผ่านทางที่น้อยกว่ารถที่วิ่งในระยะทางที่ยาวกว่า ข้อเสียของระบบนี้ คือ จะใช้ระยะเวลาในการชำระค่าผ่านทางบริเวณทางออกนานกว่าปกติ เนื่องจาก เนื่องจากอัตราการให้บริการเป็นอัตราที่ไม่คงที่ เจ้าหน้าที่ต้องรับบัตร และทำการตรวจสอบต้นทาง เพื่อคิดราคาค่าผ่านทาง ทำให้เวลาในการใช้บริการนานขึ้น ส่งผลให้ ณ ช่วงเวลาเร่งด่วนที่มีปริมาณจราจรสูง ความยาวแถวคอย หรือ ความล่าช้าที่เกิดขึ้น จะสูงกว่าระบบเปิด

2.2.2 ระบบเปิด (Open Toll System)

คือ รูปแบบการเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในอัตราที่คงที่ โดยผู้ใช้ทางต้องชำระค่าบริการตามประเภทของยานพาหนะที่เข้ารับบริการ โดยไม่คำนึงถึงระยะทาง ดังแสดงรูปที่ 3 ข้อดีของระบบเปิด คือ ระยะเวลาที่ใช้ในการผ่านช่องเก็บค่าผ่านทางน้อยกว่าระบบปิด เนื่องด้วย อัตราการให้บริการเป็นอัตราที่คงที่ เจ้าหน้าที่ผู้ให้บริการทราบอัตราค่าผ่านทางล่วงหน้า ทำให้การเข้ารับบริการได้อย่างรวดเร็ว และทำให้เวลาในการใช้บริการสั้นลง ส่งผลให้ช่วยลดปัญหาบริเวณหน้า อย่างไรก็ตาม ระบบนี้อาจไม่เป็นธรรมแก่ผู้ที่เข้ารับบริการมากนัก ผู้ใช้บริการที่ต้องการเดินทางระยะใกล้ แต่อาจต้องจ่ายค่าบริการเท่ากับผู้ที่รับบริการเดินทางระยะไกล เนื่องจากการเก็บค่าบริการในอัตราเดียวตลอดเส้นทาง

2.3 ประเภทและขนาดของรถบรรทุก

การเข้ารับบริการในช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง มีลักษณะของรถบรรทุกที่เข้ามารับบริการหลากหลายรูปแบบ ดังนั้นจึงต้องทำการศึกษาประเภทของรถบรรทุกที่มาใช้บริการช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง โดยสามารถจำแนกประเภทตามขนาดและรูปร่างของรถบรรทุก ดังแสดงในรูปที่ 1

1) รถบรรทุก 6 ล้อ

2) รถบรรทุก 10 ล้อ

3) รถกึ่งพ่วง (> 10 ล้อ)

4) รถพ่วง (> 10 ล้อ)

รูปที่ 1 การจำแนกรูปแบบรถบรรทุก ในการหาอัตราการให้บริการในงานวิจัย

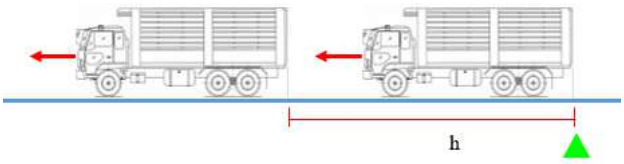
2.4 ตัวแปรด้านการจราจรที่เกี่ยวข้อง

2.4.1 อัตราการไหล (Flow, q)

อัตราการไหล คือ จำนวนของยานพาหนะที่วิ่งผ่าน จุดที่เรากำหนดในช่วงเวลาที่ทำการศึกษาแสดงหน่วย “คันต่อชั่วโมง” และส่วนกลับของอัตราการไหล ก็คือ เวลาห่าง (Headway, h)

2.4.2 เวลาห่าง (Headway)

เวลาห่าง คือ ระยะห่างของของยานพาหนะที่วิ่งตามกันมา วัดในหน่วยของเวลา โดยวัดจาก กันชนหน้าของรถคันหน้า ถึงกันชนหน้ารถของคันที่วิ่งตามมา ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ช่วงเวลาห่างของเวลาระหว่างยวดยานที่วิ่งตามติดกันมา

2.4.3 อัตราการไหลอิ่มตัว (Saturation Flow)

อัตราการไหลอิ่มตัว คือ อัตราการออกตัวคงที่สูงที่สุดขอรถที่จอดหยุดนิ่งผ่านจุดอ้างอิง หน่วยเป็น คัน/ช่วงเวลา สำหรับกรณีศึกษาบริเวณทางแยกสัญญาณไฟ มักใช้เส้นหยุด และวัดค่าในช่วงเวลาไฟเขียว สำหรับการศึกษานี้จะทำการหาค่าตัวแปรนี้ โดยจุดอ้างอิงจะอยู่หลักจากตู้เก็บค่าผ่านทาง และทำการวิเคราะห์ในช่วงเวลาที่มีการติดขัดของรถบรรทุกเป็นระยะทางที่ยาวบริเวณหน้าด่าน ซึ่งเป็นการสภาพการจราจรอิ่มตัว เช่นเดียวกับบริเวณทางแยกสัญญาณไฟ

2.4.4 อัตราการให้บริการ (Service Rate) ของช่องเก็บค่าผ่านทาง

อัตราการให้บริการ คือ จำนวน ยานพาหนะที่ผ่านจุดที่กำหนดในหน่วยให้บริการได้ในช่วงเวลาที่ทำการศึกษา โดยมากแสดงในหน่วย คัน/ชั่วโมง ซึ่งจะเปรียบเทียบได้กับอัตราการไหล โดยสามารถแสดงค่าเฉลี่ยของอัตราการให้บริการนี้ ในรูปของเวลาในการให้บริการ *(Time Service Rate)* ของยานพาหนะแต่ละคัน ได้เช่นกัน

2.5 สถิติพื้นฐาน

การบันทึกข้อมูลต่าง ๆ ที่เป็นตัวเลข จะถูกรวมรวบไว้เป็นฐานข้อมูลหรือนำไปวิเคราะห์เพื่อศึกษาต่อโดยการใช้สถิติในการวิเคราะห์พิจารณาเปรียบเทียบข้อเท็จจริงของข้อมูล [1]

2.5.1 ความหมายของสถิติ

สถิติ หมายถึง การเก็บรวบรวมข้อมูลไว้หลายๆข้อมูลเพื่อนำไปทำการวิเคราะห์ โดยจะสรุปและตีความด้วยกระบวนการทางสถิติ

2.5.2 คำนิยามทางสถิติ

- ข้อมูล (Data) คือ ตัวเลขหรือข้อความที่ได้จากการเก็บรวบรวมจากสิ่งที่ต้องการศึกษา โดยข้อมูลที่เป็นตัวเลขจะเรียกว่า ข้อมูลเชิงปริมาณ และเรียกข้อมูลที่เป็นข้อความว่า ข้อมูลเชิงคุณภาพ
- พารามิเตอร์ (Parameters) คือ ค่าเชิงตัวเลขที่บรรยายลักษณะของประชากร
- ประชากร (Population) คือ กลุ่มของข้อมูลที่เราต้องการศึกษาทั้งหมด อาจเป็นกลุ่มของคน สัตว์ หรือกลุ่มของสิ่งอื่นใดก็ได้
- ตัวอย่าง (sample) คือ กลุ่มข้อมูลย่อยของประชากรที่เลือกมาศึกษาเลือกโดยการศึกษาตามทฤษฎีการสุ่มตัวอย่าง เนื่องจากประชากรมีขนาดใหญ่มาก
- ค่าสถิติ (Statistic) คือ ค่าเชิงตัวเลขบรรยายลักษณะของตัวอย่าง

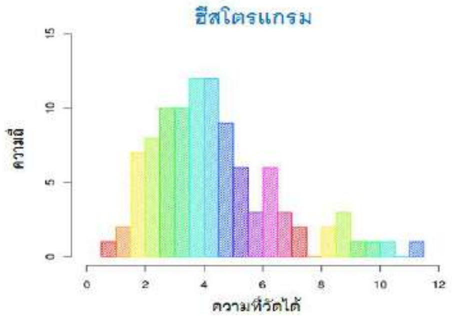
  $\bar{X}$ แทน ค่าเฉลี่ยของตัวอย่าง

  S.D. แทน ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานของตัวอย่าง เป็นต้น
- ค่าเฉลี่ย (mean) คือ ค่าเชิงตัวเลขที่เป็นค่ากลางของข้อมูลทั้งหมดหารด้วยจำนวนข้อมูลทั้งหมด
- มัธยฐาน (median) คือ ค่าของข้อมูลที่มีตำแหน่ง (position) อยู่ตรงกึ่งกลางของข้อมูลทั้งหมดที่ได้จัดเรียงจากน้อยไปหามากหรือจากมากไปหาน้อยเอาไว้แล้วแสดงว่า มัธยฐานจะแบ่งข้อมูลออกเป็นสองส่วน ทำให้ทราบว่ามีจำนวนข้อมูลที่มากกว่าและน้อยกว่าค่านี้อยู่เท่าๆกัน
- ฐานนิยม (mode) คือ ค่าของข้อมูลตัวที่มีความถี่มากที่สุดหรือมีจำนวนครั้งของการซ้ำกันมากที่สุด ในข้อมูลชุดหนึ่งอาจจะมีฐานนิยมหรือไม่มีฐานนิยมก็ได้

2.5.3 การนำเสนอข้อมูลด้วยกราฟแจกแจงความถี่

การนำเสนอข้อมูลนั้นนอกจากจะใช้วิธีการนำเสนอข้อมูลด้วยตารางแจกแจงความถี่แล้ว ยังสามารถที่จะนำเสนอในรูปของกราฟ

- กราฟฮิสโตรแกรม (Histogram) คือ การแสดงความถี่ของข้อมูลด้วยกราฟแท่งให้แกนนอนแทนค่าต่าง ๆ ของข้อมูล และแกนตั้งแทนความถี่ โดยให้ความกว้างของแท่งกราฟแต่ละช่วงของแกนนอนอาจใช้จุดกึ่งกลางชั้นหรือขอบเขตชั้นก็ได้ ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 แผนภูมิฮิสโตรแกรม

จากการนำข้อมูลมาเขียนเป็นกราฟแจกแจงความถี่อาจจะได้รูปกราฟที่แตกต่างกันตามธรรมชาติของข้อมูล ซึ่งเส้นโค้งความถี่ใช้แสดงลักษณะการกระจายของข้อมูล แบ่งเป็นลักษณะต่าง ๆ ดังนี้

1) เส้นโค้งปกติ หรือ โค้งสมมาตร (Bell-shaped curve)

ข้อมูลมีลักษณะสมมาตร คือ ลักษณะการแจกแจงความถี่ของข้อมูลที่เบี่ยงเบนจากค่ากลางไปในทางบวกและทางลบพอๆกัน จะมีค่าเฉลี่ย ค่ามัธยฐาน และค่าฐานนิยมเท่ากัน

2) เส้นโค้งเบ้ขวา (Positively Skewed Curve)

ข้อมูลมีลักษณะเบ้ขวา คือ ลักษณะการแจกแจงความถี่ของข้อมูลที่ส่วนใหญ่มีค่าน้อย จะได้ความสัมพันธ์ดังนี้ ค่าเฉลี่ย > มัธยฐาน > ฐานนิยม

3) เส้นโค้งเบ้ซ้าย (Negatively Skewed Curve)

ข้อมูลมีลักษณะเบ้ซ้าย คือ ลักษณะการแจกแจงความถี่ของข้อมูลที่ส่วนใหญ่มีค่ามาก จะได้ ความสัมพันธ์ดังนี้ ฐานนิยม > มัธยฐาน > ค่าเฉลี่ย

4) เส้นโค้งรูปตัว U (U-shaped curve)

ข้อมูลมีลักษณะรูปตัว U คือ ลักษณะการแจงแจงความถี่ของข้อมูลตรงกันข้ามกับเส้นโค้งปกติ หรือโค้งสมมาตร นั่นคือค่ากลางจะมีจำนวนน้อย และข้อมูลที่มีค่าสูงและต่ำมีจำนวนมาก

5) เส้นโค้งรูปตัว J (J - shaped curve)

ข้อมูลมีลักษณะรูปตัว J คือ ลักษณะการแจงแจงความถี่ของข้อมูลที่ค่ากลางและค่าต่ำจะมีจำนวนน้อย แต่ข้อมูลที่มีค่าสูงมีจำนวนมาก หรือข้อมูลที่ค่ากลางและค่าสูงจะมีจำนวนน้อย แต่ข้อมูลที่มีค่าต่ำมีจำนวนมาก

2.6 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในการศึกษาตวามจุและระดับการให้บริการของด่านเก็บค่าผ่านทางได้ระบุว่าเมื่อการจราจรอยู่ในสภาวะความจุบริเวณด่านฯ จะพบว่าจะเกิดแถวคอยขึ้น [2] ดังนั้นอัตราการให้บริการสูงสุดจะเกิดขึ้นเมื่อสภาวะหน้าด่านฯมีสภาพอิ่มตัว (Saturated) หรือเกิดแถวคอยขึ้นนั่นเอง ดังแสดงตัวอย่างสภาวะดังกล่าวในรูปที่ 4

รูปที่ 4 รถบรรทุกมีสภาพการจราจรสภาวะอิ่มตัว บริเวณหน้าด่านฯ

การเก็บสำรวจข้อมูลระยะเวลาให้บริการ (service time) [3] บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 9 ได้มีการพบว่า บริเวณด่านฯทับช้าง (ระบบเปิด) อัตราการให้บริการ รถ 4 ล้อ มีค่า 558 ± 70 คัน/ชั่วโมง/ช่อง และรถบรรทุก 325 ± 30 คัน/ชั่วโมง/ช่อง และนอกจากนั้น โครงการศึกษาพัฒนาและติดตั้งระบบบริการจัดการช่องจราจรและทดสอบระบบบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง [4] ระบุว่าอัตราการให้บริการ รถ 4 ล้อ มีค่า 525 คัน/ชั่วโมง/ช่อง และ รถบรรทุก 290 คัน/ชั่วโมง/ช่อง

จากการศึกษาทั้งสองจะพบว่า การวิเคราะห์อัตราการให้บริการของรถบรรทุกนั้นจะเป็นการเฉลี่ยของอัตราการให้บริการรถบรรทุกขนาดต่างๆ โดยไม่ได้มีการแยกประเภทของรถบรรทุกแต่ละขนาด ซึ่งในงานวิจัยนี้จะได้มีการขยายรายละเอียดในการศึกษาหาอัตราการให้บริการของช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก โดยการวิเคราะห์หาระยะเวลาในการให้บริการ (Service time) และสะท้อนออกมาเป็นอัตราการให้บริการสำหรับรถบรรทุกขนาดต่างๆ

3. วิธีการศึกษา

การศึกษาอัตราการให้บริการ (Service Rate) รถบรรทุกประเภทต่าง ๆ บริเวณด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง ทั้งในรูปแบบระบบเปิด (Open System) และระบบปิด (Closed System) ได้ทำการเลือกเก็บรวบรวมข้อมูลจากด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่มีปริมาณรถบรรทุกเข้ามารับบริการจำนวนมาก และมีกระแสการจราจรในสภาวะอิ่มตัว คือ เกิดแถวคอยบริเวณหน้าด่านฯมีระยะทางที่ยาวพอสมควร ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 4 ข้อมูลที่ได้จากการเก็บรวบรวมใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการวิเคราะห์ถึงสาเหตุ และนำเสนอแนวทางแก้ไขปัญหาการติดขัดของกระแสจราจรบริเวณหน้าด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง เพื่อประเมินแนวทางที่มีความเหมาะสมทางด้านการจราจรและสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับระบบจัดเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางได้อย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

3.1 สถานที่ในการเก็บข้อมูล

ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบปิด

1) ด่านฯ พานทอง (กรมทางหลวง)

2) ด่านฯ บางขุนเทียน (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย)

ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด

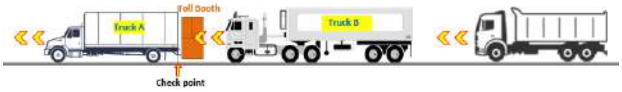
1) ด่านฯ ทับช้าง (กรมทางหลวง)

2) ด่านฯ ธัญบุรี (กรมทางหลวง)

3.2 วิธีการเก็บข้อมูล

ในการสำรวจข้อมูล จะทำการเก็บข้อมูลเวลาห่าง (Headway) ของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านช่องเก็บค่าผ่านทาง โดยข้อมูลเวลาในการเข้ารับบริการช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางของรถบรรทุกแต่ละคัน จะดำเนินการจับเวลาอ้างอิงที่ท้ายรถบรรทุกคันแรกถึงท้ายรถบรรทุกอีกคันที่ขับตามหลังมา ข้อมูลที่ได้จะเป็นเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุกคันที่ขับตามหลังมา เหตุผลที่จับเวลาอ้างอิงที่ท้ายรถบรรทุกถึงท้ายรถบรรทุก เพราะว่ารถบรรทุกเป็นยานพาหนะขนาดใหญ่ มีความความแตกต่างของความยาวรถค่อนข้างมาก ดังนั้นการเคลื่อนที่ผ่านจุดอ้างอิงใด ๆ ความยาวรถย่อมมีผลโดยตรงต่อเวลาที่ใช้ในการเคลื่อนที่ด้วยเช่นกัน โดยวิธีการเก็บข้อมูล มีรายละเอียดดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 : เมื่อกระแสจราจรอยู่ในสภาวะอิ่มตัว เริ่มจับเวลาเมื่อท้ายรถบรรทุกคันแรก (Truck A) เคลื่อนที่มาถึงตำแหน่งเส้นที่ได้อ้างอิงไว้ ในขณะเดียวกันรถบรรทุกลำดับถัดไป (Truck B) เคลื่อนที่เข้ามาจอดเพื่อชำระค่าผ่านทาง ดังรูปที่ 5



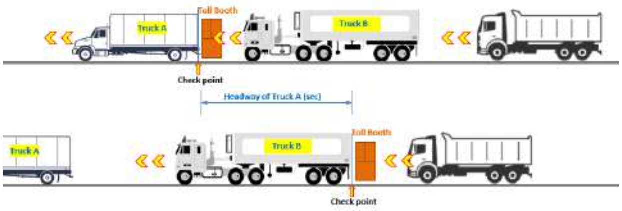
รูปที่ 5 การเริ่มจับเวลาอ้างอิง

ขั้นตอนที่ 2 : ปล่อยเวลาให้เดินอย่างต่อเนื่อง กระทั่งท้ายรถบรรทุกที่ชำระค่าผ่านทางแล้วมาถึงจุดอ้างอิง จึงทำการบันทึกเวลาของรถบรรทุกคันดังกล่าว (Truck B) ดังรูปที่ 6

รูปที่ 6 การแบ่งรอบเวลา

ขั้นตอนที่ 3 : ทำการจดบันทึกระยะเวลาของรถบรรทุกแต่ละคันต่อเนื่องจนสิ้นสุดสภาวะการไหลแบบอิ่มตัว โดยข้อมูลช่วงเวลาห่างที่ได้จะถูกแบ่งแยกตามประเภทของรถบรรทุก เพื่อวิเคราะห์หาอัตราการให้บริการสูงสุดของรถบรรทุกแต่ละประเภท

โดยแสดงภาพรวมตัวอย่างของการหาระยะเวลาห่าง หรือ เวลาในการให้บริการ (Time service rate) ของรถบรรทุกประเภทกึ่งพวง (Truck B) ที่มีจำนวนล้อมากกว่า 10 ล้อ แสดงดังในรูปที่ 7



รูปที่ 7 การหาค่าเวลาห่างของรถบรรทุก แต่ละประเภท

โดยการรวบรวมข้อมูลระยะเวลาห่าง หรือ เวลาในการให้บริการ (Time service rate) ของรถบรรทุก ของแต่ละประเภท ภายใต้สภาวะอิ่มตัว จากด่านเก็บค่าผ่านทางต่างๆ ที่ได้กล่าวมา ผลลัพท์ที่ได้ จะเป็นค่าที่แสดงของรถบรรทุกแต่ละขนาด ได้แก่ 6 ล้อ, 10 ล้อ, มากกว่า 10 ล้อ (กึ่งพ่วง และพ่วง) ผลที่ตรวจวัดได้ จะถูกนำไปเปรียบเทียบกันระหว่างด่านฯในระบบเปิดด้วยกัน และระหว่างด่านฯในระบบเปิด และระบบปิด โดยสมมุติฐานที่ตั้งไว้ คือ ระบบเดียวกัน จะไม่มีความแตกต่างกันอย่างมีนัยยะ ถ้าระบบเก็บค่าผ่านทางต่างระบบกัน ควรมีค่าอัตราการให้บริการที่ต่างกัน

โดยข้อมูลและค่าที่ตรวจวัดได้จะเป็นตัวสะท้อนถึงอัตราการให้บริการสูงสุด (Maximum Service rate) แยกตามประเภทของรถบรรทุก และการที่จะทราบค่าอัตราการให้บริการของช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุกนั้น จะต้องทราบสัดส่วนของรถบรรทุกขนาดต่างๆที่วิ่งเข้ามาใช้บริการ

4. ผลการทดลองและการวิเคราะห์ผล

4.1 ผลการสำรวจและวิเคราะห์ข้อมูลด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบปิด

จากข้อมูลการสำรวจปริมาณรถบรรทุกของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางรูปแบบระบบปิด ผู้วิจัยได้ทำการบันทึกเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุกแยกประเภทจำนวน 100 คัน ยกเว้นรถพ่วง ทำการบันทึกระยะเวลาจำนวน 60 คัน เนื่องจากปริมาณรถพ่วงเข้ารับบริการจำนวนน้อย โดยการหาค่า headway จับเวลาอ้างอิงที่ท้ายรถบรรทุกคันแรกถึงท้ายรถบรรทุกอีกคันหนึ่งที่ขับตามมา ผลที่ได้จากการเก็บข้อมูล ณ ด่านฯ ที่มีระบบเก็บค่าผ่านทางระบบปิด ของหน่วยงานกรมทางหลวง และการทางพิเศษแห่งประเทศไทย แสดงในตารางที่ 1-4

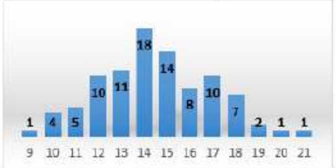
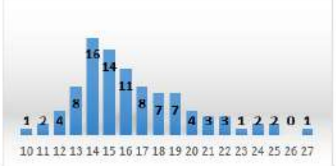
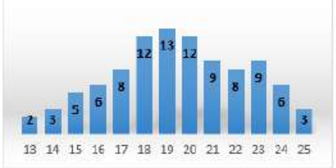
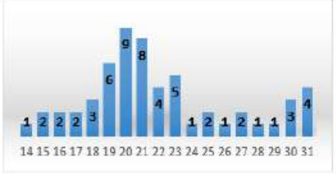
ตารางที่ 1 ข้อมูลช่วงระยะเวลาที่ระดับความเชื่อมั่นที่ 95 % ของด่านฯ พานทอง (กรมทางหลวง)

ตัวแปรที่ทำการวิเคราะห์	จำนวนระยะเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุก			
	รถบรรทุก 6 ล้อ	รถบรรทุก 10 ล้อ	รถกึ่งพ่วง	รถพ่วง
Minimum	8.99	9.16	12.52	13.69
Maximum	26.51	33.82	39.4	32.76
Mean	14.70	16.82	19.52	21.92
SD	3.45	5.22	3.49	4.69
$\bar{X}$+ 1.96 SD	7.93	6.60	12.68	12.73
$\bar{X}$- 1.96 SD	21.48	27.05	26.36	31.11
ช่วงเชื่อมั่น95%	7.93 ≤ t ≤ 21.48	6.60≤ t ≤ 27.05	12.68≤ t ≤ 26.36	12.73 ≤ t ≤ 31.11

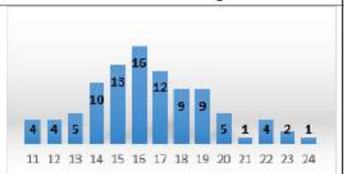
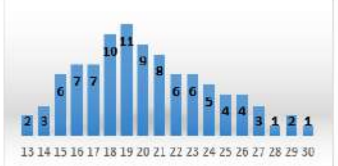
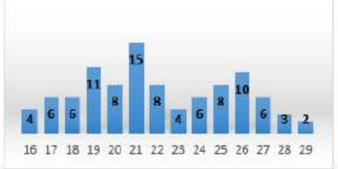
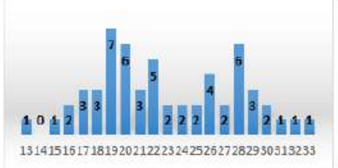
ตารางที่ 3 ข้อมูลช่วงระยะเวลาที่ระดับความเชื่อมั่นที่ 95 % ของด่านฯ บางขุนเทียน (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย)

ตัวแปรที่ทำการวิเคราะห์	จำนวนระยะเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุก			
	รถบรรทุก 6 ล้อ	รถบรรทุก 10 ล้อ	รถกึ่งพ่วง	รถพ่วง
Minimum	10.11	11.02	15.08	12.9
Maximum	30.17	36.96	29.03	34.15
Mean	16.40	20.16	21.75	22.87
SD	3.58	4.57	3.55	5.19
$\bar{X}$+ 1.96 SD	9.39	11.19	14.79	12.70
$\bar{X}$- 1.96 SD	23.40	29.12	28.71	33.04
ช่วงเชื่อมั่น95%	9.39 ≤ t ≤ 23.40	11.19 ≤ t ≤ 29.12	14.79 ≤ t ≤ 28.71	12.70 ≤ t ≤ 33.04

ตารางที่ 2 กราฟฮิสโตรแกรมแสดงเวลาเข้ารับบริการของรถบรรทุกด่านฯ พานทอง (กรมทางหลวง)

ประเภทรถ	ด่านฯ พานทอง	
	ลักษณะกราฟข้อมูล	คำอธิบาย
รถบรรทุก 6 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวาแสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาที่น้อย โดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 12-14 วินาที
รถบรรทุก 10 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวาแสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาที่น้อย โดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 13-15 วินาที
รถกึ่งพ่วง		ลักษณะค่อนข้างโค้งสมมาตร แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าเบี่ยงเบนจากค่ากลางไปในทางบวกและทางลบที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 17-19 วินาที
รถพ่วง		ลักษณะโค้ง 2 ยอด แสดงว่าการแจกแจงความถี่ข้อมูลมีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่กระจายตัวมาก จึงเกิดช่วงความถี่หลายตำแหน่ง

ตารางที่ 4 กราฟฮิสโตรแกรมแสดงเวลาเข้ารับบริการของรถบรรทุกด่านฯ บางขุนเทียน (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย)

ประเภทรถ	ด่านฯ บางขุนเทียน	
	ลักษณะกราฟข้อมูล	คำอธิบาย
รถบรรทุก 6 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวาแสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาที่น้อย โดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 18-20 วินาที
รถบรรทุก 10 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวาแสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาที่น้อย โดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 17-19 วินาที
รถกึ่งพ่วง		ลักษณะโค้ง 2 ยอด แสดงว่าการแจกแจงความถี่ข้อมูลมีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่กระจายตัวมาก จึงเกิดช่วงความถี่หลายตำแหน่ง
รถพ่วง		ลักษณะโค้ง 2 ยอด แสดงว่าการแจกแจงความถี่ข้อมูลมีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่กระจายตัวมาก จึงเกิดช่วงความถี่หลายตำแหน่ง

จากผลที่ได้จากการสำรวจข้อมูลจะพบว่า ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบปิด มีค่าอัตราการให้บริการสูงสุดของช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ 10 ล้อ รถกึ่งพวง และรถพ่วง คือ 257, 225, 190, และ 167 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ ในด่านฯ พานทอง (กรมทางหลวง) และ 227, 183, 167, และ 164 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ ในด่านฯ บางขุนเทียน (การทางพิเศษแห่งประเทศไทย)

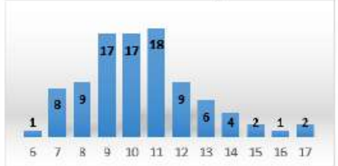
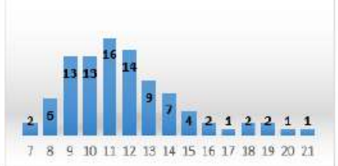
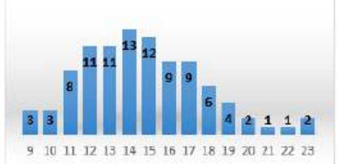
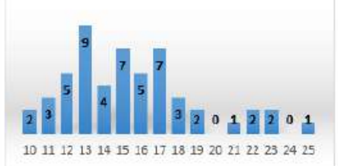
4.2 ผลการสำรวจข้อมูลด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด

จากข้อมูลการสำรวจปริมาณรถบรรทุกของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางรูปแบบระบบเปิด ผู้วิจัยได้ทำการจับเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุกแยกประเภทจำนวน 100 คัน ยกเว้นรถพ่วง ทำการจับระยะเวลา 60 คัน เนื่องจากปริมาณรถพ่วงเข้ารับบริการจำนวนน้อย โดยการหาค่า headway จับเวลาอ้างอิงที่ท้ายรถบรรทุกคันแรกถึงท้ายรถบรรทุกอีกคันหนึ่งที่ขับตามมา

ตารางที่ 5 ข้อมูลช่วงระยะเวลาที่ระดับความเชื่อมั่นที่ 95 % ของด่านฯ ทับช้าง (กรมทางหลวง)

ตัวแปรที่ทำการวิเคราะห์	จำนวนระยะเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุก			
	รถบรรทุก 6 ล้อ	รถบรรทุก 10 ล้อ	รถกึ่งพ่วง	รถพ่วง
Minimum	5.5	6.01	8.51	9.81
Maximum	22.53	32.92	37.47	29.06
Mean	10.44	12.06	14.71	16.16
SD	3.38	4.45	4.14	4.93
$\bar{X}$+ 1.96 SD	3.82	3.34	6.59	6.50
$\bar{X}$- 1.96 SD	17.06	20.79	22.82	25.82
ช่วงเชื่อมั่น 95%	3.82 ≤ t ≤ 17.06	3.34 ≤ t ≤ 20.79	6.59 ≤ t ≤ 22.82	6.50 ≤ t ≤ 25.82

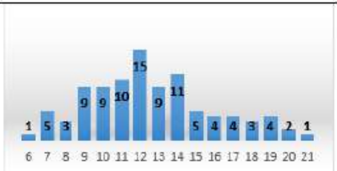
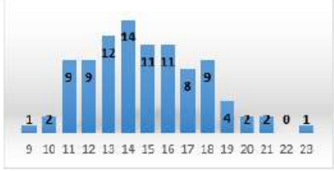
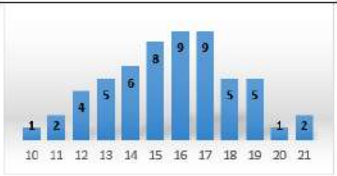
ตารางที่ 6 กราฟฮิสโตแกรมแสดงเวลาเข้ารับบริการของรถบรรทุกด่านฯ ทับช้าง (กรมทางหลวง)

ประเภทรถ	ด่านฯ ทับช้าง	
	ลักษณะกราฟข้อมูล	คำอธิบาย
รถบรรทุก 6 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวา แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่น้อยโดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 9-11 วินาที
รถบรรทุก 10 ล้อ		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวา แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่น้อยโดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 10-12 วินาที
รถกึ่งพ่วง		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางขวา แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่น้อยโดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 13-15 วินาที
รถพ่วง		ลักษณะโค้ง 2 ยอด แสดงว่าการแจกแจงความถี่ข้อมูลมีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่กระจายตัวมาก จึงเกิดช่วงความถี่หลายตำแหน่ง

ตารางที่ 7 ข้อมูลช่วงระยะเวลาที่ระดับความเชื่อมั่นที่ 95 % ของด่านฯ ธัญบุรี (กรมทางหลวง)

ตัวแปรที่ทำการวิเคราะห์	จำนวนระยะเวลาการเข้ารับบริการของรถบรรทุก			
	รถบรรทุก 6 ล้อ	รถบรรทุก 10 ล้อ	รถกึ่งพ่วง	รถพ่วง
Minimum	5.24	5.94	8.84	8.92
Maximum	23.03	28.62	33.23	24.97
Mean	10.07	12.54	14.79	15.29
SD	2.56	4.66	4.03	3.05
$\bar{X}$+ 1.96 SD	5.05	3.41	6.88	9.31
$\bar{X}$- 1.96 SD	15.09	21.67	22.69	21.27
ช่วงเชื่อมั่น95%	5.05 ≤ t ≤ 15.09	3.41 ≤ t ≤ 21.67	6.88 ≤ t ≤ 22.69	9.31 ≤ t ≤ 21.27

ตารางที่ 8 กราฟฮิสโตแกรมแสดงเวลาเข้ารับบริการของรถบรรทุกด่านฯ ธัญบุรี (กรมทางหลวง)

ประเภทรถ	ด่านฯ ธัญบุรี	
	ลักษณะกราฟข้อมูล	คำอธิบาย
รถบรรทุก 6 ล้อ		ลักษณะโค้งสมมาตร แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าเบี่ยงเบนจากค่ากลางไปในทางบวกและทางลบที่ใกล้เคียงกัน ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 9-11 วินาที
รถบรรทุก 10 ล้อ		ลักษณะโค้ง 2 ยอด แสดงว่าการแจกแจงความถี่ข้อมูลมีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่กระจายตัวมาก จึงเกิดช่วงความถี่หลายตำแหน่ง
รถกึ่งพ่วง		ลักษณะค่อนข้างโค้งสมมาตร แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าเบี่ยงเบนจากค่ากลางไปในทางบวกและทางลบที่ค่อนข้างใกล้เคียงกัน ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ13-15 วินาที
รถพ่วง		ลักษณะโค้งเบ้ไปทางซ้าย แสดงว่าการแจกแจงความถี่ของข้อมูลส่วนใหญ่มีค่าระยะเวลาการเข้ารับบริการที่มากโดย ช่วงความถี่ที่มากที่สุดคือ 16-18 วินาที

ผลการวิจัยพบว่า ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด มีค่าอัตราการให้บริการสูงสุดของช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ 10 ล้อ รถกึ่งพวง และรถพ่วง คือ 366, 321, 255, และ 249 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ ในด่านฯ ทับช้าง (กรมทางหลวง) และ 363, 299, 253, และ 237 คัน/ชั่วโมง ตามลำดับ ในด่านฯ บางขุนเทียน (กรมทางหลวง)

5. สรุป

จากการศึกษาอัตราการให้บริการสูงสุดของช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุก ในระยะเวลา 1 ชั่วโมง ช่วงกระแสการจราจรอิ่มตัว สามารถสรุปได้ ดังนี้

ตารางที่ 9 สรุปอัตราการให้บริการสูงสุดสำหรับรถบรรทุก

ประเภท	ระบบปิด			
	กรมทางหลวง		การทางพิเศษ	
	ด่านพานทอง		ด่านบางขุนเทียน	
	ระยะเวลาเฉลี่ยในการเข้าบริการ (วินาที/คัน)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)	ระยะเวลาเฉลี่ยในการเข้าบริการ (วินาที/คัน)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)
รถบรรทุก 6 ล้อ	14.02	257	15.92	227
รถบรรทุก10ล้อ	16.02	225	19.73	183
รถกึ่งพ่วง	19.00	190	21.53	167
รถพ่วง	21.62	167	22.02	164
ประเภท	ระบบเปิด			
	กรมทางหลวง			
	ด่านทับช้าง		ด่านธัญบุรี	
	ระยะเวลาเฉลี่ยในการเข้าบริการ (วินาที/คัน)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)	ระยะเวลาเฉลี่ยในการเข้าบริการ (วินาที/คัน)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)
รถบรรทุก 6 ล้อ	9.86	366	9.94	363
รถบรรทุก10ล้อ	11.23	321	12.05	299
รถกึ่งพ่วง	14.17	255	14.27	253
รถพ่วง	14.49	249	15.23	237

จากตารางที่ 9 สามารถเรียบเรียงและอธิบายเป็นข้อสรุปได้ ดังนี้

1) ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบเปิดของกรมทางหลวง (ด่านทับช้าง กับ ด่านธัญบุรี) มีอัตราการให้บริการรถบรรทุกที่ใกล้เคียงกัน โดยทั้ง 2 ด่าน อยู่ในหน่วยงานรับผิดชอบเดียวกัน ส่งผลให้มีประสิทธิภาพการให้บริการไม่แตกต่างกัน

2) ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบเปิดและระบบปิดของกรมทางหลวง (ด่านธัญบุรีกับ ด่านพานทอง) พบว่า อัตราการให้บริการสูงสุดของรถบรรทุกของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบเปิด (ด่านธัญบุรี) มีปริมาณที่มากกว่ารูปแบบระบบปิด (ด่านพานทอง) จากหน่วยงานเดียวกัน ส่งผลให้มีประสิทธิภาพการให้บริการที่แตกต่างกันอย่างมีนัยยะ เพราะด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบเปิดจะชำระค่าบริการอัตราคงที่จึงสามารถระบายรถได้ดีกว่าระบบปิด เนื่องจากระบบปิดต้องมีการตรวจสอบราคาค่าธรรมเนียมผ่านทางที่แปรผันตามระยะทางที่ใช้บริการ เป็นไปตามข้อสมมติฐานที่ตั้งไว้

3) ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบปิดของกรมทางหลวง และระบบปิดของการทางพิเศษ (ด่านฯ พานทอง กับ ด่านฯ บางขุนเทียน) จะสังเกตเห็นได้ว่าอัตราการให้บริการสูงสุดของรถบรรทุกของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในรูปแบบระบบปิด (ด่านพานทอง) ของกรมทางหลวง มีปริมาณมากกว่ารูปแบบระบบปิด (ด่านบางขุนเทียน) ของการทางพิเศษ อย่างมีนัยสำคัญ ส่งผลให้ด่านฯ พานทอง (กรมทางหลวง) มีประสิทธิภาพการให้บริการรถบรรทุกสูงด่านฯ บางขุนเทียน อย่างไรก็ตามด้วยข้อจำกัดด้านเวลาและข้อจำนวนข้อมูลที่ได้ อาจยังไม่เพียงพอในการเปรียบเทียบข้อมูลระหว่างหน่วยงานได้ชัดเจนนัก ควรมีการเก็บข้อมูลเพิ่มเติมก่อนมีการสรุปผลในหัวข้อนี้

สำหรับการวิเคราะห์หาอัตราการให้บริการของช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุกนั้น จะแตกต่างจากช่องเก็บค่าผ่านทางรถยนต์ เนื่องจากขนาดของรถบรรทุกที่แตกต่างกันมาก ส่งผลให้ค่าอัตราการให้บริการสำรหับช่องรถบรรทุก จะต้องทราบสัดส่วนของรถบรรทุกแต่ละประเภท เพื่อใช้ในการวิเคราะห์หาอัตราการให้บริการสูงสุดได้

6. ข้อเสนอแนะ

1) ตัวอย่างข้อมูลที่ใช้ในการศึกษามีจำนวนค่อนข้างจำกัด การใช้อุปกรณ์ตรวจวัดการจราจร เช่นอุปกรณ์ที่การบันทึกระยะเวลาห่างได้ จะช่วยให้ได้ข้อมูลจำนวนที่มากขึ้น

2) การวิเคราะห์ จำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางที่เหมาะสม ควรมีการคำนึงถึงขนาดและสัดส่วนของรถบรรทุกขนาดต่างๆ เพราะระยะเวลาในการให้บริการของรถบรรทุกขนาดต่างๆ แตกต่างกันอย่างมีนัยยะ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา โดยทุนอุดหนุนวิจัยและพัฒนาคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย เลขที่ 54/2553 และผู้วิจัยขอพระขอบคุณ กรมทางหลวงและการทางพิเศษแห่งประเทศไทย ที่กรุณาให้ความอนุเคราะห์สถานที่เพื่อเข้าทำการเก็บสำรวจข้อมูล

เอกสารอ้างอิง

[1] รศ.ชูศรี วงศ์รัตนะ. (2553). *เทคนิคการใช้สถิติเพื่อการวิจัย*. พิมพ์ครั้งที่12. นนทบุรี. บริษัทไทเนรมิตกิจ อินเตอร์ โปรเกรสซิฟ จำกัด

[2] T.H. Woo, L.H. Hoel. (1991) Toll Plaza Capacity and Level of Service. *Transportation Research Record*, 1320 pp. 119-127.

[3] ธีรพจน์ ศิริไพโรจน์ เอกชัย สุมาลี และ สุวิชาณ สุระบาล (2559) งานศึกษาด้านจราจรเพื่อจัดทำแผนแม่บทด้านการพัฒนาระบบจัดเก็บค่าธรรมเนียมบนทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง *วารสารวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ* ปีที่ 11 ฉบับที่ 1

[4] โครงการศึกษาพัฒนาและติดตั้งระบบบริการ จัดการช่องจราจรและทดสอบระบบบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง ทับช้าง (ขาเข้า) บนทางหลวงพิเศษหมายเลข 9 (2557), *รายงานฉบับสมบูรณ์,* กรมทางหลวง

ความสัมพันธ์ของจำนวนช่องเก็บผ่านทางรถบรรทุก กับสัดส่วนและปริมาณรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการ

The Relationship between a Numbers of Truck Toll Booths and Truck Volumes & Composition at Toll Plaza

นพคุณ บุญกระพือ[1,*] กฤษดา สกุลเต็ม[2] และ วีรพงศ์ นวลจันทร์[3]

[1] *อาจารย์ประจำสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
[2,3] *นักศึกษาปริญญาตรีสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
Corresponding author; E-mail address: noppakun@eng.buu.ac.th

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อทำการวิเคราะห์จำนวนการเปิดช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางให้มีความเหมาะสมกับปริมาณและสัดส่วนรถบรรทุกที่เข้ามาใช้บริการด่านเก็บค่าผ่านทาง ด่านฯ ทับช้าง (ระบบเปิด) บนทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองถูกใช้เป็นกรณีศึกษาในงานวิจัยนี้ มีการใช้แบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาค (Aimsun) ในการจำลองด่านฯ โดยใช้ข้อมูลด้านเวลาเฉลี่ยในการเข้ารับบริการและอัตราการให้บริการสูงสุดของรถบรรทุกแต่ละประเภทในการปรับเทียบแบบจำลองให้มีความใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริง จากนั้นได้มีการแปรเปลี่ยนทั้งปริมาณและสัดส่วนของรถบรรทุกแต่ละประเภทที่เข้าใช้บริการ เพื่อวิเคราะห์ จำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางที่เหมาะสมในการเปิดให้บริการ โดยผลลัพท์ที่ได้จากงานวิจัยได้มีพัฒนาต้นแบบ ตารางความล่าช้าที่คาดว่าเกิดขึ้นตามปริมาณและสัดส่วนของรถบรรทุกแต่ละประเภทที่เข้าใช้บริการ เพื่อเป็นเครื่องในการกำหนดการเปิดจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุกได้อย่างเหมาะสมและส่งผลให้ลดความล่าช้า และแถวคอยบริเวณหน้าด่านฯ ลงได้

คำสำคัญ: แบบจำลองการจราจรเสมือนจริง, ด่านเก็บค่าผ่านทาง, ช่องเก็บค่าผ่านทาง, รถบรรทุก, สัดส่วนรถบรรทุก, ความล่าช้า

Abstract

The objectives of this research were to analyze the optimum number of Tollbooths that should be opened based on both volume and trucks composition. Tub Chang toll plaza (Open toll system on M9) were selected to be case study for this research. Microscopic Traffic Simulation (Aimsun) was used as a tool to develop the toll plaza. Service rates of each type of trucks were the major parameters for calibration process. To find the optimum numbers of tollbooth, both truck volumes and compositions were varied entering the network. As the result of this research, the expected delay table for truck was developed to assist finding the optimum numbers of tollbooths should be opened under various truck volumes and compositions.

Keywords: Traffic Simulation, Toll plaza, Tollbooth, Truck, Truck composition, Delay

1. บทนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ปัจจุบันเศรษฐกิจของประเทศไทยได้มีการขยายตัวอย่างรวดเร็วในช่วงหลายปีที่ผ่านมา ส่งผลให้มีการใช้ระบบขนส่งสินค้าและบริการต่าง ๆ เพิ่มขึ้น รถบรรทุกถือเป็นยานพาหนะหลักที่ใช้ในการขนส่งสินค้าและบริการ และเพื่อให้การเดินทางไปสู่จุดหมายปลายทางมีความสะดวกรวดเร็ว ส่งผลให้จำนวนรถบรรทุกที่ใช้เส้นทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองมีจำนวนที่สูงขึ้นมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในชั่วโมงเร่งด่วน ที่มีปริมาณรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการด่านเก็บค่าผ่านทาง สูงกว่าความสามารถในการให้บริการ ส่งผลให้เกิดความล่าช้าในการเดินทางและเกิดแถวคอยของรถบรรทุกที่รอเข้าชำระค่าผ่านทางบริเวณหน้าด่านฯ เป็นระยะทางที่ยาว

หนึ่งปัจจัยหลักที่จะช่วยลดปัญหาที่เกิดขึ้น คือ การเปิดช่องเก็บค่าผ่านทางที่สอดคล้องกับปริมาณรถบรรทุกที่เข้ารับบริการ อย่างไรก็ตาม เนื่องจากรถบรรทุกมีความแตกต่างจากรถยนต์ส่วนบุคคล เนื่องจากมีขนาดที่แตกต่างกันค่อนข้างมาก ส่งผลให้เวลาที่ใช้บริการ และอัตราการให้บริการของรถบรรทุกแต่ละขนาดมีความแตกต่างกันออกไปอย่างมีนัยยะสำคัญ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นความสำคัญในการศึกษาจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุกที่มีความเหมาะสมกับปริมาณและสัดส่วนรถบรรทุกที่เข้ามาใช้บริการ เพื่อใช้เป็นแนวทางในการบริหารจัดการและช่วยบรรเทาปัญหาสภาพจราจรติดขัดของรถบรรทุกบริเวณหน้าด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

1.2 วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

เพื่อวิเคราะห์หาจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่มีความเหมาะสมกับปริมาณและสัดส่วนรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง โดยอาศัยการพัฒนาแบบจำลองสภาพจราจรระดับจุลภาคในการประมวลผล

1.3 ขอบเขตของงานวิจัย

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาความสัมพันธ์ของจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่เหมาะสมกับสัดส่วนและปริมาณรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการ และแบ่งรถบรรทุกออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ รถบรรทุก 6 ล้อ 10 ล้อ และมากกว่า 10 ล้อ ในด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในระบบเปิด โดยใช้ ด่านทับช้าง บนทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง เป็นกรณีศึกษา ดังแสดงลักษณะกายภาพของด่านฯ ในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ลักษณะทางกายภาพ ของด่านทับช้าง 1 (ด่านฯกรณีศึกษา)

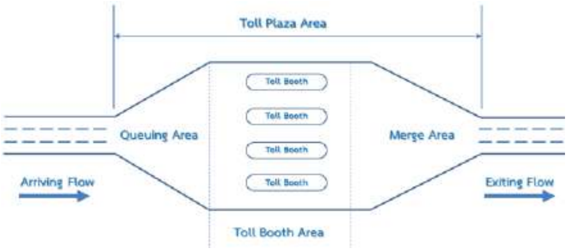
สำหรับตัวแปรด้านการจราจรที่ใช้ในการวิเคราะห์ คือ เวลาล่าช้า (Delay Time) ที่รถบรรทุกใช้ผ่านด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง โดยค่าความล่าช้านี้จะถูกใช้เป็นเกณฑ์ในการบ่งชี้ความเหมาะสมของจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทาง แบบจำลองการจราจรเสมือนจริงระดับจุลภาค AIMSUN ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์ด่านเก็บค่าธรรมเนียม ทั้งนี้จำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่ทำการศึกษาสำหรับรถบรรทุกจะอยู่ในช่วง 1 - 5 ช่อง

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง คือ พื้นที่สำหรับเก็บค่าธรรมเนียมในการผ่านทาง สำหรับถนนที่ต้องการเก็บค่าธรรมเนียมจากผู้ใช้ทางเป็นถนนที่มีการควบคุมทางเข้าและออก มีมาตรฐานการออกแบบระดับชั้นทางพิเศษ มีสิ่งอำนวยความสะดวกสำหรับผู้ใช้ทางเพื่อให้สามารถเดินทางได้อย่างรวดเร็วและปลอดภัย

โดยลักษณะกายภาพในบริเวณพื้นที่ที่ใช้เก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 องค์ประกอบทางกายภาพของด่านเก็บค่าผ่านทาง [1]

- *Approaching Area* คือ ส่วนของพื้นที่บริเวณหน้าด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่

1) Approach Zone คือ พื้นที่เริ่มขยายของช่องจราจร เพื่อเชื่อมต่อกันกันกับเขตของแถวคอย (Queue Zone)

2) Queue Zone คือ บริเวณที่คาดว่าเกิดแถวคอยจากการรอรับบริการ มีจำนวนช่องจราจรเท่ากับช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

- *Toll Booth Area คือ* พื้นที่เก็บค่าผ่านทาง ซึ่งประเภทของช่องเก็บค่าผ่านทางในประเทศไทยมี 2 ประเภทคือ

1) ระบบเก็บค่าผ่านทางด้วยเงินสด (Manual Toll Collection) โดยผู้ใช้ทางเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางด้วยเงินสด ซึ่งระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางนี้มีความสามารถมีอัตราการให้บริการรถยนต์ (4 ล้อ) ได้ประมาณ 500 - 550 คันต่อชั่วโมง (ระบบเปิด)

2) ระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ (Electronic Toll Collection) การเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางอัตโนมัติ ซึ่งเป็นการนำเอาระบบอิเล็กทรอนิกส์มาประยุกต์ใช้เพิ่มประสิทธิภาพระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง สามารถระบายรถยนต์ (4 ล้อ) ได้ประมาณ 800 - 1,200 คันต่อชั่วโมง

ช่องเก็บค่าผ่านทางสำหรับรถบรรทุก กรณีศึกษาในงานวิจัยนี้เป็นระบบเก็บค่าผ่านทางด้วยเงินสด ยังไม่มีการนำการเก็บค่าผ่านทางระบบอัตโนมัติมาใช้กับช่องเก็บค่าผ่านทางสำหรับรถบรรทุก

- *Merging Area* คือ พื้นที่บริเวณนี้ด้านหลังด่านฯ โดยจะประกอบไปด้วยพื้นที่ 2 ส่วน คือ

1) Recovery Zone เป็นพื้นที่เพื่อผู้ใช้ทางได้ปรับความเร็วเข้าสู่เส้นทางปกติโดยมีจำนวนช่องจราจรเท่ากันและขนานไปกับช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

2) Departure Zone เป็นบริเวณที่ลดจำนวนช่องจราจรให้กลับจำนวนช่องจราจรปกติ

2.2 ระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

ระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางแบบเปิด (opened System) เป็นรูปแบบการเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในอัตราที่คงที่ โดยผู้ใช้ทางต้องชำระค่าบริการตามประเภทของยานพาหนะที่เข้ารับบริการ โดยไม่คำนึงถึงระยะทาง ดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 3 ระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางแบบระบบเปิด

2.3 ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับกระแสจราจร

- *อัตราการไหล (Flow, q)* คือ จำนวนของยานพาหนะที่วิ่งผ่านจุดอ้างอิงบนถนนที่ได้กำหนดไว้ ต่อทิศทางต่อช่องจราจร โดยทั่วไปมีหน่วย คันต่อชั่วโมง
- *อัตราการให้บริการ (Service Rate)* คือ จำนวน ยานพาหนะที่ผ่านจุดที่กำหนดในหน่วยให้บริการได้ในช่วงเวลาที่กำหนด ซึ่งจะเปรียบเทียบได้กับอัตราการไหล เมื่อใช้หน่วย คัน/ชม
- *ระยะเวลาการเข้ารับบริการ (Time Service Rate)* คือ เวลาที่ยานพาหนะใช้ในการเข้ารับบริการในหน่วยให้บริการ หน่วย เป็น วินาที/คัน
- *ระยะเวลาห่าง (Headway)* คือ ช่วงเวลาห่างของ ระหว่างยานพาหนะ 2 คันที่วิ่งตามกันมา ซึ่งผ่านตำแหน่งอ้างอิงที่กำหนดไว้ หน่วยเป็น วินาที โดยส่วนกลับของเวลาห่างนี้ คือ อัตราการไหล
- *ความเร็ว (Speed)* คือ อัตราการเคลื่อนที่ในหน่วยของ ระยะทางต่อเวลา มีหน่วยเป็นกิโลเมตรต่อชั่วโมง
- *ความหนาแน่น (Density)* คือ จำนวนยวดยานที่ ครอบครองพื้นผิวจราจรในช่วงความยาวถนนหรือช่องจราจรที่กำหนด มีหน่วยเป็น คันต่อกิโลเมตร
- *เวลาในการเดินทาง (Travel Time)* คือ เวลาทั้งหมดที่ ยวดยานใช้ในการเคลื่อนที่จากจุดต้นทางไปยังจุดปลายทาง
- *ความล่าช้า (Delay Time)* คือ ระยะเวลาในการเดินทางที่สูญเสียไปอันเนื่องจากสาเหตุต่าง ๆ ทางการจราจร โดยสามารถคำนวณได้จากผลต่างของเวลาในการเกิดทางที่เกิดขึ้นจริง กับเวลาในการเดินทางด้วยความเร็วคงที่ ในสภาพการจราจรที่คล่องตัว

2.4 ระดับการให้บริการ (Level of service)

เนื่องจากไม่มีหลักเกณฑ์ที่ชัดเจนในการกำหนดระดับการให้บริการสำหรับด่านเก็บค่าผ่านทาง อย่างไรก็ตามมีการศึกษาและวิจัยที่ได้พยายามทำการศึกษาในหัวข้อนี้ โดยอาจจะมีแนวทางที่แตกต่างกันออกไปในการเลือกใช้ตัวแปรที่จะนำมาใช้ในการประเมิณ ตัวอย่างเช่น Lin and Su ในปี ค.ศ 1994 [2] ได้มีการกำหนดใช้ค่าความยาวแถวคอยเฉลี่ย และเวลาเฉลี่ยที่อยู่ในระบบ เป็นตัวแปรในการประเมินด่านฯ โดยเวลาเฉลี่ยที่ใช้จะเป็นตัวกำหนดระดับของความล่าช้า ซึ่งได้อ้างอิงค่าของระดับการให้บริการที่พิจารณาความล่าช้าบริเวณทางแยกสัญญาณไฟ ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 เกณฑ์ของระดับการให้บริการ ของด่านเก็บค่าผ่านทาง [2]

LOS	Line length (L vehicles)	Delay Time, (T) (วินาทีต่อคัน)
A	≤ 1	≤ 15
B	1 ≤ L ≤ 2	15 ≤ T ≤ 30
C	2 ≤ L ≤ 3	30 ≤ T ≤ 45
D	3 ≤ L ≤ 6	45 ≤ T ≤ 60
E	6 ≤ L: ≤ 10	60 ≤ T ≤ 80
F	> 10	> 80

2.5 ประเภทของรถบรรทุก

การเข้ารับบริการในช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง มีลักษณะของรถบรรทุกที่เข้ามารับบริการหลากหลายรูปแบบ ดังนั้นจึงต้องทำการศึกษาประเภทของรถบรรทุกที่มาใช้บริการช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง โดยสามารถจำแนกประเภทตามขนาดและรูปร่างของรถบรรทุก รายละเอียดแสดงในรูปที่ 4

1) รถบรรทุก 6 ล้อ

2) รถบรรทุก 10 ล้อ

3) รถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ

รูปที่ 4 ตัวอย่างรถบรรทุกขนาดต่างๆ

2.6 โปรแกรมจำลองสภาพจราจรเสมือนจริง

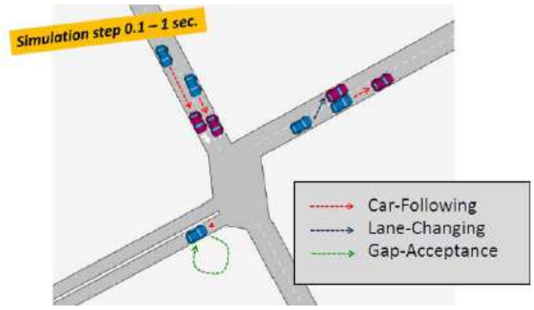
โปรแกรมจำลองสภาพจราจร AIMSUN (Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non - urban Network) เป็นแบบจำลอง สภาพจราจรระดับจุลภาค พัฒนาโดย J.Boacelo และ J.L. Ferrer ที่ Polytechnic University of Catalunya เมืองบาร์เซโลนา ประเทศสเปน ในปี ค.ศ.1997 เป็นซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้านการจราจรที่หลากหลาย และถือเป็นหนึ่งในโปรแกรมที่มีประสิทธิภาพสูง ไม่ว่าจะพิจารณาในมุมมองของ ความสะดวกในการสร้างหรือปรับเปลี่ยนโครงข่ายถนน ตัวแปรด้านการจราจรต่าง ๆ สามารถจำลองและวิเคราะห์โครงข่ายจราจรได้หลากหลายระดับ ทั้งในระดับ Microscopic Mesoscopic Hybrid และ Macroscopic โดยใช้โครงข่ายที่สร้างขึ้นโครงข่ายเดียวกันในการวิเคราะห์

สำหรับแบบจำลองการจราจรเสมือนจริง ระดับจุลภาค จะเป็นการจำลองการเคลื่อนที่ของยานพาหนะรายคัน โดยที่การเคลื่อนที่ของยานพาหนะนั้น จะมีความสัมพันธ์กับพฤติกรรมของยานพาหนะคันนั้นๆ และ สภาพแวดล้อมโดยรอบ โดยที่ ความเร็ว ความเร่ง และตำแหน่งของรถแต่ละคัน จะถูกคำนวณในทุกๆ Simulation step ซึ่งจะทำการวิเคราะห์ แบบจำลอง 3 อย่างด้วยกัน [3] คือ

- แบบจำลองการเคลื่อนที่ตามกัน (Car-Following Model)
- แบบจำลองการเปลี่ยนช่องจราจร (Lane-Changing Model)
- แบบจำลองช่องว่างที่ยอมรับ (Gap-Acceptance Model)

ทุกๆ Simulation step ความเร็วและตำแหน่งของรถทุกคันจะถูกทำการปรับปรุง (Update) ด้วยหลักการดังนี้

- ถ้ายานพาหนะไม่ต้องเปลี่ยนช่องจราจร ให้ใช้ แบบจำลองการเคลื่อนที่ตามกัน แต่ถ้ายานพาหนะต้องเปลี่ยนช่องจราจร ให้นำแบบจำลองในการเปลี่ยนช่องจราจรมาประยุกต์ใช้ สำหรับบริเวณทางแยก ที่มีป้ายหยุด (Stop sign) หรือป้ายให้ทาง (Give way sign) ยานพาหนะจะใช้แบบจำลองช่องว่างที่ยอมรับ ในการพิจารณาออกตัว รายละเอียดตัวอย่างสถานการณ์ที่ใช้แบบจำลองทั้ง 3 แสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ตัวอย่างสถานการณ์การเลือกใช้แบบจำลองต่างๆ [3]

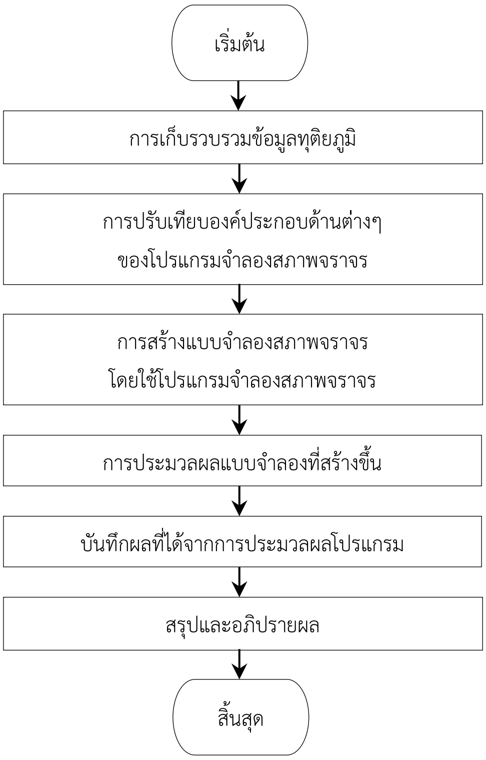
2.7 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ในปี ค.ศ. 2005 Poon และ Dia [4] ได้ทำการศึกษาเพื่อวิเคราะห์ประเมินรูปแบบของการประยุกต์ใช้ระบบเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ (E toll system) เพื่อรองรับปริมาณจราจรที่คาดการณ์ในอนาคต ณ ด่านเก็บค่าผ่านทางบริเวณสะพานเกตเวย์ เมืองบริสเบน รัฐควีนสแลนด์ ประเทศออสเตรเลีย โดยในการวิจัยได้มีการนำแบบจำลองเสมือนจริงระดับจุลภาค (Aimsun) มาประยุกต์ใช้ในการประเมินผล โดยขั้นตอนการปรับเทียบแบบจำลองได้มีการใช้เวลาในการเดินทางผ่านด่านเก็บค่าผ่านทางเป็นตัวปรับเทียบแบบจำลอง โดยผลลัพธ์ที่ได้จากการศึกษาแสดงว่าการนำระบบช่องเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติมาใช้ 4 - 6 ช่องเก็บค่าผ่านทาง จะช่วยให้ระยะเวลาในการเดินทางลดลง 50 เปอร์เซ็นต์ ในปีที่เริ่มใช้ และจะเวลาในการเดินทางเฉลี่ยลงถึง 4 เท่า สำหรับปีอนาคต และยังช่วยให้ผู้ใช้ช่องเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ ใช้เวลาเดินทางเร็วกว่าช่องเงินสดมากถึง 10 เท่า

ธีรพจน์ ศิริไพโรจน์ และคณะ [5] ได้มีการใช้แบบจำลองเสมือนจริงระดับจุลภาคในการวิเคราะห์แผนการติดตั้งระบบช่องเก็บค่าผ่านทางอัตโนมัติ ณ บริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางลาดกระบัง และทับช้าง บนทางพิเศษ หมายเลข 7 และ 9 ตามลำดับ ซึ่งอัตราการให้บริการ (Service rate) และ ความยาวแถวคอยถูกนำมาใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาความล่าช้า ณ บริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง ซึ่งถ้ามีค่ามากกว่า 112 วินาที จะเป็นระดับการให้บริการ F โดยในการวิจัย ได้มีการแบ่งรูปแบบของการเก็บค่าผ่านทางออกเป็น ระบบเงินสด เพิ่มระบบ M-Pass (ETC) ระบบ Single Lane Free Flow (SLFF) และมีการประยุกต์ใช้ระบบ Multi-lane Free Flow (MLFF) โดยได้มีการวิเคราะห์พบว่าเมื่อมีการประยุกต์ใช้ MLFF ในปีอนาคต ส่งผลให้เกิดความล่าช้าน้อยกว่า 30 วินาที และความยาวแถวคอยหน้าด่านฯมีระยะทางน้อยกว่า 100 เมตร

3. วิธีการดำเนินการวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง (Toll Booth) บนทางพิเศษสายหลักที่เหมาะสมกับปริมาณรถบรรทุกประเภทต่างๆ ที่เข้าชำระค่าบริการด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด โดยเป็นไปตามเงื่อนไขที่กำหนด ซึ่งมีความยาวแถวคอย (Queue Length) และค่าเวลาล่าช้า (Delay Time) เป็นเกณฑ์ในแบ่งค่าความเหมาะสม โดยเป็นการศึกษาในแบบจำลองสภาพจราจรเป็นส่วนใหญ่ และมีขั้นตอนในการศึกษาดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 สรุปขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 การรวบรวมข้อมูลทุติยภูมิ

ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลจากงานวิจัย การศึกษาถึงอัตราการให้บริการสูงสุดสำหรับรถบรรทุกในแต่ละประเภท ณ ช่องเก็บค่าผ่าน ทางในระบบเปิด [6] โดยมีรายละเอียดดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อัตราการให้บริการสูงสุดของช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุก ในด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางทับช้าง (ระบบเปิด) [6]

ประเภทรถบรรทุก	อัตราการใช้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)
รถบรรทุก 6 ล้อ	360
รถบรรทุก 10 ล้อ	300
รถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ	250

นอกจากนี้ยังรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวกับขนาดรถบรรทุก เพื่อใช้สร้างแบบจำลอง โดยอ้างอิงตามกฎกระทรวงฉบับที่ 60 พ.ศ.2552 ซึ่งออก ตามความในพระราชบัญญัติการขนส่งทางบก พ.ศ.2552 กำหนด เลือกใช้ค่าช่วงความยาวของรถบรรทุกตามประเภท โดยแบ่งรถบรรทุก ออกเป็น 3 ประเภท คือ รถบรรทุก 6 ล้อ มีความยาว 6-8 เมตร รถบรรทุก 10 ล้อ มีความยาว 10-15 เมตร และ รถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ มีความยาว 16-20 เมตร

3.2 การปรับเทียบ (Calibration) องค์ประกอบด้านต่างๆของ แบบจำลองสภาพจราจร

การปรับเทียบค่าที่เกี่ยวข้องในแบบจำลอง คือ เวลาในการใช้บริการ (Time Service Rate), และเวลาตอบสนองของผู้ขับขี่ (Reaction time) โดยแบ่งออกเป็น 2 ส่วน คือ Reaction Time at Stop และ Reaction Time at Traffic Light ซึ่งปรับเทียบโดยการ นำข้อมูลทุติยภูมิทั้งอัตราการให้บริการสูงสุดและขนาดรถแต่ละประเภท ป้อนในโปรแกรมแบบจำลอง เพื่อทำการปรับค่าตัวแปรข้างต้นให้ได้ค่าใกล้เคียงกับอัตราการให้บริการสูงสุดที่อ้างอิง

3.3 การสร้างแบบจำลองจราจร บริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง โดยใช้โปรแกรมจำลองสภาพจราจร (AIMSUN)

1) นำเข้าภาพถ่ายทางอากาศของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง ในที่นี้ ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางทับช้าง ถูกใช้เป็นกรณีศึกษา ป้อนเข้าสู่โปรแกรมเพื่อใช้จำลองลักษณะทางกายภาพบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง ดังแสดงในรูปที่ 7

รูปที่ 7 ภาพถ่ายทางอากาศของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง

2) ทำการสร้างแบบจำลองโครงข่ายของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางโดยใช้ฟังก์ชันต่างๆ ของโปรแกรมจำลองสภาพจราจร AIMSUN ให้ใกล้เคียงกับข้อมูลตามภาพถ่ายดาวเทียมที่ป้อนเข้าโปรแกรมจากข้อ 1) เช่น จำนวนและขนาดของช่องจราจร ตำแหน่งและรูปแบบของช่องเก็บค่าผ่านทาง เป็นต้น รูปที่ 8 แสดงตัวอย่าง ด่านเก็บค่าผ่านทางในแบบจำลอง

รูปที่ 8 แบบจำลองจากโปรแกรมจำลองสภาพจราจรของด่านฯ

3) นำข้อมูลองค์ประกอบและตัวแปรที่เกี่ยวข้อง คือ อัตราการให้บริการสูงสุด, ขนาดรถแต่ละประเภท, เวลาในการใช้บริการ, เวลาตอบสนองของผู้ขับขี่ และปริมาณจราจรทั้งหมดป้อนเข้าสู่แบบจำลอง

3.4 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง เป็นการเปรียบเทียบค่าอัตราการระบายรถบรรทุกที่ได้จากแบบจำลองกับค่าอ้างอิงที่ได้จากการสำรวจ โดยใช้หลักเกณฑ์ของ Department for Transport UK

Highways Agency's Design Manual for Roads & Bridges (DMRB) ของประเทศอังกฤษ [7] สำหรับการปรับเทียบแบบจำลองระดับจุลภาค กำหนดให้ใช้ค่า GEH ซึ่งเป็นสูตรที่ใช้สำหรับเปรียบเทียบ ดังนี้

$$GEH = \sqrt{\frac{2(M-C)^2}{M+C}} \qquad (1)$$

เมื่อกำหนดให้

M คือ ปริมาณการจราจรที่ได้จากแบบจำลอง

C คือ ปริมาณการจราจรของการสำรวจจริง

หากค่า GEH ร้อยละ 85 มีค่าน้อยกว่า 5 ถือได้ว่าข้อมูลที่ได้อยู่ในเกณฑ์ที่ดี มีความคลาดเคลื่อนน้อย ระหว่าง 5.0 - 10.0 ควรได้รับการรับรองผลการสำรวจ หากค่า GEH มากกว่า 10.0 ข้อมูลที่ได้มีความคลาดเคลื่อนสูง ดังนั้นทางผู้วิจัยได้ทำการตรวจสอบแบบจำลอง โดยจะใช้อัตราการระบายรถบรรทุกสูงสุดบริเวณด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางเป็นตัวชี้วัด จากการประมวลผลโปรแกรมจำลองสภาพจราจร 3 ครั้ง โดยมีผลจากการตรวจสอบ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

ระบบเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง	ประเภทรถบรรทุก	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)		GEH
		ข้อมูลจากสนาม	ข้อมูลจากแบบจำลอง เฉลี่ย 3 ครั้ง	
ระบบเปิด	6 ล้อ	360	367	0.367
	10 ล้อ	300	302	0.115
	> 10 ล้อ	250	245	0.318

เห็นได้ว่าค่า GEH มีค่าที่น้อยกว่า 5 ทั้งหมด ซึ่งถือได้ว่าอยู่ในเกณฑ์ที่ดีมีความคลาดเคลื่อนน้อย จึงสรุปได้ว่าผลที่ได้จากการประมวลผลโปรแกรมจำลองสภาพจราจรแล้วหาค่าเฉลี่ย 3 ครั้ง มีความถูกต้องและเหมาะสมสามารถนำไปใช้เพื่อการวิเคราะห์ผลต่อไป

4. ผลการทดลองและการวิเคราะห์ผล

4.1 ผลจากการปรับเทียบองค์ประกอบต่าง ๆ ของด่านฯ

1) จากการปรับเทียบค่าเวลาการให้บริการของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในแบบจำลอง ผลของการปรับเทียบในด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด มีค่าเวลาในการให้บริการของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 เวลาในการให้บริการของด่านฯ ระบบเปิด

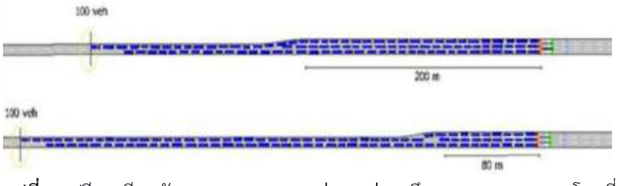
ประเภทรถบรรทุก	เวลาการให้บริการขณะรถหยุด (วินาที)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)	
		จากแบบจำลอง	ค่าอ้างอิง
6 ล้อ	2.80	338	360
10 ล้อ	2.80	286	300
> 10 ล้อ	3.40	244	250

2) จากการปรับเทียบค่าเวลาการตอบสนองของผู้ขับขี่ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง พบว่ายังไม่ตรงกับอัตราการให้บริการรถบรรทุกสูงสุดที่ต้องการ จึงทำการการปรับค่าเวลาการตอบสนองของผู้ขับขี่ เพื่อให้ค่าที่ได้จากแบบจำลองใกล้เคียงกับค่าอ้างอิงมากยิ่งขึ้น มีผลดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ข้อมูลค่าเวลาการตอบสนองด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด

ประเภทรถบรรทุก	เวลาการให้บริการขณะรถหยุด (วินาที)	Reaction Time at stop (วินาที)	Reaction Time at Traffic (วินาที)	อัตราการให้บริการสูงสุด (คัน/ชั่วโมง)
6 ล้อ	2.80	0.80	1.05	350
10 ล้อ	2.80	1.00	1.10	300
> 10 ล้อ	3.40	1.30	1.35	250

3) จากการปรับเทียบองค์ประกอบที่เกี่ยวข้อง ผู้วิจัยได้ทำการ ทดสอบเพื่อตรวจสอบปัจจัยที่จะใช้ในการวิเคราะห์หาความเหมาะสม ของจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางต่อปริมาณรถบรรทุก พบว่าตัวแปรความยาวแถวคอย (Queue Length) อาจไม่ใช่ตัวแปรที่ เหมาะสมมากนัก เนื่องจากเมื่อลักษณะทางกายภาพของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่แตกต่างกันอาจจะส่งผลให้ความยาวแถวคอยแตกต่างกันไปด้วย ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 8 กายภาพหน้าด่านไม่เหมือนกัน ส่งผลให้ความยาวแถวคอยไม่เท่ากัน ทั้งๆที่ปริมาณจราจร และความล่าช้าเท่ากัน สำหรับค่าความล่าช้า (Delay Time) แม้ลักษณะทางกายภาพของด่านชำระค่าธรรมเนียมผ่านทางต่างกัน แต่ใช้เวลาการระบายรถเท่ากันสะท้อนว่า ความล่าช้ามีค่าเท่ากันไปด้วย งานวิจัยนี้จึงได้เลือกตัวแปรด้านเวลาอย่างค่าความล่าช้า (Delay Time Criteria) มาใช้ในการวิเคราะห์



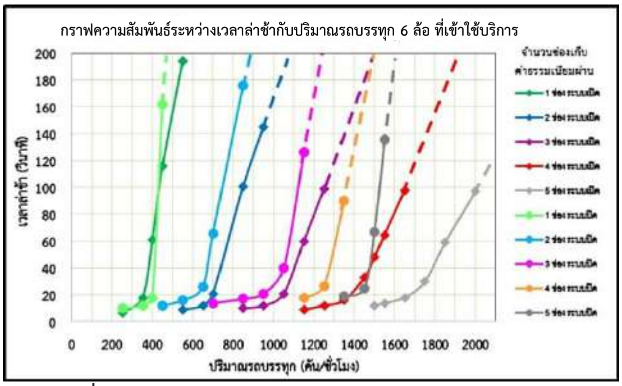
รูปที่ 8 เปรียบเทียบลักษณะของกายภาพด่านฯ ส่งผลถึงความยาวแถวคอย โดยที่ความล่าช้าที่เกิดขึ้นมีค่าเท่ากัน

4.2 ผลการวิเคราะห์ที่ได้จากแบบจำลอง

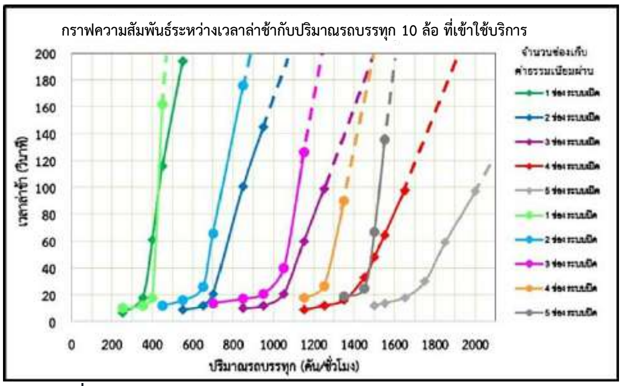
งานวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองด่านเก็บค่าผ่านทางขึ้น เพื่อทำการทดสอบแบบจำลอง ด่านชำระค่าผ่านทางในการวิเคราะห์ผลที่ได้ตามวัตถุประสงค์ของการ โครงงานวิจัยนี้

4.2.1 การประมวลผลแบบจำลองแยกตามประเภทของรถบรรทุก

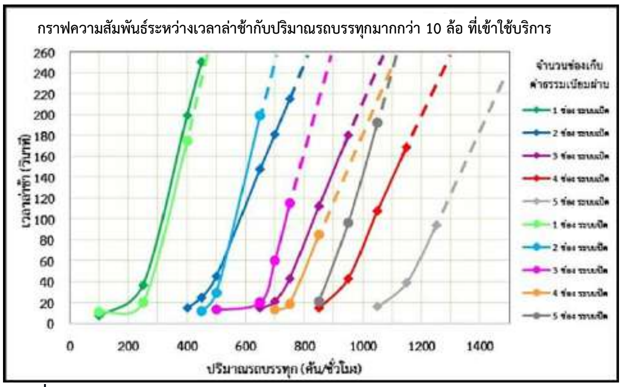
ผู้วิจัยได้ทำการทดลองแบบจำลองโดยการทดสอบผล สัดส่วนรถบรรทุกทั้ง 3 ขนาด ซึ่งทำการทดสอบกำหนดให้รถบรรทุกมี 3 ขนาด คือ รถบรรทุก 6 ล้อ รถบรรทุก 10 ล้อ และ รถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ ให้มีสัดส่วนของรถบรรทุกแต่ละประเภทเป็นหนึ่งร้อยเปอร์เซ็นต์ โดยจาก การผลการทดสอบที่ได้ ซึ่งมีรายละเอียดดัง แสดงในรูปที่ 9 – 11



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาล่าช้ากับปริมาณรถบรรทุก 6 ล้อ



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาล่าช้ากับปริมาณรถบรรทุก 10 ล้อ



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาล่าช้ากับปริมาณรถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ

จากกราฟความสัมพันธ์ในข้างต้น เป็นการประมวลผลจากแบบจำลอง โดยแยกแสดงผลตามประเภทของรถบรรทุกและปริมาณของรถบรรทุก และเนื่องด้วยข้อจำกัดด้านการแสดงผลจากกราฟ เพื่อที่จะสะท้อนสัดส่วนของรถบรรทุก ทำได้ค่อนข้างยาก ดังนั้น เพื่อให้สามารถวิเคราะห์สัดส่วนที่มีรถบรรทุกทั้ง 3 ประเภทรวมกัน ทางผู้วิจัยจึงได้เลือกใช้ตารางในการแสดงผลข้อมูลที่ได้จากแบบจำลอง ดังแสดงรายละเอียดในหัวข้อถัดไป

4.2.2 การประมวลผลแบบจำลองด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด

จากการประมวลผลแบบจำลองตามค่าสัดส่วน และปริมาณของรถบรรทุกที่กำหนด ในด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด ผลการทดสอบที่แสดงความความเหมาะสมระหว่างจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางกับสัดส่วนของรถบรรทุก โดยใช้ค่าเวลาล่าช้าที่เกิดขึ้นเป็นตัวบ่งชี้มีรายละเอียดดังตารางที่ 6

โดยการแสดงข้อมูลในรูปแบบของตาราง จะทำการไล่ระดับสีของข้อมูลที่ได้จากการประมวลผลโปรแกรม โดยใช้เกณฑ์เวลาล่าช้า (Delay Time) ที่เกิดขึ้นบริเวณทางแยกสัญญาณไฟจราจร ที่ 80 วินาทีในระดับการให้บริการ E จากบทวิจัยของ Lin & Su (1994) [2] มาช่วยเป็นเกณฑ์ในการวิเคราะห์ความเหมาะสมของจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางดังนี้

โทนสีเขียวถึงเขียวอ่อน หมายถึง ค่าเวลาล่าช้า (Delay Time) ที่มีค่าน้อยกว่าเกณฑ์ที่กำหนด คือ ไม่เกิน 80 วินาที, พิจารณาว่ามีความเหมาะสม

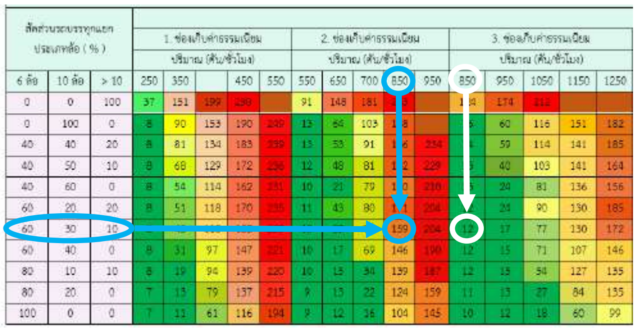
โทนสีเหลืองถึงส้มอ่อน หมายถึง ค่าเวลาล่าช้า (Delay Time) ที่มีค่าประมาณสองเท่าของเวลาล่าช้าที่ใช้เป็นเกณฑ์ (ระหว่าง 81 วินาทีถึง 160 วินาที) ซึ่งเป็นเวลาล่าช้าที่เหมาะสมปานกลาง

โทนสีส้มเข้มถึงแดง หมายถึง ค่าเวลาล่าช้า (Delay Time) ที่มีค่ามากกว่าสองเท่า จนถึงประมาณสามเท่าของเวลาล่าช้าที่ใช้เป็นเกณฑ์ (มากกว่า 161 วินาทีขึ้นไป) ซึ่งเป็นเกณฑ์ที่อาจไม่เหมาะสมมากนัก

การที่จะใช้ตารางแสดงผลการประมวลผลนั้น ผู้ที่สนใจศึกษาต้องทราบถึงปริมาณและสัดส่วนของรถบรรทุกที่เข้ามาใช้บริการด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง และนำมาเปรียบเทียบหาเวลาความล่าช้าที่เกิดขึ้นเพื่อประกอบการตัดสินใจในการเลือกจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางที่เหมาะสม

4.2.3 ตัวอย่างการประยุกต์ใช้ผลการวิเคราะห์

เมื่อทราบข้อมูลปริมาณจราจรของรถบรรทุกที่เข้าใช้บริการด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางจำนวน 850 คัน/ชั่วโมง และสัดส่วนรถบรรทุก 6 ล้อ = 60 % รถบรรทุก 10 ล้อ = 30 % และ รถบรรทุกมากกว่า 10 ล้อ = 10 % ซึ่งในปัจจุบันเปิดให้บริการช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางสำหรับรถบรรทุกอยู่ 2 ช่อง จึงนำข้อมูลดังกล่าว มาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ที่ได้จากงานวิจัย แสดงตัวอย่างการใช้งานในรูปที่ 10



สัดส่วนรถบรรทุกแยกประเภทล้อ (%)			1. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					2. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					3. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)				
6 ล้อ	10 ล้อ	> 10	250	350		450	550	550	650	700	850	950	850	950	1050	1150	1250
0	0	100	37	151	199	238		91	148	181	[illegible]		[illegible]	174	212		
0	100	0	8	90	153	190	239	13	64	103	[illegible]		[illegible]	60	116	151	182
40	40	20	8	81	134	183	239	13	53	91	[illegible]	234	[illegible]	59	114	141	185
40	50	10	8	68	129	172	236	12	48	81	[illegible]	229	[illegible]	40	103	141	164
40	60	0	8	54	114	162	231	10	21	79	[illegible]	210	[illegible]	24	81	136	156
60	20	20	8	51	118	170	235	11	43	80	[illegible]	204	[illegible]	23	90	130	185
60	30	10	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	159	204	12	17	77	130	172
60	40	0	8	31	97	147	221	10	17	69	146	190	12	15	71	107	146
80	10	10	8	19	94	139	220	10	15	34	139	187	12	15	54	127	135
80	20	0	7	13	79	137	215	9	13	22	124	159	11	13	27	84	135
100	0	0	7	11	61	116	194	9	12	16	104	145	10	12	18	60	99

รูปที่ 10 ตัวอย่างการวิเคราะห์ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางระบบเปิด

ตารางที่ 6 ข้อมูลเวลาล่าช้าที่เกิดขึ้น ตามปริมาณและสัดส่วนของรถบรรทุกที่ผ่านด่านชำระค่าผ่านทาง กับจำนวนตู้ให้บริการในระบบเปิด

ด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางในระบบเปิด																												
สัดส่วนรถบรรทุกแยกประเภทล้อ (%)			เวลาล่าช้าที่เกิดขึ้น (วินาที)																									
			1. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					2. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					3. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					4. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					5. ช่องเก็บค่าธรรมเนียม ปริมาณ (คัน/ชั่วโมง)					
6 ล้อ	10 ล้อ	> 10	250	350		450	550	550	650	700	850	950	850	950	1050	1150	1250	1050	1250	1350	1450	1550	1250	1450	1550	1650	1750	1850
0	0	100	37	151	199	250		91	148	181	263		124	174	212			111	169	216			94	134	153			
0	100	0	8	90	153	190	249	13	64	103	188		16	60	116	151	182	13	70	127	150	192	13	59	87	115	178	185
40	40	20	8	81	134	183	239	13	53	91	186	234	14	59	114	141	185	13	74	126	137	203	13	28	69	118	171	184
40	50	10	8	68	129	172	236	12	48	81	182	229	13	40	103	141	164	12	38	95	136	158	12	26	38	99	124	146
40	60	0	8	54	114	162	231	10	21	79	160	210	13	24	81	136	156	12	33	81	121	139	12	26	31	99	120	146
60	20	20	8	51	118	170	235	11	43	80	171	204	12	24	90	130	185	12	46	110	130	160	12	16	40	85	127	146
60	30	10	8	45	115	155	229	10	22	75	159	204	12	17	77	130	172	11	18	65	104	159	11	14	18	75	119	146
60	40	0	8	31	97	147	221	10	17	69	146	190	12	15	71	107	146	11	17	61	104	126	11	14	18	75	119	143
80	10	10	8	19	94	139	220	10	15	34	139	187	12	15	54	127	135	10	14	20	97	133	10	13	16	19	76	118
80	20	0	7	13	79	137	215	9	13	22	124	159	11	13	27	84	135	10	14	19	70	101	10	13	14	18	69	108
100	0	0	7	11	61	116	194	9	12	16	104	145	10	12	18	60	99	9	12	16	33	68	9	12	14	18	20	59

นำข้อมูลที่ได้มาลากหาจุดบรรจบระหว่างปริมาณจราจรและสัดส่วนของรถบรรทุกในตารางผลการวิเคราะห์ จุดบรรจบอยู่ในพื้นที่สีส้ม แสดงให้เห็นว่าจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางจำนวน 2 ช่องไม่เพียงพอต่อปริมาณและสัดส่วนรถบรรทุกในปัจจุบัน ทำให้ค่าความล่าช้าสูงถึง 159 วินาที ต้องทำการเพิ่มจำนวนช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทาง เพราะหากนำข้อมูลปริมาณจราจรและสัดส่วนรถบรรทุกเดิม มาเทียบกับช่องเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางจำนวน 3 ช่อง จุดบรรจบจะอยู่ในพื้นที่สีเขียว ซึ่งถือว่าเป็นจุดที่มีความเหมาะสม สามารถทำให้ค่าความล่าช้าลดลงเหลือเพียง 12 วินาที ดังนั้นจำนวนช่องฯที่เหมาะสมและสอดคล้องกับปริมาณจราจรย่อมส่งผลให้ประสิทธิภาพในการบริหารจัดการด่านฯเพิ่มขึ้นเช่นกัน

5. สรุป

ปริมาณและสัดส่วนของรถบรรทุก มีความสำคัญในการวิเคราะห์หาความเหมาะสมจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางที่เหมาะสม ความล่าช้า เป็นหนึ่งในเกณฑ์ที่มีความเป็นไปได้ ในการถูกนำมาประเมินวิเคราะห์ถึงประสิทธิภาพการให้บริการ และหาจำนวนช่องเก็บค่าผ่านทางที่เหมาะสม สัดส่วนของรถบรรทุกแต่ละขนาด มีผลอย่างมีนัยยะต่ออัตราการให้บริการ และจำนวนช่องที่เหมาะสม เช่น เมื่อสัดส่วนของรถบรรทุก 6 ล้อที่เข้าใช้บริการเพิ่มขึ้น สามารถทำให้อัตราการให้บริการสูงสุดของด่านเก็บค่าธรรมเนียมผ่านทางเพิ่มขึ้นได้สูงสุดถึง 15 %

จากผลการวิจัยจะพบได้ว่าการเปิดให้บริการช่องเก็บค่าผ่านทางสำหรับรถบรรทุกมีผลต่อความล่าช้า และความยาวแถวคอยบริเวณหน้าด่านฯ เป็นอย่างมาก

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา โดยทุนอุดหนุนวิจัยและพัฒนาคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัย เลขที่ 25/2553

เอกสารอ้างอิง

[1] Lin, L, Su, L., Chen, S., and Zhang, Y. (2018) Optimization of the Merging Area after Toll, *Engineering Management Research*, Vol. 7, No. 1

[2] Lin, F., and Su, C. (1994) Level of Service Analysis of Toll Plazas on Freeway Main Lines. *Journal of Transportation Engineering*, 120 (2), Page 246-263

[3] TSS-Transport Simulation System (2016) Aimsun 8.1 User's Manuals

[4] Poon, N. and Dia, H. (2005). Evaluation of Toll Collection Performance using Traffic Simulation. 27th Conference of Australian Institutes of Transport Research (CAITR 2005), Brisbane, 7-9 December.

[5] ธีรพจน์ ศิริไพโรจน์, เอกชัย สุมาลี และ สุวิชาณ สุระบาล (2559) งานศึกษาด้านจราจรเพื่อจัดทำแผนแม่บทด้านการพัฒนาระบบจัดเก็บค่าธรรมเนียมบนทางหลวงพิเศษระหว่างเมือง *วารสารวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ* ปีที่ 11 ฉบับที่ 1

[6] นพคุณ บุญกระพือ, นิตยา มหาชิโนรส และพฤกษชาติ เผือกพิพัฒน์ (2563) การศึกษาอัตราการให้บริการสูงสุด สำหรับช่องเก็บค่าผ่านทางรถบรรทุก ในระบบระบบเปิด และระบบปิด. *การประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ* ครั้งที่ 25, ชลบุรี

[7] The Highway Agency (1996). Design Manual for Roads and Bridges (DMRB), Vol. 12, *Department of Transport*, UK

บทความ
สาขาวิศวกรรมโครงสร้าง
(STR)

การศึกษาเชิงทดสอบคอนกรีตเสริม FRP rebars ภายใต้แรงอัดในแนวแกน
Experimental Study on FRP Rebars Reinforced Concrete under Axially Compressive Loads

สิทธิชัย แสงอาทิตย์[1,*] รัฐพงศ์ ดาขวา[2] ศตาวิชญ์ ศีลธรรมพิทักษ์[2] วิมลวรรณ ธิมา[2] ภารดา น้อยนรินทร์[2] และ ณปภา กัญหา[2]

[1] รองศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา

[2] บัณฑิตปริญญาตรี สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา

**Corresponding author; E-mail address: sitichai@sut.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอผลการศึกษาเชิงทดสอบของคอนกรีตเสริม FRP rebars ภายใต้แรงอัดในแนวแกน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการศึกษาพฤติกรรมทางกล ลักษณะการวิบัติ และกำลังของคอนกรีตเสริม FRP rebars และเพื่อเปรียบเทียบผลที่ได้กับผลการทดสอบดังกล่าวของคอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีตัวอย่างทดสอบเป็นตัวอย่างทดสอบหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มม. และสูง 300 มม. รวม 84 ตัวอย่าง มีตัวแปรที่ใช้ในการศึกษาคือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตได้แก่ 300ksc 350ksc 400ksc และ 500ksc และร้อยละของพื้นที่หน้าตัดวัสดุเสริมกำลัง (steel rebars และ FRP rebars) ต่อพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีต ได้แก่ 0% 2.56% 3.84% และ 5.12% และเหล็กปลอกมีค่าคงที่เท่ากันทุกตัวอย่างทดสอบ จากการทดสอบ พบว่าตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริม FRP rebars มีพฤติกรรมการรับแรงแบบเชิงเส้นในช่วงแรกสูงถึง 60-80% ของกำลังรับแรงสูงสุด คล้ายคลึงกับคอนกรีตเสริมเหล็ก และสูงกว่าคอนกรีต จากนั้น จะเข้าสู่พฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้น (nonlinear) จนถึงจุดรับแรงสูงสุดและมีกำลังลดลงอย่างต่อเนื่อง โดยรูปแบบการวิบัติของคอนกรีตเสริม FRP rebars มีลักษณะเปราะมากกว่าคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่น้อยกว่าคอนกรีต และสุดท้าย FRP rebars สามารถเพิ่มกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตได้เพิ่มขึ้นอยู่ในช่วง 18-45% เมื่อเปรียบเทียบกับเหล็กเสริมที่เสริมกำลังคอนกรีตได้ 22-70%

คำสำคัญ: แรงอัดในแนวแกน, เสาคอนกรีต, แท่งเสริมเอฟอาร์พี, หน้าตัดทรงกลม

Abstract

This paper presents the experimental study results of the FRP rebars reinforced concrete under axially compressive loads. The objectives are to study the mechanical behaviors, modes of failure and strengths of the FRP rebars reinforced concrete and to compare the obtained results with those of the concrete and the steel reinforced concrete. The specimens have circular cross section with 150 mm diameter and 300 mm height. The total of 84 specimens were studied. The variables are ultimate compressive strength of concrete of 300ksc 350ksc 400ksc and 500ksc and the percentage of the cross sectional area of the reinforcements (steel rebars and FRP rebars) to the cross sectional area of the concrete of 0% 2.56% 3.84% and 5.12%. The stirrups are equal for all specimens. From the experiments, it was found that the FRP rebars reinforced concrete has linear behavior up to 60-80% of their maximum strength, similar to those of the steel reinforced concrete and higher than the concrete. Then, the behavior is nonlinear to their maximum strength with the continuous decreasing in its strength. The modes of failure of the FRP rebars reinforced concrete are more brittle than the steel reinforced concrete and less brittle than the concrete. Finally, the FRP rebars can strengthening the concrete by increasing the compressive strength in the range of 18 to 45%, compared to those of the steel rebars strength in the range of 22 to 70%.

Keywords: Axially Compressive Loads, Concrete columns, FRP rebar, circular cross section

1. คำนำ

เสาเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความสำคัญมาก โดยเสาคอนกรีตจะมีการเสริมด้วยเหล็กแกนและเหล็กปลอกเพื่อช่วยรับแรงและโมเมนต์กระทำ ช่วยเพิ่มความแกร่ง และช่วยเพิ่มความเหนียวของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเสาดังกล่าวต้องออกแบบตามที่มาตรฐานที่เกี่ยวข้องกำหนด เช่น มาตรฐาน ACI 318-14 [1] หรือ ว.ส.ท. 1008-38 [6] เป็นต้น โดยค่ากำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อไม่พิจารณาถึงผลของ accidental moment และ strength reduction factor จะหาได้จากสมการที่ 1 อยู่ในรูป

$$P_{u,ACI} = 0.85\, f_c' \,(A_g - A_s) + A_s f_y \qquad (1)$$

เมื่อ $P_{u,ACI}$ = กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กตามสมการที่ 1 f_c' = หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต f_y = หน่วยแรงอัดที่จุด

ครากของเหล็กเสริม A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา และ A_s = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริม

ในหลายกรณี เสาคอนกรีตเสริมเหล็กถูกใช้ในพื้นที่มีสภาวะแวดล้อมที่ก่อให้เกิดการกัดกร่อนต่อคอนกรีตและเหล็กเสริม เช่น ในบ่อบำบัดน้ำเสีย และในพื้นที่ชายฝั่งทะเลและในทะเล เป็นต้น ซึ่งในปัจจุบัน มีการแก้ปัญหาเรื่องนี้กันในหลายด้าน เช่น การพัฒนาคอนกรีตพิเศษที่มีความคงทนต่อสภาวะแวดล้อมดังกล่าว และการเพิ่มระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กให้มากขึ้นกว่าที่มาตรฐานกำหนด เป็นต้น นอกจากนั้นแล้ว ในช่วงหลายปีที่ผ่านมา ในหลายประเทศได้มีการนำวัสดุพลาสติกเสริมเส้นใย (fiber-reinforced plastic, FRP) ในรูป FRP rebar ที่ผลิตด้วยกระบวนการ Pultrusion มาใช้ทดแทนเหล็กเสริมคอนกรีตในเสาคอนกรีต เพราะ FRP เป็นวัสดุที่ทนการกัดกร่อนจากสภาวะแวดล้อมและสารเคมีได้ดีและมีอัตราส่วนของกำลังต่อน้ำหนักสูงกว่าเหล็กโครงสร้าง [7] อย่างไรก็ตาม เนื่องจาก FRP เป็นวัสดุที่มีการวิบัติแบบเปราะ (brittle failure) แตกต่างกับเหล็กเสริมคอนกรีตที่มีการวิบัติแบบเหนียว (ductile failure) และ FRP มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำกว่าของเหล็กเสริมมาก โดย ACI Committee 440 [2] ตีพิมพ์ในปี 2549 ได้เน้นย้ำเกี่ยวกับปัญหาการใช้ FRP ในเสาภายใต้แรงอัดว่า ต้องการการศึกษาในเชิงลึกเพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมของเสาคอนกรีตที่เสริม FRP rebars และ Canadian design rules [3] ตีพิมพ์ในปี 2553 ได้อนุญาตให้ใช้ FRP ในชิ้นส่วนโครงสร้างรับการอัดและการดัด โดยกำหนดให้ไม่นำความสามารถการรับแรงของ FRP มารวมในความสามารถในการรับแรงรวมของชิ้นส่วนโครงสร้างดังกล่าว [4] ดังนั้น จึงมีความจำเป็นต้องมีการศึกษาการใช้ FRP rebars ในการเสริมคอนกรีตในชิ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ โดยในกรณีของเสาคอนกรีตเสริมด้วย FRP rods นั้น มีงานวิจัยที่สำคัญคือ ในปี 2556 M. Z. Afifi และทีมงาน [5] ได้ทำการวิจัยเชิงทดลองเกี่ยวกับกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริม FRP rods และได้เสนอสมการที่ 2 ในรูป

$$N = 0.85\, f_c' \,(A_g - A_F) + \alpha_F\, f_{tn}\, A_F \qquad (2)$$

เมื่อ N = กำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริม FRP rods f_{tn} = หน่วยแรงดึงสูงสุดของ FRP rods A_F = พื้นที่หน้าตัดของ FRP rods และ α_F = ตัวคูณลดกำลังรับแรงอัดของ FRP rods จากค่า f_{tn} ที่ทดสอบได้ ซึ่งผู้วิจัยเสนอค่า α_F = 0.25 เมื่อเปรียบเทียบสมการที่ (1) และ (2) พบว่าแตกต่างกันที่เทอมของวัสดุที่ใช้เสริมคอนกรีต เนื่องด้วย FRP rods ไม่มีการคราก (yielding) และกำลังรับแรงอัดของ FRP rods มีค่าโดยประมาณ 25% ของกำลังรับแรงดึง และจากการวิจัยของ Vanagas et.al. [4] ในปี 2559 สรุปว่า กำลังรับแรงกดอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริม FRP rods และ FRP spiral จะหาได้จากสมการที่ 3 ในรูป

$$N = \gamma_c\, f_c' \,(A_g - A_F) + \varepsilon_{bu}\, E_F\, A_F \qquad (3)$$

เมื่อ γ_c = อัตราส่วนระหว่างกำลังของคอนกรีตที่อยู่ในเสาฯ และกำลังของคอนกรีตทรงกระบอกตามมาตรฐานการทดสอบ ε_{bu} = ค่า strain ของ FRP rod ที่คอนกรีตรับแรงกดอัดสูงสุด และ E_f = ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของ FRP rod ที่มีค่าใกล้เคียงกับค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต ซึ่ง Vanagas et.al. สรุปว่า ค่า γ_c และ ε_{bu} จะต้องหาจากการทดสอบที่เหมาะสมต่อไป

โดยในปัจจุบัน ได้มีบริษัทในประเทศไทยที่มีเทคโนโลยีในการผลิต FRP rods ดังแสดงในรูปที่ 1 [8] และเริ่มมีการนำ FRP rods ดังกล่าวไปเสริมคอนกรีตในการก่อสร้างพื้นและคาน ดังนั้น เพื่อเป็นการส่งเสริมการใช้ผลิตภัณฑ์ในประเทศตามนโยบายของรัฐบาล บทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอผลการศึกษาพฤติกรรมทางกล ลักษณะการวิบัติ และกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของแท่งคอนกรีตเสริม FRP rebars รูปทรงกระบอก และเพื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดฯ ที่ได้กับกำลังรับแรงอัดฯ ของคอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็ก และสุดท้าย เพื่อเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดฯ ที่ได้กับค่าที่ทำนายโดยสมการที่ (1) สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก และสมการที่ (2) สำหรับคอนกรีตเสริม FRP rods ซึ่งข้อมูลที่ได้จะนำไปสู่การพัฒนาแนวทางการออกแบบโครงสร้าง ดังตัวอย่างใน [2]

รูปที่ 1 FRP rebars ที่ผลิตโดยบริษัทในประเทศไทย

2. ตัวอย่างทดสอบและการทดสอบ

ในการศึกษานี้ วัสดุที่ใช้เป็นไปตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม โดยเหล็กข้ออ้อยตาม มอก. 24-2559 เหล็กกลมตาม มอก. 20-2559 คอนกรีตแบบผสมสำเร็จตาม มอก. 409-2525 และการทดสอบสมบัติของวัสดุดังกล่าวเป็นตาม มอก. ดังกล่าว ส่วน FRP rods ถูกทดสอบแรงดึงเป็นการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D 3039 และการออกแบบตัวอย่างทดสอบเป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรฐาน วสท. 1008-38 วิธีกำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

ตัวอย่างทดสอบในงานวิจัยเป็นตัวอย่างทดสอบแท่งทรงกระบอก เส้นผ่านศูนย์กลาง 150 mm และสูง 300 mm ดังแสดงในรูปที่ 2 จำนวน 84 ตัวอย่าง โดยถูกจำแนกออกเป็น 3 กลุ่ม โดย กลุ่มที่ 1 เป็นตัวอย่างทดสอบคอนกรีตที่ใช้ในการอ้างอิง 12 ตัวอย่าง กลุ่มที่ 2 เป็นตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด DB12 36 ตัวอย่าง และกลุ่มที่ 3 เป็นตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริม FRP rods แบบข้ออ้อยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ย 12 มม. 36 ตัวอย่าง โดยมีระยะระหว่างเหล็กปลอก RB9 คือ 75 มม และมีรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ดังแสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 2 รายละเอียดของตัวอย่างการทดสอบ

โดยตัวอย่างทดสอบในที่นี้ต้องใช้รูปทรงกระบอกแทนรูปหน้าตัดสี่เหลี่ยม เนื่องจากข้อจำกัดของการจัดทำตัวอย่างทดสอบรูปหน้าตัด

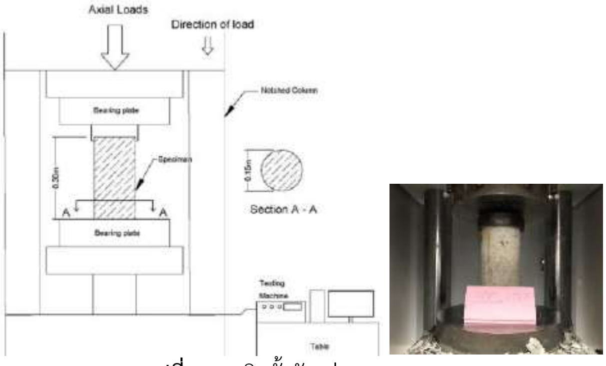
สี่เหลี่ยมและไม่ได้ศึกษาของผล confinement เหล็กปลอกต่อกำลังคอนกรีตของตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 1 สรุปรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบ

กลุ่มที่	ตัวอย่างทดสอบ	กำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (ksc)	สัดส่วนการเสริม (%)	จำนวน
1	300-0-0	300	0	3
	350-0-0	350	0	3
	400-0-0	400	0	3
	500-0-0	450	0	3
2	300-F-4	300	2.56	3
	300-F-6	300	3.84	3
	300-F-8	300	5.12	3
	350-F-4	350	2.56	3
	350-F-6	350	3.84	3
	350-F-8	350	5.12	3
	400-F-4	400	2.56	3
	400-F-6	400	3.84	3
	400-F-8	400	5.12	3
	500-F-4	500	2.56	3
	500-F-6	500	3.84	3
	500-F-8	500	5.12	3
3	300-S-4	300	2.56	3
	300-S-6	300	3.84	3
	300-S-8	300	5.12	3
	350-S-4	350	2.56	3
	350-S-6	350	3.84	3
	350-S-6	350	5.12	3
	400-S-4	400	2.56	3
	400-S-6	400	3.84	3
	400-S-8	400	5.12	3
	500-S-4	500	2.56	3
	500-S-6	500	3.84	3
	500-S-8	500	5.12	3

จากตารางที่ 1 ชื่อตัวอย่างทดสอบถูกกำหนดในรูปตัวแปร X-Y-Z โดยตัวแปร X หมายถึง ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต ได้แก่ 300ksc 350 ksc 400 ksc และ500ksc ตัวแปร Y หมายถึง ประเภทของวัสดุที่ใช้เสริม โดยที่ 0 = ไม่ได้เสริมเหล็ก F = FRP rods และ S = steel และตัวแปร Z หมายถึง จำนวนเส้นของเหล็กเสริมหลักหรือของ FRP rods ที่ใช้เสริมแท่งคอนกรีตตัวอย่างทดสอบ โดยที่ตัวเลข 0, 4, 6 และ 8 แสดงจำนวนเส้นและสอดคล้องกับอัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมหลักหรือของ FRP rods ต่อพื้นที่หน้าตัดแท่งคอนกรีต 0% 2.56% 3.84% และ 5.12% ตามลำดับ

รูปที่ 3 แสดงการติดตั้งตัวอย่างการทดสอบเข้าเครื่องทดสอบแรงกดอัดระบบ hydraulic เมื่อติดตั้งเข้าที่แล้ว ตัวอย่างทดสอบจะถูก pre-loading ประมาณ 25% ของกำลังอัดประลัยของคอนกรีต และ unloading เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างหัวกดและตัวอย่างทดสอบ จากนั้น จึงเริ่มทำการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำอย่างช้าๆ โดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์เก็บข้อมูลแรงอัดและการหดตัวของตัวอย่างทดสอบอย่างต่อเนื่อง จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ

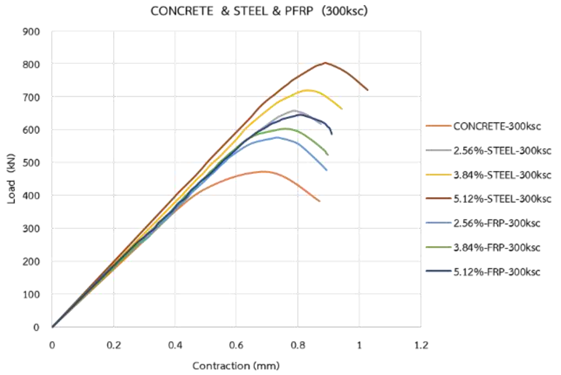


รูปที่ 3 การติดตั้งตัวอย่างการทดสอบ

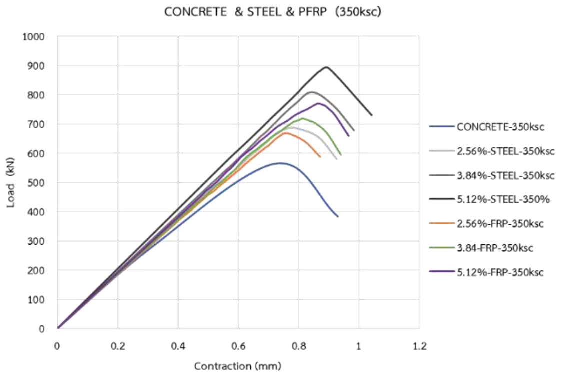
3. ผลการทดสอบ

3.1 พฤติกรรมการรับแรงกดอัด

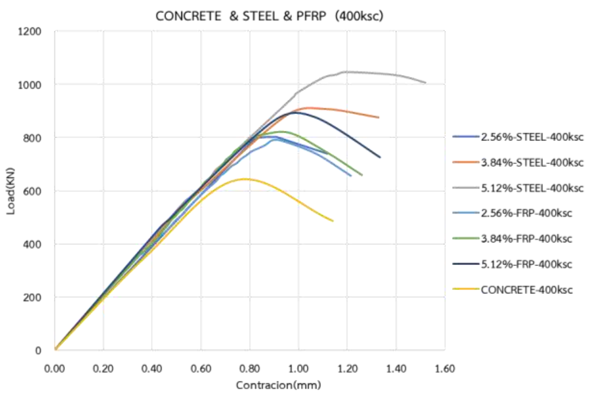
รูปที่ 4 แสดงความสัมพันธ์ของแรงอัดในแนวแกนและการหดตัวของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการศึกษา โดยทำการจัดกลุ่มตามกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต 300 ksc 400 ksc และ 500 ksc ตามลำดับ จากรูปพบว่า ตัวอย่างการทดสอบกลุ่มที่ 1 ที่เป็นคอนกรีตล้วน มีพฤติกรรมการรับแรงแบบเชิงเส้นถึงประมาณ 50–70% ของกำลังอัดประลัยของตัวอย่างการทดสอบ จากนั้น จะเปลี่ยนเป็นแบบไม่เชิงเส้น โดยจะเริ่มสังเกตเห็นการแตกร้าวขนาดเล็กเพิ่มมากขึ้น จนถึงจุดรับแรงอัดสูงสุด จากนั้น การแตกร้าวในเนื้อคอนกรีตจะขยายตัวอย่างต่อเนื่อง เป็นผลทำให้เกิดการกระจายหน่วยแรงในเนื้อคอนกรีตไปยังบริเวณใกล้เคียง ทำให้แรงอัดเริ่มตกลงเรื่อย ๆ จนกระทั่ง แท่งตัวอย่างทดสอบวิบัติในที่สุด



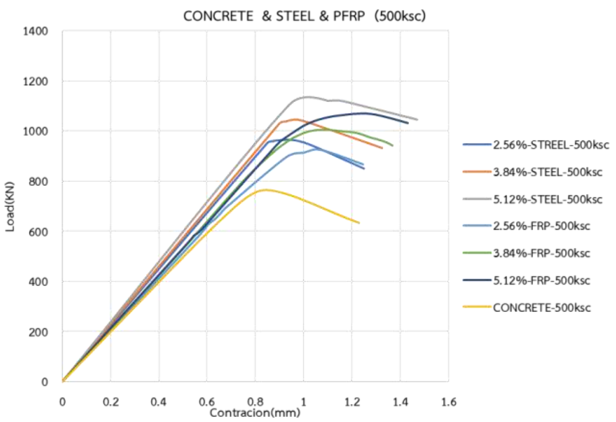
ก. ตัวอย่างทดสอบ 300 ksc



ข. ตัวอย่างทดสอบ 350 ksc



ค. ตัวอย่างทดสอบ 400 ksc



ง. ตัวอย่างทดสอบ 500 ksc

รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ของแรงอัดในแนวแกนและการหดตัวของตัวอย่างทดสอบ จำแนกกลุ่มตามกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ส่วนตัวอย่างการทดสอบกลุ่มที่ 2 และกลุ่มที่ 3 ที่มีการเสริมคอนกรีตด้วยเหล็กเสริมและ FRP rods นั้น จะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้นที่สูงกว่ากลุ่มที่ 1 ถึงประมาณ 70–90% ของกำลังอัดประลัยของแท่งตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากเหล็กเสริมและ FRP rods ช่วยรับภาระแรงอัดจากคอนกรีตและการเกิด composite action จากนั้น จะเปลี่ยนเป็นแบบไม่เชิงเส้น จนถึงแรงอัดสูงสุด โดยจะมีค่าสูงกว่ากลุ่มที่ 1 มากขึ้นขึ้นกับสัดส่วนการเสริม จากนั้น แรงอัดจะเริ่มค่อย ๆ ลดลง แสดงให้เห็นถึงการที่เหล็กเสริมและ FRP rods ช่วยรับภาระแรงอัด แต่เนื่องด้วยมีความจำกัดในเครื่องทดสอบที่ใช้ เมื่อตัวอย่างทดสอบรับแรงสูงสุดและกำลังเกิดการแตกร้าวและวิบัติอย่างต่อเนื่องและกราฟความสัมพันธ์เริ่มตกลงมาประมาณประมาณ 10-20% ของแรงอัดสูงสุดที่ทดสอบได้ โปรแกรมควบคุมเครื่องทดสอบจะสั่งระบบหยุดทดสอบ ทำให้ผลการทดสอบไม่สามารถระบุพฤติกรรมการรับแรงหลังจากนั้นที่ชัดเจนของตัวอย่างทดสอบ แต่จากการทบทวนหนังสือการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก จะพบว่า ตัวอย่างทดสอบกลุ่มทดสอบที่ 2 และกลุ่มที่ 3 จะเปลี่ยนแปลงรูปร่างได้สูงก่อนการวิบัติและมากกว่าตัวอย่างทดสอบกลุ่มทดสอบที่ 1 ที่เป็นคอนกรีตล้วน

3.2 ลักษณะการวิบัติ

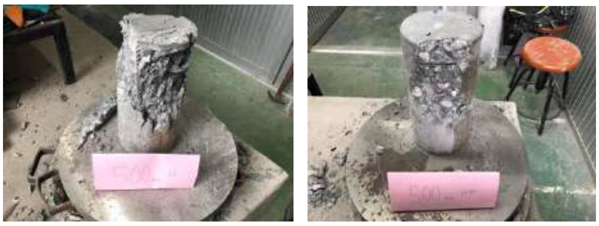
รูปที่ 5 แสดงลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตล้วน กลุ่มที่ 1 โดยมีลักษณะการวิบัติแบบค่อยเป็นค่อยไป โดยรอยแตกร้าวเป็นการแตกแยกขนานไปกับทิศทางของแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ (column vertical cracking through both ends)

รูปที่ 5 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตล้วน

ก. ตัวอย่างทดสอบ 300 ksc

ข. ตัวอย่างทดสอบ 350 ksc

ค. ตัวอย่างทดสอบ 400 ksc



ง. ตัวอย่างทดสอบ 500 ksc

รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่เสริมเหล็กและ FRP rods จำแนกตามกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

รูปที่ 6 แสดงลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่เสริมเหล็กและเสริม FRP rods โดยจำแนกตามกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 300 ksc 400 ksc และ 500 ksc ตามลำดับ จากรูปพบว่า ตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 2 และ 3 มีลักษณะการวิบัติที่คล้ายคลึงกัน โดยการแตกร้าวจะเกิดขึ้นบริเวณด้านบนตัวอย่างทดสอบ เป็นลักษณะการกะเทาะออกของคอนกรีตที่หุ้มอยู่ภายนอก (side fractures at top or bottom) เนื่องด้วยมีเหล็กเสริมและ

FRP rebar ช่วยรับแรงอัดร่วมกับคอนกรีตและคอนกรีตถูกโอบรัดภายในแกนกลาง (confinement) ด้วยเหล็กปลอก จึงทำให้ตัวอย่างทดสอบสามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้นและเกิดการการแตกออกของคอนกรีต อย่างไรก็ตาม ตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 2 จะมีลักษณะการแตกร้าวที่ค่อยเป็นค่อยไปมากกว่าตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 3 เนื่องด้วยเหล็กเสริมมีการ yielding มีการวิบัติแบบเหนียว (ductile) โดยสามารถเปลี่ยนแปลงรูปร่างได้สูงกว่า FRP rods ที่มีพฤติกรรมรับแรงแบบ linear elastic to failure และวิบัติแบบทันทีทันใด

3.3 การเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบ

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบคอนกรีต คอนกรีตเสริมเหล็ก และสมการที่ (1) ซึ่งจากตารางพบว่า การเสริมเหล็กสามารถเพิ่มกำลังให้กับตัวอย่างทดสอบคอนกรีตล้วนอยู่ในช่วง 22-70% และกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่ทดสอบได้สูงกว่าสมการที่ 1 ในช่วง 1-14% ซึ่งถือได้ว่าใกล้เคียงกันค่อนข้างมาก

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบคอนกรีต (Pu,ref) คอนกรีตเสริมเหล็ก (Pu) และสมการที่ (1) (Pu,ACI)

ตัวอย่างการทดสอบ	Pg (%)	fc' (ksc)	Pu(kg)	Pu/Pu,ref	Pu,ACI (kg)	Pu/Pu,ACI
300-0-0	0	300	48,065	1.00	45,061	1.07
300-S-4	2.56	300	66,971	1.39	61,988	1.08
300-S-6	3.84	300	73,379	1.53	70,490	1.04
300-S-8	5.12	300	81,805	1.70	78,953	1.04
350-0-0	0	350	57,513	1.00	52,571.2	1.09
350-S-4	2.56	350	69,893	1.22	69,307	1.01
350-S-6	3.84	350	82,479	1.43	77,711	1.06
350-S-8	5.12	350	90,783	1.58	86,079	1.05
400-0-0	0	400	65,334	1.00	60,081	1.09
400-S-4	2.56	400	81,748	1.25	76,625	1.07
400-S-6	3.84	400	92,541	1.42	84,933	1.09
400-S-8	5.12	400	106,690	1.63	93,204	1.14
500-0-0	0	500	75,050	1.00	75,102	1.00
500-S-4	2.56	500	98,343	1.31	91,261	1.08
500-S-6	3.84	500	106,396	1.42	99,376	1.07
500-S-8	5.12	500	114,352	1.52	107,456	1.06

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบคอนกรีต คอนกรีตเสริม FRP rods และสมการที่ (2) ซึ่งจากตารางพบว่า การเสริม FRP rods สามารถเพิ่มกำลังให้กับตัวอย่างทดสอบคอนกรีตล้วนอยู่ในช่วง 18-45% โดยเมื่อเปรียบเทียบกับผลในตารางที่ 2 พบว่า การเสริมคอนกรีตด้วยเหล็กเสริมมีประสิทธิภาพสูงกว่าการเสริมคอนกรีตด้วย FRP rods ซึ่งสาเหตุน่าจะมาจากการที่เหล็กเสริมมีค่าความแกร่งหรือค่า modulus of elasticity (200 GPa) สูงกว่าค่าดังกล่าวของ FRP rods (45 GPa) 4.4 เท่า ทำให้เหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดได้ดีกว่า ในส่วนของกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่ทดสอบได้มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการที่ 2 ในช่วง 24-43% โดยความแตกต่างที่ค่อนข้างสูงนี้น่าจะมีสาเหตุมากจากการพัฒนาสมการที่ 2 ที่อยู่ในช่วงแรกจึงมีความอนุรักษ์นิยมเพื่อความปลอดภัยของการใช้งาน โดยเฉพาะการกำหนดค่า α_F ที่ 25% ของค่า f_{tn} ที่ทดสอบได้หรือ 0.25(700) = 175 MPa และต่ำกว่าค่ากำลังครากของเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบนี้ที่ 300 MPa ค่อนข้างมาก ทั้งนี้ ขอแจ้งด้วยว่า การศึกษานี้ไม่ได้นำผลการทดสอบที่ได้เทียบกับสมการที่ 3 เนื่องจากสมการที่ 3 ยังอยู่ในช่วงที่กำลังพัฒนา

จากผลการศึกษาการเสริมคอนกรีตด้วย FRP rods นี้แสดงให้เห็นถึงศักยภาพในการนำ FRP rods ที่ผลิตในประเทศไทยมาประยุกต์ใช้งานจริง โดย FRP rods น่าจะเป็นวัสดุทดแทนเหล็กเสริมได้ในกรณีที่โครงสร้างคอนกรีตอยู่ในพื้นที่ที่มีสภาวะแวดล้อมที่มีการกัดกร่อนเหล็กเสริมสูง เช่น ในพื้นที่ชายฝั่งทะเลในภาคใต้ ภาคกลาง และภาคตะวันออกของประเทศไทย หรือในพื้นที่ที่มีดินเค็ม หรือกลางทะเล เป็นต้น อย่างไรก็ตาม การศึกษาการเสริมคอนกรีตด้วย FRP rods ยังจำเป็นที่จะต้องศึกษาเพิ่มเติม โดยเฉพาะการทดสอบแบบ full-scale และการทดสอบในสภาพการใช้งานจริง เพื่อสร้างความเชื่อมั่นในการใช้งานผลิตภัณฑ์ของประเทศไทยในอนาคต

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของตัวอย่างทดสอบคอนกรีต (Pu,ref) คอนกรีตเสริม FRP rods (Pu) และสมการที่ (2) (N)

ตัวอย่างการทดสอบ	Pg (%)	fc' (ksc)	Pu(kg)	Pu/Pu,ref	N (kg)	Pu/N
300-0-0	0	300	48,065	1.00	45,061	1.07
300-F-4	2.56	300	58,715	1.22	46,621	1.26
300-F-6	3.84	300	61,868	1.29	47,404	1.31
300-F-8	5.12	300	65,773	1.37	48,183	1.37
350-0-0	0	350	57,513	1.00	52,571	1.09
350-F-4	2.56	350	68,125	1.18	54,006	1.26
350-F-6	3.84	350	73,301	1.27	54,727	1.34
350-F-8	5.12	350	78,404	1.36	55,444	1.41
400-0-0	0	400	65,334	1.00	60,081	1.09
400-F-4	2.56	400	80,531	1.23	61,392	1.31
400-F-6	3.84	400	83,391	1.28	62,050	1.34
400-F-8	5.12	400	89,408	1.37	62,706	1.43
500-0-0	0	500	75,050	1.00	75,102	1.00
500-F-4	2.56	500	94,272	1.26	76,096	1.24
500-F-6	3.84	500	101,630	1.35	76,596	1.33
500-F-8	5.12	500	108,935	1.45	77,093	1.41

4. บทสรุป

จากการศึกษาตามรายละเอียดข้างต้น สรุปได้ว่า

1. พฤติกรรมการรับแรงของตัวอย่างทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ช่วง คือ พฤติกรรมแบบเชิงเส้นและแบบไม่เชิงเส้น โดยตัวอย่างฯ กลุ่มที่ 1 มีพฤติกรรมช่วงแรกแบบเชิงเส้นถึง 50-70% และกลุ่มที่ 2 และ 3 ถึง 70-90% ของกำลังรับแรงอัดสูงสุด จากนั้น จะเริ่มสังเกตเห็นรอยแตกร้าวขนาดเล็กในเนื้อของคอนกรีตที่ชัดเจนขึ้นและมีการกระจายตัวไปยังบริเวณใกล้เคียง ทำให้การแตกร้าวเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องและค่อยเป็นค่อยไป ซึ่งพฤติกรรมในช่วงนี้เป็นแบบไร้เชิงเส้นจนถึงกำลังรับแรงอัดสูงสุด จากนั้น รอยแตกร้าวจะมีขนาดใหญ่มากขึ้น และตัวอย่างฯ จะรับแรงได้น้อยลง โดยตัวอย่างฯ กลุ่มที่ 1 มีการลดลงรวดเร็วกว่าตัวอย่างฯ กลุ่มที่ 2 และ 3 ที่มีการเสริมด้วย FRP rods และ เหล็กเสริมตามลำดับ

2. ตัวอย่างฯ กลุ่มที่ 2 และ 3 มีลักษณะการวิบัติที่คล้ายคลึงกัน โดยการแตกร้าวจะเกิดขึ้นบริเวณด้านบนตัวอย่างทดสอบ เป็นลักษณะการกะเทาะออกของคอนกรีตที่หุ้มอยู่ภายนอก เนื่องด้วยมีเหล็กเสริมและ FRP rebar ช่วยรับแรงอัดร่วมกับคอนกรีตและคอนกรีตถูกโอบรัดภายในแกนกลาง (confinement) ด้วยเหล็กปลอก จึงทำให้ตัวอย่างทดสอบสามารถรับแรงได้เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม ตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 2 จะมีลักษณะการแตกร้าวที่ค่อยเป็นค่อยไปมากกว่าตัวอย่างทดสอบกลุ่มที่ 3 เนื่องด้วยเหล็กเสริมมีการ yielding มีการวิบัติแบบเหนียว โดยสามารถเปลี่ยนแปลงรูปร่างได้สูงกว่า FRP rods ที่มีพฤติกรรมรับแรงแบบ linear elastic to failure และวิบัติแบบทันทีทันใด

3. การเสริมคอนกรีตด้วยเหล็กเสริมมีประสิทธิภาพสูงกว่าการเสริมคอนกรีตด้วย FRP rods โดยเหล็กเสริมเสริมกำลังคอนกรีตได้ในช่วง 22-70% และFRP rebars ในช่วง 18-45% ซึ่งน่าจะมีสาเหตุมาจากการที่เหล็กเสริมมีค่าความแกร่งหรือค่า modulus of elasticity สูงกว่าค่าดังกล่าวของ FRP rods 4.4 เท่า ทำให้เหล็กเสริมช่วยรับแรงอัดได้ดีกว่า นอกจากนั้นแล้วกำลังรับแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างฯ กลุ่มที่ 2 มีค่าสูงกว่าค่าที่คำนวณจากสมการที่ 2 ในช่วง 24-43% โดยความแตกต่างที่ค่อนข้างสูงนี้น่าจะมาจากการพัฒนาสมการที่ 2 ที่มีความอนุรักษ์นิยมเพื่อความปลอดภัยของการใช้งาน โดยเฉพาะการกำหนดค่า α_F ที่ 25% ของค่า f_{tn} ที่ทดสอบได้ และต่ำกว่าค่ากำลังครากของเหล็กเสริมที่ใช้ในการทดสอบนี้ค่อนข้างมาก ซึ่งผลการศึกษานี้เป็นตัวอย่างหนึ่งที่แสดงให้เห็นถึงศักยภาพในการนำ FRP rods ที่ผลิตในประเทศไทยมาประยุกต์ใช้งานจริงในการเสริมกำลังคอนกรีต

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยใคร่ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีที่ได้ให้การสนับสนุนทุนวิจัย สถานที่ดำเนินการศึกษา และเครื่องมือในการทดสอบ บริษัท ไทยไฟเบอร์รีบาร์ จำกัด (https://www.gfrpthailand.com/) ที่สนับสนุน FRP rods และ บริษัท ยงคอนกรีต จำกัด (มหาชน) (https://www.yongconcrete.co.th/) ที่สนับสนุนคอนกรีตและช่วยเหลือในการหล่อตัวอย่างทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014.

[2] ACI Committee 440. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars (ACI 440.1R-06). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2006.

[3] Canadian Standards Association 2006-S6S1-10 Edition 2010. Canadian Highway Bridge Design Code (Section 16). CANCSA-S6-06, Rexdale, Toronto.

[4] Vanagas, E., Kliukas, R. and Lukoseviciene, O. (2017). Strength of Circular Concrete Columns Reinforced with FRP Bars and Spirals. Procedia Engineering, 172, pp. 1220-1226.

[5] Afifi, M. Z., Mohamed, H. and Benmokrane, B. (2014). Strength and Axial Behaviour of Circular Concrete Columns Reinforced with CFRP Bars and Spirals. Journal of Composites for Construction, 18(2).

[6] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์. (2538). มาตรฐานการสำหรับออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง. มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพมหานคร.

[7] สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2561). การทดสอบวัสดุ. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี. บทที่ 6 หน้า 22-29.

[8] เอกสารผลิตภัณฑ์ของบริษัท ไทยไฟเบอร์รีบาร์ จำกัด. (2562).

การศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

A STUDY OF CONCRETE REINFORCEMENT RIGID VIERENDEEL BEAMS BEHAVIOUR BY USING FINITE ELEMENT METHOD

ปริยานุช ใหม่จันทร์[1] อานนท์พร สุวรรณพลาย[2] และ อาทิตย์ เพชรศศิธร[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: Nui3875@gmail.com.*

บทคัดย่อ

บทความนี้มุ่งเน้นเพื่อศึกษา พฤติกรรมกำลังรับแรงดัด และทำนายการแอ่นตัวของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล เปรียบเทียบพฤติกรรมเมื่อแบ่งช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานต่างกัน เพื่อหาความเหมาะสมของลักษณะชิ้นส่วนที่เหมาะสมของคานโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธี “ไฟไนต์เอลิเมนต์” โดยโปรแกรม SAP2000V.21 สร้างแบบจำลอง คานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล กว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. ทั้งหมด 5 รูปแบบดังนี้ 1.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 1 ช่อง, 2.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 2 ช่อง, 3.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 3 ช่อง, 4.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 6 ช่อง, 5.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 12 ช่อง ซึ่งในแต่ละชิ้นส่วนของโครงข้อแข็งประกอบด้วย คอร์ดบน-ล่าง ขนาด 2000x1000 มม. ชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานขนาด 900x1350 มม. กำหนด คานเป็นส่วนหนึ่งขององค์อาคารโรงพยาบาล น้ำหนักบรรทุกคงที่(DL) 2400 กก./ลบ.ม. น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม(SDL) 400 กก./ตร.ม. น้ำหนักบรรทุกจร(LL) 400 กก./ตร.ม. ตัวคุณแรงรวม 1.4DL+1.4SDL+1.7LL (ตามมาตรฐาน ACI 9.2.1) ออกแบบตามมาตรฐาน วสท. ACI 318-14 ผลการเปรียบเทียบพฤติกรรมทางผู้เขียนพบว่าช่วงความเหมาะสมของรูปแบบช่องเปิด สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เวียร์เรนเดล ขนาดกว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. คือช่วงระหว่างรูปแบบที่ 3 – รูปแบบที่ 4 ทั้งสองรูปแบบการเสียรูปมีค่าระหว่าง 2.24-1.30 เซนติเมตร ส่วนรูปแบบที่5 คานช่องว่าง 12 ค่าการเสียรูปเพียง 0.96 เซนติเมตร แต่ผลของการมีชิ้นส่วนในแนวตั้งเยอะเกินไป จะทำให้เกิดการสิ้นเปลืองและเป็นการเพิ่มมูลค่างานก่อสร้าง ในขณะที่ค่าการเสียรูปแตกต่างกันเพียง 1.28 เซนติเมตร

คำสำคัญ: คานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็ง, กำลังรับแรงดัด, คอร์ดบน-ล่าง, ไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

This article aims to study the behaviors of flexural strength and predict deflection of structure of concrete reinforcement rigid vierendeel beams. Behaviors were compared when dividing different spaces among all vertical parts of beam in order to find appropriateness of concrete reinforcement rigid vierendeel beams. The results were analyzed by using “Finite Element Method” via SAP2000V.21. To conduct this research, concrete reinforcement rigid vierendeel beams were modeled with the width of 2000 mm., the depth of 5250 mm., and the length of 24450 mm. in 5 formats as follows: 1) In the event that there was 1 panel of space among vertical parts of beam; 2) In the event that there were 2 panels of space among vertical parts of beam; 3) In the event that there were 3 panels of space among vertical parts of beam; 4) In the event that there were 6 panels of space among vertical parts of beam; 5) In the event that there were 12 panels of space among vertical parts of beam. Each part of rigid vierendeel beam consisted of upper-lower chords with the size of 2000x1000 mm. and vertical part of beam with the size of 900x1350 mm. Beams were defined as a part of a hospital building with Dead Load (DL) of 2400 kg./cubic meter, Superimposed Dead Load (SDL) of 400 kg./square meter, Live Load (LL) of 400 kg./square meter, and total stress factor of 1.4DL+1.4SDL+1.7LL (based on ACI 9.2.1) Standard. They were designed under ACI 318-14 Standard. The results of comparison on behavior revealed that suitable range of open panel formats for concrete reinforcement rigid vierendeel beams with the width of 2000 mm., the depth of 5250 mm., and the length of 24450 mm. was the range from Format 3 – 4. Deformation of both patterns was ranged between 2.24-1.30

centimeters. For Format 5 with 12 panels of space, deformation was only 0.96 centimeters. However, too many vertical parts may be wasted and may increase constructional cost while the difference of deformation was only 1.28 centimeters.

Keywords: Concrete reinforcement rigid vierendeel beams, Flexural strength, Upper-lower chords, Finite Element

1. คำนำ

ระบบโครงสร้าง เวียร์เรนเดล ชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก เริ่มเข้ามามีบทบาทและพบเห็นมากขึ้นในประเทศไทย อาจเนื่องมาจากลักษณะโครงสร้างดังกล่าว ให้ความสำคัญกับความสวยงามทางด้านสถาปัตยกรรมและคำนึงถึงลักษณะการใช้งานสำหรับงานระบบประกอบอาคาร ในอดีตที่ผ่านมา โครงสร้าง เวียร์เรนเดล ถูกสร้างจากเหล็กรูปพรรณ ซึ่งพัฒนามาจากแนวคิดของการออกแบบ โครงถักเหล็กรูปพรรณ แต่โครงสร้างระบบเวียร์เรนเดล ได้ตัดชิ้นส่วนประกอบในแนวทแยงออกไป และออกแบบให้รอยต่อระหว่างชิ้นส่วนเป็นแบบโครงข้อแข็ง โดยวิธีการเชื่อม เพื่อทำให้การส่งถ่ายโมเมนต์และแรงเฉือนมีความต่อเนื่อง แต่ข้อผิดพลาดที่ทำให้ความล้มเหลวของโครงสร้างดังกล่าวกลับมาจากฝีมือในการเชื่อมของแรงงานและคุณภาพของตัววัสดุที่ใช้ก่อสร้างเอง แม้ต่อมาได้พัฒนาในเรื่องของการเชื่อม แต่ก็เป็นเรื่องยากที่จะควบคุมในกระบวนการในการทำงานให้สมบูรณ์ทั้งหมดได้

ผู้จัดทำงานวิจัยเล่มนี้เล็งเห็นความสำคัญของโครงสร้างที่ควรคำนึงถึงการใช้งานเป็นหลัก เล็งเห็นถึงปัญญาหาทางด้านการเดินท่องานระบบที่มีระยะระหว่างช่วงชั้นไม่เพียงพอ(ดังตัวอย่างในรูปที่1) ทำให้ต้องมาเปลี่ยนแปลงลักษณะของโครงสร้างในภายหลัง จึงได้ทำงานวิจัย “การศึกษาพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล ด้วนระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์” เพื่อประยุกต์ใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของคานในแต่ละจำนวนช่องว่างเพื่อให้นำมาซึ่งโครงสร้างที่เหมาะสมแก่การใช้งาน

รูปที่ 1 ตัวอย่างแนวท่องานระบบวิ่งผ่านคานคอนกรีต

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) เป็นวิธีการสำหรับการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างที่มีความน่าเชื่อถือรองจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ยังคงมีต้นทุนที่สูง อีกทั้งยังต้องการแรงงานสำหรับการจัดทำแบบจำลองตามจำนวนที่ต้องการ ทางผู้จัดทำวิจัยเล่มนี้จึงใช้วิธีการศึกษา พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเวียร์เรนเดล โดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อหาระยะของช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานที่เหมาะสมที่สุด รวมถึงเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับแรงดัดและแรงเฉือนของคานในแต่ละกรณีการแบ่งช่องว่าง และศึกษาการเสริมกำลังการรับแรงบริเวณจุดต่อ เพื่อสามารถต้านทานโมเมนต์ดัด ได้อย่างมีประสิทธิภาพและเพียงพอ ตามหลักการที่ถูกต้องสำหรับการก่อสร้างโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

1.2 วัตถุประสงค์

เพื่อหาความเหมาะสมของช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเวียร์เรนเดล เปรียบเทียบพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน เมื่อช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนมีความแตกต่างกันในแต่ละกรณี

1.3 ขอบเขตของวิทยานิพนธ์

สมมติฐานน้ำหนักบรรทุก คานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล เป็นองค์อาคารของ โครงสร้าง อาคารโรงพยาบาลขนาดโครงสร้างคอร์ดบน-ล่าง ขนาด 2000x1000 มม.ชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานขนาด 900x1350 มม.เพื่อหาความเหมาะสมของช่องว่างในคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเวียร์เรนเดล และเปรียบเทียบพฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน เมื่อช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานมีความแตกต่างกันในแต่ละกรณี

1.4 ผลที่คาดว่าจะได้รับ

สามารถหาความเหมาะสมของช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเวียร์เรนเดล พร้อมทั้งแสดงพฤติกรรมของโครงสร้างในแต่ละกรณีศึกษาได้

2. วรรณกรรมและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

งานโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กในระบบ เวียร์เรนเดล มีปรากฏให้เห็นมากขึ้นในประเทศไทย เนื่องจากเป็นโครงสร้างที่ให้ความสำคัญกับความสวยงามทางด้านสถาปัตยกรรมและคำนึงถึงการใช้งาน เมื่อโครงสร้างเวียร์เรนเดลไม่มีชิ้นส่วนในแนวทแยง จึงจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องให้ความสำคัญบริเวณจุดต่อของ เสา กับคอร์ดบน-ล่าง ในระบบ ระยะล้วงเหล็กระหว่างเสา-คาน มีผลต่อการนิยามลักษณะของจุดต่อเชื่อม ว่าจะเป็นข้อต่อหมุด(Hinged joint) หรือ ข้อต่อแบบยึดแน่น(Rigid joint) หากบริเวณจุดต่อเสา-คาน ไม่พิจารณาให้มีระยะล้วงเหล็ก ให้นิยามรอยต่อว่าเป็น Hinged joint แต่หากพิจารณาให้บริเวณจุดต่อเสา-คาน มีระยะล้วงเหล็กเพื่อให้จุดเชื่อมต่อมีความสามารถในการต้านทานแรงดัดให้นิยามรอยต่อว่าเป็น Rigid joint ในบทนี้จะกล่าวถึง ทฤษฎีและงานวิจัยที่มีผู้ศึกษาก่อนหน้าสำหรับโครงสร้างรูปแบบเวียร์เรนเดล

The Vierendeel (ผู้แต่ง: David J. Wickersheimer) ข้อมูลจากวารสารสมาคมประวัติศาสตร์สถาปัตยกรรม เผยแพร่โดย University of California Press วันที่ 10/07/2013 ผู้เขียนต้องการอธิบายให้เห็นถึงการใช้งานโครงสร้าง เวียร์เรนเดลที่มีความนิยมมากขึ้น เวียร์เรนเดลถ่ายแรงจากคอร์ดโดยโมเมนต์ดัดที่บริเวณข้อต่อ แสดงตามรูปที่2

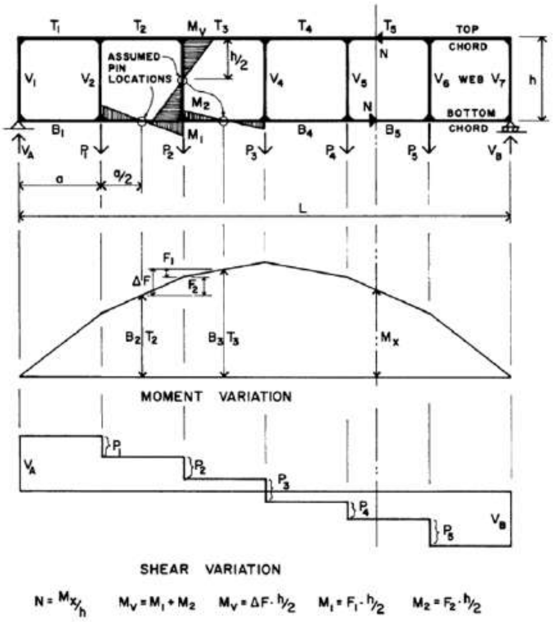


Fig. 1. Vierendeel analysis (author).

รูปที่ 2 เวียร์เรนเดลถ่ายแรงจากคอร์ดโดยโมเมนต์ดัดที่บริเวณข้อต่อ (ที่มา The Vierendeel, 1976)

การพัฒนาโครงสร้างเวียร์เรนเดลในช่วงต้น ต้นกำเนิดโครงสร้างเวียร์เรนเดล เกิดจากวิศวกรชาวเบลเยียม ที่ชื่อว่า อาร์เธอ เวียร์เรนเดล จากนั้นเข้าได้เป็นศาสตราจารย์ที่มหาวิทยาลัยของลูแวน ได้ถ่ายทอดความคิดและทฤษฎีของตัวเองผ่านหนังสือ Longerons en Treillis ในปี ค.ศ.1896 ในเวลานั้นโครงสร้างเหล็ก จำเป็นต้องใช้แผ่นเพลทขนาดใหญ่เพื่อรองรับแนวหมุดย้ำ ชิ้นส่วนโครงสร้างมีขนาดใหญ่และไม่ค่อยได้ทำเส้นกึ่งกลางของชิ้นส่วนให้มารวมกันที่จุดต่อ สิ่งเหล่านี้นำไปสู่ข้อผิดพลาดในด้านการรับกำลัง ซึ่งมีค่าคาดเคลื่อนประมาณ 15% เมื่อเปรียบเทียบรายการคำนวณเปรียบเทียบกับการวัดค่าในภาคสนาม นำมาสู่การเสนอโครงถักสี่เหลี่ยมข้อต่อแข็งแกร่ง (rigid jointed) ช่วยแก้ปัญหาการเยื้องศูนย์กลางของชิ้นส่วน ทำให้เกิดความแม่นยำในการวิเคราะห์มากขึ้น แม้จะได้รับการยอมรับในระดับท้องถิ่น แต่สำนักงานวิศวกรก็มีข้อโต้แย้ง เนื่องจากมีลักษณะที่ไม่แน่นอนสูงของระบบที่ต้องใช้การคำนวณที่ยากลำบาก ความรู้สึกเช่นนี้ถูกกำจัดภายหลังโดยนักวิชาการที่ให้การสนับสนุนทฤษฎีของเวียร์เรนเดล

การลดลงของโครงสร้างเวียร์เรนเดล รอยแตกและรอยแยกออกของโครงสร้างส่วนใหญ่เกิดจากความรู้ที่ไม่เพียงพอเกี่ยวกับกระบวนการเชื่อม ผลงานที่ไม่ดี และคุณภาพเหล็กต่ำ ทำให้เกิดคำถามในระบบเวียร์เรนเดล ระบบโครงสร้างเวียร์เรนเดลที่มีรอยเชื่อม แม้จะได้รับการออกแบบอย่างเพียงพอ แต่ก็มีความอ่อนไหวต่ออิทธิพลภายนอก เช่น ความเย็น ความร้อน การสั่นสะเทือน และแรงกระแทก สะพาน เวียร์เรนเดล ส่วนใหญ่ในประเทศเบลเยียม มีอายุการใช้งานเพียงระยะเวลาสั้นๆ เนื่องจากถูกรุกรานจากเยอรมนี ภายหลังจากสงครามโลก บทบาทของเฟรมเวียร์เรนเดลในเบลเยียม ก็ลดน้อยลง และความสวยงามทางด้านภูมิทัศน์ได้ถูกนิยามใหม่ด้วยโครงสร้างโค้งธนูที่เรียวขึ้น และแผ่นสะพานที่ไม่สร้างความรำคาญ อีกทั้งความต้องการในประเทศอื่น จุนั้นได้รับการจัดการอย่างสวยงามด้วยระบบกันสะเทือนและระบบเคเบิลที่พัฒนาขึ้นใหม่นั้นพบได้ในประเทศเยอรมนี และในขณะเดียวกันฝรั่งเศสก็ได้รับความสนใจจากโครงสร้างอื่นที่น่าสนใจนั่นคือคอนกรีตอัดแรง

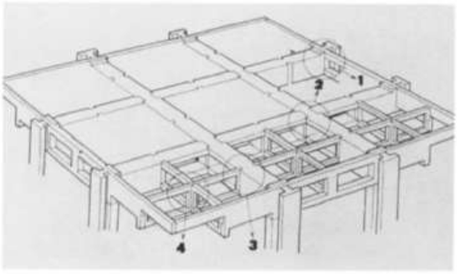


Fig. 6. Philadelphia, Medical Research Laboratory, University of Pennsylvania, L. Kahn, 1959. Structural framing (*Architectural Record*, September 1959).

รูปที่ 3 โครงสร้างเวียร์เรนเดลถูกสร้างเป็นกริดแบบสองทิศทางสำหรับห้องปฏิบัติการทางการแพทย์ที่มหาวิทยาลัยเพนซิลเวเนีย (ที่มา The Vierendeel, 1976)

ความจำเป็นในการออกแบบเพื่อความจำเป็นต่องานระบบประกอบอาคารมีมากขึ้น หลุยส์ คาห์น ได้ทำการออกแบบเพื่อรองรับระบบเชิงกลโดยโครงสร้างเวียร์เรนเดลถูกสร้างเป็นกริดแบบสองทิศทางสำหรับห้องปฏิบัติการทางการแพทย์ที่มหาวิทยาลัยเพนซิลเวเนียแสดงตาม รูปที่3. โดยโครงสร้างเป็นระบบคอนกรีตสำเร็จรูปเทคนิคการอัดแรงช่วยให้ชิ้นส่วนของโครงสร้างมีความเหมาะสมต่อการใช้งานมากขึ้น

TRUCTURAL MODELLING OF VIERENDEEL BEAMS WITH SEMI-RIGID JOINTS (แบบจำลองโครงสร้างคานเวียร์เรนเดลข้อต่อกึ่งแข็ง)โดย Alexandre Almeida Del Savio, Luiz Fernando Martha,Sebastiao Arthur Lopes de Andrade,Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco,Luciano Rodrigues Ornelas de Lima ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างมหาวิทยาลัยแห่งรัฐรีโอเดจาเนโร,บราซิลในปี2005 จุดประสงค์หลักของบทความนี้คือเพื่อแสดงให้เห็นถึงการวิเคราะห์ระบบคานแบบ Vierendeel อิทธิพลของข้อต่อกึ่งแข็งในโครงสร้างและการกระจัดเพื่อให้เข้าใจถึงกลไกการถ่ายเทแรงภายในโครงสร้างของระบบ จากผลที่ได้จากการวิเคราะห์ในส่วนก่อนหน้านี้ คือให้เห็นถึงข้อดีของการใช้การแก้ปัญหาโดยใช้configuration กึ่งแข็งแบบสมบูรณ์เทียบกับ configuration แบบอื่น เมื่อเปรียบเทียบสมมุติฐานแบบกึ่งแข็งกับสมมุติฐานแบบแข็งวิธีกึ่งแข็งแสดงให้เห็นถึงแรงเหมือนกันกับในระบบแข็ง

แต่ก็มีความพอใจในระดับของแรงที่ยอมรับได้และมีความแข็งดี ที่ต่ำกว่าสมมติฐานแบบแข็งแสดงตามรูปที่4. ผลที่ตามมาของการแก้ปัญหาโครงสร้างนี้เป็นโครงสร้างที่ประหยัดมากขึ้นเนื่องจากข้อต่อกึ่งแข็งมีราคาถูกและโครงสร้างมีน้ำหนักเบา

Table 3 – Comparison: displacements in node 3.

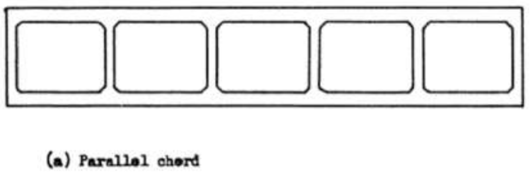
Displac.	Rigid	Hinge	Semi-Rigid (partial)	Semi-Rigid (hinge)	Semi-Rigid (full)
d_x (mm)	0.7939	0.4132	0.7301	0.4132	0.8084
d_y (mm)	-18.7200	-93.5000	-33.3000	-198.5000	-45.1500
r_z (rad)	-0.0003	-0.0010	-0.0004	-0.0010	-0.0003

Table 4 – Comparison: forces and moments in element 12.

Internal Forces	Rigid	Hinge	Semi-Rigid (partial)	Semi-Rigid (hinge)	Semi-Rigid (full)
N_9 (kN)	-86.80	0.00	-72.00	0.00	-88.20
N_{10} (kN)	-86.60	0.00	-72.00	0.00	-88.20
Q_9 (kN)	-30.00	-60.00	-38.10	-60.00	-30.00
Q_{10} (kN)	-30.00	-60.00	-38.10	-60.00	-30.00
M_9 (kNm)	46.60	180.00	74.30	180.00	45.90
M_{10} (kNm)	-43.40	0.00	-40.10	0.00	-44.10

รูปที่ 4 ค่าการเปลี่ยนตำแหน่งของโหนด3 และแรงกับโมเมนต์ในชิ้นส่วนที่12 (ที่มา Structural modelling of Vierendeel beams with semi-rigid joints, 2005)

Design of Vierendeel Thusses โดย Richard Denis Pearson คณะวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต Rolla, Missouri ปี1959 งานวิจัยนี้กล่าวถึงโครงถักเวียร์เรนเดลหรือโครงถักชนิดโครงข้อแข็ง ผู้ริเริ่มใช้งานคือศาสตราจารย์อาร์เธอ เวียร์เรนเดล วิศวกรชาวเบลเยียม โครงเวียร์เรนเดลชิ้นส่วนในแนวทแยง นั่นทำให้ราคาในการก่อสร้างลดลงถึง20-30% ข้อดีของโครงข้อแข็งคือรายละเอียดง่ายขึ้น และราคาถูกลง ในกรณีโครงข้อแข็งความแข็งแรงของข้อต่อทำโดยการเชื่อมอย่างเต็มพื้นที่ โครงสร้างเวียร์เรนเดลยังไม่ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลาย เนื่องจากมีข้อโต้แย้งกันอย่างแพร่หลายในเรื่องการก่อสร้างและความซับซ้อนของการวิเคราะห์ที่ยังขาดการยอมรับ วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้จึงต้องการอธิบายรายละเอียดการวิเคราะห์และแนะนำวิธีการออกแบบ



รูปที่ 5 โครงถักเวียร์เรนเดลลักษณะกรอบสี่เหลี่ยมสัดส่วนปกติ (ที่มา Design of Vierendeel Trusses, 1959)

การวิเคราะห์โครงถักเวียร์เรนเดลในงานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการประมาณหลายวิธี ทำให้แก้ปัญหาได้ง่ายขึ้น โดยการสมมติตำแหน่งการดัดกลับของชิ้นส่วนในแนวตั้งตรวจสอบโดยชุดรูปภาพความยืดหยุ่น ผลของสมติฐานเหล่านี้คือการลดจำนวนสมการสำหรับการแก้ปัญหา วิธีข้างต้นไม่สนใจการเสียรูปตามแนวแกน มีการเปรียบเทียบเพื่อแสดงให้เห็นว่าขนาดความเค้นโดยตรงไม่ได้รับผลกระทบอย่างเห็นได้ชัดในขณะที่คอร์ดสูงสุดเกิดข้อผิดพลาดประมาณ5% เป็นผลจากการละเลยการเสียรูปตามแนวแกนสำหรับโครงถักเวียร์เรนเดลลักษณะกรอบสี่เหลี่ยมสัดส่วนปกติแสดงตามรูปที่5. วิธีการกระจายโมเมนต์(The moment distribution method) เป็นวิธีที่เหมาะสมที่สุด เพราะจำนวนสมการที่ต้องหาพร้อมกัน ลดลงตามชิ้นส่วนประกอบของโครงถัก สมมติฐานไม่พิจารณาการเสียรูปตามแนวแกนและสันนิษฐานว่าน้ำหนักกระทำที่เฉพาะตามความยาวของชิ้นส่วนเท่านั้น วิธีการกระจายโมเมนต์หรือวิธีอื่น ๆที่ไม่พิจารณาการเสียรูปตามแนวแกน จะไม่สามารถใช้ได้กับโครงถักเวียร์เรนเดลชนิดที่ไม่ใช่สี่เหลี่ยมได้ การแก้ปัญหาในปัจจุบันสามารถใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการหาค่าได้ทำให้แก้สมการได้ง่ายและสะดวกมากขึ้น

3. วิธีการวิจัย

3.1 ขั้นตอนการวิจัย

ศึกษาทฤษฎีการออกแบบโครงสร้างเสา-คาน คอนกรีตเสริมเหล็ก พฤติกรรมการวิบัติ พฤติกรรมของจุดต่อเสา-คาน และระเบียบวิธีการไฟไนต์อิลิเมนต์ ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องทั้งความเป็นมาของคานระบบ เวียร์เรนเดล การพัฒนาระบบคานเวียร์เรนเดล และยังรวมถึงการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับจุดต่อ เสา-คาน คอนกรีตเสริมเหล็ก สร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็ง แบบเวียร์เรนเดล กว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. ทั้งหมด 5 รูปแบบ และเปรียบเทียบพฤติกรรมของคานแต่ละรูปแบบจำนวนช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้ง โดยโปรแกรม SAP2000V.21

3.2 รายละเอียดการสร้างแบบจำลอง

3.2.1 รูปแบบ

วิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธี “ไฟไนต์เอลิเมนต์” โดยโปรแกรม SAP2000V.21 สร้างแบบจำลอง คานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล กว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. แบ่งกรณีศึกษาดังนี้

1.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 1 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 24450 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ)

2.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 2 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 12225 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ)

3.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 3 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 8150 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ)

4.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 6 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 4075 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ)

5.กรณีช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 12 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 2037.50 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ)

3.2.2 ขนาดชิ้นส่วนของโมเดล

1.คอร์ดบน-ล่าง ขนาด 2000x1000 มม.

2.ชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานขนาด 900x1350 มม.

3.2.3 น้ำหนักบรรทุก

กำหนดสมมติฐานน้ำหนักบรรทุกของโมเดล คานคอนกรีตเสริมเหล็กชนิดโครงข้อแข็งแบบเวียร์เรนเดล เป็นองค์อาคารของ โครงสร้าง อาคารโรงพยาบาล

กำหนด

1.น้ำหนักบรรทุกคงที่(Dead load) = 2400 กก./ลบ.ม.

2.น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม(Super Dead load) = 400 กก./ตร.ม.

3.น้ำหนักบรรทุกจร(Live load) = 400 กก./ตร.ม.

3.3 แรงรวม

แรงรวม แทนด้วยสัญลักษณ์ U_i แรงรวม หมายถึง ผลลัพธ์ของแรงทุกกรณีที่ถูกคูณด้วยตัวคูณแรง(Load factor)แล้ว

ใช้กรณีน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร (ACI 9.2.1:9-1)

$$U_i=1.4DL+1.4SDL+1.7LL \quad (1)$$

โดย DL = น้ำหนักบรรทุกคงที่(Dead Load)

LL = น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

SDL = น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (Super Dead Load)

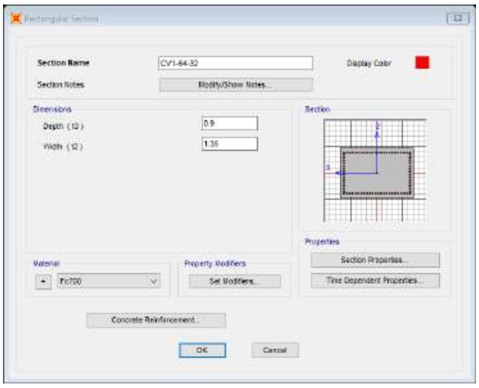
3.4 การกำหนดคุณสมบัติวัสดุในโปรแกรม

1.กำหนดค่ากำลังอัดคอนกรีต

กำลังอัดคอนกรีต 700 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรสำหรับชิ้นส่วนแนวตั้งของคาน ดังรูปที่ 6

กำลังอัดคอนกรีต 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรสำหรับคอร์ดบน-ล่างของคาน ดังรูปที่ 7

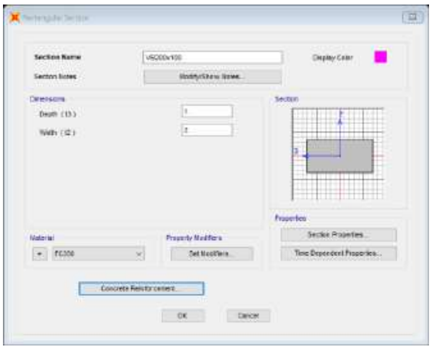
2.กำหนดคุณสมบัติเหล็กเส้นของทั้งองค์อาคารใช้เกรด SD50 กำลังคลากไม่น้อยกว่า 5000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร



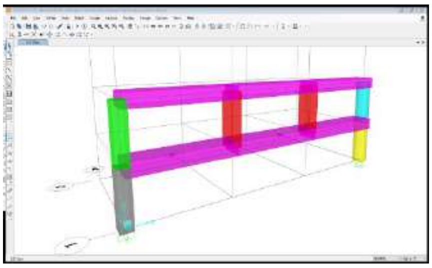
รูปที่ 6 ตัวอย่างการกำหนดหน้าตัดและคุณสมบัติของชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน

3.5 สร้างแบบจำลองและอ่านค่า

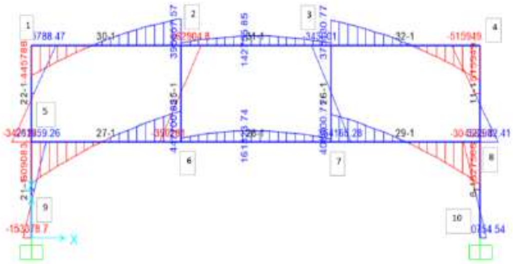
สร้างแบบจำลองในโปรแกรม SAP2000.21 ดังรูปที่ 8 และบันทึกค่าเมื่อกำหนดคุณสมบัติของวัสดุและใส่แรงที่กระทำกับคาน ลักษณะโมเมนต์ที่เกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 9 และลักษณะการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์แสดงดังรูปที่ 10



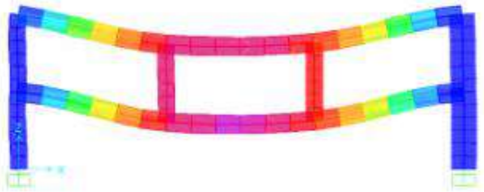
รูปที่ 7 ตัวอย่างการกำหนดหน้าตัดและคุณสมบัติของคอร์ดบน-ล่างของคาน



รูปที่ 8 ตัวอย่างคานเวียร์เรนเดลในโปรแกรม SAP2000.21



รูปที่ 9 ตัวอย่างลักษณะโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในคานเวียร์เรนเดล



รูปที่ 10 ตัวอย่างการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์ดัด

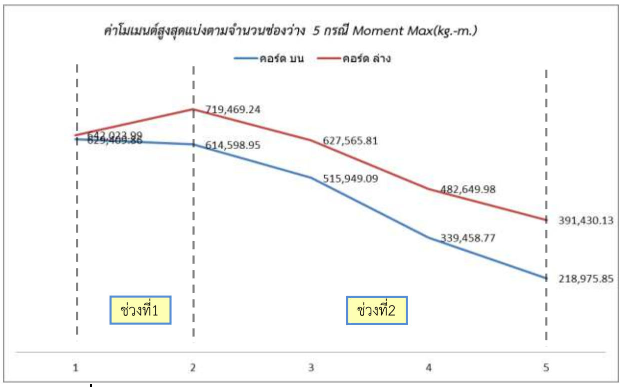
4. ผลการวิจัยและอภิปรายผล

ในบทนี้จะกล่าวถึงผลการวิเคราะห์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรมSAP2000V.21 ของโมเดล คานคอนกรีตเสริมเหล็กระบบเวียร์เรนเดล กว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. ทั้งหมด 5 รูปแบบ

1.กรณีที่1 ช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 1 ช่อง
2.กรณีที่2 ช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 2 ช่อง
3.กรณีที่3 ช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 3 ช่อง
4.กรณีที่4 ช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 6 ช่อง
5.กรณีที่5 ช่องว่างระหว่างชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 12 ช่อง

ตารางที่ 1 ค่าโมเมนต์สูงสุดของ 5 กรณีศึกษา (หน่วย กิโลกรัม-เมตร)

ตำแหน่ง	กรณีศึกษาที่ 1	กรณีศึกษาที่ 2	กรณีศึกษาที่ 3	กรณีศึกษาที่ 4	กรณีศึกษาที่ 5
คอร์ดบน	629409.86	614598.95	515949.09	339458.77	218975.85
คอร์ดล่าง	642023.99	719469.24	627565.81	482649.98	391430.13



รูปที่ 11 ค่าโมเมนต์สูงสุดของ 5 กรณีศึกษา (หน่วย กิโลกรัม-เมตร)

4.1 การดำเนินการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด 5 กรณีศึกษา

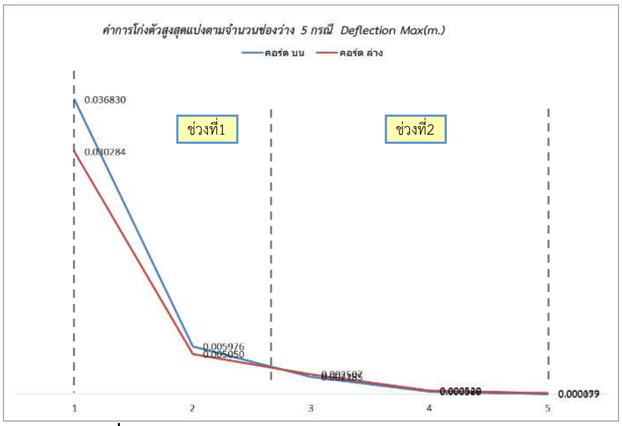
อธิบายโดยรูปที่11 กราฟแสดงค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดบริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างฐานรองรับกับคอร์ดบน-ล่าง เมื่อพิจารณาที่คอร์ดล่างสามารถแบ่งช่วงการเกิดโมเมนต์ได้ทั้งหมด 2 ช่วง

1) ช่วงที่โมเมนต์มีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้น เป็นช่วงที่เกิดขึ้นระหว่างกรณีศึกษาที่1 กับกรณีศึกษาที่2 ค่าโมเมนต์เพิ่มขึ้นจาก 642,023.99 กิโลกรัม-เมตร เป็น 719,469.24 กิโลกรัม-เมตร

2) ช่วงที่โมเมนต์มีแนวโน้มลดลง เป็นช่วงที่เกิดระหว่างกรณีศึกษาที่2 กับกรณีศึกษาที่5 ค่าโมเมนต์สูงสุดลดลงจาก 719,469.24 กิโลกรัม-เมตร เหลือเพียง 391,430.13 กิโลกรัม-เมตร ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นแปรผกผันกับจำนวนช่องว่างระหว่างชิ้นส่วน คือ โมเมนต์มีแนวโน้มลดลง เมื่อเพิ่มชิ้นส่วนในแนวตั้ง และคอร์ดล่างรับโมเมนต์มากกว่าคอร์ดบนเสมอ

ตารางที่ 2 ค่าการโก่งตัวสูงสุดของ 5 กรณีศึกษา (หน่วยเมตร)

ตำแหน่ง	กรณีศึกษาที่ 1	กรณีศึกษาที่ 2	กรณีศึกษาที่ 3	กรณีศึกษาที่ 4	กรณีศึกษาที่ 5
คอร์ดบน	0.036830	0.005976	0.002185	0.000388	0.000077
คอร์ดล่าง	0.030284	0.005050	0.002507	0.000520	0.000159



รูปที่ 12 ค่าการโก่งตัวสูงสุดของ 5 กรณีศึกษา (หน่วยเมตร)

4.2 การดำเนินการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวสูงสุด 5 กรณีศึกษา

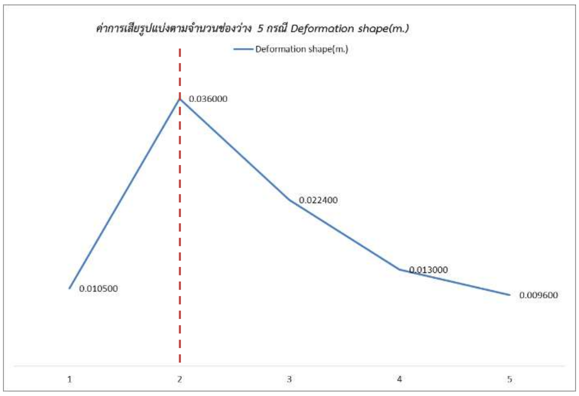
อธิบายโดยรูปที่12 กราฟแสดงค่าการโก่งตัวสูงสุดบริเวณกลางคานตามจำนวนช่องว่าง 5 กรณี สามารถแบ่งช่วงการเกิดการโก่งตัว ได้เป็น 2 ช่วง ดังนี้

1) ช่วงที่การโก่งตัวคอร์ดบนสูงกว่าคอร์ดล่าง เป็นช่วงที่เกิดขึ้นระหว่างกรณีศึกษาที่1 กับกรณีศึกษาที่2 ที่กรณีศึกษาที่1 คอร์ดบนมีการโก่งตัว 0.036830 เมตร(3.683 เซนติเมตร) คอร์ดล่างมีการโก่งตัว 0.030284 เมตร(3.028 เซนติเมตร) ที่กรณีศึกษาที่2 คอร์ดบนมีการโก่งตัว 0.005976 เมตร(ประมาณ 6 มิลลิเมตร) คอร์ดล่างมีการโก่งตัว 0.005050 เมตร (ประมาณ 5 มิลลิเมตร) เมื่อเปรียบเทียบ 2 กรณีศึกษาแรกพบว่า การโก่งตัวลดลงประมาณ 3 เซนติเมตรเมื่อเพิ่มชิ้นส่วนในแนวตั้งของคาน 1 ชิ้น

2) ช่วงที่การโก่งตัวคอร์ดบนต่ำกว่าคอร์ดล่าง เป็นช่วงที่เกิดขึ้นระหว่างกรณีศึกษาที่3 ถึงกรณีศึกษาที่5 ค่าการโก่งตัวของคอร์ดล่างอยู่ในช่วง 2.5-0.16 มิลลิเมตร และการโก่งตัวของคอร์ดบนและคอร์ดล่างมีค่าต่ำมาก ค่าดังกล่าวน้อยกว่า 3 มิลลิเมตร

ตารางที่ 3 ค่าการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์ดัดของ 5 กรณีศึกษา (หน่วยเมตร)

ตำแหน่ง	กรณีศึกษาที่ 1	กรณีศึกษาที่ 2	กรณีศึกษาที่ 3	กรณีศึกษาที่ 4	กรณีศึกษาที่ 5
คอร์ดบน-คอร์ดล่าง	0.010500	0.036000	0.022400	0.013000	0.009600



รูปที่ 13 ค่าการเสียรูปของ 5 กรณีศึกษา (หน่วยเมตร)

4.3 การดำเนินการเปรียบเทียบค่าการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์ดัด 5 กรณีศึกษา

อธิบายโดยรูปที่13 กราฟแสดงค่าการเสียรูปเนื่องจากโมเมนต์ดัดตามจำนวนช่องว่าง 5 กรณี แสดงให้เห็นว่า หากผู้เขียนไม่ให้ความสนใจกรณีที่1 เนื่องจากกรณีที่1 ไม่มีชิ้นส่วนในแนวตั้ง(เสา) กรณีที่2 จะมีการเสียรูปสูงสุดประมาณ 3.60 เซนติเมตร และมีแนวโน้มการเสียรูปลดลงเรื่อย ๆ เมื่อเพิ่มจำนวนชิ้นส่วนในแนวตั้ง ช่วงกราฟกรณีที่3, 4 และกรณีที่5 การเสียรูปมีค่า 2.24 , 1.30 , 0.96 เซนติเมตรตามลำดับ

5. บทสรุป

ช่วงความเหมาะสมของรูปแบบช่องเปิด สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กเวียร์เรนเดล ขนาดกว้าง 2000 มม. ลึก 5250 มม. ยาว 24450 มม. คือช่วงระหว่างกรณีที่ 3 – กรณีที่ 4 ในที่นี้กรณีที่3 คานช่องว่าง 3 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 8150 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ) และกรณีที่4 คานช่องว่าง 6 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 4075 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ) การเสียรูปมีค่าระหว่าง 2.24-1.30 เซนติเมตร ส่วนกรณีที่5 คานช่องว่าง 12 ช่อง (ขนาดช่องว่างกว้าง 2037.50 มม. วัดจากตำแหน่งกึ่งกลางฐานรองรับ) ค่าการเสียรูปเพียง 0.96 เซนติเมตร แต่ผลของการมีชิ้นส่วนในแนวตั้งเยอะเกินไป จะทำให้เกิดการสิ้นเปลืองและเป็นการเพิ่มมูลค่างานก่อสร้าง ในขณะที่ค่าการเสียรูปแตกต่างกันเพียง 1.28 เซนติเมตร

เมื่อพิจารณาความเหมาะสมของค่าการแอ่นตัวที่ยอมรับได้ ตามอัตราส่วนคาน ขนาดกว้าง 2000 ม.ม. ลึก 5250 ม.ม. ยาว 24450 ม.ม. ช่องเปิดที่สามารถนำมาพิจารณาออกแบบได้คือ 3 ช่อง , 4 ช่อง , 5 ช่อง , 6 ช่อง หากต้องการคำนวณหาช่องเปิดที่เหมาะสมกับช่วงความยาวคานสามารถหาได้จาก 0.12- 0.25 คูณช่วงความยาวคาน หรือ 0.29 – 0.57 คูณพื้นที่หน้าตัดคาน ให้เลือกพิจารณาอย่างใดอย่างหนึ่ง ทั้งนี้ทั้งนั้น การพิจารณาดังกล่าวใช้พิจารณาสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่มีหน้าตัดเดียวกันตลอดช่วงความยาว มีขนาด คอร์ดบนล่างเท่ากัน และขนาดชิ้นส่วนในแนวตั้งของคานเท่ากัน

กิตติกรรมประกาศ

บทความฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้เนื่องจากได้รับคำปรึกษาและการสนับสนุนที่ดียิ่งจาก ผศ.ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร ทางผู้เขียนรู้สึกซาบซึ้งและรู้สึกขอบพระคุณเป็นอย่างสูง อีกทั้งขอขอบพระคุณอาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธาสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบังทุกท่าน ที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชา อบรมความรู้ที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการจัดทำบทความเล่มนี้ ขอขอบคุณอาจารย์ผู้ได้เขียนตำราเรียนทุกท่านที่ทำให้ข้าพเจ้าได้ศึกษาข้อมูลเพิ่มเติมได้อย่างมากมาย สุดท้ายขอขอบคุณบิดามารดาและครอบรัว ที่เป็นแรงพลักดันและเป็นกำลังใจที่ดีเสมอมาที่ทำให้ข้าพเจ้าได้จัดทำบทความฉบับนี้บรรลุความสำเร็จด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] David J. Wickersheimer (1976). The Vierendeel. Journal of the society of Architectural Histories, Vol.35, No.1 (Mar., 1976), pp54-60

[2] Alexandre Almeida Del Savio, Luiz Fernando Martha, Sebastiao Arthur Lopes de Andrade, Pedro Colmar Goncalves da Silva Vellasco, Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (2005). Structural Modelling of Vierendeel Beems with Semi-Rigid joint, Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE 2005 Brazilian Assoc. for Comp. Mechanics (ABMEC) & Latin American Assoc. of Comp. Methods in Engineering (AMC), Guarapari, Espírito Santo, Brazil, 19th – 21st October 2005

[3] Richard Denis Pearson (1976). Design of Vierendeel Trusses. Master of science in Civil Engineering Rolla, Missouri.

[4] กานต์ชนก มีนสุข, คณิศร ศลิษฎ์อรรถกร, ฉัตรบพิตร เปี่ยมสัมฤทธิ์ (2560). การศึกษาพฤติกรรมของ Vierendeel สำหรับคานลึก. ปริญญานิพนธ์ วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง.

การประมาณค่าตัวแปรทางพลศาสตร์ของเจดีย์วัดอุโมงค์ ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับจากวิธีประวัติเวลา

Estimation of Dynamic Parameter of Umong Stupa Using Inverse Analysis Through Time History Method

ปิติ ประทุมขำ[1,*] ชินพัฒน์ บัวชาติ[2] ชยานนท์ หรรษภิญโญ[3] นเรเมต ตันติสุขุมาล[4] Mitsuhiro Miyamoto[5] Manabu Matsushima[6]

[1,2,3,4]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[5,6]Faculty of Engineering, Kagawa University
**Corresponding author; E-mail address: piti_p@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอ การประมาณค่าทางพลศาสตร์ขององค์เจดีย์วัดอุโมงค์ ดำเนินการวิจัยโดยทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเร่งตอบสนองขององค์เจดีย์ที่บริเวณยอด และฐานขององค์เจดีย์เพื่อวัดความเร่งตอบสนองขององค์เจดีย์ ทั้งทิศเหนือ-ใต้ และ ทิศตะวันออก-ตะวันตก หลังจากนั้นทำการประมาณความถี่ธรรมชาติขององค์เจดีย์ในเบื้องต้นด้วยการวิเคราะห์ฟูเรียร์ และใช้วิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ เพื่อทำการวิเคราะห์หาค่าทางพลศาสตร์ขององค์เจดีย์วัดอุโมงค์อันได้แก่ ค่าความถี่ธรรมชาติ และสัมประสิทธิ์ความหน่วงขององค์เจดีย์ จากการวิเคราะห์ดังกล่าวพบว่าค่าความถี่ธรรมชาติที่ได้จากการวิเคราะห์ฟูเรียร์ และค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับมีค่าใกล้เคียงกัน

คำสำคัญ: องค์เจดีย์วัดอุโมงค์, วิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ, ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง, ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วง, วิธีของนิวมาร์ค

Abstract

This article presents estimation of dynamic parameters of Umong stupa by using inverse analysis through time history method. The accelerations response of Umong stupa was measured at base and top positions. The fundamental frequency of stupa was estimated via Fourier analysis of measured acceleration response. Then, accurate values of fundamental frequency and damping coefficient were computed from the inverse analysis technique through Newmark's time stepping method. The result shows very close value of fundamental frequency from Fourier analysis and inverse analysis technique.

Keywords: Umong stupa, Inverse analysis, fundamental frequency, damping coefficient, Newmark's method

1. ความเป็นมาและความสำคัญ

เจดีย์ และโบราณสถานต่าง ๆ ในจังหวัดเชียงใหม่ส่วนมากใช้อิฐเป็นวัสดุหลักในการก่อสร้าง ปัจจุบันเจดีย์ที่เป็นโบราณสถานเก่าแก่หลายแห่งมีการเสื่อมสภาพลงมากจากสิ่งแวดล้อม ทำให้ความสามารถในการรับแรงลดน้อยลงมาก ทำให้หลายหน่วยงาน และประชาชนเกิดความวิตกกังวลถึงการเสื่อมสภาพของโบราณสถานหลายๆแหล่ง

แผ่นดินไหว คือธรณีพิบัติภัยชนิดหนึ่งที่ปลดปล่อยพลังงานเพื่อระบายความเครียดหรือความเค้นที่สะสมไว้ภายในโลกออกมาอย่างฉับพลัน เป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติที่อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้เกิดความเสียหายต่อตัวเจดีย์ และโบราณสถานต่าง ๆ และมีแนวโน้มว่าจะส่งผลกระทบได้รุนแรงกว่าสาเหตุอื่น ๆ หากเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด

งานวิจัยนี้สนใจทราบวิธีประเมินค่าคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างของโบราณสถานด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ (Inverse analysis) และ วิธีฟูเรียร์ (Fourier analysis) เพื่อเป็นประโยชน์ในการต่อยอดศึกษาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโบราณสถานอื่น ๆ ต่อไป

โดยโบราณสถานที่นำมาเป็นกรณีศึกษาคือ เจดีย์วัดอุโมงค์ ซึ่งตั้งอยู่ในอำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ สร้างขึ้นในสมัยพระเจ้ามังรายเมื่อปี พ.ศ. 1839 และได้บูรณะเพิ่มเติมในสมัยพระเจ้ากือนา เจดีย์วัดอุโมงค์ตั้งอยู่บนเนินขนาดเล็กเป็นเจดีย์ทรงระฆังคว่ำ มีเส้นผ่านศูนย์กลางที่ฐานวัดได้ 16.48 เมตร. และมีความสูง 25.72 เมตร มีปริมาตรรวมโดยประมาณ 1,267.7 ลูกบาศก์เมตร (โดยสมมุติว่าองค์พระธาตุเป็นทรงตัน) เป็นเจดีย์ที่ได้รับอิทธิพลจากศิลปะพม่าและพัฒนาจนเป็นแบบพื้นเมือง [1]

2. หลักการและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ความรู้ทั่วไปเกี่ยวกับแผ่นดินไหว

แผ่นดินไหว เป็นภัยพิบัติทางธรรมชาติ ที่มักเกิดจากปรากฏการณ์ธรรมชาติ เช่น ภูเขาไฟระเบิด หรือเกิดจากการเคลื่อนตัวของแผ่นเปลือกโลกเคลื่อนตัวเข้าปะทะกันหรือเคลื่อนตัวออกจากกันอย่างฉับพลัน คลื่นแผ่นดินไหวจะเคลื่อนตัวจากจุดจุดหนึ่งใต้พื้นโลก นักธรณีจะเรียกจุด

ดังกล่าวว่าจุดโฟกัสหรือจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่แท้จริง (Hypocenter) มักเกิดบริเวณขอบของแผ่นเปลือกโลกที่เป็นแนวของแผ่นดินไหวเดิม หรือที่เรียกว่ารอยเลื่อนของแผ่นดินไหว การเคลื่อนที่เนื่องจากชั้นหินหลอมละลาย (Mantle) ที่อยู่ภายใต้เปลือกโลกได้รับพลังงานจากความร้อนที่อยู่ใต้พิภพทำให้แผ่นเปลือกโลกเกิดการเคลื่อนตัวอยู่ตลอดเวลา เมื่อบริเวณของขอบชิ้นเปลือกโลกอยู่ในบริเวณใด จนมีรอยร้าวของหินใต้เปลือกโลก (Fault) บริเวณนั้นก็จะเกิดความเสี่ยงที่จะเกิดแผ่นดินไหว ทั้งนี้แผ่นดินไหวยังสามารถเกิดจากฝีมือของมนุษย์ได้ด้วย เช่นการทำระเบิด การสร้างเขื่อน การจราจร หรือการทำเหมือง ประเทศที่มีความเสี่ยงเกิดแผ่นดินไหวค่อนข้างสูง ได้แก่ ประเทศฟิลิปปินส์ ชิลี สหรัฐอเมริกา [2]

จุดศูนย์กลางแผ่นดินไหว (Epicenter) เป็นจุดบนพื้นผิวโลกที่อยู่เหนือจุดโฟกัสหรือจุดศูนย์กลางแผ่นดินไหวที่แท้จริง (Hypocenter) ที่ปล่อยคลื่นแผ่นดินไหว (Seismic waves) ออกมา ที่อยู่ลึกลงไป 15 - 400 เมตร โดยทั่วไปความลึกจากจุดกำเนิดถึงผิวดิน หากความลึกน้อยกว่า 70 กิโลเมตร ถือเป็นแผ่นดินไหวแบบตื้น (Shallow earthquakes) อาจเกิดขึ้นระหว่างการชนกันของแผ่นเปลือกโลก หรือเรียกอีกอย่างว่า Interplate earthquake ซึ่งมีความรุนแรงและมีโอกาสอาจเกิดสึนามิสูง หากมีความลึกไม่เกิน 300 กิโลเมตร เป็นแบบกลางหรือเรียกอีกอย่างว่าแผ่นดินไหวภายในแผ่นเปลือกโลก และหากมีความลึกมากกว่า 300 กิโลเมตรขึ้นไปจะเป็นแผ่นดินไหวแบบลึก (Deep earthquake) หรือแผ่นดินไหวในชั้นเนื้อโลก (Intraslab earthquake) โดยทั่วไป การวัดค่าขนาดของแผ่นดินไหว (Magnitude) เป็นปริมาณที่มีความสัมพันธ์กับพลังงานที่แผ่นเปลือกโลกปล่อยออกมา ในรูปการสั่นสะเทือนคำนวณได้จากการตรวจวัดค่าความสูงของคลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้ด้วยเครื่องมือวัด เป็นปริมาณบ่งชี้ขนาด ณ บริเวณจุดศูนย์กลางขนาดที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีด้วยกันในปัจจุบัน มีหลากหลายขนาด เช่น มาตราท้องถิ่น (Local magnitude) ขนาดของคลื่นหลัก (Body-wave magnitude) มาตราคลื่นผิว (Surface magnitude) และมาตราขนาดโมเมนต์ (Moment magnitude) เป็นต้น [3]

2.2 การวัดความเร่งเนื่องจากแผ่นดินไหว

ในงานวิจัยนี้การวัดความเร่งเนื่องจากแผ่นดินไหว ผู้วิจัยได้ทำการวัดอัตราเร่งที่กระทำต่อตัวโครงสร้างเจดีย์ทั้งบริเวณที่ฐาน (Ch2) บริเวณยอด (Ch3) ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยผ่านอุปกรณ์วัดอัตราเร่ง (Accelerometer) ที่ติดอยู่ในจุดต่างๆ ของเจดีย์ ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยเจดีย์วัดอุโมงค์กำหนดให้เป็นการประเมินโครงสร้างแบบ ระบบที่มีอิสระเดียว (Single degree of freedom) จากนั้นจึงนำอัตราเร่งทั้งสองค่ามาคำนวณผลต่างซึ่งให้ได้อัตราเร่งของยอดเทียบกับฐาน แล้วจึงทำการประเมินการสั่นของโครงสร้างด้วยการคำนวณเชิงตัวเลขด้วยวิธีนิวมาร์คแบบอัตราเร่งเฉลี่ย (Average acceleration by Newmark's method) ในการประเมินอัตราเร่งของเจดีย์เทียบกับฐานนั้น คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิจัยนี้คือแผ่นดินไหวในสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมาร์ ขนาด 5.9 ริกเตอร์ วันที่ 12 มกราคม 2561 เวลา 01:26 น. [4]

รูปที่ 1 เจดีย์วัดอุโมงค์ (สวนพุทธธรรม) จังหวัดเชียงใหม่ [1]

รูปที่ 2 อุปกรณ์วัดอัตราเร่ง (Accelerometer) Seismic Acceleration Sensor ด้วยระบบ ITK [5]

2.3 สมการการเคลื่อนที่ของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

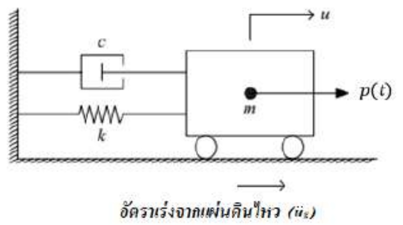
การสั่นขององค์เจดีย์สามารถอธิบายได้โดยใช้สมการการเคลื่อนที่ (Equation of motion) ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \qquad (1)$$

โดยที่ $p(t) = -m\ddot{u}_g$ เมื่อ $\ddot{u}_g$ คืออัตราเร่งของแผ่นดินไหว (ดังแสดงในรูปที่ 3) เมื่อนำมวล m มาหารตลอดทั้งสมการที่ (1) จะได้สมการดังต่อไปนี้

$$\ddot{u} + 2\omega_n \zeta \dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g \qquad (2)$$

โดยที่ $\ddot{u}$ หมายถึงอัตราเร่งสัมพัทธ์ของบริเวณยอดองค์เจดีย์เทียบกับฐาน ω_n หมายถึงความเร็วเชิงมุมธรรมชาติของโครงสร้าง ζ หมายถึงอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง $\dot{u}$ หมายถึงอัตราเร็วสัมพัทธ์ และ u หมายถึงการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของบริเวณยอดองค์เจดีย์เทียบกับฐาน



รูปที่ 3 ระบบที่มีอิสระเดียว (Single degree of freedom) ซึ่งมีการสั่นเนื่องจากแผ่นดินไหว [6]

ซึ่งแบบจำลองระบบที่มีอิสระเดียวจะถูกนำไปใช้ในการประเมินตัวแปรทางพลศาสตร์ของโครงสร้างขององค์เจดีย์ต่อไป

3. การวิเคราะห์และการคำนวณตัวแปรทางพลศาสตร์

3.1 วิธีประวัติเวลาของนิวมาร์ค (Newmark's time stepping method)

วิธีประวัติเวลาของนิวมาร์ค (Newmark's time stepping method) คือวิธีการคำนวณเชิงตัวเลขเพื่อหาคำตอบเชิงตัวเลขของสมการเชิงอนุพันธ์สามัญอันดับสอง (Second-order differential equation) [6] โดยไม่จำเป็นต้องเปลี่ยนรูปเป็นสมการเชิงอนุพันธ์อันดับหนึ่ง เป็นวิธีที่ใช้ในระบบการตอบสนองแบบพลศาสตร์ โดยมีการประมาณของค่าการเคลื่อนที่ และอัตราเร่งในเวลาปัจจุบัน $(i+1)$ จากค่าการเคลื่อนที่ ความเร็ว และอัตราเร่งในอดีต (i) ดังแสดงในสมการที่ (3) และ (4)

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (4)$$

โดย $\dot{u}_{i+1}$ คืออัตราเร็วในเวลาปัจจุบัน $\dot{u}_i$ คืออัตราเร็วในอดีต Δt คือความแตกต่างของช่องเวลา u_i คือการเคลื่อนที่ในอดีต และ u_{i+1} คือการเคลื่อนที่ในปัจจุบัน กำหนดให้ γ และ β เป็นค่าคงที่ โดย $\gamma = 1/2$ และงานวิจัยนี้เลือกใช้ค่า $\beta = 1/4$ (Average acceleration) ซึ่งไม่มีข้อจำกัดในส่วนของความต่างของช่วงเวลา (Δt) สำหรับขั้นตอนการคำนวณการตอบสนองของโครงสร้างโดยวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์คนั้น เริ่มจากการประมาณความเร่งในเวลาเริ่มต้น

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (5)$$

หลังจากนั้นจึงทำการคำนวณ Δu $\Delta\dot{u}$ และ $\Delta\ddot{u}$ จากสมการที่ (6) (7) และ (8) ตามลำดับ

$$\Delta u_i = \frac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (6)$$

$$\Delta\dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1-\frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i \quad (7)$$

$$\Delta\ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i \quad (8)$$

โดย $\hat{k}$ และ $\Delta\hat{p}_i$ คำนวณได้จากสมการที่ (9) และ (10)

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m \quad (9)$$

$$\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (10)$$

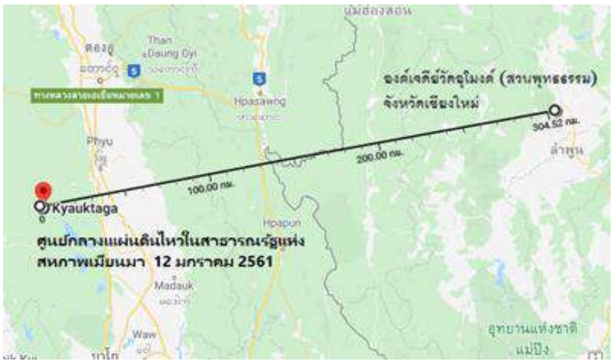
ค่าของตัวแปร a และ b ในสมการที่ (10) คำนวณได้จากสมการที่ (11)

$$a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c; \; b = \frac{1}{2\beta} + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c \quad (11)$$

จากนั้นทำการคำนวณค่าการเคลื่อนที่ ความเร็ว และความเร่งที่เวลาปัจจุบันจากสมการที่ (12)

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \; \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i, \; \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i \quad (12)$$

ทำการคำนวณซ้ำตามขั้นตอนในสมการที่ (6) ถึง (12) ในช่วงเวลาที่กำหนดของข้อมูลแผ่นดินไหว ผู้วิจัยได้คำนวณวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์คโดยใช้ภาษาแมทแลป (Matlab) ซึ่งเป็นการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการคำนวณ

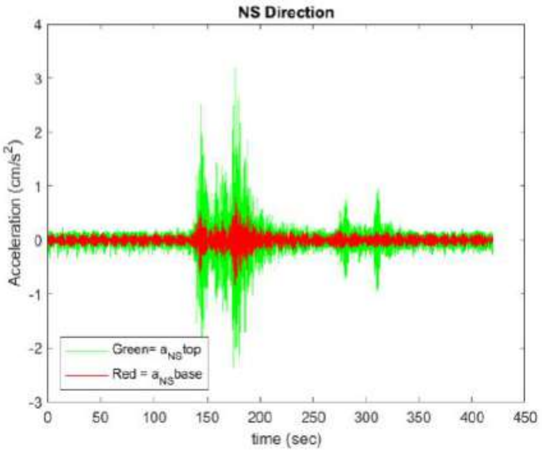


รูปที่ 4 ศูนย์กลางแผ่นดินไหวในสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมา วันที่ 12 มกราคม 2561 ละติจูด 18.280 ° น. ลองจิจูด 96.120 ° อ. [4]

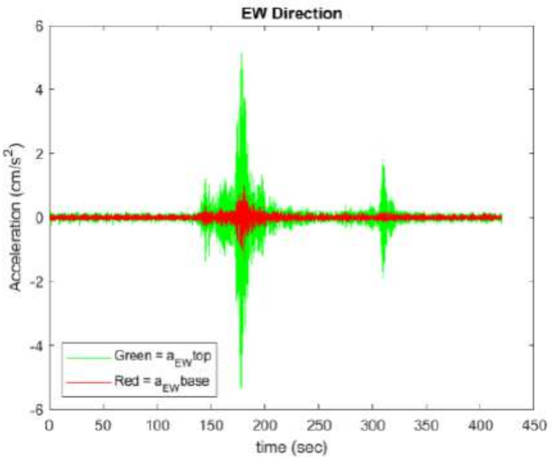
3.2 ข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในงานวิจัย

ในวันที่ 12 มกราคม 2561 เวลา 01:26 น. สำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว กรมอุตุนิยมวิทยา รายงานว่าเกิดแผ่นดินไหว ขนาด 5.9 ริกเตอร์ เกิดขึ้นในบริเวณสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมา [4] ศูนย์กลางของแผ่นดินไหวอยู่ในสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมา ดังแสดงในรูปที่ 4 ลึกลงไปใต้ผิวดิน 10 กิโลเมตร เป็นแผ่นดินไหวแบบตื้น ห่างจากองค์เจดีย์เป็นระยะทางประมาณ 300 กิโลเมตร ไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ การรับรู้สึกแรงสั่นไหวไกลได้ถึงบริเวณ จังหวัดเชียงใหม่ และกรุงเทพมหานคร ประเทศไทย ไม่มีรายงาน

ความเสียหายในสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมา โดยข้อมูลอัตราเร่งบริเวณส่วนต่างๆ ขององค์เจดีย์วัดอุโมงค์ที่ได้จากเครื่องวัดอัตราเร่ง ในแนวทิศเหนือ-ใต้ (NS) และทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW) แสดงในรูปที่ 5 และ 6 ตามลำดับ



รูปที่ 5 ข้อมูลอัตราเร่งบริเวณฐานและบริเวณยอดของเจดีย์เนื่องจากแผ่นดินไหวในทิศเหนือ-ใต้ (NS)

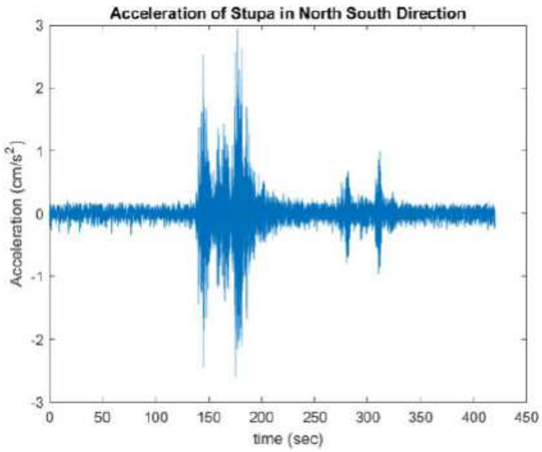


รูปที่ 6 ข้อมูลอัตราเร่งบริเวณฐานและบริเวณยอดของเจดีย์เนื่องจากแผ่นดินไหวในทิศ ตะวันออก-ตะวันตก (EW)

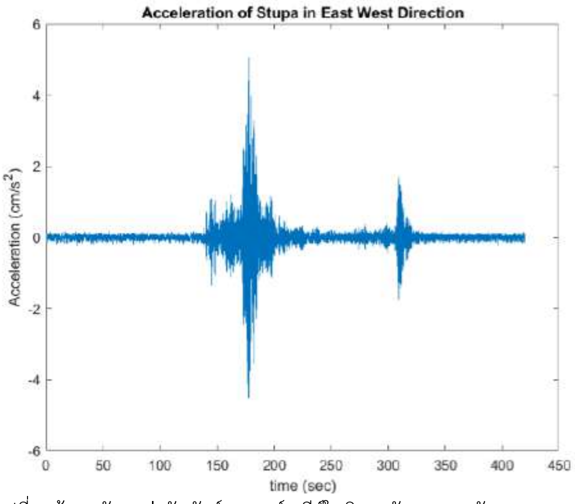
3.3 การวิเคราะห์ฟูเรียร์

ในการวิเคราะห์การสั่นสะเทือนใด ๆ มักอาศัยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่ออธิบายการสั่นสะเทือน การวิเคราะห์สัญญาณพื้นฐานที่นิยมใช้กันมาก ก็คือการวิเคราะห์ฟูเรียร์ (Fourier analysis) [7] เมื่อความถี่ใดมีค่าสูงผิดปกติก็จะอาจจะนำมาใช้เป็น ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในเบื้องต้น

การวิเคราะห์ฟูเรียร์เริ่มต้นจากนำข้อมูลในรูปที่ 5 และ 6 มาคำนวณผลต่างของความเร่งระหว่างยอดเจดีย์กับฐานเจดีย์ในทิศเหนือ-ใต้ (Top-base, NS) และทิศตะวันออก-ตะวันตก (Top-base, EW) ซึ่งความต่างของอัตราเร่งดังกล่าว แสดง ในรูปที่ 7 และ 8 ตามลำดับ

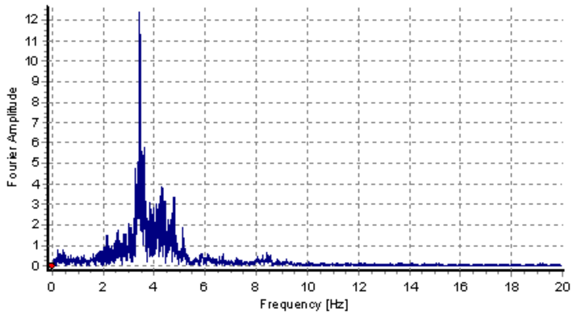


รูปที่ 7 ข้อมูลอัตราเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ในทิศเหนือ-ใต้ (Top-base, NS)

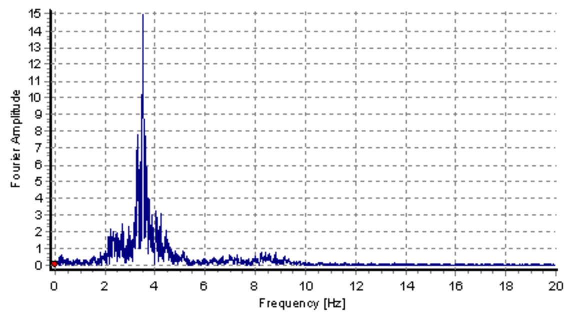


รูปที่ 8 ข้อมูลอัตราเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (Top-base, EW)

จากนั้นจึงทำการวิเคราะห์ข้อมูลความเร่งจากรูปที่ 7 และ 8 ด้วยวิธีฟูเรียร์โดยโปรแกรมสำเร็จรูป [8] ดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10 ในงานวิจัยนี้ ข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์ฟูเรียร์จะเป็นข้อมูลในช่วงเวลาที่ 130 ถึง 250 วินาที เนื่องจากมีค่าอัตราเร่งสูงกว่าช่วงเวลาอื่น จากรูปที่ 9 และ 10 จะเห็นได้ว่า ค่าความถี่ธรรมชาติขององค์เจดีย์จะมีค่าประมาณเท่ากับ 3.44 Hz ในทิศเหนือ-ใต้ (NS) และ 3.52 Hz ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW) ตามลำดับ



รูปที่ 9 การวิเคราะห์ฟูเรียร์ของความเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ในทิศเหนือ-ใต้ (NS)



รูปที่ 10 การวิเคราะห์ฟูเรียร์ของความเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW)

3.4 การวิเคราะห์ย้อนกลับ (Inverse Analysis)

การวิเคราะห์ย้อนกลับจะเริ่มต้นจากการคำนวณด้วยวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์ค ในหัวข้อที่ 3.1 จากสมการการเคลื่อนที่ (2) ในพจน์ของอัตราเร่งของแผ่นดินไหว $(\ddot{u}_g)$ ผู้วิจัยได้ใช้ข้อมูลอัตราเร่งของแผ่นดินไหวเป็นอัตราเร่งในทิศตรงข้ามกับอัตราเร่งที่ฐานของเจดีย์ หรือคือ $-\ddot{u}_{i_{base}}$ ในทิศทางต่างๆ ทำให้ทราบอัตราเร่งของเจดีย์ $(\ddot{u}_i)$ จากการคำนวณ จากนั้นนำค่าที่ได้มาเทียบกับ ผลต่างของอัตราเร่งที่บริเวณยอดเจดีย์ $\ddot{u}_{i_{top}}$ และอัตราเร่งที่บริเวณฐานของเจดีย์ $\ddot{u}_{i_{base}}$ ที่วัดได้ จะได้ค่าของความต่างระหว่างอัตราเร่งของเจดีย์ที่คำนวณกับที่วัดได้เพื่อนำไปคำนวณความคลาดเคลื่อนกำลังสอง ดังสมการที่ (13) [9]

$$J = \sum_i (\ddot{u}_i - \ddot{z}_i)^2 \qquad (13)$$

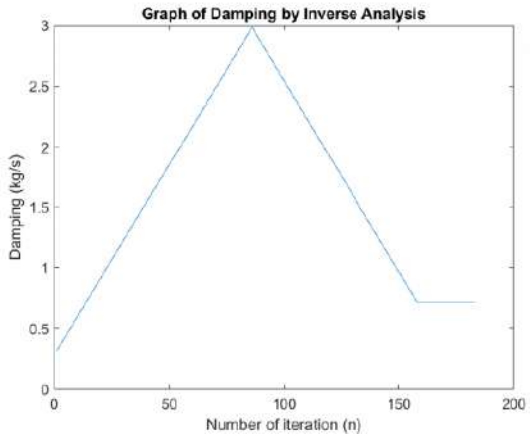
เมื่อ $\ddot{u}_i$ คือค่าอัตราเร่งของเจดีย์จากการคำนวณด้วยวิธีของนิวมาร์ค และ $\ddot{z}_i$ คือผลต่างค่าความเร่งที่ฐานเทียบกันยอดของเจดีย์ที่วัดได้จากเครื่องวัดความเร่งในวินาทีที่ 130 ถึง 250 จากนั้นทำการเปลี่ยนค่าความแข็ง (k) สัมประสิทธิ์ความหน่วง (c) อีกครั้ง ทำการคำนวณซ้ำไปเรื่อย ๆ จนกระทั่งได้ค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสองน้อยที่สุด จึงได้ค่าความแข็ง (k) และสัมประสิทธิ์ความหน่วง (c) ที่เหมาะสมที่สุด

3.5 การประมาณค่าพารามิเตอร์ด้วยการวิเคราะห์ย้อนกลับ

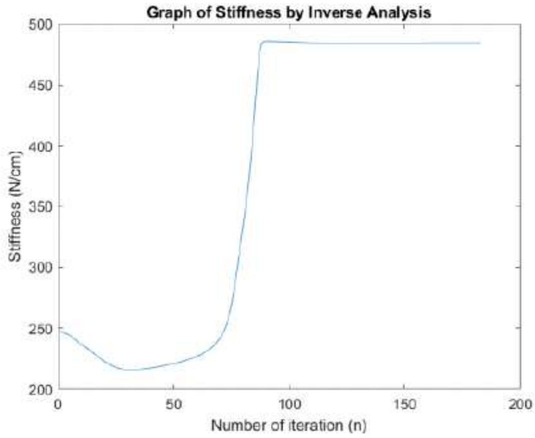
จากขั้นตอนการคำนวณในหัวข้อที่ 3.4 สามารถแสดงผลการวิเคราะห์ย้อนกลับของตัวแปรทางพลศาสตร์ของการสั่นในทิศเหนือ-ใต้ (NS) ได้ดังรูปที่ 11 และ 12 ซึ่งแสดงการลู่เข้าของค่า c และ k ตามลำดับ จากผลดังกล่าวสามารถสรุปได้ว่า ค่าความแข็งขององค์เจดีย์มีค่าเท่ากับ 484.7 N/cm และค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของเจดีย์มีค่าเท่ากับ 0.715 kg/sec จากค่าความแข็งและค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของเจดีย์ดังกล่าวทำให้สามารถประเมินค่าความถี่ธรรมชาติขององค์เจดีย์ได้เท่ากับ 3.504 Hz และอัตราส่วนความหน่วง (Damping ratio) เท่ากับ 0.0162

การคำนวณตัวแปรทางพลศาสตร์สำหรับการสั่นในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW) ได้ผลการคำนวณแสดงในรูปที่ 13 และรูปที่ 14 ค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วง (c) ของเจดีย์เท่ากับ 0.5813 kg/sec และค่าความแข็ง (k) ของเจดีย์เท่ากับ 500.2 N/cm จากค่าความแข็งและค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงของเจดีย์ดังกล่าวทำให้สามารถประเมินความถี่ธรรมชาติ (Natural frequency) ของเจดีย์เท่ากับ 3.559 Hz และอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับ 0.0130

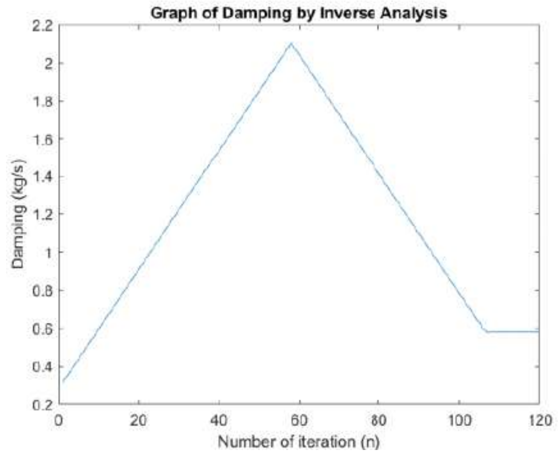
จากรูปที่ 15 และ 16 จะทราบว่าอัตราเร่งขององค์เจดีย์ที่วัดได้ และจากการคำนวณด้วยวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์คด้วยตัวแปรทางพลศาสตร์ที่ได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ พบว่ากราฟอัตราเร่งมีรูปร่างลักษณะที่ใกล้เคียงกัน โดยอัตราเร่งจากการคำนวณด้วยวิธีนิวมาร์คมีค่าอัตราเร่งสัมบูรณ์สูงสุดน้อยกว่าอัตราเร่งสัมบูรณ์สูงสุดของเจดีย์ที่วัดได้ โดยในทิศเหนือ-ใต้ (NS) ค่าอัตราเร่งสูงสุดสัมบูรณ์จากการคำนวณเท่ากับ 1.59 cm/sec^2 และค่าสัมบูรณ์ของอัตราเร่งที่วัดได้มีค่าเท่ากับ 2.94 cm/sec^2 ในทิศทางตะวันออกตะวันตก (EW) และค่าอัตราเร่งสูงสุดสัมบูรณ์จากการคำนวณเท่ากับ 1.59 cm/sec^2 และค่าสัมบูรณ์ของอัตราเร่งที่วัดได้เท่ากับ 5.06 cm/sec^2 ซึ่งค่านี้มีความแตกต่างกันค่อนข้างมากเนื่องจากการวิเคราะห์ย้อนกลับนี้สมมุติให้เจดีย์เป็นระบบอิสระเชิงเดี่ยว (Single Degree of Freedom System) ดังนั้นจึงเป็นไปได้ว่าผลของโหมดในการสั่นอื่น ๆ ไม่ได้นำมาวิเคราะห์ด้วย จึงทำให้เกิดความแตกต่างของค่าความเร่งสูงสุดขึ้น



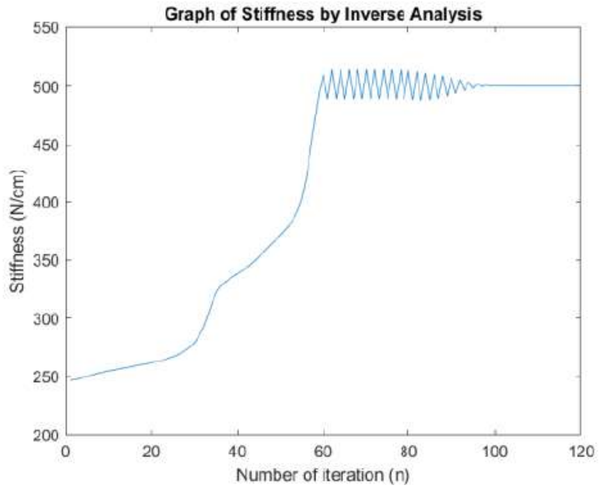
รูป 11 กราฟการลู่เข้าของค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงจากการคำนวณโดยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ ในทิศเหนือ-ใต้ (NS)



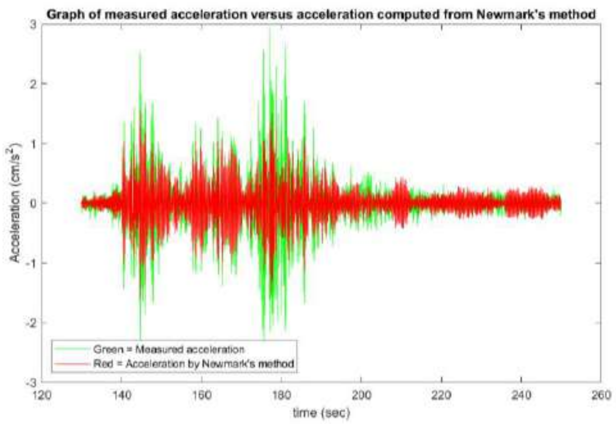
รูป 12 กราฟการลู่เข้าของค่าความแข็งของเจดีย์โดยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ ในทิศเหนือ-ใต้ (NS)



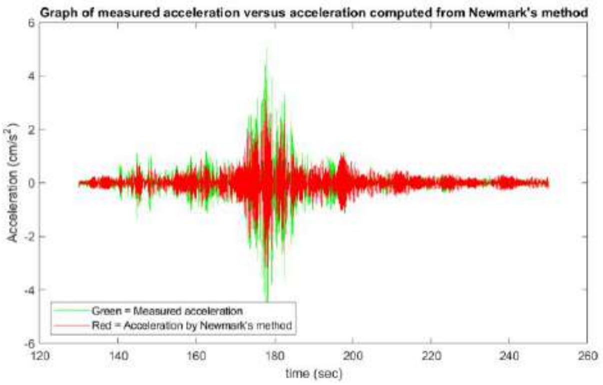
รูปที่ 13 กราฟการลู่เข้าของค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วงจากการคำนวณโดยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW)



รูปที่ 14 กราฟการลู่เข้าของค่าความแข็งของเจดีย์จากการคำนวณโดยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW)



รูปที่ 15 อัตราเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ที่วัดได้ เทียบกับจากการคำนวณวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์ค ในทิศเหนือ-ใต้ (NS)



รูปที่ 16 อัตราเร่งสัมพัทธ์ขององค์เจดีย์ที่วัดได้เทียบกับจากการคำนวณวิธีประวัติเวลาของนิวมาร์ค ในตะวันออก-ตะวันตก (EW)

4. บทสรุป

ผู้วิจัยได้ทราบค่าประมาณคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของเจดีย์วัดอุโมงค์ (สวนพุทธธรรม) จังหวัดเชียงใหม่ ภายใต้อิทธิพลของอัตราเร่งของแผ่นดินไหว ที่เกิดขึ้นในสาธารณรัฐแห่งสหภาพเมียนมาร์ ขนาด 5.9 ริกเตอร์ ณ วันที่ 12 มกราคม 2561 เวลา 01:26 น. โดยพบว่า

1. ความถี่ธรรมชาติโดยประมาณของเจดีย์โดยการวิเคราะห์อัตราเร่งของการสั่นที่เกิดขึ้นองค์เจดีย์ด้วยวิธีฟูเรียร์เท่ากับ 3.44 Hz ในทิศเหนือ-ใต้ (NS) และความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 3.52 Hz ในทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW)

2. ความถี่ธรรมชาติโดยประมาณของเจดีย์ด้วยวิธีวิเคราะห์ย้อนกลับมีค่าเท่ากับ 3.50 Hz ทั้งในแนวทิศเหนือ-ใต้ (NS) และเท่ากับ 3.56 Hz แนวทิศตะวันออก-ตะวันตก (EW) ซึ่งสามารถคำนวณความคลาดเคลื่อนเทียบกับความถี่ธรรมชาติที่ประเมินด้วยวิธีฟูเรียร์มากที่สุดเท่ากับร้อยละ 1.74 ในทิศเหนือใต้ และร้อยละ 1.13 ในทิศตะวันออกตะวันตก

3. จากวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับทราบค่าสัมประสิทธิ์ความหน่วง (c) เท่ากับ 0.715 และ 0.5813 kg/sec ค่าความแข็งของเจดีย์ (k) ได้เท่ากับ 484.70 และ 500.2 N/cm ซึ่งสามารถคำนวณอัตราส่วนความหน่วง (ζ) ได้เท่ากับ 0.0162 และ 0.0130 ในทิศทางเหนือใต้ (NS) และตะวันออกตะวันตก (EW) ตามลำดับ

ดังนั้นจึงพบว่าการประมาณตัวแปรทางพลศาสตร์ด้วยวิธีการวิเคราะห์ย้อนกลับ ดังที่เสนอมานี้ มีความถูกต้องแม่นยำในระดับที่เชื่อถือได้ ข้อมูลตัวแปรทางพลศาสตร์ของตัวเจดีย์วัดอุโมงค์(สวนพุทธธรรม) ในทิศทาง-เหนือใต้ (NS) และทิศทางตะวัน-ออกตะวันตก (EW) มีค่าใกล้เคียงกัน เนื่องจากรูปทรงของเจดีย์วัดอุโมงค์แบบระฆังคว่ำนั้นเป็นโครงสร้างที่สมมาตร

กิตติกรรมประกาศ

การวิจัยนี้ได้รับความอนุเคราะห์ด้านสถานที่ในการเก็บรวบรวมข้อมูลจากสำนักศิลปากรที่ 7 จังหวัดเชียงใหม่ และวัดอุโมงค์ (สวนพุทธธรรม) และได้รับทุนสนับสนุนจาก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

เอกสารอ้างอิง

[1] Buachart, C., Hansapinyo, C., and Pratomkhum P. (2019). Dynamic Monitoring of Wat-Umong Stupa Under Natural Vibration. *The 24th National Convention on Civil Engineering (NCCE24)*, Udonthani, Thailand, 10-12 July 2019, pp.1-3.

[2] พิธาน ไพโรจน์. (2553). *การลดทอนคลื่นของแผ่นดินไหวระยะไกลในประเทศไทย*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ, หน้า 5-11.

[3] ณัฐวัฒน์ วัดวิเศษ. (2560). *กลไกการเกิดแผ่นดินไหวตามเขตมุดตัวของเปลือกโลก หมู่เกาะฟิลิปปินส์*. การศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.

[4] สำนักเฝ้าระวังแผ่นดินไหว. (2561). *รายงานการเกิดแผ่นดินไหวบริเวณประเทศไทยและพื้นที่ใกล้เคียง เดือนมกราคม พ.ศ. 2561*. กรมอุตุนิยมวิทยา, หน้า 13.

[5] aLab Incorporated. (2015). *Seismic Acceleration Sensor ITK System for Structural Health Monitoring*. Tokyo, pp. 1-4.

[6] Chopra, Anil K. (2012). *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall, pp. 165-199.

[7] Miyamoto M. and T. Hanazato, T. (2015), Vibration Characteristics of Historical Masonry Buildings Based on Seismic Observation, *The 2nd International Conference on Preservation Maintenance and Rehabilitation of Historic Buildings and Structures*, Porto, Portugal, 22-24 July 2015, pp. 789–797.

[8] SeismoSoft Ltd. (2018). *Earthquake Software for Signal Processing of Strong-Motion data*. Retrieved 25 February 2019 from https://seismosoft.com/products/seismosignal

[9] Matsushima, M. and Matsui, K. (1991). Investigation on Dynamic Characteristics of Existing Circuit Breaker by Structural Identification Method. *The 9th Int. Conf. on Computing in Engineering Science*, Patras, Greece, 20-25 April 1991, pp. 3-5.

ผลตอบสนองต่อแรงลมของอาคารหน้าตัดรูปวงกลมและวิธีการลดผลตอบสนอง โดยใช้มวลหน่วงปรับค่าและมวลน้ำหน่วงปรับค่า

Wind Response of Circular Towers and Response Reduction Method by Tuned Mass Dampers and Tuned Liquid Dampers

พัฒน์ศิริ ใจก้าวหน้า[1*] รศ.ดร.วิโรจน์ บุญญภิญโญ[2]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: Patsiri.j@gmail.com*

บทคัดย่อ

หอสูงหน้าตัดวงกลมเป็นอาคารที่มีรูปร่างอ่อนแอซึ่งมีการตอบสนองต่อแรงลมอย่างมาก การสั่นไหวของอาคารจากแรงลมอาจรบกวนความสบายของผู้อยู่อาศัยและสร้างความเสียหายต่อองค์อาคารที่ไม่ใช่โครงสร้าง จึงมีการพัฒนาอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนที่เรียกกันว่า Dampers เพื่อช่วยควบคุมการตอบสนองของโครงสร้างต่อแรงสั่นไหว โดยการเพิ่มความหน่วงเทียบเท่าให้กับระบบโครงสร้างโดยรวม ซึ่งมีข้อดีกว่าวิธีการออกแบบทั่วไป คือ ลดการสิ้นเปลืองวัสดุโครงสร้างและไม่กระทบการออกแบบส่วนอื่น ๆ โดยงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นไปที่การศึกษาเพื่อหาสมการคำนวณโดยประมาณสำหรับการออกแบบพารามิเตอร์ที่เหมาะสมของ อุปกรณ์ประเภทมวลหน่วง 2 ชนิดได้แก่ มวลหน่วงปรับค่า(TMD) และมวลน้ำหน่วงปรับค่า (TLD) และประเมินอัตราหน่วงที่เทียบเท่าของโครงสร้างที่ได้เพิ่มขึ้นจากการติดตั้งอุปกรณ์ ทำการออกแบบโครงสร้างกับตัวอย่างศึกษาคือ หอชมเมืองแห่งหนึ่ง เพื่อศึกษาประสิทธิภาพของการออกแบบโครงสร้างโดยใช้ Dampers เปรียบเทียบกับวิธีการทั่วไป ซึ่งผลวิจัยพบว่าการออกแบบโครงสร้างโดยใช้อุปกรณ์ สามารถลดปริมาณงานก่อสร้างลงได้อย่างชัดเจน

คำสำคัญ: การควบคุมการสั่นไหว, อุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือน, มวลหน่วงปรับค่า,มวลน้ำหน่วงปรับค่า, การตอบสนองต่อแรงลมของหอรูปทรงกลม

Abstract

High-rise circular tower is considered as slender building which is subject to a high response under the wind load. The vibration may disturb the harmony of resident and cause deficiency to non-structural component. The vibration control device known as “Dampers” has been developed to control structural response under dynamics load by give an equivalent damping to overall structural system. It has an advantage over the conventional design such as reduce a wasteful of structural material and other function design. This research focus on the approximated formula to design an optimum parameter and the formula to estimate an equivalent damping of structural system obtained from 2 type of mass dampers, namely Tune mass Dampers (TMD) and Tuned Liquid Damper (TLD). Experiment the structural design with the circular watchtower to study the profit of mass dampers compared with conventional design. The result show that mass dampers significantly reduce the amount of structural work.

Keywords: Vibration control, Dampers, Tuned mass dampers, Tune liquid dampers, Wind response of circular towers

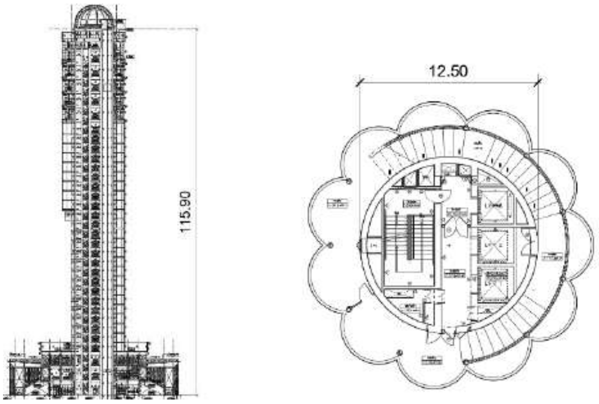
1. คำนำ

การวิจัยนี้จะศึกษาวิธีการออกแบบโครงสร้างอาคารโดยใช้อุปกรณ์ลดการตอบสนองต่อการสั่นสะเทือน โดยมวลอุปกรณ์ที่พิจารณาใช้เป็นอุปกรณ์ประเภทมวลหน่วงได้แก่ มวลหน่วงปรับค่า Tuned Mass Damper (TMD) และมวลน้ำหน่วงปรับค่า Tuned Liquid Damper (TLD) โดยจะทำการเปรียบเทียบผลการออกแบบกับการออกแบบทั่วไป เพื่อศึกษาว่าการใช้อุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนมีประสิทธิผลและมีความคุ้มค่าในการนำมาใช้งานมากน้อยเพียงใด โดยเลือกอาคารหอชมเมืองแห่งหนึ่งเป็นตัวอย่างในการศึกษาการออกแบบโครงสร้างอาคารโดยใช้อุปกรณ์ลดการตอบสนอง

เบื้องต้นอาคารหอชมเมืองได้ถูกออกแบบโครงสร้างไว้แล้ว โดยอาคารมีความสูงของระดับพื้นชั้นบนสุดที่ 115.9 เมตร โครงสร้างหลักทั้งการรับแรงในแนวนิ่งและแรงด้านข้างคือผนังค.ส.ล. รูปวงกลมความหนา 500 มม. เส้นผ่านศูนย์กลางผนังค.ส.ล. 12.5 เมตร โดยตั้งแต่ระดับความสูง 45 ม. ขึ้นไปจะมีโครงสร้างเหล็กยื่นออกรอบตัวเป็นโครงผนังตกแต่ง ทำให้อาคารมีเส้นผ่าศูนย์กลางสูงสุดประมาณ 20 เมตร ผนังถ่ายแรงลงสู่ฐานรากร่วมถ่ายน้ำหนักลงเสาเข็ม โดยผังอาคารแสดงไว้ในรูปที่ 1

เนื่องด้วยอาคารนี้มีรูปทรงที่ค่อนข้างชะลูดและไม่มีผลของโครงเฟรมในการช่วยรับแรงด้านข้างซึ่งเป็นลักษณะโครงสร้างที่มีความอ่อนแอและตอบสนองต่อแรงลมค่อนข้างสูง จึงตั้งสมมุติฐานได้ว่าอาคารนี้จะมี

ผลกระทบจากแรงลมที่วิกฤติมากกว่าแรงแผ่นดินไหว ซึ่งอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนประเภทมวลหน่วง (Mass Dampers) มีคุณลักษณะการทำงานที่ตอบสนองได้ดีกับพฤติกรรมของแรงสั่นสะเทือนที่มีคาบการสั่นไหวยาวและเป็นแรงแบบสุ่ม (Random Force) ซึ่งเป็นพฤติกรรมของแรงลม ดังนั้นทางทีมผู้วิจัยจึงเลือกอาคารนี้เป็นตัวอย่างในการศึกษา



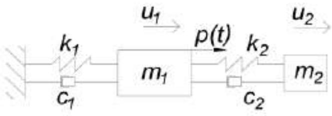
รูปที่ 1 รูปตัดอาคาร(ซ้าย), และผังส่วนหอคอย(ขวา)

วิธีการศึกษา ทีมผู้วิจัยจะทำการออกแบบโครงสร้างผนังคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นองค์หลักที่รับแรงด้านข้างของอาคารหอชมเมืองใหม่ ให้มีขนาดเล็กลงอย่างเหมาะสม จนพบว่าอาคารมีผลการตอบสนองต่อการสั่นไหวที่มากเกินเกณฑ์ที่ยอมรับได้ แล้วจึงทำการออกแบบอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนประเภทมวลหน่วง เพื่อใช้ผลการเพิ่มความหน่วงของระบบโครงสร้างเทียบเท่าจากอุปกรณ์ลดการสั่นไหวเข้ามาช่วยซึ่งจะทำให้ได้ผลการตอบสนองต่อแรงลมที่ลดลง นำผลนั้นไปพิจารณาออกแบบจนได้โครงสร้างที่เหมาะสมแล้วทำการเปรียบเทียบกับโครงสร้างต้นแบบ

2. หลักการและทฤษฎีที่ใช้วิจัย

2.1 การเคลื่อนที่แบบสั่นไหวและมีความหน่วง

พฤติกรรมการสั่นไหวของโครงสร้างทั่วไปเมื่ออยู่ภายใต้แรงกระทำภายนอกใด ๆ จะเป็นไปตามกฎของนิวตัน นั่นคือจะเกิดแรงต้านทานจากแรงภายในและแรงหน่วงของโครงสร้างดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 การเคลื่อนที่ 2 ตัวแปร

กำหนดให้มวลที่ 1 คือมวลของโครงสร้างหลักและมวลที่ 2 คือมวลของอุปกรณ์ลดการสั่น ณ ที่เวลาใด ๆ ผลลัพธ์ของแรงภายนอกกับแรงภายในจะต้องเท่ากับแรงเฉื่อยของตัวโครงสร้างเอง สามารถเขียนอยู่รูปสมการเชิงเส้นของระบบตัวแปรเดียวได้ตามสมการที่ (1)

$$m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=p \qquad (1)$$

$$\begin{bmatrix} m_1+m_2 & m_1 \\ m_1 & m_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} p(t) \\ 0 \end{Bmatrix}$$

โดย m คือ มวล

c คือ ค่าความหน่วง

k คือ ค่าความแข็งของโครงสร้าง (แรง/การกระจัด)

$u/\dot{u}/\ddot{u}$ คือ การกระจัด/ความเร็ว/ความเร่ง

แรงหน่วงในสมการที่ (1) จะมีความสัมพันธ์กับความเร็วของวัตถุ กับค่าความหน่วง c โดยแรงหน่วงนี้เป็นกระบวนการถ่ายเทและดูดซับพลังงานที่ทำให้ค่าแอมพลิจูดของการสั่นไหวลดลงอย่างต่อเนื่องตามระยะเวลา การดูดซับพลังงานอาจเกิดได้หลายทางเช่น โดยค่าความหน่วงสามารถเขียนในรูปทั่วไปได้ดังนี้

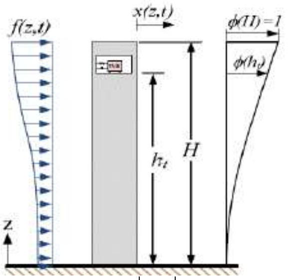
$$c=\zeta c_{cr}=2\zeta m\omega_n=2\zeta\sqrt{km} \qquad (2)$$

โดย ζ คือ อัตราความหน่วง

c_{cr} คือ ค่าความหน่วงวิกฤติ

ω_n คือ คาบการสั่นไหวธรรมชาติในโหมดใดๆ

หากแต่อัตราส่วนความหน่วงไม่มีสมการทางคณิตศาสตร์ที่สามารถคำนวณได้โดยตรงจากรูปร่างของโครงสร้างเหมือนค่าความแข็ง (Stiffness) ต้องอาศัยวิธีการตรวจวัดการสั่นไหวจากอาคารจริง โดยวัดอัตราการลดลงของการสั่นไหวซึ่งสามารถนำไปคำนวณหาค่าอัตราหน่วงได้ หรืออาจทำการทดลองกับโครงสร้างจำลองเพื่อวัดอัตราการสั่นไหวได้เช่นกัน



รูปที่ 3 แบบจำลองการเคลื่อนที่ 2 ตัวแปรของอาคารสูง

สำหรับกรณีของอาคารสูงตามรูปที่ 3 รูปแบบการเคลื่อนที่ของมวลจะมีผลของรูปร่างการสั่นไหว (Mode shape) เข้ามาเกี่ยวข้อง โดยพิจารณาการเคลื่อนไหวของอาคารในรูปที่ 3 เสมือนเป็นระบบตัวแปรเดียวเฉพาะโหมดที่ต้องการและกำหนดให้มวลหน่วงติดตั้งค่าที่ความสูง *h* จะได้ค่าการเคลื่อนที่ $u_1(h,t)=\phi(h)x_1(t)$ แทนลงในสมการที่ (1) และหารสมการที่ (1) ด้วย m_1 จะสามารถจัดรูปสมการเคลื่อนไหวได้ใหม่ดังนี้

$$\begin{bmatrix} 1+\phi^2\mu & \phi\mu \\ \phi\mu & \mu \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} 2\omega_1\zeta_1 & 0 \\ 0 & 2\mu\omega_n\zeta_2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 \\ 0 & \mu\omega_2^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} x_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} p(t)/m_2 \\ 0 \end{Bmatrix} \qquad (3)$$

โดย $\mu=\frac{m_2}{m_1}$ คือ อัตราส่วนมวลหน่วง/มวลโครงสร้าง

ϕ คือ ค่าประกอบรูปร่างการสั่นไหว (Mode shape) ณ ระดับ *Z* ที่ติดตั้งมวลหน่วง

x คือ แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของโครงสร้าง

พิจารณาตัวแปรในสมการที่ (3) เห็นได้ว่าข้อจำกัดของอุปกรณ์ประเภทมวลหน่วงนั้นคือ สามารถควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้างที่สัมพันธ์กับความถี่ธรรมชาติเพียงโหมดเดียวเท่านั้น ตัวแปรที่ผลต่อประสิทธิภาพของการทำงานของอุปกรณ์นั้นได้แก่รูปร่างการสั่นไหว (ϕ) ของอาคาร ณ จุดที่ติดตั้งอุปกรณ์, ค่าอัตราหน่วงของชุดอุปกรณ์ (ζ_2) และอัตราส่วน

มวลหน่วงต่อมวลโครงสร้างในโหมดที่พิจารณา (μ) [1] หากแต่การคำนวณตัวแปรข้างต้นโดยตรงนั้นมีความยุ่งยากมาก จึงมีการคิดวิธีการคำนวณโดยแปลงให้อยู่ในรูปสมการอย่างง่าย โดยจะกล่าวในบทต่อไป

2.2 การคำนวณตัวแปรของอุปกรณ์ลดการสั่นประเภทมวลหน่วง

เริ่มต้นวิศวกรควรพิจารณาลักษณะรูปร่างของอาคารและประเมินค่าอัตราส่วนความหน่วงของระบบโครงสร้างเดิมที่สภาวะประลัยและสภาวะใช้งานเองว่ามีค่าประมาณเท่าใด โดยอาคารสูงที่มีรูปร่างสูงชะลูดและมีส่วนของโครงสร้างที่ต้านทานแรงด้านข้างน้อยควรจัดเป็นอาคารที่มีอ่อนต่อการสั่นไหวและใช้ค่าอัตราความหน่วง 1% และ 0.5% ที่สภาวะด้านกำลังและใช้งานตามลำดับ ซึ่งอาคารหอชมเมืองรูปวงกลมจัดอยู่ในประเภทนี้

พิจารณาแรงตอบสนองต่อแรงลม โมเมนต์ที่ฐานส่วนกำทอน ตามสมการที่ (4)[2] จะพบว่าความหน่วงของโครงสร้างนั้นจะแปรผกผันกับโมเมนต์กำลังสอง ดังนั้นเราจึงสามารถสร้างสมการที่ (5) เพื่อใช้คำนวณว่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าของระบบโครงสร้างต้องมีเท่าใดจึงลดความเร่งตอบสนองของอาคารให้ได้ตามที่ต้องการ

$$M_R = g_R \sqrt{\frac{\pi}{4\xi} f S_m(f)} \tag{4}$$

โดย M_R คือ โมเมนต์ที่ฐานจากผลของแรงลมส่วนกำทอน
ξ คือ อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้าง
g_R คือ ค่าประกอบเพื่อปรับค่ารากกำลังสองเฉลี่ยเป็นค่าสูงสุด
$S_m(f)$ คือ ค่าสเปกตรัมโมเมนต์ที่ฐานที่แปรปรวนของแรงลม
f คือ ความถี่ธรรมชาติของอาคาร (เฮิรตซ์)

$$\xi_{eq} = \xi_s \left(\frac{a_i}{a_{target}}\right)^2 \tag{5}$$

โดย ξ_{eq} คือ อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างที่ต้องการ
ξ_s คือ อัตราส่วนความหน่วงเดิมของโครงสร้าง
a_{target} คือ ความเร่งของอาคารที่ต้องการ
a_i คือ ความเร่งของเดิมของอาคาร

เมื่อมีค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่ต้องการแล้วก็สามารถประมาณค่าอัตราส่วนมวลหน่วงที่เหมาะสมต่อมวลโครงสร้างที่ตอบสนองในโหมดที่พิจารณาต้องการได้จากสมการ (6) และ (7) โดยที่ค่าอัตราส่วนที่เหมาะสมควรควรมีค่าอยู่ประมาณระหว่าง 0.5-3% ของมวลตอบสนองในโหมดที่พิจารณา เนื่องจากการใส่มวลที่มีปริมาณมากเกินไปจะกระทบต่อคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของทั้งระบบและทำให้ผลการคำนวณคลาดเคลื่อนมากขึ้น ส่วนการใช้ปริมาณมวลที่น้อยเกินไปอาจทำให้อุปกรณ์ไม่สามารถตอบสนองต่อการสั่นไหวได้จริงในเชิงปฏิบัติ [3]

$$\mu_{opt} = \frac{\phi M_{t.opt}}{M_S} = \left(6\xi_{eq}^2 - 0.5\right) + \sqrt{36\xi_{eq}^4 + 10\xi_{eq}^2 + 0.25} \tag{6}$$

โดย μ_{opt} คือ อัตราส่วนมวลหน่วงที่เหมาะสมต่อมวลโครงสร้างที่ตอบสนองในรูปร่างการสั่นไหวที่พิจารณา
$M_{t.opt}$ คือ มวลหน่วงที่เหมาะสมที่ต้องการ
M_s คือ มวลโครงสร้างที่ตอบสนองในโหมดที่พิจารณา
ϕ คือ ค่าประกอบของรูปร่างการสั่นไหวที่ระดับชั้นที่ติดตั้งมวลโดยมีค่ามากสุดคือ *1*

เมื่อทราบปริมาณของมวลหน่วงที่เหมาะสมที่ต้องการแล้ว จึงนำค่ามวลดังกล่าวไปออกแบบอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนแบบมวลหน่วงซึ่งมีสองประเภทหลักได้แก่มวลหน่วงปรับค่า (TMD) และมวลน้ำหน่วงปรับค่า (TLD) โดยทั้งสองแบบมีหลักการพื้นฐานคือความถี่ธรรมชาติของอุปกรณ์ต้องเท่ากับหรือใกล้เคียงค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในโหมดที่พิจารณาที่ปรับค่าด้วยตัวคูณตามสมการ (7) [3]

$$f_t = \gamma_t f_s = \frac{\sqrt{1+(\mu\ /2)}}{1+\mu} f_s \tag{7}$$

โดย γ_t คือ ตัวคูณปรับค่าความถี่โครงสร้าง
f_s คือ ความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง (เฮิรตซ์)
f_t คือ ความถี่ธรรมชาติของอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือน (เฮิรตซ์)

หลังจากออกแบบค่าความความถี่ที่เหมาะสมได้แล้วต้องพิจารณาค่าอัตราส่วนความหน่วงของอุปกรณ์เพื่อควบคุมให้มวลหน่วงตอบสนองต่อโหมดการสั่นสะเทือนที่พิจารณาเท่านั้นโดยค่าอัตราส่วนความหน่วงที่เหมาะสมของอุปกรณ์ลดการสั่นไหว คำนวณได้จากสมการที่ (8) แล้วจึงคำนวณหาค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าของระบบโครงสร้างที่ได้เพิ่มจากอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนจากสมการที่ (9)[3]

$$\xi_{t,opt} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\mu(1+(3\mu\ /4))}{(1+\mu)\left(1+(\mu/2)\right)}} \tag{8}$$

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4}\sqrt{\frac{\mu+\mu^2}{1+(3\mu/4)}} \tag{9}$$

โดย $\xi_{t,opt}$ คือ อัตราส่วนความหน่วงของอุปกรณ์ลดการสั่นไหว
ξ_{eq} คือ อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าของระบบโครงสร้างที่ได้จากอุปกรณ์ Mass Dampers
μ คือ อัตราส่วนมวลหน่วง/มวลโครงสร้าง

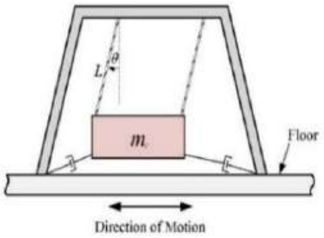
อัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าที่ได้จากสมการที่ (9) มาจากอุปกรณ์เท่านั้น ไม่รวมกับอัตราส่วนความหน่วงเดิมของระบบโครงสร้าง ในทางการคำนวณเพื่อลดผลตอบสนอง จึงอาจพิจารณาใช้ความหน่วงเดิมของระบบครึ่งนึงร่วมกับความหน่วงจากอุปกรณ์ จะไม่ใช้ความหน่วงเดิมเต็มที่เพราะการตอบสนองต่อการสั่นของอุปกรณ์จะทำงานเร็วกว่าการถ่ายเทความหน่วงภายในโครงสร้าง ประสิทธิผลของความหน่วงเดิมจึงทำงานร่วมกับอุปกรณ์ได้ไม่เต็มที่

2.3 หลักการคำนวณ TMD แบบลูกตุ้ม

ในกรณีนี้จะเลือกใช้มวลหน่วงปรับค่าแบบลูกตุ้ม (Pendulum TMD) เนื่องด้วยมีข้อดีที่สามารถคำนวณออกแบบค่าความถี่ที่ต้องการและทำการติดตั้งได้ง่ายเมื่อเทียบกับ TMD แบบอื่น ๆ โดยชุดอุปกรณ์ประกอบด้วยมวลที่ยึดโยงเข้ากับโครงสร้างในลักษณะลูกตุ้มและที่ฐานมวลมีอุปกรณ์หน่วงการสั่น (Shock Absorber) ตามรูปที่ 4

สามารถคำนวณหาขนาดปริมาตรทรงกลมได้จากอัตราส่วนมวลหน่วงเหมาะสมที่ต้องการ ส่วนความยาวของสายที่ยึดโยงมวล คำนวณได้จากความสัมพันธ์ของค่าความถี่ธรรมชาติของลูกตุ้มตามสมการที่ (10) ส่วน

อุปกรณ์หน่วงการสั่นนั้น คำนวณค่าความหน่วงที่ TMD ต้องการได้จากสมการที่ (6) และ (8) แล้วเลือกตัวอุปกรณ์ที่ให้ค่าความหน่วงตามต้องการจากมาตรฐานผลิตภัณฑ์ของผู้ผลิตมาติดตั้ง



รูปที่ 4 การเคลื่อนที่และทำงานของ Pendulum TMD

$$f_t=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{L}} \tag{10}$$

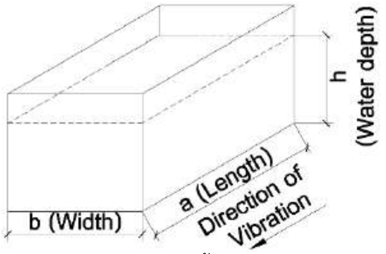
โดย f_t คือ ความถี่ธรรมชาติของมวลหน่วง (เฮิรตซ์)

L คือ ความยาวของสายเคเบิล

2.4 หลักการคำนวณ TLD

2.4.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

ในกรณีนี้จะพิจารณาออกแบบมวลน้ำหน่วงแบบถังรูปสี่เหลี่ยมซึ่งสามารถทำการคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติของแต่ละถังน้ำได้ค่อนข้างง่ายและยังใช้ต้นทุนน้อยเนื่องจากมวลน้ำนั้นมีต้นทุนต่ำมากเมื่อเทียบกับวัสดุอื่น หากแต่ TLD นั้นก็มีข้อเสียที่การออกแบบให้มวลน้ำรวมมีทั้งความถี่และมวลประสิทธิผลได้ตามต้องการนั้นไม่ง่ายนัก ซึ่งหลักการออกแบบถังบรรจุน้ำรูปทรงสี่เหลี่ยมให้มวลน้ำมีคุณสมบัติในการเพิ่มความหน่วงให้กับระบบโครงสร้างได้ มีตัวแปรสำคัญที่ต้องพิจารณาและคำนวณได้ดังนี้



รูปที่ 5 ถังน้ำ TLD

พิจารณาถังน้ำรูปสี่เหลี่ยมดังรูปที่ 5 สมมุติการตอบสนองในทิศทางที่สนใจขนานกับด้านยาว a อัตราส่วนความสูงของน้ำและความยาวในทิศตอบสนอง *(h/a)* ต้องมีค่าอยู่ในช่วง 0.1ถึง 0.3 เพราะถ้าอัตราส่วนเกินค่าดังกล่าวจะทำให้มีเป็นมวลน้ำส่วนที่ไม่สั่นไหว (Dead mass) มาก ทำให้ประสิทธิภาพของมวลลดน้อยลง

ความถี่ธรรมชาติของมวลน้ำในทิศทางที่พิจารณาสามารถคำนวณได้จากสมการ(11) โดยค่าความถี่ต้องใกล้เคียงกับความถี่ที่ปรับค่าแล้วของโครงสร้างตามสมการ (7) ในโหมดที่พิจารณา ไม่ควรแตกต่างเกิน 2%[4]

$$f_t=\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{a}\pi\tanh\left(\frac{\pi h}{a}\right)} \tag{11}$$

โดย f_t คือ ความถี่ธรรมชาติของมวลน้ำ (เฮิรตซ์)

g คือ ค่าความเร่งของแรงโน้มถ่วง

h คือ ความยาวของมวลน้ำในทิศการสั่น

a คือ ความลึกของน้ำ

โดยมวลน้ำที่ใช้จะมีประสิทธิภาพในการเป็นมวลหน่วงได้ไม่เต็มปริมาตร ซึ่งมวลประสิทธิผลคำนวณได้ตามสมการที่ (12) และ (13)[4]

$$\psi_R=\frac{\beta_R^2}{\alpha_R}=\frac{(2a/h\pi^2)^2}{a/(2\pi\tanh(\pi h/a))} \tag{12}$$

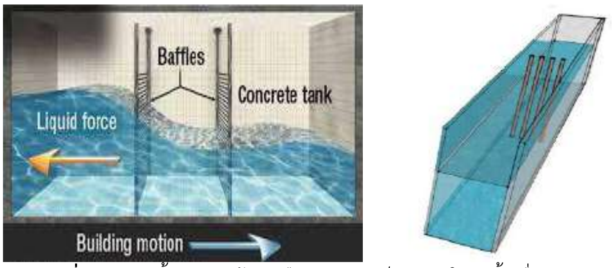
$$M_{eff}=\psi_R M_0 \tag{13}$$

โดย M_{eff} คือ มวลประสิทธิผลของน้ำ

M_0 คือ มวลของน้ำ

ψ_R คือ ค่าประสิทธิภาพของมวลน้ำ

ปัญหาเรื่องมวลน้ำประสิทธิผลของ TLD คือการปรับขนาดถังน้ำที่ใหญ่เกินไปจะทำให้ความถี่ในการสั่นของน้ำช้าลงจนไม่สอดคล้องกับความถี่ที่ต้องการและอาจกระทบกับพื้นที่อาคาร การเพิ่มจำนวนถังน้ำแทนการเพิ่มขนาดเพื่อทำให้มวลประสิทธิผลรวมของน้ำมีจำนวนมากพอตามที่ต้องการได้เช่นกันแต่ไม่ควรแบ่งมวลน้ำมากกว่า 4 มวลเพราะพฤติกรรมการทำงานของมวลรวมจะไม่เป็นแบบ TLD และมีการคำนวณที่ซับซ้อนมากขึ้น



รูปที่ 6 การติดตั้งตาข่าย(ซ้าย)หรือเสาขนาดเล็ก(ขวา) ในถังน้ำเพื่อหน่วงการสั่นของคลื่นทำให้ TLD มีอัตราความหน่วงตามต้องการ

2.4.2 ค่าอัตราส่วนความหน่วงของถังน้ำ

เมื่อทราบความถี่ที่เหมาะสมของ TLD แล้ว จะต้องออกแบบให้ถังน้ำ มีอัตราส่วนความหน่วงได้ตามต้องการ อาจใช้การติดตาข่ายแผงกั้น(Baffles) หรือติดเสาขนาดเล็กภายในถังดังรูปที่ 6 ซึ่งทำให้มวลน้ำขณะสั่นไหวปะทะกับเสาภายในถัง เกิดการถ่ายพลังงานและความหน่วงให้กับระบบโครงสร้าง โดยอัตราส่วนความหน่วงเฉพาะมวลน้ำคำนวณได้ตามสมการที่ (14) ส่วนอัตราส่วนความหน่วงที่ได้จากการติดเสาขนาดเล็กหน่วงคลื่นน้ำได้คำนวณจากสมการที่ (15) ซึ่งจะสังเกตุได้ว่าอัตราความหน่วงนี้แปรผันตามแอมพลิจูดของคลื่นซึ่งสามารถประมาณการแบบลองถูกลองผิด (Trial & Error) ได้จากสมการที่ (16) โดยอาจประมาณการค่า β ก่อนแล้วจะสามารถประมาณได้ค่า Λ ที่ทำให้ได้อัตราความหน่วงตามต้องการแล้วจึงคำนวณหาความกว้างของเสาในถังน้ำ d และคำนวณกลับเพื่อตรวจว่าค่า β และ Λ ได้ใกล้เคียงกับที่ประมาณไว้ทีแรกหรือไม่[5][6]

$$\xi_{liq}=\left(\frac{1+h/b}{2h}\right)\sqrt{\frac{2v}{\omega_{liq}}} \tag{14}$$

$$\xi_{add}=\beta\Lambda=C_d\frac{d}{b}\frac{1}{a}\left[\frac{9\sinh(\pi h/a)+\sinh(3\pi h/a)}{9\pi\sinh^2(\pi h/a)\cosh(\pi h/a)}\right]\Lambda \tag{15}$$

$$\left(\frac{8}{3\pi}\beta\Lambda\right)^2\Lambda^2=\left(\frac{2}{\pi}\tanh\left(\frac{h}{a}\right)\right)^2X^2 \tag{16}$$

โดย ξ_{liq} คือ ความหน่วงจากของเหลว

ξ_{add} คือ ความหน่วงเพิ่มเติมจากการหน่วงการไหลของเหลว

v คือ ค่าความหนืดของของเหลว (น้ำ $v=1\ mm^2/s$)

A คือ แอมพลิจูดของคลื่นของเหลว

C_d คือ สัมประสิทธิ์แรงฉุด(Drag Coefficient) ของการไหล มีค่าประมาณ 1.5

X คือ แอมพลิจูดของการสั่นสะเทือน

d คือ ความกว้างรวมของเสาทั้งหมดในถังน้ำ

3. การวิเคราะห์โครงสร้างต้นแบบ

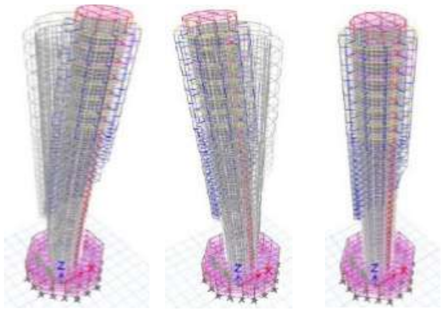
3.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

โครงสร้างอาคารหอชมตามแบบเดิม ถูกออกแบบไว้โดยมีโครงสร้างหลักที่ต้านทางแรงด้านข้างเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กรูปวงกลมกับผนังแนวขวางกลางวงกลมของอาคาร โดยผนังทั้งหมดมีความหนา 500 มม. โดยความหนาของผนังมีขนาดเท่ากันเท่ากันตั้งแต่ฐานรากถึงยอดอาคาร

สร้างแบบจำลองโครงสร้างอาคารหอชมเมืองตามต้นแบบเดิมโดยใช้โปรแกรมประเภทไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite element) เพื่อทำการวิเคราะห์คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของระบบโครงสร้าง โดยมวลของโครงสร้างจะพิจารณาใช้น้ำหนักของตัวโครงสร้างเอง (Dead Load) รวมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม (Super imposed Dead load) อันได้แก่ น้ำหนักผนังก่อ, พื้นผิว และ ฝ้าเพดาน ซึ่งผลการวิเคราะห์ได้รูปร่างการสั่นไหวของโหมดหลักดังรูปที่ 7 และคุณสมบัติของอาคารตามตารางที่1 ดังนี้

ตารางที่ 1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารต้นแบบ

คุณสมบัติ	ต้นแบบเดิม
ขนาดผนังรับแรง (มม.)	500
มวล (ตัน)	10167
ความถี่ธรรมชาติหลักในทิศ X (Hz)	0.369
% ของมวลที่ตอบสนองในทิศ X	55.8
ความถี่ธรรมชาติหลักในทิศ Y (Hz)	0.391
% ของมวลที่ตอบสนองในทิศ Y	54.9



รูปที่ 7 แบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์โครงสร้างและรูปร่างการสั่นไหวที่ความถี่ธรรมชาติในทิศ X, Y และหมุนรอบทิศ Z (ตามลำดับจากซ้ายไปขวา)

ผลวิเคราะห์จากในตารางที่ 1 และรูปร่างการสั่นไหวของความถี่ธรรมชาติหลักของอาคารใน 3 ทิศ จะเป็นข้อมูลที่ใช้ประกอบ การวิเคราะห์ผลจากการทดสอบแบบจำลองโครงสร้างในอุโมงค์ลม โดยสมมุติฐานและตัวแปรที่เกี่ยวข้องได้แก่ความเร็วลม, สภาพภูมิประเทศที่ตั้งอาคารและอัตราส่วนความหน่วงของอาคารได้สรุปไว้ในตารางที่ 2 โดยแบบจำลองอาคารสร้างด้วยขนาด 1 ต่อ 400 ส่วนและจำลองสภาพภูมิประเทศเสมือนจริงในระยะ 400 เมตรรอบอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 8

รูปที่ 8 การทดสอบแบบจำลองหอชมเมืองในอุโมงค์ลม

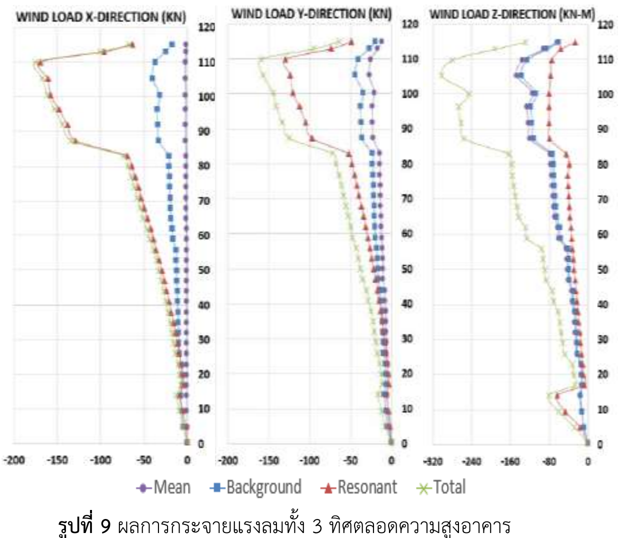
ตารางที่ 2 สมมุติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองต่อแรงลม

สมมุติฐาน	ค่าที่ใช้
ประเภทและสภาพภูมิประเทศ	B ชานเมือง
ความเร็วลมอ้างอิงระดับ 10 เมตร คาบเวลากลับ 50 ปี (เมตร/วินาที)	25
ความเร็วลมที่ยอดอาคาร คาบเวลากลับ 50 ปี (เมตร/วินาที)	30.64
ความเร็วลมที่ยอดอาคาร คาบเวลากลับ 10 ปี (เมตร/วินาที)	24.82
อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างที่ด้านกำลัง (%)	1.0
อัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างที่สภาวะใช้งาน (%)	0.5

ตารางที่ 3 โมเมนต์ที่ฐานอาคารต้นแบบจากผลของแรงลม (อัตราหน่วง 1%)

	โมเมนต์ที่ฐาน (กิโลนิวตัน-เมตร)
M_y (ดัดรอบแกน Y)	161,874
M_x (ดัดรอบแกน X)	156,067
M_z (หมุนรอบแกน Z)	4,297

ผลวิเคราะห์จากแบบจำลองจะทำให้ทราบผลลัพธ์ของโมเมนต์ที่ฐาน โดยในกรณีนี้พิจารณาใช้แรงลมที่ความเร็วลมที่คาบ50ปีและอัตราหน่วงของระบบโครงสร้างเท่ากับ 1% ตามตารางที่3 และได้ผลการกระจายของแรงลมตามระดับความสูงช่วงชั้นต่าง ๆ ของอาคารดังรูปที่ 9 ซึ่งในการออกแบบจะใช้ผลรวมค่าแรงลมใน 3 ทิศที่ทำร่วมกับแรงลมสูงสุดและแรงที่ให้ผลสูงสุดในแต่ละ Quadrant แล้วจึงนำแรงลมนั้นไปวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้เป็นแรงสถิตเทียบเท่ากระทำที่จุดศูนย์กลางของ Diaphragm ของแต่ละชั้น



รูปที่ 9 ผลการกระจายแรงลมทั้ง 3 ทิศตลอดความสูงอาคาร

3.2 ผลการตรวจสอบโครงสร้าง

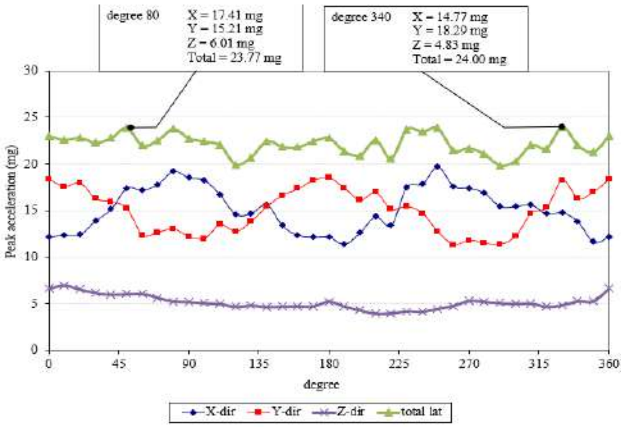
ตรวจสอบการออกแบบผนังโครงสร้างด้านกำลังภายใต้ผลการรวมแรงทุกกรณี สรุปผลได้ตามตารางที่ 4 ซึ่งแสดงในรูปแบบของอัตราส่วนของแรงภายในที่เกิดขึ้นต่อกำลังของหน้าตัดนั้น (Demand/Capacity ratio) โดยแบ่งย่อยได้เป็น ผลรวมของอัตราส่วนแรงภายในที่เกิดขึ้นต่อกำลังของหน้าตัดของแรงในแนวแกนรวมกับโมเมนต์ดัดในสองทิศ (PMM ratio) และอัตราส่วนของการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังการรับแรงเฉือน (Shear ratio) พบว่าค่าอัตราส่วนนี้ของโครงสร้าง ค่ามากสุดมีค่าไม่เกิน 0.39 แสดงว่าโครงสร้างอาคารมีมีกำลังเพียงพอและมีความปลอดภัยมาก

ตารางที่ 4 ผลตรวจสอบอัตราส่วนแรงที่เกิดขึ้น/กำลังของโครงสร้าง

ช่วงชั้น	ผนังวงกลมด้านนอก		ผนังขวางด้านใน	
	PMM	Shear	PMM	Shear
ฐานราก – ชั้น 4	0.39	0.16	0.31	0.15
ชั้น 4 – ชั้น 8	0.37	0.10	0.27	0.08
ชั้น 8 – ชั้น 12	0.34	0.08	0.26	0.07
ชั้น 12 - หลังคา	0.29	0.08	0.25	0.06

ตรวจสอบสภาวะด้านการใช้งานของอาคารได้แก่ การแอ่นตัวด้านข้างและความเร่งสูงสุดของอาคารภายใต้ความเร็วลมที่คาบเวลากลับ 10 ปี โดยข้อกำหนดระบุให้การแอ่นตัวด้านข้างได้ไม่เกิน *H/500* (*H* คือความสูงของอาคาร) หรือเท่ากับ 0.232 เมตร โดยวิเคราะห์การแอ่นตัวด้านข้างสูงสุดของอาคารในทิศ X และ Y ได้ผลเป็น 0.102 และ 0.097 เมตร ตามลำดับ ซึ่งน้อยกว่าค่าสูงสุดที่ยอมให้

ส่วนความเร่งของอาคารประเภทอาคารสาธารณะนั้นต้องไม่เกิน 25 ซม./วินาที^{2}หรือ 25 mg อ้างอิงจากมาตรฐาน มยผ.1311-50[7] โดยผลวิเคราะห์ความเร่งของอาคารแสดงไว้ตามรูปที่ 10 ซึ่งพิจารณาผลแล้วพบว่าอาคารต้นแบบมีสภาวะใช้งานที่ผ่านข้อกำหนดทั้งหมด



รูปที่ 10 กราฟแสดงผลความเร่งเนื่องจากแรงลมของอาคารต้นแบบในแต่ละทิศ

4. การวิเคราะห์โครงสร้างลดขนาดและติดตั้ง Mass Dampers

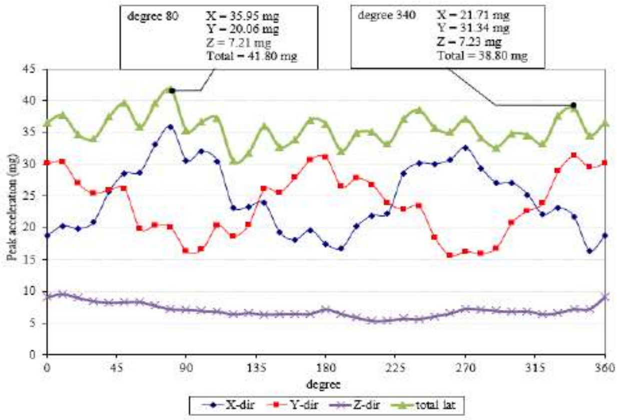
4.1 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์

ทดลองเปลี่ยนขนาดโครงสร้างผนังและเสา ใช้ขนาดเล็กกว่า 500 มม. แล้ววิเคราะห์โครงสร้าง เพื่อหาขนาดโครงสร้างที่ทำให้อาคารตอบสนองต่อแรงลมอย่างมากแต่มีความเป็นไปได้ในการออกแบบให้มีความแข็งแรงเพียงพอ จนได้ขนาดที่เหมาะสมที่ 300 มม. ผู้วิจัยใช้สมมุติฐานและหลักเกณฑ์เดียวกับการวิเคราะห์โครงสร้างต้นแบบตามหัวข้อทำการวิเคราะห์คุณสมบัติด้านพลศาสตร์โดยได้ผลการวิเคราะห์ดังนี้

ตารางที่ 5 คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของอาคารที่ลดขนาด

คุณสมบัติ	แบบลดขนาด
ขนาดผนังรับแรง (มม.)	300
มวล (ตัน)	7243
ความถี่ธรรมชาติหลักในทิศ X (Hz)	0.316
% ของมวลที่ตอบสนองในทิศ X	54.3
ความถี่ธรรมชาติหลักในทิศ Y (Hz)	0.352
% ของมวลที่ตอบสนองในทิศ Y	53.4

เลือกใช้ค่าผลการวิเคราะห์จากการทดสอบอุโมงค์ลมที่ค่าความถี่ธรรมชาติ 0.8 เท่าของโครงสร้างต้นแบบเดิม เนื่องด้วยค่าความถี่ธรรมชาติการสั่นไหวหลักของโครงสร้างที่ลดขนาดลงมีค่าประมาณ 0.85 เท่าของโครงสร้างเดิมและการเปลี่ยนขนาดโครงสร้างหลักนั้นทำให้มวลของอาคารเปลี่ยนไปอย่างมาก จึงต้องทำการวิเคราะห์ผลข้อมูลจากการทดสอบอุโมงค์ลมเพื่อหาความเร่งตอบสนองและแรงลมสถิตเทียบเท่าใหม่ด้วยเช่นกัน โดยผลความเร่งในแนวราบของโครงสร้างแบบที่ลดขนาดลง ได้แสดงไว้ในกราฟรูปที่ 11



รูปที่ 11 กราฟแสดงผลความเร่งเนื่องจากแรงลมของอาคารที่ลดขนาดในแต่ละทิศ

จากข้อมูลที่แสดงในกราฟจะเห็นได้ว่าอาคารหอชมเมืองที่ใช้ความหนาของผนังอาคารลดลงเหลือ 300 มม.มีความเร่งลัพธ์ในแนวราบมีค่าอยู่ในช่วงประมาณ 30-42 mg ซึ่งมีค่ามากเกินกว่าเกณฑ์ที่ยอมให้ กรณีนี้จึงเหมาะที่จะใช้อุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนประเภทมวลหน่วงเพื่อช่วยลดทอนผลตอของอาคาร นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าความเร่งในแนวราบจะมีค่าสูงสุดทางแกน X และ Y สูงสุดที่ทิศทางลมกระทำกับอาคารในมุม 80 และ340 องศาตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าอาคารนี้รูปร่างที่อ่อนแอและตัวอาคารได้รับผลกระทบจากการแรงตั้งฉากทิศทางของลมมากกว่าแรงตามทิศทางลม

4.2 คำนวณออกแบบ TMD และวิเคราะห์ผลอัตราส่วนความหน่วง

4.2.1 คำนวณค่าคุณสมบัติของอุปกรณ์

พิจารณาความเร่งในทิศทาง X จากแรงลมกระทำที่ทิศ 80 องศาซึ่งทำให้เกิดความเร่งลัพธ์ในแนวราบสูงสุดและมีความเร่งในทิศทาง X เป็นหลัก

$$a_{x,target}=\sqrt{25^2-7.21^2}=23.92\ cm/s^2$$

กำหนดให้โครงสร้างมีอัตราหน่วงที่ 0.5% จะประมาณค่าอัตราหน่วงเทียบเท่าที่ต้องการของระบบโครงสร้างได้จากสมการที่ (4)

$$a=\sqrt{41.8^2-7.21^2}=41.17\ cm/s^2$$

$$\xi_{eq}=\left(\frac{a_i}{a_{x,target}}\right)^2\xi_s=\left(\frac{41.17}{23.92}\right)^2(0.005)=0.0148$$

พิจารณาให้ระบบโครงสร้างหลักมีค่าอัตราหน่วงที่ช่วยลดการสั่นไหวร่วมกับอุปกรณ์เท่ากับ 0.0025 ดังนั้นค่าอัตราหน่วงที่อุปกรณ์ต้องเพิ่มให้กับระบบโครงสร้างจะเท่ากับ 0.0123 นำค่าอัตราหน่วงนี้ไปคำนวณอัตราส่วนมวลหน่วง/มวลโครงสร้างที่ต้องการได้จากสมการที่ (6)

$$\mu=(6(0.0123)^2-0.5)+\sqrt{36(0.0123)^4+10(0.0123)^2+0.25}$$
$$\mu=0.0024$$

ปริมาณมวลหน่วงที่เหมาะสมมีค่าน้อยกว่า 0.5% ของมวลโครงสร้างที่ตอบสนองในโหมดหลัก ในกรณีนี้จึงเลือกใช้ปริมาณมวลหน่วงที่ 0.5% แล้วนำไปหาค่าปรับความถี่, อัตราหน่วงของมวลหน่วงและอัตราหน่วงเทียบเท่าของระบบโครงสร้างที่ได้เพิ่มจากอุปกรณ์ได้จากสมการ(8),(10),(11) ดังนี้

$$\gamma_t=\frac{\sqrt{1+\left(\frac{0.005}{2}\right)}}{1+0.005}=0.996$$

$$\xi_{t,opt}=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{0.05\left(1+\left(\frac{3x0.005}{4}\right)\right)}{(1+0.05)\left(1+\left(\frac{0.005}{2}\right)\right)}}=0.0354$$

$$\xi_{eq}=\frac{1}{4}\sqrt{\frac{0.005(1+0.005)}{\left(1+\left(\frac{3x0.005}{4}\right)\right)}}=0.0177$$

ตำแหน่งที่เหมาะสมในการติดตั้ง TMD ตามหลักการ ควรเป็นตำแหน่ง ณ ความสูงที่มีค่าการสั่นไหวด้านข้างมากที่สุดตามรูปร่างการสั่นไหวหลักที่พิจารณาลดการสั่นไหวนั้นๆ พบว่าตำแหน่งที่พอจะสามารถติดตั้งได้และทำให้ได้ $\phi=1$ คือชั้นหลังคาห้องเครื่องลิฟต์ซึ่งจะซึ่งเป็นชั้นบนสุด หากแต่จะต้องมีการปรับปรุงโครงสร้างเช่นการเทพื้นและติดตั้งโครงเหล็กเพิ่มเพื่อให้สามารถติดตั้งอุปกรณ์ได้ สรุปผลคำนวณคุณสมบัติมวลหน่วงที่เหมาะสมที่ได้ดังนี้

มวล TMD $M_t=(\mu M_{s1})/\phi=0.005x3933/1=19.67\ T$

ความถี่ธรรมชาติ TMD $f_t=\gamma_t f_{s1}=0.996x0.316=0.315\ Hz$

อัตราส่วนความหน่วง TMD $\xi_{t,opt}=0.0354$

พิจารณาความเร่งในทิศทาง X จากแรงลมกระทำที่ทิศ 340 องศาซึ่งทำให้เกิดความเร่งลัพธ์ในแนวราบสูงสุดและมีความเร่งในทิศทาง X เป็นหลัก

ทำการคำนวณตามขั้นตอนเช่นเดียวการพิจารณาผลในทิศ X จะได้ปริมาณมวลหน่วงที่เหมาะสมมีค่า 0.5% ของมวลโครงสร้างและสรุปผลคุณสมบัติมวลหน่วงที่เหมาะสมได้ดังนี้

มวล TMD $M_t=(\mu M_{s2})/\phi=0.005x3882/1=19.41\ T$

ความถี่ธรรมชาติ TMD $f_t=\gamma_t f_{s1}=0.996x0.352=0.351\ Hz$

อัตราส่วนความหน่วง TMD $\xi_{t,opt}=0.0354$

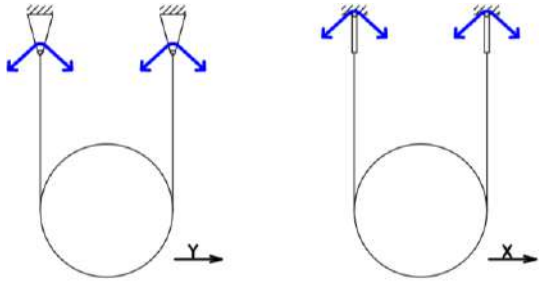
4.2.2 การออกแบบชุดอุปกรณ์

คำนวณความยาวของสลิงห้อยมวลเพื่อให้มวล TMD แบบ Pendulum มีความถี่ธรรมชาติสอดคล้องกับความถี่เหมาะสมจากสมการ (12)

ทิศ X $L=\frac{g}{(2\pi f_t)^2}=\frac{9.81}{(2x3.1416x0.3146)^2}=2.51\ m.$

ทิศ Y $L=\frac{g}{(2\pi f_t)^2}=\frac{9.81}{(2x3.1416x0.351)^2}=2.02\ m.$

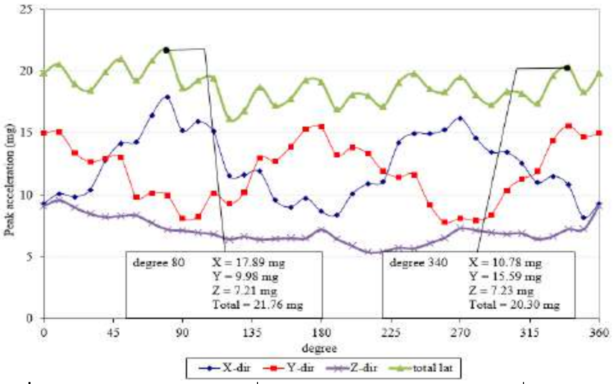
เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณออกแบบ TMD ลดการสั่นไหวของสองทิศทางแล้วพบว่าต้องใช้มวลอย่างน้อย 19.67 ตันเพื่อควบคุมความเร่งที่เกิดในทิศ X เป็นหลัก โดยการออกแบบลวดสลิงห้อยมวลสามารถทำได้โดยห้อยมวลด้วยสายสลิงความยาว 2.02 เมตรต่อเข้ากับชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กให้มีความยาวรวม 2.51 เมตร โดยปลายบนของชิ้นส่วนเหล็กออกแบบยึดกับโครงสร้างที่รองรับแต่ให้มีรอยต่อแบบบานพับ(Hinge) เพื่อให้หมุนได้เฉพาะในทิศทาง X ซึ่งการห้อยมวลลักษณะนี้จะทำให้เมื่อเกิดการสั่นไหวของอาคาร มวลจะสามารถแกว่งตอบสนองได้ทั้งทิศทาง X และ Y ตามค่าความถี่ที่ต้องการดังในรูปที่ 12



รูปที่ 12 การติดตั้ง TMD แบบสั่นได้สองแกน

4.2.3 ผลตอบสนองของอาคารหลังติดตั้ง TMD

นำค่าอัตราส่วนความหน่วงเทียบเท่าของโครงสร้าง $\left(\xi_{eq}\right)$ ที่ได้จาก TMD รวมกับส่วนน่วงเดิมของระบบจะได้อัตราส่วนความหน่วงรวมทั้งหมด 0.0202 แล้วกลับไปวิเคราะห์ค่าความเร่งของอาคารเนื่องจากแรงลม ได้ผลพบว่าความเร่งของอาคารลดลงไม่เกิน 25 mg ดังแสดงในกราฟรูปที่ 13



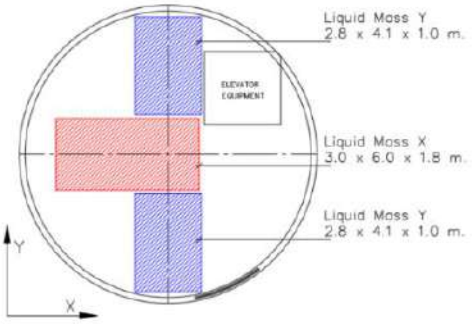
รูปที่ 13 กราฟแสดงผลความเร่งเนื่องจากแรงลมแต่ละทิศของอาคารที่ลดขนาดและติดตั้ง TMD

4.3 คำนวณและออกแบบ TLD

4.3.1 การคำนวณค่าคุณสมบัติอุปกรณ์

แนวทางเบื้องต้นจะพิจารณาออกแบบ TLD ให้ขนาดถังน้ำและระดับน้ำในแต่ละถังให้มีความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวสอดคล้องกับความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างในแกนเดียวและไม่ตอบสนองกับอีกแกนเพื่อให้มวลน้ำมีคุณสมบัติในการหน่วงการสั่นไหวในแกนนั้น ๆ อย่างเต็มที่ เมื่อรวมมวลหน่วงที่มีคุณสมบัติตอบสนองต่างแกนกันไว้ก็จะช่วยกันลดการสั่นไหวที่เกิดทั้งสองแกน X,Y พร้อมกัน โดยอาจแบ่งมวลน้ำเป็นหลายถังซึ่งสามารถช่วยกันเพิ่มความหน่วงให้กับโครงสร้างได้เสมือนเป็น TLD อันเดียว

พิจารณาผังอาคารพบว่าพื้นที่เหมาะสมที่สามารถวางถังน้ำคือที่ระดับ +115.9 ซึ่งมีพื้นคสล.ห้องเครื่องลิฟต์นอกนั้นเป็นช่องเปิดโล่งตามแสดงในดังนั้นการติดตั้งถังน้ำจำเป็นต้องมีการเพิ่มพื้นคสล.และผนังโครงสร้างขึ้นที่ระดับดังกล่าวเพื่อรับน้ำหนักของมวลน้ำ



รูปที่ 14 ผังการจัดวางถังน้ำใช้เป็น TLD

เนื่องจากตัวแปรปรับค่าความถี่ (γ_t) จะแปรผันตามผลรวมของมวลน้ำหน่วงประสิทธิผล จึงต้องสุ่มคำนวณและปรับระดับน้ำ *(h)* ของแต่ละถัง ที่เหมาะสมตามเงื่อนไขในหัวข้อที่ 2.4 เพื่อให้มวลน้ำประสิทธิผลแต่ละถังมีความถี่ธรรมชาติที่ใกล้เคียงกับความถี่ของโครงสร้างปรับค่า $(\omega_S \gamma_t)$ มากที่สุดและได้มวลหน่วงประสิทธิผลรวมตามที่ระบบต้องการในแต่ละทิศทางด้วย โดยผู้วิจัยทดลองเลือกขนาดมวลน้ำและจัดวางตำแหน่งถังน้ำให้ศูนย์กลางของมวลแต่ละทิศเยื้องศูนย์จากศูนย์กลางตัวอาคารน้อยที่สุดเพื่อป้องกันการเพิ่มความสั่นไหวแบบหมุนของโครงสร้างสั่นไหวเนื่องจากมวลที่เยื้องศูนย์ สรุปผลการทดลองคำนวณคุณสมบัติของมวลน้ำของถังแต่ละถังที่เหมาะสมได้ตามตารางที่ 6 และรูปแบบการจัดวางถังน้ำแสดงไว้ในรูปที่ 14

ตารางที่ 6 มวลประสิทธิผลและคุณสมบัติของถังน้ำในการตอบสนองต่อการสั่น

ขนาดถัง		ความลึกน้ำ (เมตร)	ความถี่ธรรมชาติ (HZ)		มวลประสิทธิผล(ตัน)	
X	Y		ทิศ X	ทิศ Y	ทิศ X	ทิศ Y
6.0	3.0	1.8	0.310	0.499	20.52	ไม่ตอบสนอง
2.8	4.1	1.0	0.475	0.350	ไม่ตอบสนอง	9.82

พิจารณาผลในทิศ *X* คำนวณอัตราส่วนมวลหน่วงประสิทธิผลทั้งหมดต่อมวลโครงสร้างที่ตอบสนองได้

$$\mu = M_t/M_s = 20.52/3933 = 0.0052$$

ตรวจสอบค่าความถี่ของมวลน้ำ TLD ทุกมวลที่ใช้ว่าเข้ากับความถี่ปรับค่าของระบบโครงสร้างโดยต่างกันเกิน 2% หรือไม่

$$\gamma_t = \frac{\sqrt{1+\frac{\mu}{2}}}{1+\mu} = \frac{\sqrt{1+\left(\frac{0.0052}{2}\right)}}{1+0.0052} = 0.996$$

$$\omega_t = \omega_S \gamma_t = (0.316)(0.996) = 0.315$$ ต่างกันไม่เกิน 2 %

คำนวณความหน่วงของถังน้ำและผลของ TLD ทำให้ระบบโครงสร้างมีอัตราความหน่วงเพิ่มขึ้นได้เท่ากับ

$$\xi_{t,opt} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{0.05\left(1+(3x0.0052/4)\right)}{(1+0.05)\left(1+(0.0052/2)\right)}} = 0.0361$$

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4}\sqrt{\frac{\mu(1+\mu)}{1+\left(\frac{3\mu}{4}\right)}} = \frac{1}{4}\sqrt{\frac{0.0052(1+0.0052)}{1+\left(\frac{3x0.0052}{4}\right)}} = 0.0180$$

พิจารณาผลในทิศ *Y* คำนวณด้วยวิธีการเดียวกับทิศ X จะได้ค่าตัวแปรที่เหมาะสมของอุปกรณ์ดังนี้

$$\mu = M_t/M_s = 2(9.82)/3882 = 0.0051$$

$$\gamma_t = \frac{\sqrt{1+\frac{\mu}{2}}}{1+\mu} = \frac{\sqrt{1+\left(\frac{0.0051}{2}\right)}}{1+0.0051} = 0.996$$

$$\omega_t = \omega_S \gamma_t = (0.352)(0.996) = 0.350$$ ต่างกันไม่เกิน 2 %

$$\xi_{t,opt} = 0.0361$$

$$\xi_{eq} = 0.0178$$

4.3.2 การออกแบบถังน้ำและชุดอุปกรณ์

คำนวณอัตราส่วนความหน่วงของเฉพาะน้ำในถังสำหรับผลตอบสนองในทิศทาง X และ Y จากสมการ(16) ได้เท่ากับ

ทิศ X $\xi_{liq} = \left(\frac{1+1.8/6}{2x1.8}\right)\sqrt{\frac{2x1x10^{-6}}{2\pi x0.31}} = 0.00045$

ทิศY $\xi_{liq} = \left(\frac{1+2.8/4.1}{2x1}\right)\sqrt{\frac{2x1x10^{-6}}{2\pi x0.35}} = 0.00065$

น้ำในถังให้อัตราส่วนความหน่วงที่น้อยกว่าที่ต้องการ ต้องออกแบบเสาภายในถังน้ำเพื่อเพิ่มความหน่วง โดยแอมพลิจูดการสั่นในทิศ X และ Y ของถังซึ่งอ้างอิงจากผลวิเคราะห์การโก่งตัวด้านข้างจากแรงลมที่คิดเฉพาะผลของแรงส่วนกำทอนเท่ากับ 204 และ 109 มม.ตามลำดับ

คำนวณความกว้างเสาสำหรับถังที่ใช้ลดการสั่นของทิศ X เริ่มจากลองประมาณค่า $\beta=0.03$ จากสมการ (18) จะคำนวณได้ $\Lambda=1.219$ *m.* ซึ่งทำให้ได้ค่าอัตราหน่วงที่ต้องการแล้วนำไปออกแบบความกว้างรวมของเสาที่ต้องการได้ $d=0.7$ *m.*จากนั้นลองคำนวณกลับเพื่อตรวจสอบค่าอัตราส่วนความหน่วงที่ถูกต้องอีกครั้ง

$$\beta = 1.5\frac{0.7}{3.0}\frac{1}{6.0}\left[\frac{9\sinh(1.8\pi/6)+\sinh(5.4\pi/6)}{9\pi\sinh^2(1.8\pi/6)\cosh(1.8\pi/6)}\right] = 0.030$$

$$\Lambda = \sqrt{\left(\frac{2}{\pi}\tanh\left(\frac{1.8}{6}\right)\right)(0.207)/\left(\frac{8}{3\pi}x0.030\right)} = 1.219\ m.$$

สำหรับถังที่ใช้ลดการสั่นของทิศ Y ประมาณค่า $\beta=0.065$ จะคำนวณได้ $\Lambda=0.548$ *m.* คำนวณหาความกว้างรวมของเสาที่ต้องการในถังได้ $d=0.85$ *m.*จากนั้นลองคำนวณกลับเพื่อตรวจสอบความถูกต้อง

$$\beta = 1.5\frac{0.7}{3.0}\frac{1}{6.0}\left[\frac{9\sinh(1\pi/4.1)+\sinh(3\pi/4.1)}{9\pi\sinh^2(1\pi/4.1)\cosh(1\pi/4.1)}\right] = 0.064$$

$$\Lambda = \sqrt{\left(\frac{2}{\pi}\tanh\left(\frac{1}{4.1}\right)\right)(0.121)/\left(\frac{8}{3\pi}x0.064\right)} = 0.549\ m.$$

พบว่าค่าที่คำนวณได้ใกล้เคียงกับที่ประมาณไว้ ต่างกันไม่เกิน2% ทั้งถังน้ำในแกน X และ Y ถือว่ามีความถูกต้องสามารถนำไปใช้งานได้

4.3.3 ผลตอบสนองของอาคารหลังติดตั้ง TLD

วิเคราะห์ความเร่งตอบสนองของอาคารโดยคิดผลของการเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงจาก TLD พบว่าผลลัพธ์ค่าความเร่งมีความใกล้เคียงกับการใช้ TMD และถูกควบคุมให้ไม่เกิน 25 mg ได้ ตามกราฟในรูปที่ 13

4.4 ผลการออกแบบโครงสร้าง

โดยทั่วไปแล้วการเพิ่มของความหน่วงในระบบโครงสร้างจะช่วยลดผลตอบสนองต่อการสั่นไหวและทำให้แรงลัพธ์ที่ฐานอาคารเนื่องจากแรงลมลดลง หากคิดผลการเพิ่มอัตราส่วนความหน่วงที่ได้จาก Mass Dampers จะทำให้แรงที่ฐานอาคารน้อยลงอย่างมีนัยสำคัญดังที่แสดงผลในตารางที่ 7 ซึ่งพิจารณาที่ความถี่ 0.8 เท่าของโครงสร้างต้นแบบ

ตารางที่ 7 โมเมนต์ที่ฐานของอาคารที่ใช้อุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือน เปรียบเทียบระหว่างแบบคิดรวมผลความหน่วงและไม่คิดผลความหน่วงที่เพิ่มขึ้น

โมเมนต์ที่ฐาน (กิโลนิวตัน-เมตร)	คิดผลความหน่วง	ไม่คิดผลความหน่วง
M_y (ดัดรอบแกน Y)	150,230	262,731
M_x (ดัดรอบแกน X)	135,309	215,927
M_z (หมุนรอบแกน Z)	4,071	4,267

ผู้วิจัยเลือกจะไม่ใช้ความหน่วงที่ได้เพิ่มขึ้นจากอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนเข้ามาช่วยลดผลตอบสนองในด้านแรง เนื่องจากการออกแบบด้านกำลังนั้น ค่าแรงลมจะสูงกว่าแรงลมที่สภาวะใช้งานมาก เนื่องจากความเร็วลมที่สูงกว่าและมีตัวคูณประกอบน้ำหนักบรรทุก ซึ่งภายใต้แรงดังกล่าว องค์อาคาร คสล.จะเข้าใกล้สภาวะประลัยและมีการแตกร้าวเพิ่มที่สูงมาก ส่งผลทำให้ความถี่ธรรมชาติของอาคารที่เปลี่ยนไป ซึ่งจะทำให้อุปกรณ์ไม่สามารถตอบสนองได้เต็มที่ ความหน่วงที่เพิ่มให้ระบบโครงสร้างก็จะน้อยลงและแรงลัพธ์ที่ฐานก็จะสูงขึ้นกว่าที่ประเมินได้ ดังนั้นจึงควรใช้ผลของแรงที่ไม่คิดผลจากการเพิ่มความหน่วงที่มีความปลอดภัยสูงกว่า

ออกแบบโดยเบื้องต้นใช้เหล็กเสริมแนวดิ่ง DB20@250 และเหล็กเสริมแนวนอน DB12@250 (1% และ 0.25% ของหน้าตัดคอนกรีต ตามลำดับ) ยกเว้นเหล็กเสริมยืนของผนังวงกลมตั้งแต่ช่วงชั้นที่ 4 ลงมาและเหล็กเสริมแนวนอนของผนังวงกลม ตั้งแต่ช่วงชั้นที่ 12 เพราะพบว่ากำลังของหน้าตัดไม่เพียงพอ ต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริม โดยผลการตรวจสอบและออกแบบของโครงสร้างปรียบเทียบระหว่างอาคารต้นแบบและอาคารลดขนาดที่ติดตั้งอุปกรณ์ลดการสั่นไหว สรุปไว้ในตารางที่ 8 และ 9

ตารางที่ 8 ผลการออกแบบผนังของโครงสร้างที่ลดขนาดและติดตั้งอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือน ส่วนผนังวงกลมด้านนอก

เหล็กเสริม/Ratio		ฐานราก-ชั้น4	ชั้น4 - ชั้น8	ชั้น8 – 12	ชั้น12 - หลังคา
โครงสร้างแบบเดิม	เหล็กแนวดิ่ง	DB32@200	DB25@200	DB25@200	DB25@200
	PMM Ratio	0.39	0.37	0.34	0.29
	เหล็กแนวนอน	DB16@200	DB16@200	DB16@200	DB16@200
	Shear ratio	0.16	0.10	0.08	0.08
โครงสร้างใช้อุปกรณ์	เหล็กแนวดิ่ง	DB25@200	DB25@200	DB20@200	DB20@200
	PMM Ratio	0.89	0.73	0.83	0.69
	เหล็กแนวนอน	DB16@200	DB16@250	DB12@200	DB12@250
	Shear Ratio	0.85	0.94	0.89	0.91

ตารางที่ 9 ผลการออกแบบผนังของโครงสร้างที่ลดขนาดและติดตั้งอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือน ส่วนผนังแนวขวาง

เหล็กเสริม/Ratio		ฐานราก-ชั้น4	ชั้น4 - ชั้น8	ชั้น8 – ชั้น12	ชั้น12 - หลังคา
โครงสร้างแบบเดิม	เหล็กแนวดิ่ง	74-DB32	70-DB32	70-DB25	50-DB25
	PMM Ratio	0.31	0.27	0.34	0.29
	แนวนอน	DB16@250	DB16@250	DB16@250	DB16@250
	Shear ratio	0.15	0.08	0.07	0.06
โครงสร้างใช้อุปกรณ์	เหล็กแนวดิ่ง	DB20@200	DB20@200	DB20@200	DB20@200
	PMM Ratio	0.56	0.43	0.39	0.35
	เหล็กแนวนอน	DB12@250	DB12@250	DB12@250	DB12@250
	Shear Ratio	0.95	0.89	0.86	0.46

ตรวจสอบสภาวะด้านการใช้งานของอาคารได้แก่ การแอ่นตัวด้านข้าง พบว่าการแอ่นตัวสูงสุดในทิศ X และ Y เป็น 0.187 และ 0.121 ม. ตามลำดับ ซึ่งไม่เกินค่าที่ยอมให้คือ 0.232 ม.

พบว่าการออกแบบโครงสร้างทั้ง2แบบไม่มีปัญหาในการออกแบบด้านกำลัง แต่อาคารมีความอ่อนแอต่อความเร่งตอบสนองในสภาวะใช้งาน การออกแบบขนาดโครงสร้างจึงถูกควบคุมด้วยการลดค่าความเร่งตอบสนองของอาคารให้ผ่านเกณฑ์ที่กำหนดไว้

5. ผลการเปรียบเทียบราคาของโครงสร้างต้นแบบกับโครงสร้างที่ใช้อุปกรณ์ลดการสั่นไหว

ผู้วิจัยศึกษาประสิทธิผลของการออกแบบโครงสร้างแบบใช้อุปกรณ์ลดการสั่นโดยเปรียบเทียบกับอาคารต้นแบบในเชิงต้นทุนของการก่อสร้าง โดยโครงสร้างที่ใช้อุปกรณ์จะมีปริมาณงานโครงสร้างหลักได้แก่ คอนกรีต, เหล็กเสริมและเสาเข็มที่น้อยกว่าโครงสร้างต้นแบบอย่างชัดเจน หากแต่การติดตั้งอุปกรณ์ลดการสั่นจะทำให้เกิดงานเพิ่มเติมเช่นนั้น

หากใช้ TMD ต้องเพิ่มงานประกอบลูกตุ้มเหล็กโดยเหล็กหล่อกำลังต่ำ, เพิ่มอุปกรณ์ Shock absorber และเปลี่ยนโครงสร้างเหล็กหลังคาจากท่อกลม 216 มม.หนา 4.5 มม. ใช้เป็นเหล็กรูปพรรณ H 300x150x6.5x9 เพื่อให้รับน้ำหนัก 19.67 ตันของลูกตุ้ม TMD ได้ ส่วนกรณีใช้ TLD ต้องมีการเพิ่มพื้นและผนังคสล.ที่เพื่อรับน้ำหนักถังน้ำและเพิ่มงานติดตั้งเสาขนาดเล็กหรือลวดตาข่ายภายในถังน้ำและนอกจากนี้ทั้ง TMD และ TLD ยังต้องมีค่าจ้างผู้เชี่ยวชาญให้ดำเนินการทดสอบและติดตั้งระบบอุปกรณ์ด้วย

ราคาต่อหน่วยจะอ้างอิงค่าวัสดุจากราคาโดยเฉลี่ยของราคากลางวัสดุก่อสร้างในช่วงปี 2561 ประกอบกับการสำรวจและสอบถามราคาที่ผู้รับเหมาก่อสร้างใช้ทำงานจริง ซึ่งสามารถสรุปบัญชีปริมาณและราคาต่อหน่วยได้ และสรุปต้นทุนราคางานก่อสร้างได้ตามตารางที่10 และ 11

ตารางที่ 10 ปริมาณงานโครงสร้างและราคาต่อหน่วยเปรียบเทียบระหว่างโครงสร้างต้นแบบ, โครงสร้างที่ติดตั้ง TMD และ TLD

รายการ (หน่วย)	ปริมาณงาน			ราคา/หน่วย
	ต้นแบบ	TMD	TLD	
คอนกรีต (ลบ.ม.)	2,733.7	1,725.5	1,725.5	2,600
เหล็กเสริม (กก.)	360,784	234,860	234,860	24

เสาเข็ม (ต้น)	91	85	85	500,000
โครงสร้างเหล็ก (กก.)	5,738	7,046	5,738	40
ลูกตุ้มเหล็กหล่อ TMD (กก.)	-	19,670	-	25
อุปกรณ์ TMD (เหมา)	-	1	-	400,000
อุปกรณ์ TLD (เหมา)	-	-	1	100,000
ค่าจ้างติดตั้งและตรวจสอบ (เหมา)	-	1	1	500,000

ตารางที่ 11 สรุปราคางานโครงสร้างเปรียบเทียบระหว่างโครงสร้างต้นแบบ, โครงสร้างที่ติดตั้ง TMD และ TLD

รายการ	ราคา		
	ต้นแบบ	TMD	TLD
คอนกรีต	7,107,620	4,452,500	4,452,500
เหล็กเสริม	8,658,816	5,636,640	5,636,640
เสาเข็ม	45,500,000	42,500,000	42,500,000
โครงสร้างเหล็ก	229,520	281,840	281,840
ลูกตุ้ม TMD	-	491,750	--
อุปกรณ์ Dampers		400,000	100,000
ค่าจ้างติดตั้งและตรวจสอบ	-	500,000	500,000
รวมราคา	**61,495,956**	**54,262,730**	**53,418,660**

6. สรุปผลการวิจัย

จากผลการออกแบบพบว่าการออกแบบโครงสร้างใหม่ให้มีขนาดเล็กลงพร้อมกับใช้อุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนแบบใช้ TLD เพิ่มความหน่วงให้กับโครงสร้างนั้นมีประสิทธิผลมาก สามารถควบคุมสภาวะการใช้งานในด้านการการโก่งตัวและความเร่งในแนวราบเนื่องจากแรงลมให้อยู่ในข้อกำหนดและสามารถออกแบบโครงสร้างให้มีกำลังพอเพียงได้โดยประหยัดต้นทุนโครงสร้างหลักได้มากที่สุด คือลดต้นทุนได้ประมาณ 8 ล้านบาท เมื่อเทียบกับการออกแบบโครงสร้างแบบเดิม

ส่วน TMD แบบ Pendulum นั้น มีประสิทธิผลมาก เหมือนกับ TLD แต่ต้องใช้งบประมาณที่มากกว่าในการสร้างมวลลูกตุ้มและติดตั้งอุปกรณ์เพิ่มเติมเพื่อมวลลูกตุ้มให้สามารถตอบสนองต่อการสั่นไหวอย่างมีประสิทธิภาพได้หลายทิศทาง นอกจากนั้นการยกติดตั้งและเชื่อมประกอบลูกตุ้มยังมีความยากลำบากในการทำงาน จึงต้องการงบประมาณที่ค่อนข้างสูง ทำให้ประหยัดสามารถต้นทุนโครงสร้างหลักได้ประมาณ 7 ล้านบาท เมื่อเทียบกับการออกแบบโครงสร้างแบบเดิม อย่างไรก็ตาม TMD ใช้พื้นที่ในการติดตั้งน้อยกว่า TLD และการบำรุงรักษาในระยะยาวจะดีกว่า TLD

ในเบื้องต้นสามารถสรุปผลได้ว่า การติดตั้งอุปกรณ์ลดการสั่นสะเทือนสามารถช่วยประหยัดโครงสร้างในการออกแบบได้พอสมควร คิดเป็นอัตราส่วนที่ประมาณ 10%-12% ของการออกแบบทั่วไป และเป็นวิธีการออกแบบที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างที่มีลักษณะชะลูดและพบปัญหาในการออกแบบเพื่อต้านการสั่นไหวในสภาวะใช้งานจากแรงลม

อย่างไรก็ตามอัตราส่วนความหน่วงที่เพิ่มขึ้นจาก TLD และ TMD จะนำมาใช้ในการลดการสั่นไหวจากแรงลมหรือแรงอื่นๆ ในสภาวะใช้งานเท่านั้น จะไม่นำมาพิจารณาในการลดแรงลมในการออกแบบด้านกำลังเนื่องจากเมื่อโครงสร้างรับแรงลมจนใกล้ถึงประลัย (แรงลมที่คูณตัวประกอบน้ำหนักบรรทุก) ความถี่ธรรมชาติหรือคาบการสั่นไหวของโครงสร้างจะเปลี่ยนไปอย่างมาก ทำให้ TLD และ TMD จะมีการตอบสนองต่อการสั่นและประสิทธิผลลดลงด้วยอย่างมาก ถ้าจะนำมาใช้ยังต้องมีการศึกษาพฤติกรรมที่ตอบสนองต่อแรงลมของอุปกรณ์หน่วงในสภาวะประลัย ว่ายังสามารถทำงานได้ต่อเนื่องจากสภาวะใช้งานหรือไม่และอัตราหน่วงเทียบเท่าของระบบโครงสร้างที่ได้จากอุปกรณ์ยังเป็นไปตามการคำนวณที่สภาวะใช้งานหรือไม่

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการศึกษาและพัฒนาแนวทางการออกแบบและคำนวณโครงสร้างของอาคารที่ติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนเพื่อสลายพลังงานจากแรงแผ่นดินไหวและแรงลม โดยได้รับทุนวิจัยจากกรมโยธาธิการและผังเมืองและมี รศ.ดร.นคร ภู่วโรดม เป็นหัวหน้าโครงการ ผู้เขียนขอขอบคุณ นายจิรวัฒน์ จันทร์เรือง และ นายสมศักดิ์ สืบสาย นักศึกษาปริญญาเอก มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ สำหรับการสนับสนุนงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานศูนย์วิจัยและให้คำปรึกษาแห่งมหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ (2562). *โครงการศึกษาและพัฒนาแนวทางการออกแบบและคำนวณโครงสร้างที่ติดตั้งอุปกรณ์ควบคุมการสั่นสะเทือนเพื่อสลายพลังงานจากแรงลมและแผ่นดินไหว (ฉบับร่าง)*

[2] Holmes, J.D. (2003). *Wind Loading of Structures.* Spon Press Companies, pp 111-114

[3] Warburton, G.B. (1982). *Optimum Absorber Parameter for Various Combination of Response and Excitation Parameter.* Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.10, pp 381-401

[4] Kawakun, W. (1999). *Passive and Active Vibration control for High-rise building under Wind load.* M.Eng Thesis, Sirindhorn International Institute of Technology and Thammasat University, Thailand.

[5] Thaiboonmee, A. (2016). *Suppressing Wind-induced response of Tall building by Multiple Tune liquid dampers.* M.Eng Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.

[6] Warntitchai, P. and Pinkaew, T. (1998). *Modelling of liquid sloshing in rectangular tanks with flow-dampening devices.* Engineering Structures, Vol 20, No.7, pp 593-600

[7] มยผ.1311-50(2550) *มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร,* กรมโยธิการและผังเมือง.

พฤติกรรมฐานรากเสาเข็มเจาะบนพื้นลาดเอียงภายใต้แรงกระทำด้านข้าง
BEHAVIOR OF BORED PILE FOUNDATION ON SLOPING GROUND UNDER LATERAL LOADING

วิทวัส คำทิพย์[1] สมบูรณ์ เซี่ยงฉิน[1,*] ปรีดา ไชยมหาวัน[1] และ ธนกร ชมภูรัตน์[1]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา
**Corresponding author; E-mail address: somboon.sh@up.ac.th*

บทคัดย่อ

พื้นที่ในภาคเหนือของประเทศไทยมีลักษณะภูมิประเทศเป็นที่ราบสูงและมีความเสี่ยงที่จะเกิดแผ่นดินไหว จึงมีอาคารที่ก่อสร้างในบริเวณเชิงเขาและข้อคำถามเกี่ยวกับความแข็งแรงของฐานรากอาคารในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวจะถูกถามบ่อยครั้งจากผู้เข้าใช้อาคาร งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงทางด้านข้างของเสาเข็มเจาะที่ก่อสร้างบนเชิงเขาโดยทำการทดสอบ โครงสร้างเสาเข็มเจาะที่ใช้ในการศึกษามีต้นแบบจากอาคารที่พักบุคลากร มหาวิทยาลัยพะเยา ซึ่งเป็นอาคารที่ก่อสร้างบนเชิงเขา และทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบกับผลการวิเคราะห์แบบจำลองเสาเข็มที่มีสปริงแทนแรงดันดินด้านข้าง ผลการศึกษาพบว่าโครงสร้างเสาเข็มเจาะที่ทำการก่อสร้างบนเชิงเขาสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้ดี และการวิเคราะห์เสาเข็มที่มีสปริงเป็นแรงดันดินด้านข้างซึ่งวิศวกรใช้ออกแบบเสาเข็มกันทั่วไปแสดงถึงพฤติกรรมของเสาเข็มได้ในทางที่ปลอดภัยถึงแม้ว่าจะเป็นเสาเข็มบนพื้นลาดเอียง

คำสำคัญ: เสาเข็มคอนกรีต, แรงด้านข้าง, พื้นลาดเอียง

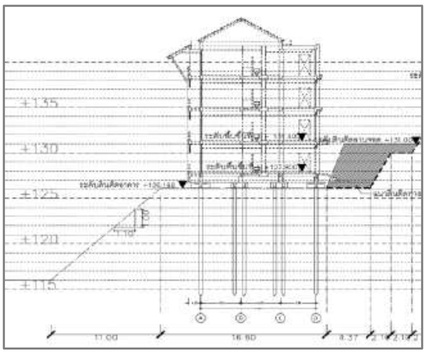
Abstract

The northern region of Thailand has a plateau landscape and a risk of earthquake. Buildings may be constructed on the sloping ground and a question about the strength of pile for resisting earthquake is asked many times from residents. The objectives of this research are to study the behavior of bored pile subjected to lateral loading by doing experiment, the details of bored pile are from the construction drawing of staff dormitory building at University of Phayao where is located on the area of sloping ground, and to compare the experimental results with the analysis of pile model with lateral spring which is taken into account lateral soil pressure. The results of this study show that the pile constructed on the sloping ground can resist the lateral load effectively. In addition, the analysis of pile with lateral spring that usually done by engineers can capture the behavior of pile subjected to lateral loading in the conservative way although the pile is on the sloping ground.

Keywords: Reinforced concrete piles, Lateral loading, Sloping ground

1. บทนำ

โครงสร้างส่วนฐานรากเป็นส่วนสำคัญอย่างมาก หากโครงสร้างฐานรากวิบัติจะส่งผลให้ทั้งโครงสร้างไม่สามารถใช้งานต่อไปได้ และการซ่อมแซมทำได้ยากมาก การออกแบบฐานรากจึงต้องพิจารณาถึงแรงกระทำต่าง ๆ อย่างรอบคอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่เสาเข็มต้องรับแรงกระทำทางด้านข้าง โดยทั่วไปการวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ระหว่างโครงสร้างฐานรากเสาเข็มและดินรอบเสาเข็มนั้น จะทำการวิเคราะห์โดยการจำลองสปริงด้านข้างแทนแรงดันจากดินรอบเสาเข็ม ค่าสติฟเนสของสปริงขึ้นอยู่กับสภาพชั้นดินซึ่งต้องทำการเจาะสำรวจไว้ [1] อย่างไรก็ตาม แบบจำลองดังกล่าวจะใช้กับลักษณะภูมิประเทศที่เป็นที่ราบ แต่การก่อสร้างอาคารในพื้นที่ภาคเหนืออาจมีการตั้งอาคารในบริเวณที่ราบติดกับที่ลาดชัน ยกตัวอย่าง อาคารที่พักบุคลากรมหาวิทยาลัยพะเยา ได้มีการก่อสร้างบนที่ราบติดที่ลาดชัน อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดกว้าง 11.55 เมตร ยาว 61.20 เมตร มีจำนวนชั้นทั้งหมด 4 ชั้น เป็นโครงสร้างใช้ระบบเสาเข็มเจาะแห้งมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม 0.35 เมตร และมีความลึก 12 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยความลาดชันของดินประมาณ 1 : 1.10 และรูปที่ 2 แสดงอาคารที่พักบุคลากรที่สร้างแล้วเสร็จ เมื่อให้บุคลากรได้เข้าพักอาศัยจะมีบุคลากรจำนวนมากเกิดความกังวลว่าอาคารจะทรุดลงตามความลาดชันของดิน ซึ่งวิศวกรสามารถอธิบายได้ว่าโครงสร้างไม่ได้ถ่ายลงชั้นดินที่ติดที่ลาดชัน แต่มีเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกแล้วถ่ายลงสู่ชั้นดินแข็งด้านล่าง อาคารจึงไม่เกิดการทรุดตัว อีกความกังวลหนึ่งคือเสาเข็มจะรับแรงด้านข้างจากแรงแผ่นดินไหวได้หรือไม่ ซึ่งวิศวกรยังไม่สามารถตอบได้อย่างมั่นใจ เนื่องจากเสาเข็มอยู่ในดินที่ติดที่ลาดชัน จึงไม่ทราบว่าการใช้แบบจำลองสปริงแทนแรงดันของดินนั้นจะเหมาะสมหรือไม่ งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงด้านข้างของเสาเข็มเจาะโดยทำการทดสอบและเปรียบเทียบผลทดสอบกับการวิเคราะห์แบบจำลองเสาเข็มที่มีสปริงด้านข้างแทนแรงดันของดินรอบเสาเข็ม



รูปที่ 1 แปลนรูปตัดอาคารที่พักบุคลากร มหาวิทยาลัยพะเยา

รูปที่ 2 อาคารที่พักบุคลากร มหาวิทยาลัยพะเยา ที่ก่อสร้างแล้วเสร็จ

2. วิธีดำเนินงานวิจัย

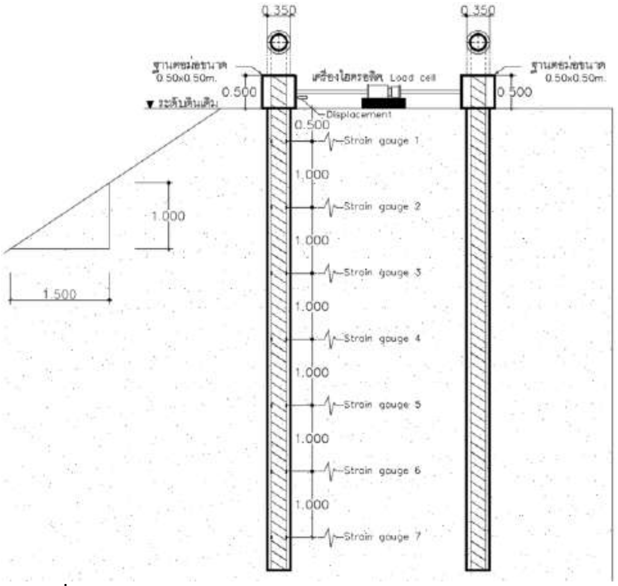
2.1 การทดสอบการรับแรงด้านข้างของเสาเข็ม

รายละเอียดของเสาเข็มที่ใช้ก่อสร้างอาคารที่พักบุคลากร มหาวิทยาลัยพะเยา ดังแสดงในรูปที่ 3 จะถูกนำมาใช้เป็นต้นแบบของเสาเข็มที่จะทำการทดสอบ เสาเข็มมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 350 มิลลิเมตร เหล็กตามยาวเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มิลลิเมตร (DB12) จำนวน 6 เส้น และเสริมเหล็กกลมขนาด 6 มิลลิเมตร เป็นปลอกเกลียวที่ระยะเรียง 0.15 เมตร บริเวณที่เตรียมตัวอย่างเสาเข็มแล้วทำการทดสอบจะอยู่ใกล้กับที่ตั้งของอาคารที่พักบุคลากร โดยอยู่ติดที่ลาดชันประมาณ 1 : 1.50 การศึกษานี้จะทำการหล่อตัวอย่างเสาเข็มจำนวน 2 ต้น ที่ความลึกในดิน 7 เมตร ตำแหน่งเสาเข็มห่างกันประมาณ 3 เมตร เพื่อให้ถ่ายแรงด้านข้างซึ่งกันและกันระหว่างเสาเข็ม 2 ต้น ดังแสดงในรูปที่ 3 การถ่ายแรงมี 2 รูปแบบ คือ รูปแบบที่ 1 ให้แรงดันเสาเข็มออกห่างจากกัน (รูปที่ 4(ก)) และ รูปแบบที่ 2 ให้แรงดันเสาเข็มเข้าหากัน (รูปที่ 4(ข)) เสาเข็มต้นที่ติดกับที่ลาดชันจะถูกติดอุปกรณ์วัดค่าความเครียด (strain gauge) ไว้ที่เหล็กเสริมที่ความลึกจากผิวดิน 0.40 1.40 2.40 3.40 4.40 5.40 และ 6.40 เมตร ที่แต่ละระดับความลึกจะมีอุปกรณ์วัดค่าความเครียด 2 ตัว เพื่อนำมาคำนวณความโค้งการดัด (bending curvature) ของเสาเข็มที่แต่ละความลึก และใช้เป็นข้อมูลในการคำนวณค่าโมเมนต์ดัดที่แต่ละความลึก รูปที่ 5 แสดงขั้นตอนการก่อสร้างเสาเข็มตัวอย่างบนพื้นดินเชิงเขา

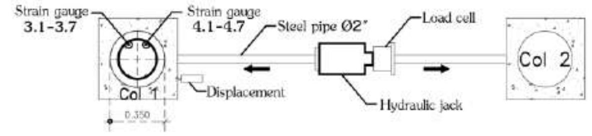
เมื่อทำการวัดค่าคุณสมบัติของวัสดุก่อสร้าง ได้กำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน f_c' เท่ากับ 36.8 MPa กำลังครากของเหล็กเสริมตามยาว f_y เท่ากับ 650.2 MPa โดยขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหลุมเจาะจะใหญ่กว่า 350 มิลลิเมตร ตามที่กำหนดไว้ เป็น 570 มิลลิเมตร เนื่องจากดินบริเวณที่ทำการศึกษานี้ค่อนข้างแข็ง จึงทำให้หัวเจาะส่ายระหว่างเจาะ จึงทำให้ขนาดของหลุมเจาะใหญ่กว่าแบบก่อสร้าง

รูปที่ 6 แสดงการติดตั้งอุปกรณ์ให้แรงดันด้านข้าง จะใช้เครื่องอัดไฮดรอลิคให้แรงดันเสาเข็มทั้ง 2 ต้น โดยมีอุปกรณ์วัดค่าแรง (Load cell) และอุปกรณ์วัดระยะการเคลื่อนที่ด้านข้างของเสาเข็ม พร้อมอุปกรณ์วัดค่าความเครียดของเหล็กเสริมตามยาวที่แต่ละความลึก ต่อเข้ากับเครื่องเก็บข้อมูล (Data logger) ระหว่างการทดสอบข้อมูลทั้งหมดจะถูกบันทึกไว้ทุก 0.5 วินาที

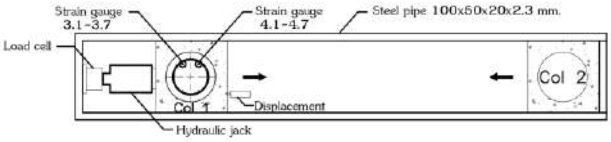
จากการคาดการณ์อย่างง่ายโดยใช้กฎกระทรวง ปี พ.ศ. 2550 สำหรับคำนวณแรงเฉือนที่ฐานจากแผ่นดินไหวจะมีค่าประมาณ 5-7 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุก [2] เสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 350 มิลลิเมตร จะรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยในได้ที่ 350 kN ดังนั้น แรงด้านข้างสูงสุดประมาณ 0.07 คูณ 350 เท่ากับ 24.5 kN ตามหลักการออกแบบงานทางวิศวกรรมปฐพีมักจะใช้ค่าความปลอดภัย (Safety factor) เท่ากับ 2.5 ดังนั้น แรงด้านข้างสูงสุดควรทดสอบที่แรงด้านข้างอย่างน้อย 2.5 คูณ 24.5 เท่ากับ 61.25 KN. การทดสอบนี้จึงให้แรงกระทำทางด้านข้างเพิ่มขึ้นไปเรื่อย ๆ จนกระทั่งถึงแรงสูงสุดที่ 65 KN. แล้วลดแรงกระทำเป็นศูนย์



รูปที่ 3 หน้าตัดเสาเข็มเจาะและตำแหน่งการติดอุปกรณ์วัดค่าความเครียด



(ก) รูปแบบการให้แรงด้านข้างแบบที่ 1
(ดันเสาเข็มออกห่างกัน)



(ข) รูปแบบการให้แรงด้านข้างแบบที่ 2
(ดันเสาเข็มเข้าหากัน)

รูปที่ 4 รูปแบบการให้แรงดันด้านข้างระหว่างเสาเข็ม 2 ต้น

(ก) มัดเหล็กเสริม

(ข) ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดพร้อมเดินสายไฟ

(ค) เจาะเสาเข็มความลึก 7 เมตร

(ง) เทคอนกรีตเสาเข็ม

รูปที่ 5 การก่อสร้างเสาเข็มเจาะ

รูปที่ 6 การทดสอบเสาเข็ม

2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งของเสาเข็ม

จากทฤษฎีบทการดัดของคาน ค่าความโค้ง (ϕ) จะมีค่าเท่ากับ *M/EI* โดยที่ *M* คือค่าโมเมนต์ดัด *EI* คือค่าความแข็งการดัด ดังนั้น เพื่อให้การวิเคราะห์แบบจำลองเสาเข็มเจาะที่มีแรงดันดินด้านข้างได้ถูกต้อง ค่า *EI* ควรได้มาจากความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งของหน้าตัดเสาเข็ม นอกจากนี้ ยังสามารถนำมาใช้แปลงค่าความโค้งที่ได้จากการทดสอบมาเป็นค่าโมเมนต์ดัดที่ตำแหน่งวัดค่าความโค้งได้ วิธีการหาความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง มีขั้นตอน ดังนี้ (ดูรูปที่ 7 ประกอบ)

ขั้นตอนที่ 1 กำหนดค่าความเครียดอัดที่ผิวนอกสุดของคอนกรีต (ε_c) โดยมีค่าที่น้อยกว่า 0.003

ขั้นตอนที่ 2 สมมติระยะช่วงคอนกรีตรับแรงอัด (ระยะ *c*) แล้วคำนวณค่าความโค้งการดัด ϕ จาก

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \tag{1}$$

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณความเครียดและแรงที่เกิดขึ้นของคอนกรีต ความเครียดในส่วนของคอนกรีตจะพิจารณาเฉพาะด้านรับแรงอัดโดยมีความเค้นอัดมากสุดเท่ากับ ε_c ที่ผิวนอกสุดของคอนกรีต ส่วนความเครียดที่ระยะ *x* ใด ๆ ε_{cx} คำนวณได้จากสมการที่ (2)

$$\varepsilon_{cx} = \varepsilon_c \frac{x}{c} \tag{2}$$

ความเค้นที่ระยะ *x* ใด ๆ f_{cx} คำนวณได้จากความเครียดโดยใช้สมการของ Hognestad [3] ดังแสดงในสมการที่ (3) และทำให้ได้แรงอัดที่ระยะ *x* ใด ๆ ดังแสดงในสมการที่ (4)

$$\begin{aligned} f_{cx} &= f_c'\left[\frac{2\varepsilon_{cx}}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_{cx}}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \\ &= f_c'\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}x - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}\right)^2 x^2\right] \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned} dC_c &= f_{cx}dA \\ &= f_c'\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}x - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}\right)^2 x^2\right] 2\sqrt{r^2-(r-c+x)^2}\,dx \end{aligned} \tag{4}$$

ดังนั้น แรงอัดลัพธ์ของคอนกรีตจะได้จากการอินทิเกรทสมการที่ (4) ตั้งแต่ x = 0 ถึง *c* ดังแสดงในสมการที่ (5) ซึ่งในการศึกษานี้จะทำการอินทิเกรทเชิงตัวเลขระหว่างการคำนวณ

$$C_c = \int_0^c f_c'\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}x - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 c}\right)^2 x^2\right] 2\sqrt{r^2-(r-c+x)^2}\,dx \tag{5}$$

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณความเครียดและแรงที่เกิดขึ้นของเหล็กเสริมตามยาว โดยความเครียดที่เหล็กแต่ละชั้น ε_{si} จะขึ้นอยู่กับระยะ d_i ของเหล็กเสริมแต่ละชั้น ตามสมการที่ (6) และสามารถนำความเครียดนี้ไปคำนวณความเค้นของเหล็กเสริมแต่ละชั้น f_{si} ถ้าความเครียดอยู่ในช่วงยืดหยุ่น ค่าความเค้นจะมีค่าเท่ากับผลคูณของความเครียดกับโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กซึ่งมีค่าเท่ากับ 200 GPa แต่ค่าความเค้นต้องไม่เกินกำลังครากของเหล็กเสริม ดังสมการที่ (7) และแรงในเหล็กเสริมจะคำนวณได้จากผลคูณของความเค้นและพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในแต่ละชั้น ดังสมการที่ (8)

$$\varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_c}{c}(c-d_i) \tag{6}$$

$$f_{si} = E_s\varepsilon_{si} \le f_y \tag{7}$$

$$F_{si} = f_{si}A_{si} \tag{8}$$

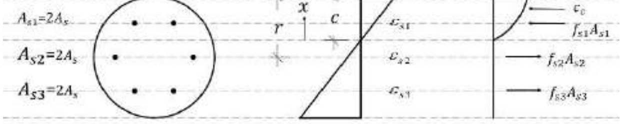
ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบสมดุลระหว่างแรงอัดและแรงดึง ซึ่งผลรวมของแรงจะต้องมีค่าเท่ากับแรงตามแนวแกน (*P*) ที่กระทำกับเสาเข็ม แต่ในการทดลองไม่ได้ให้แรงกระทำตามแนวแกน ดังนั้น ผลรวมของแรงบนหน้าตัดจึงมีค่าเท่ากับศูนย์ หากตรวจสอบแล้วแรงบนหน้าตัดไม่สมดุลให้วนกลับไปทำขั้นตอนที่ 2 อีกครั้ง

ขั้นตอนที่ 6 เมื่อหน้าตัดมีแรงที่กระทำที่สมดุลแล้ว จึงทำการคำนวณค่าโมเมนต์ดัด โดยพิจารณาที่จุดกึ่งกลางหน้าตัดเป็นแกนพิจารณาค่าโมเมนต์ดัด ตามสมการที่ (9)

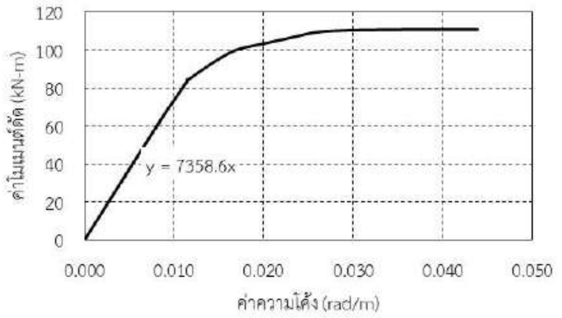
$$M = \int (r-c+x)\,dC_c + \sum F_{si}(r-d_i) \tag{9}$$

เมื่อจบขั้นตอนที่ 6 จะทำให้ได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมเมนต์ดัดและค่าความโค้ง 1 จุด เพื่อหาความสัมพันธ์ในจุดต่อไป ให้วนกลับไปทำขั้นตอนที่ 1 ใหม่อีกครั้งโดยเพิ่มค่า ε_c ขึ้นไปเรื่อย ๆ จนถึงค่าความเครียดประลัย ε_{cu} ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.003

รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งที่ได้ทำการวิเคราะห์หน้าเสาเข็ม ที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 570 มิลลิเมตร เมื่อหาค่าความชันของความสัมพันธ์ในช่วงยืดหยุ่นก่อนที่เหล็กเสริมตามแนวยาวจะคราก จะได้ค่า *EI* เท่ากับ 7358.6 kN-m^2



รูปที่ 7 ความโค้งการดัดและแรงกระทำบนหน้าตัดเสาเข็ม



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าความโค้งของเสาเข็ม

2.3 แบบจำลองเสาเข็มและสปริงด้านข้างแทนแรงดันของดิน

เสาเข็มจะถูกจำลองเป็นชิ้นส่วนเฟรม (Frame element) โดยกำหนดให้มีค่า *EI* เท่ากับ 7358.6 kN-m^2 ยาว 7 เมตร ที่ปลายเสาเข็มด้านล่างจะใช้ฐานรองรับแบบล้อเลื่อน (roller) ที่ปลายด้านบนจะเป็นปลายอิสระ และให้แรงกระทำโครงสร้างที่หัวเสาเข็มด้วยขนาด 65 kN สปริงด้านข้างแทนแรงดันดินจะถูกจำลองโดยใช้ค่าสติฟเนสเสนอโดย Davisson [4] ดังแสดงในสมการที่ (10)

$$k_s = \frac{67 s_u}{B} \tag{10}$$

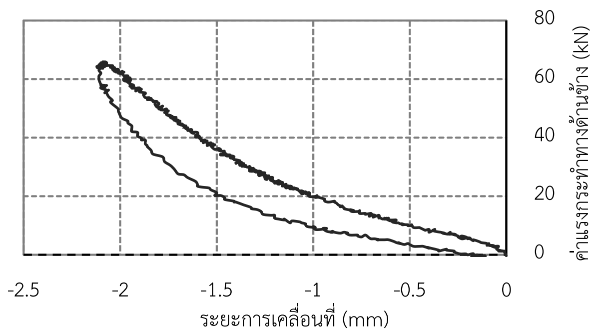
โดยที่ k_s คือ โมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน
B คือ ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม
S_u คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength)

ค่า S_u ในการศึกษานี้จะใช้ข้อมูลจากผลการสำรวจดินที่ทำขึ้นระหว่างการก่อสร้างอาคารที่พักบุคลากร มหาวิทยาลัยพะเยา โดยที่ระดับ 0-1.75 เมตร ค่า S_u = 149.5 kN/m^2 ที่ระดับ 1.75-2.25 เมตร ค่า S_u = 236.3 kN/m^2 ที่ระดับ 2.25-2.75 เมตร ค่า S_u = 323.0 kN/m^2 และที่ระดับลึกกว่านี้ ค่า S_u = 394.8 kN/m^2 โดยการศึกษานี้จะจำลองให้สปริงรับแรงด้านข้างอยู่ที่ตำแหน่งเดียวกับที่ติดอุปกรณ์วัดความเครียดไว้ คือ ที่ความลึกระดับ 0 0.50 1.50 2.50 3.50 4.50 5.50 และ 6.50 เมตร

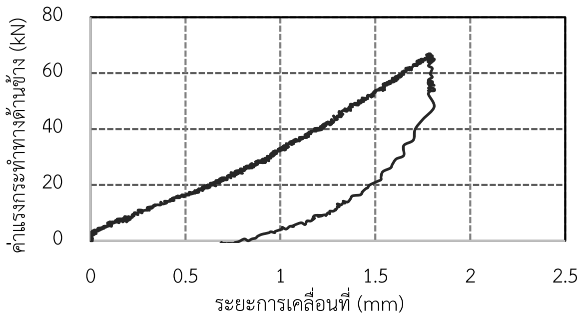
3. ผลการวิจัย

3.1 ผลการทดสอบ

การทดสอบให้แรงเสาเข็มโดยให้เครื่องอัดไฮดรอลิก โดยเพิ่มแรงอย่างสม่ำเสมอไปจนถึงค่าแรง 65 kN แล้วลดแรงกระทำลงให้เป็นศูนย์ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้างแสดงในรูปที่ 9 ซึ่งพบว่าการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดที่ 2.1 มิลลิเมตร ในกรณีที่ดันเสาเข็มไปทางฝั่งที่ลาดชัน (ให้แรงกระทำรูปแบบที่ 1) และการเคลื่อนที่ด้านข้างสูงสุดที่ 1.8 มิลลิเมตร ในกรณีที่ดันเสาเข็มตรงกันข้ามกับฝั่งที่ลาดชัน (ให้แรงกระทำรูปแบบที่ 2) การทดสอบเสาเข็มโดยให้แรงด้านข้างรูปแบบที่ 1 นั้นมีค่าการเคลื่อนที่ด้านข้างมากกว่าการทดสอบเสาเข็มโดยให้แรงด้านข้างรูปแบบที่ 2 จึงสรุปได้ว่าดินที่อยู่ระหว่างเสาเข็มต้นที่ 1 กับเสาเข็มต้นที่ 2 มีความแข็งแรงมากกว่าดินที่อยู่ทางฝั่งที่ลาดชัน จึงต้านการเคลื่อนที่ด้านข้างได้ดีกว่าเล็กน้อย อย่างไรก็ตาม เสาเข็มสามารถรับแรงกระทำด้านข้างที่ 65 kN ได้โดยเสาเข็มไม่เกิดการวิบัติ และเหล็กเสริมยังไม่ถึงจุดคราก ซึ่งสามารถสรุปเป็นนัยได้ว่าเสาเข็มมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ในกรณีนี้



(ก) แรงกระทำรูปแบบที่ 1

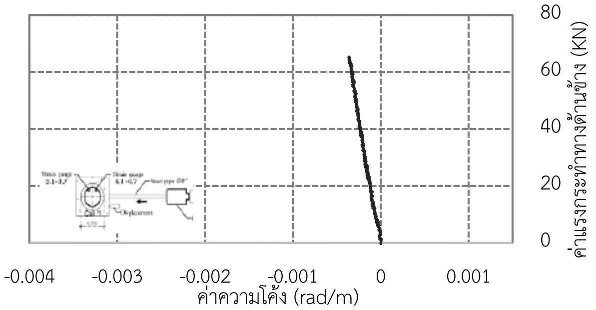


(ข) แรงกระทำรูปแบบที่ 2

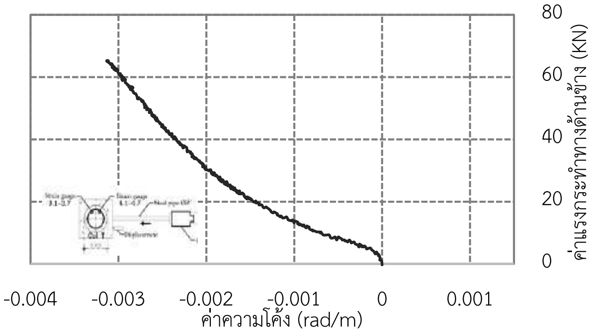
รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและการเคลื่อนที่ด้านข้าง

รูปที่ 10 และรูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างและค่าความโค้งการดัด ϕ ที่คำนวณจากค่าความเครียด 2 ค่า ที่ได้ทำการวัดค่าไว้ คือ ε_{s1} และ ε_{s3} (ดูรูปที่ 7 ประกอบ) ดังนั้น ค่าความโค้งจึงคำนวณได้จากสมการที่ (11)

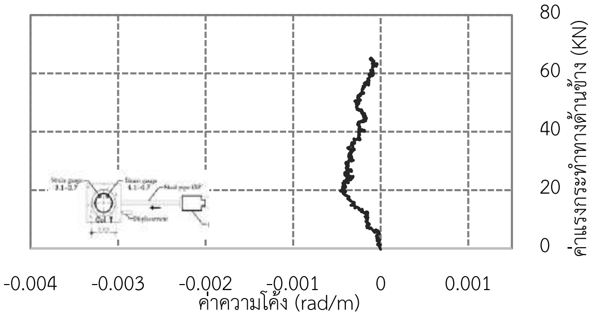
$$\phi = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{s3}}{d_3 - d_1} \tag{11}$$



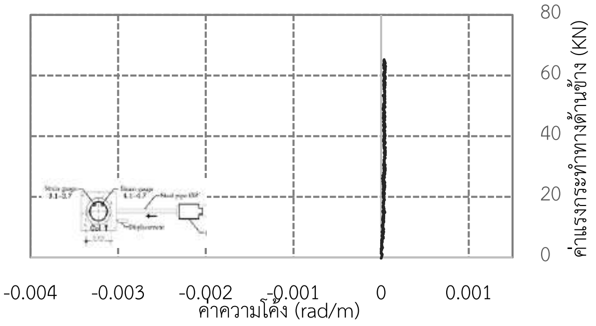
(ก) ที่ตำแหน่ง 0.50 เมตร



(ข) ที่ตำแหน่ง 1.50 เมตร

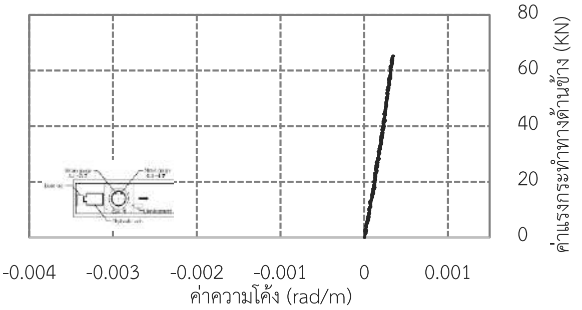


(ค) ที่ตำแหน่ง 2.50 เมตร

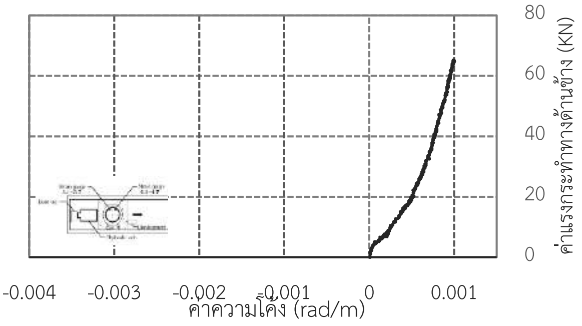


(ง) ที่ตำแหน่ง 3.50 เมตร

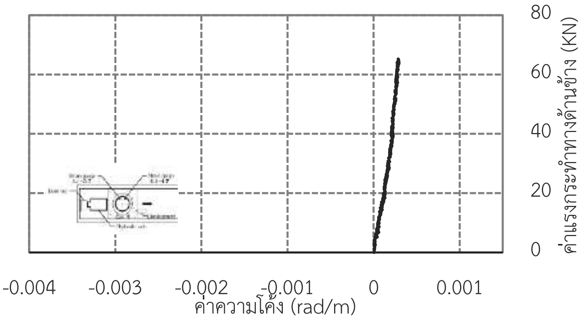
รูปที่ 10 ค่าความโค้งของหน้าตัดเสาเข็ม และโมเมนต์ดัด จากการให้แรงกระทำรูปแบบที่ 1



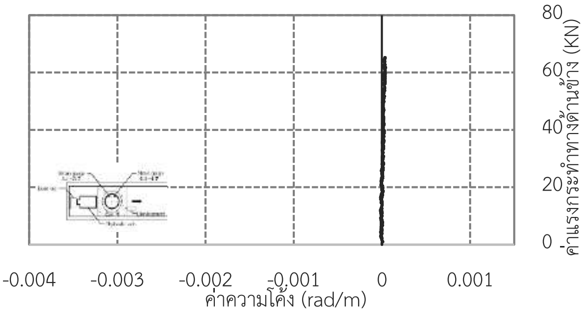
(ก) ที่ตำแหน่ง 0.50 เมตร



(ข) ที่ตำแหน่ง 1.50 เมตร



(ค) ที่ตำแหน่ง 2.50 เมตร



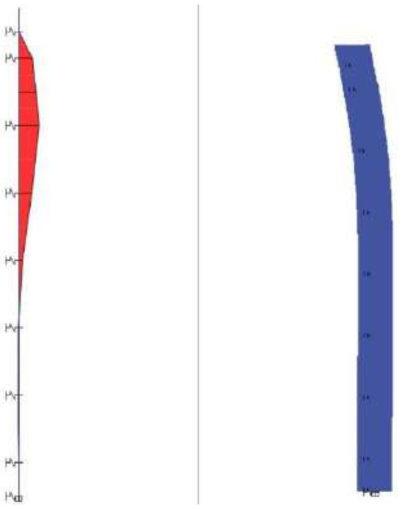
(ง) ที่ตำแหน่ง 3.50 เมตร

รูปที่ 11 ค่าความโค้งของหน้าตัดเสาเข็ม และโมเมนต์ดัด จากการให้แรงกระทำรูปแบบที่ 2

รูปที่ 10 และ รูปที่ 11 แสดงให้เห็นว่าค่าความโค้งมีค่ามากในช่วงที่ความลึก 0.50 และ 1.50 เมตร และมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ที่ความลึกตั้งแต่ 3.50 เมตร ลงไป โดยค่าความโค้งการดัดจากการให้แรงในรูปแบบที่ 1 จะมีค่ามากกว่าค่าความโค้งการดัดจากการให้แรงในรูปแบบที่ 2 นั้นแสดงว่าความแข็งของดินทางฝั่งติดที่ลาดชันมีความสามารถต้านทานแรงด้านข้างน้อยกว่าดินทางฝั่งที่ไม่ติดที่ลาดชัน

3.2 ผลการวิเคราะห์และการเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

การวิเคราะห์เสาเข็มในโปรแกรมนั้นได้ทำการจำลองเสาเข็มโดยใช้คุณสมบัติของกำลังอัดคอนกรีต f_c' =36.8 MPa กำลังครากของเหล็กเสริมตามยาว f_y เท่ากับ 650.2 MPa และขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเจาะเท่ากับ 570 มิลลิเมตร และกำหนดให้ค่า *EI* ของเสาเข็มมีค่าเท่ากับ 7358.6 MPa จากนั้นนำค่าของสปริงได้คำนวณไว้ตามสมการที่ 10 มาใส่ที่ระดับความลึก 0 0.50 1.50 2.50 3.50 4.50 5.50 6.50 และ 7.00 เมตร แล้วทำการวิเคราะห์โปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 โมเมนต์ดัดและการแอ่นตัวของเสาเข็มจากการวิเคราะห์

จากการวิเคราะห์เสาเข็มในโปรแกรมจะเห็นได้ว่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสาเข็มนั้นมีค่ามากที่สุดในช่วงที่ความลึกลงมาจากดิน 1.50 เมตร หลังจากนั้นค่าโมเมนต์จะค่อย ๆ ลดลง ซึ่งมีลักษณะสอดคล้องกับค่าความโค้งการดัดที่ได้ทำการวัดค่าจากอุปกรณ์วัดความเครียดในรูปที่ 10 และ รูปที่ 11 ตารางที่ 1 แสดงค่าโมเมนต์ดัดในเสาเข็มที่ได้จากการวิเคราะห์และค่าโมเมนต์ที่ได้จากการนำค่าความโค้งที่วัดได้จากการทดสอบที่จุดแรงกระทำด้านข้างสูงสุดคูณกับค่าความแข็งการดัด *EI* จะพบว่าค่าโมเมนต์ดัดที่ได้จากการวิเคราะห์จะให้ค่าที่มากกว่าการทดสอบ หากใช้ค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ไปออกแบบเสาเข็มจะทำให้ได้เสาเข็มมีความปลอดภัยในการใช้งาน อย่างไรก็ตาม ค่าโมเมนต์ดัดจากการทดสอบที่แสดงในตารางที่ 1 อาจมีความคลาดเคลื่อนจากอุปกรณ์วัดความเครียดอยู่บ้างจากการแกว่งของสัญญาณไฟฟ้า

ตารางที่ 1 การเปรียบเทียบผลการทดสอบเสาเข็มกับการวิเคราะห์

ความลึกจากระดับพื้นดิน (เมตร)	โมเมนต์ดัดจากการทดสอบ รูปแบบที่ 1 (kN-m)	โมเมนต์ดัดจากการทดสอบ รูปแบบที่ 2 (kN-m)	โมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์ (kN-m)
0.50	2.8	2.6	19.9
1.50	23.0	7.4	30.3
2.50	0.9	2.2	19.0
3.50	0.2	0.2	5.5

4. สรุปผลการวิจัย

จากการทดสอบเสาเข็มและการวิเคราะห์เสาเข็มเพื่อรับแรงทางด้านข้าง สามารถสรุปได้ ดังนี้

4.1 จากการทดสอบเสาเข็ม พบว่า เสาเข็มสามารถรับแรงทางด้านข้างสูงสุดได้อย่างปลอดภัยโดยไม่เกิดการวิบัติ และการครากของเหล็กเสริมตามยาวในเสาเข็ม

4.2 จากการทดสอบเสาเข็ม พบว่า ค่าความโค้งการดัดของเสาเข็มมีค่ามากที่ระดับความลึก 0.50 เมตร และ 1.50 เมตร และมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ที่ระดับ 3.50 เมตร ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์ที่ค่าโมเมนต์ดัดจะมากสุดที่ระดับความลึก 1.50 เมตร เช่นเดียวกัน

4.3 ค่าโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์จะมีค่ามากกว่าการทดสอบ ดังนั้นค่าความแข็งของสปริงรับแรงด้านข้างที่ใช้ในการวิเคราะห์มีค่าอ่อนมากไป แต่หากพิจารณาในการนำค่าโมเมนต์ดัดจากการวิเคราะห์ไปใช้ในการออกแบบเสาเข็ม ค่าความแข็งของสปริงนี้มีความเหมาะสมแล้วเพราะเสาเข็มที่ทำการออกแบบจะมีความปลอดภัยมากขึ้น

4.4 ในการศึกษานี้ความลาดชันของดินไม่ส่งผลต่อการรับแรงทางด้านข้างของเสาเข็มอย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากดินมีค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน S_u ที่มากเพียงพอ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยพะเยา ที่ให้การสนับสนุนทุนวิจัย และเครื่องมือกลางในการทดสอบในการการทำการวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบคุณ ห้างหุ้นส่วนจำกัด เวียงพานทวีภัณฑ์ และ บริษัท ดี เอ็นจิเนียริ่ง ดีไซน์ ที่ให้การสนับสนุนการเตรียมตัวอย่างเสาเข็มเจาะ

เอกสารอ้างอิง

[1] Pimanmas A., Chaimahawan P. and Joyklad P. (2012). *Advanced Reinforced Concrete Foundation Structure Design (In Thai)*. Civil Engineering Consultant and Training Co., LTD. Bangkok. 493 pp.

[2] กระทรวงมหาดไทย (2550). กฎกรทรวงกำหนดการรับน้ำหนักความต้านทานความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550. ราชกิจจานุเบกษา, เล่มที่ 124, ตอนที่ 86 ก, หน้า 17-25.

[3] Wight J.K. (2016). *Reinforced Concrete : Mechanics and Design*. Pearson.

[4] Davisson, M.T. and Robinson, K.E. (1965). Bending and buckling of partially embedded piles. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, p. 243.

การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีส่วนอโลหะจากกระบวนการรีไซเคิลซากแผงวงจรไฟฟ้าเป็นส่วนผสม

Study on the properties of cellular lightweight concrete with non-metallic part from recycling of printed circuit board waste as constituent

กาญจนาวรรณ์ ปัญญาวีร์[1] , สุพพัต ควรพงษากุล[2] , เปรมฤดี กาญจนปิยะ[3] และ จักรพันธ์ เทือกติ๊ะ[4]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
[2]ภาควิชาวิศวกรรมสุขาภิบาล คณะสาธารณสุขศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล
ศูนย์ความเป็นเลิศด้านอนามัยสิ่งแวดล้อมและพิษวิทยา
[3] ศูนย์เทคโนโลยีโลหะและวัสดุแห่งชาติ (MTEC) สำนักงานพัฒนาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งชาติ
**Corresponding author; E-mail address: kanjanawan.pa@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันมีแนวคิดและความสนใจเกี่ยวกับการนำขยะพลาสติกที่เหลือทิ้งจากกระบวนการรีไซเคิลซากแผงวงจรไฟฟ้ามาใช้ประโยชน์ เพื่อลดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม แนวทางหนึ่งคือการนำมาใช้เป็นส่วนผสมในผลิตภัณฑ์คอนกรีต งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของผงส่วนที่เป็นอโลหะ (Non-metallic part, NMP) ที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้า ต่อสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ โดยการนำ NMP มาแทนที่มวลรวมละเอียดบางส่วนที่ร้อยละ 10-50 โดยน้ำหนัก มีการควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสดที่ 700 และ1,000 กก./ม.^{3} โดยมีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ (w/c) เท่ากับ 0.5 ทุกส่วนผสม และสารทำฟองโฟมที่ได้จากการผสมกับน้ำสะอาดที่อัตราส่วน 1 : 40 มีความหนาแน่นเท่ากับ 50 กก./ม.^{3} ผลการศึกษาพบว่าการแทนที่ทรายด้วยผง NMP ส่งผลให้ความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์มีความแปรปรวนไปจากความหนาแน่นควบคุมของคอนกรีตเพียงเล็กน้อย และยังส่งผลให้กำลังอัดรวมถึงการดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์มีค่าเพิ่มขึ้น การศึกษาแสดงให้เห็นว่าสามารถผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ โดยใช้ NMP แทนที่ทรายบางส่วน ซึ่งมีคุณสมบัติตามเกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมสำหรับคอนกรีตบล็อกมวลเบาแบบเติมฟองอากาศ

คำสำคัญ: ส่วนอโลหะ, คอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์, การดูดซึมน้ำ, กำลังรับแรงอัด, ความหนาแน่นแห้ง

Abstract

At present, there are idea and interest in the use of plastic waste from the recycling of printed circuit board waste to reduce its impact on the environment. One way is to utilize such plastic waste as an ingredient in concrete products. The objective of this research is to study the effects of non-metallic part (NMP) obtained from PCB on the physical and mechanical properties of cellular lightweight concrete by replacing some fine aggregates with NMP at 10-50 percent by weight. The density of fresh concrete was controlled at 700 and 1,000 kg/m^3 with constant water-cement ratio (w/c) of 0.5, and foaming agent obtained from mixing with water at ratio of 1: 40. The concrete was prepared with a foam generator at a density of 50 kg/m^3. The results showed that replacing sand with NMP resulted in slight variation of dry density of cellular lightweight concrete from the controlled values, and also resulted in increased compressive strength and water absorption. This study suggested that cellular lightweight concrete can be manufactured by using NMP as partial replacement of sand, which meets the TIS specifications for cellular lightweight concrete block.

Keywords: Non-metallic part, Cellular lightweight concrete, Water absorption, Compressive strength, Dry density

1. บทนำ

ในปัจจุบันปัญหาเกี่ยวกับขยะพลาสติกนับเป็นปัญหาระดับชาติ ซึ่งประเทศไทยได้ติดอันดับ 6 ของโลกเรื่องการทิ้งขยะพลาสติก [1] คิดเป็นประมาณ 2 ล้านตันของปริมาณขยะทั้งหมด โดยสามารถนำขยะพลาสติกมารีไซเคิลเพื่อนำกลับมาใช้ให้เกิดประโยชน์อีกครั้งได้เพียงปีละ 0.5 ล้านตัน ส่วนที่เหลืออีก 1.5 ล้านตัน [2] ซึ่งเป็นขยะพลาสติกที่ไม่สามารถนำกลับมาใช้ให้เกิดประโยชน์ได้ จะถูกนำไปกำจัดโดยการเผาทำลายและฝังกลบ อาจจะส่งผลให้เกิดมลพิษต่อสิ่งแวดล้อมได้ จากปัญหาดังกล่าวจึงมี

แนวคิดที่จะศึกษาการนำขยะพลาสติกที่ไม่สามารถนำมารีไซเคิลได้มาใช้ประโยชน์ใหม่ ซึ่งขยะพลาสติกที่กล่าวถึงนี้คือ ขยะพลาสติกที่ได้มาจากโรงงานรีไซเคิลซากแผงวงจรไฟฟ้า ซึ่งมีเศษพลาสติกที่ไม่สามารถทำลายหรือนำไปรีไซเคิลได้อีก โดยจะศึกษาการนำไปใช้เป็นส่วนผสมในการผลิตผลิตภัณฑ์บล็อกคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์

คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูลาร์ (Cellular Lightweight Concrete, CLC) นิยมนำมาทำเป็นอิฐบล็อกสำหรับก่อเป็นผนัง เนื่องจากมีน้ำหนักเบาและช่วยลดการนำความร้อนได้ดี ซึ่งปัจจุบันในประเทศไทยมีการใช้งานอย่างแพร่หลาย จึงได้กำหนดมาตรฐานทางอุตสาหกรรมออกมา 2 มาตรฐาน ได้แก่ มาตรฐาน มอก. 1505 - 2541 สำหรับคอนกรีตมวลเบาแบบฟองอากาศอบไอน้ำ [3] ซึ่งมีกระบวนการผลิตที่ต้องผ่านการอบด้วย ไอน้ำ ส่งผลให้มีต้นทุนในการผลิตสูง ผู้ประกอบการจึงมักเป็นบริษัทขนาดใหญ่ และอีกมาตรฐานคือ มาตรฐาน มอก. 2601 – 2556 สำหรับคอนกรีตบล็อกมวลเบาแบบเติมฟองอากาศ [4] หรือเรียกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ โดยสามารถแบ่งประเภทได้ตามความหนาแน่นแห้ง เช่น คอนกรีตมวลเบาชนิด C10 ความหนาแน่นแห้งอยู่ระหว่าง 901-1,000 กก./ม.^{3} กำหนดกำลังอัดและการดูดซึมน้ำต้องมีค่าไม่ต่ำกว่า 25.5 กก./ซม.^{2} และร้อยละ 23 ตามลำดับ การผลิตในระบบนี้ใช้ต้นทุนไม่สูงมาก ทำให้ผู้ประกอบการขนาดเล็กสามารถลงทุนในกระบวนการผลิตได้

คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูลาร์เป็นคอนกรีตมวลเบาที่มีส่วนผสมของโฟมผสมเข้ากับปูนซีเมนต์ ทรายและน้ำ นักวิจัยหลายท่าน [5-12] ได้ศึกษาเกี่ยวกับการนำวัสดุเหลือใช้ต่างๆมาใช้เป็นส่วนผสมในคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ เช่น เถ้าลอย เถ้าชานอ้อย เศษเมลามีน พลาสติกพอลิโพรไพลีน Chaitongrat and Siwadamrongpong [5] นำเศษเมลามีนมารีไซเคิลเป็นส่วนผสมแทนที่วัสดุมวลรวมละเอียด พบว่าการแทนที่ด้วยเศษเมลามีนส่งผลให้กำลังรับแรงอัดและการดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์แบบปกติ การใช้เศษเมลามีนแทนที่ทรายร้อยละ 25 ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดมีค่าสูงสุด

การศึกษาที่ผ่านมายังไม่พิจารณาถึงคุณสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีส่วนผสมของส่วนอโลหะ(Non-metallic part, NMP) ที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้า ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของ NMP ที่มีผลต่อสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ เพื่อเป็นแนวทางเลือกในการจัดการและเพิ่มมูลค่าให้กับขยะพลาสติกต่อไป

2. การทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

วัสดุที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ธรรมดา (Ordinary Portland cement; OPC) ประเภท 1 ตามมาตรฐาน ASTM C150 มวลรวมละเอียดเป็นทรายแม่น้ำ ซึ่งผ่านการอบแห้งในเตาอบที่ควบคุมอุณหภูมิไว้ที่ 110±5 องศาเซลเซียส แล้วนำมาร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 16 และน้ำที่ใช้ในการผสมคอนกรีต คือ น้ำประปาสะอาดปราศจากสารที่เป็นอันตรายต่อคอนกรีต

สารก่อโฟม (Foaming agent) หรือน้ำยากักกระจายฟองอากาศที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นสารก่อโฟมชนิดสังเคราะห์ ประเภทประจุลบ สูตรสารเพิ่มฟองเพื่อการผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ (CLC) จากผู้ผลิตในประเทศไทย

ผง NMP ในการศึกษานี้ได้มาจากกระบวนการรีไซเคิลเศษแผงวงจรไฟฟ้าเหลือทิ้งจากกระบวนการผลิตแผงวงจรไฟฟ้าในโรงงานอุตสาหกรรม ส่วนประกอบทางเคมีที่เป็นออกไซด์หลักของผง NMP จากการทดสอบด้วย X-ray Fluorescence Spectrometry (XRF) ได้แก่ SiO_2 (22.5%), CaO (9.91%) และ Al_2O_3 (7.37%) มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 1.82 และมีค่าการดูดซึมน้ำร้อยละ 8 อนุภาคของ NMP มีขนาด 50 ไมครอน (0.05 มิลลิเมตร) แสดงในรูปที่ 1 ทั้งนี้มีรายงานด้วยว่าส่วนประกอบที่เป็นพอลิเมอร์เรซินใน NMP มีการเติมแต่งสารหน่วงไฟประเภทโบรมีน และอาจมีโลหะหนักหลงเหลืออยู่ ซึ่งเป็นอันตรายต่อสิ่งแวดล้อม [13] ดังนั้นควรมีความระมัดระวังในการนำไปใช้งาน

รูปที่ 1 ผง NMP

2.2 เครื่องมือและอุปกรณ์

2.2.1 เครื่องร่อนแยกขนาด

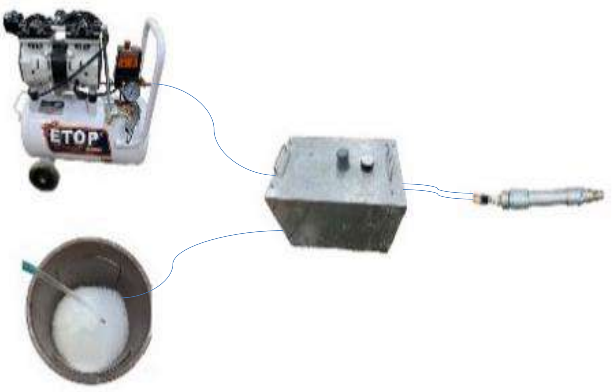
เครื่องร่อนพร้อมชุดตะแกรงร่อนตามมาตรฐาน ASTM E11 ใช้ในการร่อนเพื่อให้ได้ขนาดทรายตามมาตรฐานก่อนนำไปผสมคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์

2.2.2 เครื่องผสมคอนกรีต

เครื่องผสม (Mixer) คอนกรีตมวลเบาที่ใช้งานในการศึกษานี้เป็นโม่ผสมแบบผสมเอียง

2.2.3 เครื่องผลิตฟองโฟม

เครื่องผลิตเนื้อโฟมเหลวหรือเครื่องสร้างฟองโฟม (Foam generator) เป็นเครื่องผลิตเนื้อโฟมสำหรับคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ ประกอบด้วยอุปกรณ์สำคัญคือ เครื่องยิงฟองโฟม ตัวปรับแรงดันเข้าถังหรือเครื่องอัดอากาศ (รูปที่ 2) เพื่อทำให้ความดันภายในเครื่องสร้างฟองโฟมคงที่ ที่ความดัน 4-6 บาร์ และถังสำหรับผสมสารสร้างฟองโฟมกับน้ำ ซึ่งจะทำให้ได้ฟองโฟมปริมาณมาก โดยจะทำการผสมสารสร้างฟองโฟมต่อน้ำที่อัตราส่วน 1 : 40 โดยน้ำหนัก เทคนิคในการทำให้น้ำกลายเป็นโฟมเหลว (Liquid foam) ก่อนที่จะนำไปผสมกับคอนกรีตสดนี้เรียกว่า Pre-formed foam method ตามมาตรฐาน ASTM C796



รูปที่ 2 เครื่องผลิตฟองโฟม

2.2.4 ภาชนะและเครื่องชั่งน้ำหนักคอนกรีตสด

การทดสอบหาความหนาแน่นของคอนกรีตสด ทำได้โดยชั่งน้ำหนักของคอนกรีตสดในภาชนะที่ทราบปริมาตร ขนาดภาชนะที่ใช้มีปริมาตร 1 ลิตร

2.2.5 แบบหล่อมาตรฐาน

แบบหล่อมาตรฐานทรงกระบอกขนาด 100×200 มม. สำหรับหล่อตัวอย่างทดสอบกำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ และความหนาแน่นแห้ง

2.2.6 เครื่องทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังรับแรงอัดใช้เครื่องทดสอบเอนกประสงค์ (Universal testing machine, UTM) ที่มีกำลังสูงสุด 100 ตัน และสามารถควบคุมอัตราการเคลื่อนที่ของหัวกดได้

2.2.7 ตู้อบลมร้อน

ใช้ตู้อบลมร้อนที่สามารถตั้งอุณหภูมิสำหรับการอบตัวอย่างทดสอบหรือวัสดุในการทดสอบการดูดซึมน้ำ

2.3 การหล่อตัวอย่างคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์

2.3.1 อัตราส่วนผสม

ส่วนผสมที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงตาม

ตารางที่ 1 โดยการแทนที่ทรายด้วยผง NMP ร้อยละ 10, 20, 30, 40 และ 50 โดยน้ำหนัก ควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสดเท่ากับ 700 (D1) และ 1,000 (D2) กก./ม.^{3} อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ (w/c) เท่ากับ 0.5 ทุกส่วนผสม แบ่งเป็น 6 สูตร ได้แก่

1. สูตร A ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 0 โดยน้ำหนัก
2. สูตร B ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก
3. สูตร C ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก
4. สูตร D ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 30 โดยน้ำหนัก
5. สูตร E ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 40 โดยน้ำหนัก
6. สูตร F ปริมาณ NMP โดยแทนที่ทราย ร้อยละ 50 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมที่ใช้ในการทดลอง

รายการ	สัดส่วนผสม(โดยน้ำหนัก)			
	ปูน	ทราย	NMP	น้ำ
A-D1	1	1	0	0.5
B-D1	1	0.9	0.1	0.5
C-D1	1	0.8	0.2	0.5
D-D1	1	0.7	0.3	0.5
E-D1	1	0.6	0.4	0.5
F-D1	1	0.5	0.5	0.5
A-D2	1	1	0	0.5
B-D2	1	0.9	0.1	0.5
C-D2	1	0.8	0.2	0.5
D-D2	1	0.7	0.3	0.5
E-D2	1	0.6	0.4	0.5
F-D2	1	0.5	0.5	0.5

**D1 คือ ควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสดเท่ากับ 700 กก./ม.^{3}

D2 คือ ควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสดเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3}

2.3.2 การเตรียมฟองโฟม

ฟองโฟมที่ใช้ในการผสมคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์นั้นผลิตโดยการนำน้ำยากักกระจายฟองอากาศมาผสมเจือจางกับน้ำสะอาดในอัตราส่วน 1:40 โดยน้ำหนัก จากนั้นทำให้เกิดฟองโฟมด้วยเครื่องผลิตฟองโฟม โดยเครื่องยิงฟองต้องต่อเข้ากับเครื่องอัดอากาศ ซึ่งตั้งความดันไว้ที่ 6.0 บาร์ ทำให้ได้ความหนาแน่นของฟองโฟมอยู่ที่ประมาณ 50 กก./ม.^{3}

2.3.3 การควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสด

ทำการผสมโดยเริ่มจากการผสมปูนซีเมนต์กับทรายให้เข้ากัน จากนั้นใส่ผง NMP เข้าไปผสมให้เข้ากัน จึงเติมน้ำเข้าไปและตามด้วยการใส่ฟองโฟม หลังจากการผสมคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ตามส่วนผสมที่ออกแบบไว้เรียบร้อยแล้ว จึงตรวจสอบค่าความหนาแน่นสดของคอนกรีตว่าเป็นไปตามที่ออกแบบส่วนผสมไว้หรือไม่ โดยการชั่งน้ำหนักของคอนกรีตสดในภาชนะที่มีปริมาตร 1 ลิตร เพื่อคำนวณหาความหนาแน่นของคอนกรีตสด ซึ่งความหนาแน่นของคอนกรีตคืออัตราส่วนระหว่างน้ำหนักของคอนกรีตสดต่อปริมาตรของภาชนะ มีหน่วยเป็น กก./ม.^{3}

2.3.4 การหล่อตัวอย่างทดสอบ

ก่อนการเทคอนกรีตลงในแบบหล่อจะใช้น้ำมันทาบางๆที่ด้านในของแบบหล่อ เพื่อให้สามารถถอดแบบออกได้ง่ายขึ้น แต่ควรระวังอย่าทาน้ำมันมากจนเกินไป เพราะจะทำให้คอนกรีตผสมกับน้ำมันที่เป็นส่วนเกิน ส่งผลให้เกิดปัญหาการแข็งตัวและกำลังของคอนกรีตจะลดลงได้ จากนั้นเทคอนกรีตลงในแบบหล่อทันทีหลังจากทำการผสมคอนกรีตเสร็จเรียบร้อย โดยแบ่งเทเป็นจำนวน 2 ชั้น แต่ละชั้นทำการสั่นด้วยเครื่องสั่นคอนกรีตจากภายนอก กำหนดระยะเวลาการสั่นชั้นละ 15 วินาทีเท่ากันทุกตัวอย่าง เพื่อช่วยลดช่องว่างภายในตัวอย่างทดสอบคอนกรีต ภายหลังจากการสั่นเรียบร้อย จึงเทคอนกรีตให้พูนปากแบบหล่อแล้วปาดหน้าคอนกรีตให้เรียบ

2.3.5 การถอดแบบและการบ่ม

ภายหลังจากเทคอนกรีตลงในแบบหล่อแล้ว นำตัวอย่างทดสอบไปห่อหุ้มด้วยแผ่นพลาสติกโพลิเอทีลีนเพื่อป้องกันการสูญเสียน้ำ ซึ่งแผ่นพลาสติกต้องแนบไปกับผิวของคอนกรีต รอยต่อระหว่างแผ่นจะต้องแนบสนิทกัน เพื่อป้องกันการระเหยของน้ำออกจากคอนกรีต หลังจากนั้น 24 ชั่วโมง จึงถอดแบบหล่อและนำตัวอย่างทดสอบไปบ่มในน้ำจนกว่าจะถึงกำหนดทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C192 [14] รูปที่ 3 แสดงตัวอย่างหลังถอดออกจากแบบหล่อ

รูปที่ 3 ตัวอย่างคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์หลังถอดออกจากแบบหล่อ

2.4 การทดสอบตัวอย่างคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์

2.4.1 การทดสอบความหนาแน่นแห้ง

ทดสอบความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์รูปทรงกระบอกขนาด 100×200 มม. ที่มีอายุบ่ม 7 และ 28 วัน โดยคำนวณได้จากการนำตัวอย่างทดสอบไปชั่งเพื่อทราบน้ำหนักจากนั้นนำไปหารด้วยปริมาตรของตัวอย่างทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C567 [15]

2.4.2 การทดสอบการดูดซึมน้ำ

ทดสอบการดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์โดยการแช่ตัวอย่างทดสอบรูปทรงกระบอกขนาด 100×200 มม. ที่อายุบ่ม 28 วัน เมื่อครบกำหนด จึงนำตัวอย่างทดสอบไปอบให้แห้งจนได้มวลคงที่ที่อุณหภูมิ 105±5 °C เป็นเวลาไม่น้อยกว่า 24 ชั่วโมง ปล่อยให้เย็นที่อุณหภูมิห้องไม่น้อยกว่า 4 ชั่วโมง จากนั้นจึงชั่งน้ำหนักตัวอย่างทดสอบ ค่าที่ได้คือมวลของตัวอย่างทดสอบเมื่อแห้ง จากนั้นนำตัวอย่างทดสอบแช่ในน้ำสะอาดให้ท่วมเป็นเวลา 24 ชั่วโมง นำตัวอย่างทดสอบขึ้นจากน้ำใช้ผ้าชุ่มน้ำซับน้ำส่วนเกินที่ผิวของตัวอย่างทดสอบทีละก้อนและชั่งน้ำหนักภายในเวลา 3 นาที ค่าที่ได้คือมวลตัวอย่างทดสอบเมื่อเปียก ซึ่งค่าการดูดซึมน้ำสามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (1) โดยทำการทดสอบ 3 ตัวอย่างเป็นอย่างน้อยสำหรับแต่ละกลุ่มตัวอย่าง รายละเอียดวิธีการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C67 [16] ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$A = \frac{W_{sat} - W_{dry}}{W_{dry}} \times 100 \qquad (1)$$

เมื่อ A คือการดูดซึมน้ำ (%), W_{sat} คือน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบหลังแช่น้ำ 24 ชั่วโมง (ก.) และ W_{dry} คือนำหนักของตัวอย่างทดสอบหลังอบแห้ง 24 ชั่วโมง (ก.)

2.4.3 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

ทดสอบกำลังอัดของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์รูปทรงกระบอกขนาด 100×200 มม. ที่อายุบ่ม 7 และ 28 วัน โดยใช้หน้าที่เรียบของชิ้นทดสอบ 2 ด้านตรงข้ามกันเป็นด้านที่รับแรงอัด (ผิวด้านหน้าเคลือบด้วยซัลเฟอร์ให้เรียบและตั้งฉากกับแนวแกนของแรงกด) ให้น้ำหนักกระทำด้วยการควบคุมความเร็วของหัวกดที่อัตราคงที่เท่ากับ 0.1 มม.ต่อนาที จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการพิบัติและไม่สามารถรับแรงอัดที่สูงขึ้นได้อีกตามมาตรฐาน ASTM C39 [17] ค่ากำลังรับแรงอัดคำนวณได้ตามสมการที่ (2)

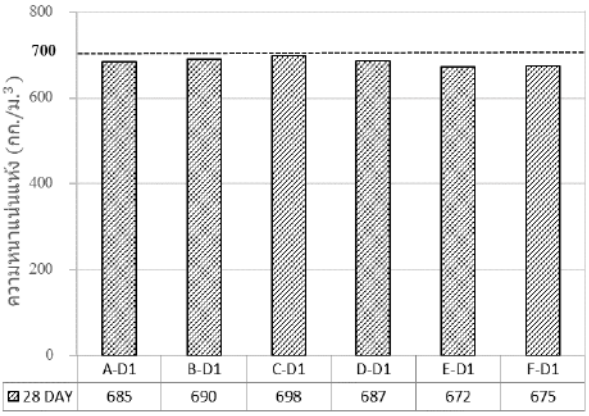
$$\mathrm{C_s} = \frac{\mathrm{P_u}}{\mathrm{A}} \qquad (2)$$

เมื่อ C_s คือ กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2}), P_u คือ น้ำหนักกดสูงสุดของชิ้นทดสอบ (กก.) และ A คือพื้นที่หน้าตัดที่รับน้ำหนักกดของตัวอย่างทดสอบ (ซม.^{2}) ทั้งนี้มาตรฐาน มอก. 2601 - 2556 [4] กำหนดให้ทำการทดสอบโดยใช้ตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 150x150x150 มม. จึงต้องทำการปรับเทียบค่ากับตัวอย่างทรงลูกบาศก์ โดยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกมีค่าประมาณร้อยละ 80 ของรูปทรงลูกบาศก์

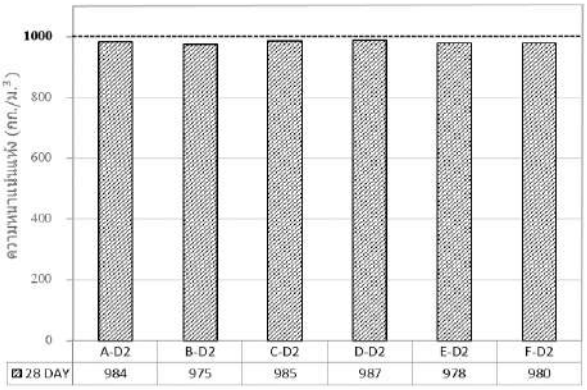
3. ผลการทดสอบและวิจารณ์

3.1 ความหนาแน่นแห้ง

ความหนาแน่นเป็นตัวแปรสำคัญตัวแปรหนึ่งที่มีผลต่อคุณสมบัติทางกายภาพของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ รูปที่ 4 และ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ ที่อายุ 28 วัน มีการควบคุมความหนาแน่นของคอนกรีตสดเท่ากับ 700 กก./ม.^{3} และ 1,000 กก./ม.^{3} ตามลำดับ พบว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ทุกสูตรมีความหนาแน่นแห้งใกล้เคียงกันและมีความแปรปรวนเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับความหนาแน่นควบคุมของคอนกรีตสด (ไม่เกิน ±28 กก./ม.^{3})



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นสดเท่ากับ 700 กก./ม.^{3}

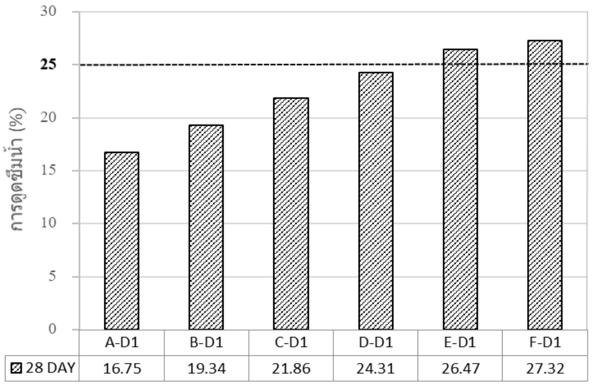


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นสดเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3}

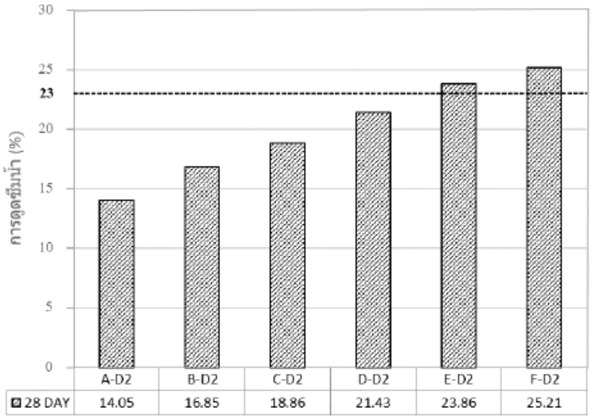
จากผลการทดลอง พบว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีส่วนผสมของ NMP มีความหนาแน่นแห้งแปรปรวนเล็กน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับความหนาแน่นควบคุมของคอนกรีตสด สอดคล้องกับผลการทดสอบของ Chaitongrat and Siwadamrongpong [5] (น้อยกว่า ±100 กก./ม.^{3})ความแปรปรวนของความหนาแน่นแห้งอาจเป็นผลจากอิทธิพลของ NMP ที่ผสมในคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ เนื่องจากการดูดซึมน้ำของ NMP (ร้อยละ 8) มีค่าสูงกว่าทราย (ร้อยละ 1.32) ทำให้ปริมาณน้ำในการผสมคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์มีความเปลี่ยนแปลง ประกอบกับอนุภาคของ NMP มีความละเอียดถึง 50 ไมครอน ซึ่งแตกต่างไปจากรูปร่างขนาดอนุภาคของทราย ซึ่งมีความเป็นกลมมนทำให้ NMP กระจายตัวได้ไม่ดีเท่าทราย เป็นผลให้ค่าความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ผสม NMP มีความแปรปรวนไปจากความหนาแน่นควบคุมของคอนกรีตสด

3.2 การดูดซึมน้ำ

รูปที่ 6 และรูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการดูดซึมน้ำและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาที่อายุ 28 วัน ที่ความหนาแน่นสดควบคุมเท่ากับ 700 และ 1,000 กก./ม.^{3} ตามลำดับ พบว่าการแทนที่ทรายบางส่วนด้วย NMP ส่งผลให้การดูดซึมน้ำสูงกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์แบบปกติ และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อมีการแทนที่ทรายด้วย NMP ในปริมาณมากขึ้น เป็นผลมาจากค่าการดูดซึมน้ำและปริมาณ NMP ที่มากกว่า



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างการดูดซึมน้ำและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นเท่ากับ 700 กก./ม.^{3}

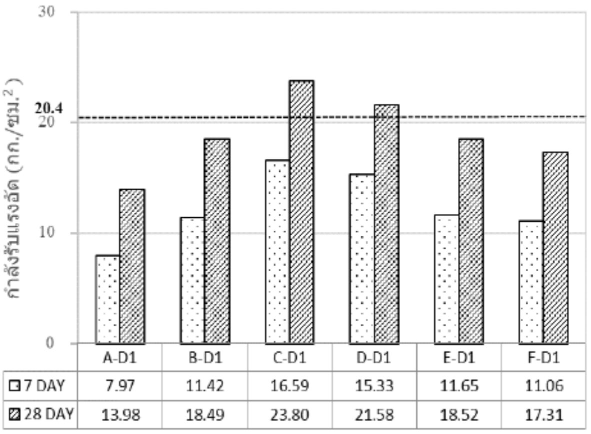


รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างการดูดซึมน้ำและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3}

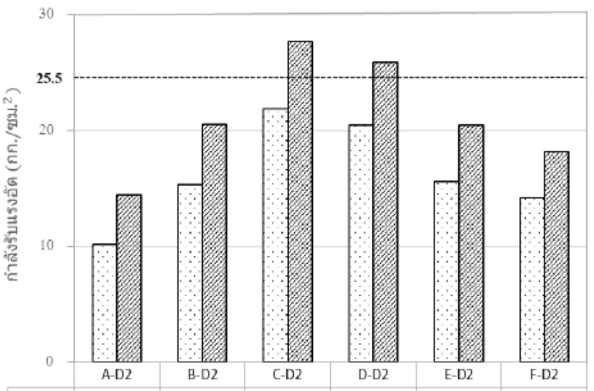
เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก.2601-2556 [4] ที่ยอมให้การดูดซึมของน้ำมีค่าไม่เกินร้อยละ 25 และ 23 พบว่าค่าการดูดซึมน้ำของตัวอย่างสูตร A, B, C และ D ผ่านเกณฑ์ตามมาตรฐาน จากผลการเปรียบเทียบการดูดซึมน้ำกับตัวอย่างสูตร A ที่ไม่มี NMP พบว่าที่ความหนาแน่นเท่ากับ 700 กก./ม.^{3} สูตร B, C และ D มีการดูดซึมน้ำสูงกว่าร้อยละ 15.46, 30.51 และ 45.13 ตามลำดับ ที่ความหนาแน่นเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3} มีค่าสูงกว่าร้อยละ 19.93, 34.23 และ 52.52 ตามลำดับ

3.3 กำลังรับแรงอัด

จากการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ โดยได้แบ่งการทดสอบเป็น 2 ช่วง คือช่วงระยะเวลาการบ่มที่ 7 วันและ 28 วัน ที่ความหนาแน่น 700 (D1) กก./ม.^{3} และ 1,000 (D2) กก./ม.^{3} รูปที่ 8 และรูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบา พบว่าคอนกรีตมวลเบาที่ผสม NMP มีการพัฒนากำลังรับแรงอัดเพิ่มสูงขึ้นตามปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์กับน้ำ [12]



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นเท่ากับ 700 กก./ม.^{3}



	A-D2	B-D2	C-D2	D-D2	E-D2	F-D2
7 DAY	10.14	15.28	21.83	20.47	15.56	14.15
28 DAY	14.43	20.52	27.64	25.86	20.48	18.21

รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดและปริมาณ NMP ของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่ควบคุมความหนาแน่นเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3}

จากรูปที่ 8 และ 9 จะเห็นได้ว่าการใส่ผง NMP ในปริมาณที่มากขึ้นส่งผลให้กำลังรับแรงอัดมีค่ามากกว่ากรณีที่ไม่ใส่ผง NMP อาจมีสาเหตุมาจากขนาดของ NMP ที่เล็กกว่าทรายมาก ทำให้เข้าไปอุดช่องว่างภายในคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตมีความทึบมากขึ้น อย่างไรก็ดีกำลังอัดของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์จะมีแนวโน้มที่ลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP เกินกว่า 20% สำหรับความหนาแน่นเท่ากับ 700 และ 1,000 กก./ม.^{3} น่าจะมีสาเหตุจากการที่ NMP ไปจับตัวกับปูนซีเมนต์มากขึ้น จึงไม่สามารถทำปฏิกิริยาได้สมบูรณ์และส่งผลให้กำลังรับแรงอัดลดลง ซึ่งที่ความหนาแน่นเท่ากับ 700 และ 1,000 กก./ม.^{3} สูตร C จะมีกำลังรับแรงอัดสูงสุดเมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก.2601-2556 [4] ที่ยอมให้กำลังอัดมีค่าไม่น้อยกว่า 20.4 และ 25.5 กก./ซม.^{2} ที่อายุ 28 วัน พบว่าสูตร C และ D ที่ความหนาแน่นเท่ากับ 700 กก./ม.^{3} มีค่ากำลังรับแรงอัดสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐานร้อยละ 16.67 และ 5.27 ตามลำดับ ส่วนที่ความหนาแน่นเท่ากับ 1,000 กก./ม.^{3} มีค่ากำลังรับแรงอัดสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐานร้อยละ 8.39 และ 5.27 ตามลำดับ

4. สรุปผลการศึกษา

จากผลการทดสอบสมบัติเชิงกายภาพและเชิงกลของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีส่วนอโลหะจากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้าเป็นส่วนผสม สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. ความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์มีความแปรปรวนเล็กน้อยเมื่อใส่ NMP เมื่อเทียบกับความหนาแน่นควบคุมของคอนกรีตสด
2. การดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีผง NMP เป็นส่วนผสมมีค่าสูงสุดเท่ากับ 27.32% และ 25.21% ที่ความหนาแน่นควบคุมเท่ากับ 700 และ 1,000 กก./ม.^{3} ตามลำดับ
3. กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีผง NMP เป็นส่วนผสมมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีที่ไม่ใส่ NMP โดยจะมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดเมื่อใส่ NMP 20% สำหรับความหนาแน่นควบคุม 700 และ 1,000 กก./ม.^{3}
4. จากการศึกษาทั้งสูตร C และ D ผ่านเกณฑ์มาตรฐาน มอก.2601-2556 เนื่องจากมีค่าความหนาแน่นแห้ง อัตราการดูดซึมน้ำ และกำลังรับแรงอัดตามเกณฑ์มาตรฐาน ซึ่งสูตรที่เหมาะสมที่สุดในการนำมาขึ้นรูปผลิตเป็นคอนกรีตมวลเบาเซลลูลาร์ที่มีส่วนอโลหะจากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรไฟฟ้าเป็นส่วนผสม คือสูตร D โดยการแทนที่ทรายด้วย NMP 30% อย่างไรก็ดี จำเป็นต้องมีการทดสอบการชะล้าง (Leaching) ของโลหะหนัก และสารที่เป็นอันตรายต่อสิ่งแวดล้อมอื่นๆก่อนนำไปประยุกต์ใช้ต่อไป

5. กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับความกรุณาอย่างสูงจากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่อนุเคราะห์ให้ใช้อุปกรณ์และพื้นที่ห้องปฏิบัติการ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัย EHT ของศูนย์ความเป็นเลิศด้านอนามัยสิ่งแวดล้อมและพิษวิทยา หน่วยงานวิชาการคณะสาธารณสุขศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

เอกสารอ้างอิง

[1] Jenna R., Roland G., Chris W. and Theodore R. (2015). Plastic waste inputs from land into the ocean. *Science*, 347, pp. 768-771.

[2] สุจิตรา วาสนาดำรงดี (2562). ภาพรวมมาตรการลดขยะพลาสติกแบบใช้ครั้งเดียวแล้วทิ้งในต่างประเทศ. *วารสารสิ่งแวดล้อม*, ปีที่ 23, ฉบับที่ 2, หน้า 1-10.

[3] มอก. 1505-2541, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมชิ้นส่วนคอนกรีตมวลเบาแบบมีฟองอากาศ-อบไอน้ำ. *มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม*, ปี 2541, ฉบับที่ 2411, หน้า 1-12.

[4] มอก. 2601-2556, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมคอนกรีตบล็อกมวลเบาแบบเติมฟองอากาศ, *มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม*, ปี 2556, ฉบับที่ 4562, หน้า 1-9.

[5] Chaitongrat C. and Siwadamrongpong S. (2018). Recycling of melamine formaldehyde waste as fine aggregate in lightweight concrete. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 40(1), pp. 39-45.

[6] Rebeiz K.S. and Craft A.P. (1995). Plastic Waste Management in Construction: Technological and Institutional Issues. *Resources, Conservation and Recycling*, 15, pp. 245-257.

[7] Rukzon S. and Chindaprasirt C. (2013). Strength, porosity and chloride resistance of mortar using combination of two kinds of the pozzolanic materials. *International Journal of Mineral, Metallurgy and Materials*, 20, pp. 808-814.

[8] เฉลิมชัย ไชยธงรัตน์ และ สมศักดิ์ ศิวดำรงพงศ์ (2558). การรีไซเคิลเศษเมลามีนโดยใช้เป็นวัสดุมวลรวมในคอนกรีตมวลเบา. *การประชุมวิชาการเครือข่ายวิศวกรรมเครื่องกลแห่งประเทศไทย ครั้งที่ 29*, นครราชสีมา, 30 มิถุนายน-2 กรกฎาคม 2559, หน้า 323-330.

[9] อภิวิชญ์ พูลสง (2556). การพัฒนาคอนกรีตมวลเบาผสมผงฝุ่นหินจากโรงโม่หิน. *วารสารวิชาการเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก*, ปีที่ 6, ฉบับที่ 1, หน้า 94-102.

[10] วันโชค เครือหงษ์ และ อภิวิชญ์ พูลสง (2560). สมบัติทางกลโครงสร้างจุลภาค การนำความร้อนและการหดตัวแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าผสมเถ้าชานอ้อย. *วารสารวิชาการเทคโนโลยีอุตสาหกรรม*, ปีที่ 13, ฉบับที่ 2, หน้า 22-38.

[11] ธนภร ทวีวุฒิ และ นท แสงเทียน (2558). กำลังรับแรงอัดและการดูดกลืนน้ำของคอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูล่า. *วารสารวิชาการวิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ*, ปีที่ 8, ฉบับที่ 1, หน้า 91-102.

[12] ปิติ สุคนธสุขกุล (2558). คอนกรีตพิเศษ. ศูนย์ผลิตตำราเรียนมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ, หน้า 1-13.

[13] มงคลชัย อัศวดิษฐเลิศ และ เจริศา จำปา (2561). การใช้ประโยชน์จากซากแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์ (ส่วนอโลหะ) และผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม. *วารสารสิ่งแวดล้อม*, 22(7), pp. 34-43.

[14] American Society for Testing and Materials. (20 1 9). *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. ASTM C192/C192M-02C495*. Annual Book of ASTM Standards:

[15] American Society for Testing and Materials. (2 0 1 9). *Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete. ASTM C567/C567M–19*. Annual Book of ASTM Standards

[16] American Society for Testing and Materials. (2003). *Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile. ASTM C6 7-03a*. Annual Book of ASTM Standards.

[17] American Society for Testing and Materials. (2 0 2 0). *Standard Method of Test for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. ASTM C39 / C39M-20*. Annual Book of ASTM Standards.

พฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงที่มีการเติมคอนกรีตบางส่วน

Flexural Behavior of Hollow Section Steel Beams with Partially Infilled Concrete

นพดล สุยะหลาน[1*] ,ประกิต ชมชื่น[1]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร กรุงเทพมหานครฯ
**Corresponding author; E-mail address: noppadon_cm15@hotmail.com*

บทคัดย่อ

โดยทั่วไปการกรอกคอนกรีตในคานช่วยให้เพิ่มความสามารถในการรับกำลังของคานได้อย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากคอนกรีตเป็นส่วนช่วยให้ความสามารถในการรับแรงอัดซึ่งเป็นส่วนประกอบของการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงเพิ่มขึ้น กล่าวคือเดิมที่คานไม่เสริมคอนกรีตนั้นเหล็กด้านรับแรงอัดจะรับแรงจนกระทั่งเหล็กเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ ซึ่งถือเป็นกำลังสูงสุดที่คานสามารถต้านทานการดัดได้ ต่อเมื่อมีการกรอกคอนกรีตลงในคานแล้ว คอนกรีตก็จะช่วยรับแรงอัดดังกล่าว ส่งผลให้คานสามารถรับการดัดได้มากขึ้น อย่างไรก็ตามยังพบว่ากำลังรับการดัดของคานกรอกคอนกรีตยังคงถูกควบคุมด้วยการโก่งเดาะเฉพาะที่ของเหล็กอยู่ดี นอกจากนี้งานวิจัยที่ผ่านมายังแสดงให้เห็นว่าการโก่งเดาะเฉพาะที่มักเกิดขึ้นเฉพาะบริเวณที่มีแรงดัดสูงสุด ดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงที่มีการกรอกคอนกรีตบางส่วน โดยมีแนวคิดในการลดน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่อาจไม่มีผลต่อการรับกำลังดัดลง การกรอกคอนกรีตจะกรอกเฉพาะบริเวณกลางคานโดยคิดเป็นการกรอกคอนกรีต 50 เปอร์เซ็นต์ของความยาวคาน คานเหล็กที่ทั้งกรอกคอนกรีตเต็มความยาว กรอกคอนกรีต 50 เปอร์เซ็นต์ของความยาวคาน และไม่กรอกคอนกรีต ผลการศึกษาพบว่าการกรอกคอนกรีตในคานบางส่วนเทียบกับคานเหล็กกล่องกลวงพบว่าสามารถช่วยเพิ่มกำลังดัดได้สูงสุด 1.379-1.615 ตัน-เมตร และอภิปรายผลในบทความนี้

คำสำคัญ: คานเหล็กกล่อง, เหล็กกล่องกรอกคอนกรีต, กำลังรับแรงดัด

Abstract

Generally, infilling concrete in hollow section steel beams can enhance their flexural capacity significantly. The infilled concrete plays an important role to resist compressive component of bending moment. In hollow section steel beams without infilled concrete, the compressive component of bending moment is resisted only by the steel flange. Under the compressive component, the beam’s flange reaches their limit when it is buckled. In other words, local buckling of beam flange under compressive component is the component that control the flexural behavior of the hollow section steel beams. In hollow section steel beams with infilled concrete, the concrete resists the compressive component of bending moment together with the beam’s flange. However, even the flexural capacity of the beams with infilled concrete are greater than those one of the beam without infilled concrete, the local buckling of the beam’s flange still be the capacity control component and occurred at the maximum moment position. Therefore, this study aims to reduce unnecessary weight of concrete that may not contribute to the capacity enhancement of the beams with infilled concrete. The flexural testing of hollow section steel beams with infilled concrete about 50 percent of beam length are performed together with the beams with full infilled concrete and without infilled concrete. The results of the study show that of Hollow Section Steel Beams with Partially Infilled Concrete can increase the maximum bending force 1.379-1.615 tons-meters and Results of the study will be discussed.

Keywords: Hollow Section Steel Beams, Hollow Section Steel with Infilled Concrete, Flexural Strength.

1. คำนำ

โครงสร้างเหล็กกล่องกลวงเป็นที่นิยมในปัจจุบันเนื่องจากสามารถใช้งานได้หลากหลาย ดัดแปลงชิ้นงานได้ มีประสิทธิภาพต่อน้ำหนักสูง ทำให้โครงสร้างมีน้ำหนักเบา ติดตั้งได้รวดเร็ว อย่างไรก็ตาม โครงสร้างชนิดนี้มักใช้สำหรับองค์อาคารที่รับน้ำหนักบรรทุกไม่สูงนัก เนื่องจากเหล็กกล่องกลวงมีความหนาน้อย เมื่อรับแรงกระทำแล้วมักเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ภายใต้แรงอัด ส่งผลให้มีความสามารถรับกำลังได้ไม่สูงนัก องค์อาคารต้านทานการดัดเป็นอีกองค์อาคารหนึ่งที่นิยมใช้เหล็กกล่องกลวง เนื่องจากมีความสมมาตรและต้านทานการดัดได้ดีกว่าเหล็กหน้าตัดตัวซี กระนั้นแรงอัดซึ่งเป็นผลมาจากโมเมนต์ดัดเป็นส่วนประกอบที่ทำให้เหล็กกล่องกลวงขึ้นรูปเย็นเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่บริเวณปีกรับแรงอัด

จากงานวิจัยและการใช้งานที่ผ่านมาพบว่า เหล็กกล่องกลวงสามารถรับโมเมนต์ดัดได้เพิ่มขึ้นเมื่อมีการกรอกคอนกรีตด้านใน นอกจากจะเป็นผลมาจากพฤติกรรมแบบวัสดุผสม (Composite Behavior) แล้ว การกรอกคอนกรีตยังช่วยให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ได้ยากขึ้นด้วย [1-2] โดยการศึกษาพบว่าคานเหล็กกล่องกลวงสามารถรับโมเมนต์ดัดได้มากขึ้นประมาณ 15% เมื่อมีการเติมคอนกรีตเต็มตลอดความยาวคาน

Salam Al – Obaidi และคณะ [3] ได้ศึกษาถึงอิทธิพลของกำลังอัดของคอนกรีตต่อพฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตด้วยการทดสอบการดัดของเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีตเต็มตลอดความยาว พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่กรอกในเหล็กกล่องกลวงที่เพิ่มขึ้นนั้นช่วยให้องค์อาคารมีความสามารถต้านทานการดัดเพิ่มขึ้นได้อย่างมีนัยสำคัญ

Ahmed A.M. Al-Shaar [4] ทดสอบการดัดของเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีตมวลเบาเต็มตลอดความยาว พบว่าการกรอกคอนกรีตมวลเบานั้นยังคงช่วยให้คานเหล็กกล่องกลวงสามารถรับโมเมนต์ดัดได้มากกว่าคานที่ไม่กรอกคอนกรีต นอกจากนี้ยังช่วยให้น้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างลดลงอีกด้วย

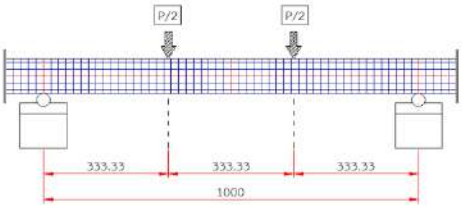
จากผลการศึกษาที่ผ่านมาสามารถสรุปได้ว่าการกรอกคอนกรีตลงในเหล็กกล่องกลวงนั้นช่วยเพิ่มความสามารถในการรับกำลังอย่างมีนัยสำคัญ และยังเพิ่มภาระแก่โครงสร้างในรูปแบบของน้ำหนักบรรทุกคงที่อีกด้วย ดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งศึกษาถึงผลของการกรอกคอนกรีตในเหล็กกล่องกลวงต่อพฤติกรรมการดัดขององค์อาคาร โดยคอนกรีตที่กรอกนั้นจะกรอกไม่เต็มช่วงความยาวคาน กล่าวคือกรอกเฉพาะบริเวณกลางคาน ทั้งนี้เพื่อศึกษาว่าเมื่อกรอกคอนกรีตบางส่วนของความยาวคานจะส่งผลต่อความสามารถต้านทานการดัดขององค์อาคารอย่างไร โดยจะเปรียบเทียบกับคานเหล็กกล่องกลวงที่ไม่ได้กรอกคอนกรีตและกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคาน

2. วิธีการทดสอบและชิ้นทดสอบ

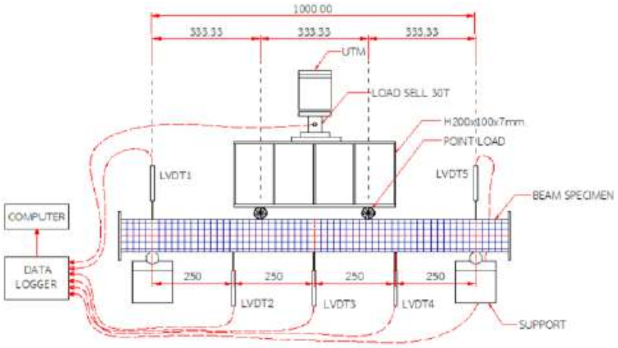
การศึกษานี้ใช้การทดสอบการดัดแบบคานช่วงเดี่ยว เพื่อศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงมีรายละเอียดดังนี้

2.1 การทดสอบการดัดของคานเหล็กช่วงเดี่ยว

การศึกษานี้ใช้การทดสอบแบบคานช่วงเดี่ยว ฐานรองรับธรรมดา ในการศึกษาพฤติกรรมการดัด โดยมีแรงกระทำที่ระยะ L/3 และระยะห่างระหว่างจุดรองรับเท่ากับ 1.00 ม. ดังแสดงรายละเอียดในรูปที่ 1 การทดสอบกระทำโดยเพิ่มแรงกระทำขึ้นเรื่อยๆ การวัดการโก่งตัวของคานจะกระทำที่ 3 ตำแหน่งดังแสดงในรูปที่ 2 โดยจะวัดทั้งค่าของแรงกระทำและการโก่งตัวของคานไปพร้อมกัน การติดตั้งชิ้นทดสอบและอุปกรณ์ต่างๆ ในห้องปฏิบัติการแสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 1 การจำลองโหลดกระทำกับคานช่วงเดี่ยว



รูปที่ 2 การจำลองการติดตั้งการทดสอบคานช่วงเดี่ยว

รูปที่ 3 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบคานช่วงเดี่ยวในห้องปฏิบัติการ

2.2 คานเหล็กกล่องที่ใช้ในการศึกษา

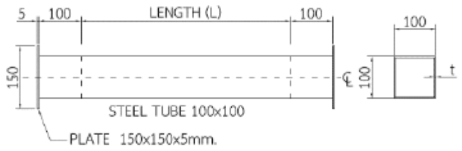
การศึกษานี้ใช้คานเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงขนาด 100x100x2.0 มม. ,100x100x2.5 มม. ,100x100x3.2 มม. เป็นชิ้นทดสอบ โดยคานแต่ละขนาดใช้ขนาดละ 15 ชิ้น โดยแบ่งเป็น 3 กลุ่มดังนี้

2.2.1 เหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงไม่กรอกคอนกรีต (ST-XX), จำนวน 5 ตัวอย่าง

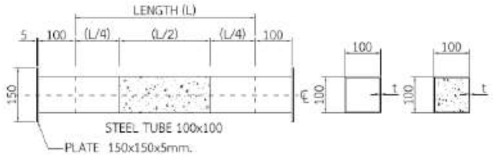
2.2.2 เหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงกรอกคอนกรีตเฉพาะส่วน (PCFST-XX), จำนวน 5 ตัวอย่าง

2.2.3 เหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงกรอกคอนกรีตตลอดความยาว (CFST-XX), จำนวน 5 ตัวอย่าง

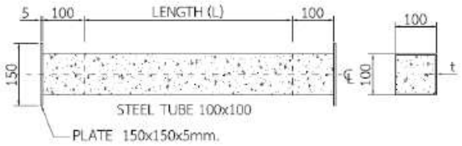
รายละเอียดของคานเหล็กกล่องกลวงไม่กรอกคอนกรีต (ST) คานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตเฉพาะส่วน (PCFST) และคานเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงกรอกคอนกรีตตลอดความยาว (CFST) แสดงดังรูปที่ 4-6 ตามลำดับ



รูปที่ 4 คานเหล็กกล่องกลวงไม่กรอกคอนกรีต (ST)



รูปที่ 5 คานเหล็กกล่องกลวงไม่กรอกคอนกรีตเฉพาะส่วน (PCFST)



รูปที่ 6 คานเหล็กกล่องกลวงเติมความยาว (CFST)

คอนกรีตที่ใช้เป็นคอนกรีตผสมเสร็จที่มีกำลังอัดประลัย (fc') เท่ากับ 210 กก./ตร.ซม.ก่อนการทดสอบคานที่ศึกษาได้ทำการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทรงกระบอกได้ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะทดสอบดังตารางที่ 1

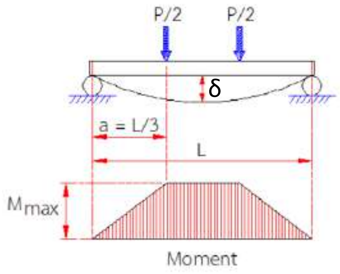
ตารางที่ 1 สรุปรายละเอียดขนาดวัสดุที่ใช้ทดสอบวัสดุ

ลำดับ	รายละเอียด	รหัส	fc' (Ksc)	ความยาว L (มม.)
1	100x100x2.0 มม.	ST-01 to ST-05	N/A	1000
2	100x100x2.0 มม.	PCFST-01 to PCFST-05	255.29	1000
3	100x100x2.0 มม.	CFST-01 to CFST-05	255.29	1000
4	100x100x2.5 มม.	ST-01 to ST-05	N/A	1000
5	100x100x2.5 มม.	PCFST-01 to PCFST-05	255.29	1000
6	100x100x2.5 มม.	CFST-01 to CFST-05	255.29	1000
7	100x100x3.2 มม.	ST-01 to ST-05	N/A	1000
8	100x100x3.2 มม.	PCFST-01 to PCFST-05	255.29	1000
9	100x100x3.2 มม.	CFST-01 to CFST-05	255.29	1000

2.3 การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

ค่าแรงกระทำที่วัดได้จากการทดสอบสามารถคำนวณเป็นโมเมนต์ดัดได้จากหลักการในรูปที่ 7 และสมการที่ 1

$$M_{max} = \frac{P}{2} \cdot a \qquad (1)$$



รูปที่ 7 แผนภาพโมเมนต์ดัดและหลักการคำนวณโมเมนต์ดัดสูงสุด

การศึกษานี้ยังใช้ดัชนีกำลัง (The moment strength index, MSCI) เพื่อเปรียบเทียบกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานที่ศึกษา ซึ่งสามารถพิจารณาได้ดังสมการที่ 2-3

$$MSCI_{PCFST} = M_{PCFST} / M_{ST} \qquad (2)$$

$$MSCI_{CFST} = M_{CFST} / M_{ST} \qquad (3)$$

เมื่อ $MSCI_{PCFST}$ คือดัชนีกำลังของคานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตบางส่วน

$MSCI_{CFST}$ คือดัชนีกำลังของคานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคาน

3. ผลการศึกษา

3.1 การวิบัติของคานเหล็กกล่องกลวง

จากการทดสอบพบว่าชิ้นทดสอบ ST เกิดการวิบัติบริเวณจุดที่มีแรงกระทำ การวิบัติเป็นลักษณะการกดยุบของปีกคานบนและการโก่งของแผ่นเอวดังแสดงในรูปที่ 8 สำหรับชิ้นทดสอบ PCFST และ CFST จะเกิดการวิบัติของชิ้นทดสอบบริเวณจุดที่แรงกระทำเช่นกัน แต่การวิบัติจะเป็นลักษณะการโก่งเดาะของปีกคานด้านรับแรงอัดดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10 ตามลำดับ

รูปที่ 8 การวิบัติของชิ้นทดสอบ ST

รูปที่ 9 การวิบัติของชิ้นทดสอบ PCFST

รูปที่ 10 การวิบัติของชิ้นทดสอบ CFST

3.2 โมเมนต์ดัดสูงสุดและค่าการโก่งตัวของคานจากการทดสอบ

ผลการทดสอบของชิ้นทดสอบความหนา 2.0 มม., 2.5 มม., 3.2 มม. แสดงดังตารางที่ 2 – 4 ตามลำดับ ค่าเฉลี่ยของโมเมนต์ดัดสูงสุดที่คานสามารถรับได้แสดงดังตารางที่ 5 ผลการศึกษาพบว่าเมื่อมีการกรอกคอนกรีตในเหล็กกล่องกลวงตลอดความยาวจะทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มสูงสุดได้ถึง 1.421 – 2.291 ตัน-เมตร เมื่อเท่าเทียบกับคานที่ไม่กรอกคอนกรีต ผลการศึกษายังแสดงว่าการกรอกคอนกรีตบางส่วนในการศึกษานี้ช่วยให้คานเหล็กกล่องกลวงรับโมเมนต์ดัดเพิ่มสูงสุดขึ้นได้ถึง 1.110 - 2.046 ตัน-เมตร เมื่อเท่าเทียบกับคานที่ไม่กรอกคอนกรีต

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานดังแสดงในรูปที่ 11 – 13 สำหรับคานเหล็กกล่อง ST ,PCFST , CFST ตามลำดับ จะพบว่าการกรอกคอนกรีตลงในเหล็กกล่องกลวงนั้นไม่เพียงแต่จะช่วยให้องค์อาคารสามารถรับโมเมนต์ดัดได้สูงขึ้นเท่านั้น แต่ยังช่วยให้องค์อาคารสามารถรับกำลังต่อไปได้หลังจากรับกำลังสูงสุดอีกด้วย

จากตารางที่ 2-4 ค่า Deflection ST-01 ,ST-02 (ความหนาเหล็กกล่องกลวง 2.0 มม.) แตกต่างกันประมาณสองเท่า เกิดจากสาเหตุการใช้แผ่นเหล็กรองรับจุด P/2 ทั้ง 2 ข้าง ประกอบกับการใช้ Load sell 10 ตันในการทดสอบครั้งแรกและปรับเปลี่ยนมาใช้ Load sell 30 ตันเพื่อความเหมาะสมกับการทดสอบชิ้นตัวอย่างอื่นต่อไป

ตารางที่ 2 ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเทียบกับค่าการโก่งตัวของกึ่งกลางคานความหนา 2.0 มม.

ลำดับ	รหัส - ความหนา 2.0 มม.	Self-Weight (Kg.)	น้ำหนักที่รับได้ P (kg)	Mu (T.-m.)	Deflection Mid Span (mm.)
1	ST-01	8.77	3,456	0.577	10.68
2	ST-02	8.76	5,761	0.952	22.98
3	ST-03	8.72	5,632	0.939	22.77
4	ST-04	8.70	5,710	0.960	23.39
5	ST-05	8.64	5,581	0.930	23.49
6	PCFST-01	19.06	6,818	1.237	30.77
7	PCFST-02	19.29	6,357	1.136	30.71
8	PCFST-03	19.35	7,071	1.179	31.38
9	PCFST-04	19.02	7,197	1.200	31.07
10	PCFST-05	19.32	7,329	1.110	31.40
11	CFST-01	38.85	9,140	1.421	31.11
12	CFST-02	33.92	8,823	1.471	47.53
13	CFST-03	33.89	9,600	1.503	45.00
14	CFST-04	33.82	9,592	1.599	53.89
15	CFST-05	35.08	9,724	1.621	14.10

ตารางที่ 3 ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเทียบกับค่าการโก่งตัวของกึ่งกลางคานความหนา 2.5 มม.

ลำดับ	รหัส - ความหนา 2.5 มม.	Self-Weight (Kg.)	น้ำหนักที่รับได้ P (kg)	Mu (T.-m.)	Deflection Mid Span (mm.)
1	ST-01	10.54	5,474	0.912	26.32
2	ST-02	10.52	5,979	0.997	9.40
3	ST-03	10.58	5,574	0.929	5.61
4	ST-04	10.59	5,682	0.947	8.49
5	ST-05	10.56	5,742	0.957	5.74
6	PCFST-01	21.23	9,223	1.508	10.03
7	PCFST-02	21.16	9,163	1.527	12.29
8	PCFST-03	20.78	8,902	1.484	10.73
9	PCFST-04	20.86	9,050	1.508	11.40
10	PCFST-05	20.70	9,072	1.512	13.25
11	CFST-01	34.99	10,714	1.775	50.04
12	CFST-02	35.11	10,777	1.818	20.63
13	CFST-03	33.91	9,210	1.535	58.20
14	CFST-04	34.76	10,778	1.770	47.72
15	CFST-05	34.91	10,649	1.775	55.55

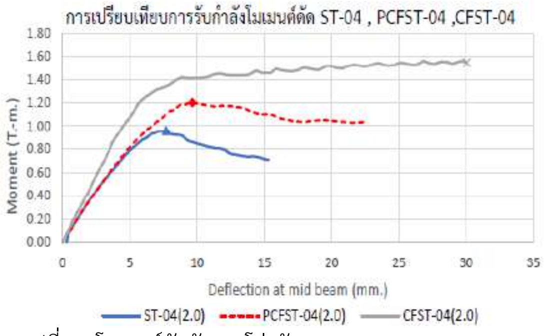
ตารางที่ 4 ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเทียบกับค่าการโก่งตัวของกึ่งกลางคานความหนา 3.2 มม.

ลำดับ	รหัส - ความหนา 3.2 มม.	Self-Weight (Kg.)	น้ำหนักที่รับได้ P (kg)	Mu (T.-m.)	Deflection Mid Span (mm.)
1	ST-01	12.29	7,432	1.262	7.39
2	ST-02	12.29	6,925	1.154	7.41
3	ST-03	12.25	6,999	1.167	7.61
4	ST-04	12.28	7,292	1.215	6.61
5	ST-05	12.20	6,675	1.113	6.08
6	PCFST-01	22.29	11,703	1.951	22.15
7	PCFST-02	21.77	10,529	1.755	18.23
8	PCFST-03	21.96	11,991	1.999	17.87

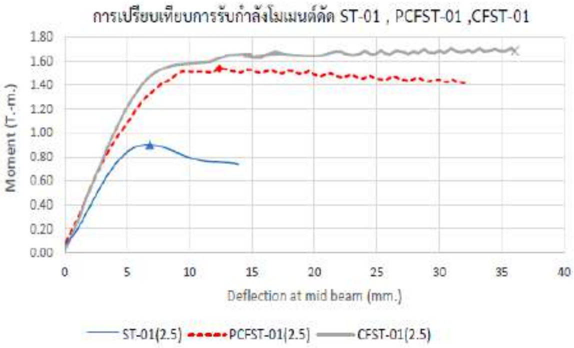
9	PCFST-04	22.04	10,999	1.780	22.13
10	PCFST-05	22.34	12,277	2.046	15.95
11	CFST-01	35.93	14,693	2.118	49.14
12	CFST-02	35.76	12,812	2.135	41.23
13	CFST-03	37.75	13,541	2.257	55.52
14	CFST-04	35.61	13,574	2.291	60.35
15	CFST-05	35.97	13,574	2.262	58.85

ตารางที่ 5 สรุปค่าเฉลี่ยโมเมนต์ดัดสูงสุด

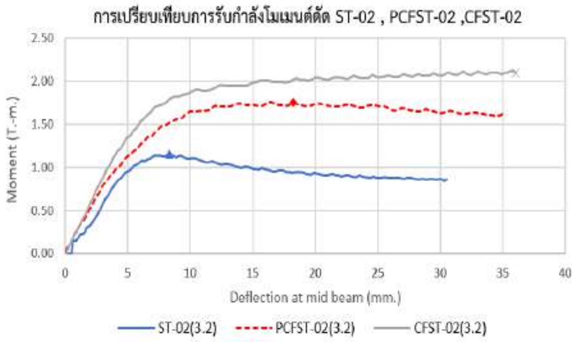
ลำดับ	รหัส	ความหนา (มม.)	Mu[a] (T.-m.)	MSCI
1	ST-01 to ST-05	2.0	0.872	1.000
2	PCFST-01 to PCFST-05	2.0	1.172	1.344
3	CFST-01 to CFST-05	2.0	1.203	1.379
4	ST-01 to ST-05	2.5	0.948	1.000
5	PCFST-01 to PCFST-05	2.5	1.508	1.591
6	CFST-01 to CFST-05	2.5	1.735	1.830
7	ST-01 to ST-05	3.2	1.182	1.000
8	PCFST-01 to PCFST-05	3.2	1.910	1.615
9	CFST-01 to CFST-05	3.2	2.213	1.872



รูปที่ 11 โมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวของคาน ST ,PCFST ,CFST ความหนา 2.0 มม.



รูปที่ 12 โมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวของคาน ST ,PCFST ,CFST ความหนา 2.5 มม.

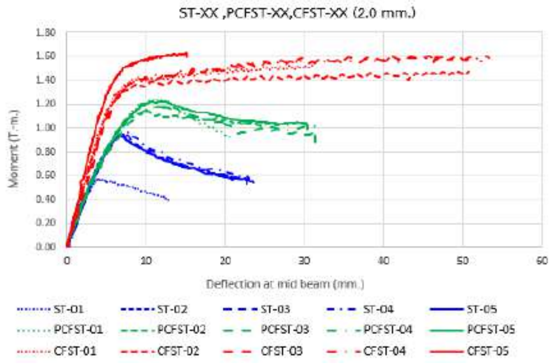


รูปที่ 13 โมเมนต์ดัดเทียบกับการโก่งตัวของคาน ST ,PCFST ,CFST ความหนา 3.2 มม.

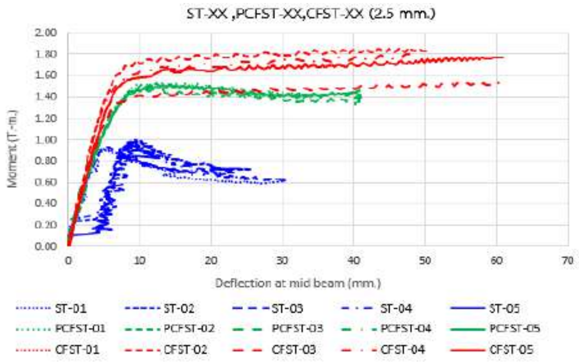
3.3 การวิเคราะห์กำลังต้านทานโมเมนต์สูงสุดของหน้าตัดที่เกิดการวิบัติ

การศึกษานี้ใช้ชิ้นทดสอบที่มีความหนา 2.0 มม. 2.5 มม. และ 3.2 มม. โดยศึกษาในรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวที่กลางคานแสดงดังรูปที่ 14 – 16 สำหรับเหล็กกล่องกลวงความหนาตามลำดับ

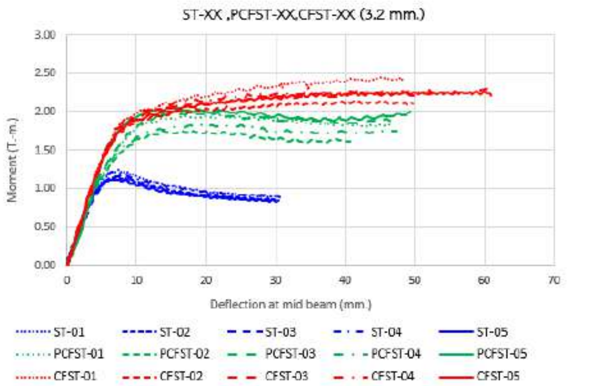
ผลการศึกษาพบว่าการกรอกคอนกรีตตลอดช่วงความยาวคานทำให้คานเหล็กกล่องกลวงมีความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นทุกกรณี หน้าตัดคอนกรีตวิบัติแบบแตกที่ผิวบนของขอบคานเหล็กที่โก่งงอ ผลการศึกษายังพบว่าแม้การกรอกคอนกรีตบางส่วนจะช่วยให้คานเหล็กกล่องกลวงสามารถรับโมเมนต์ดัดได้สูงขึ้น โดยการเพิ่มแรงอัดของคอนกรีตบริเวณหน้าตัดที่เกิดการวิบัติ และยังพบว่าการกรอกคอนกรีตด้านในแตกแบบแรงเฉือนก่อน การวิบัติเหล็กกล่องกลวงเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของพฤติกรรมของเหล็กตามเดิม



รูปที่ 14 โมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวของคานเหล็กกล่องความหนา 2.0 มม.



รูปที่ 15 โมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวของคานเหล็กกล่องความหนา 2.5 มม.



รูปที่ 16 โมเมนต์ดัดกับการโก่งตัวของคานเหล็กกล่องความหนา 3.2 มม.

3.4 น้ำหนักของชิ้นทดสอบ

วัตถุประสงค์หลักของการกรอกคอนกรีตบางส่วนในการศึกษานี้คือเพื่อลดน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างลง ดังนั้นค่าเฉลี่ยน้ำหนักชิ้นทดสอบ PCFST และ CFST เทียบกับ ST แสดงดังตารางที่ 6 ผลการเปรียบเทียบพบว่าการกรอกคอนกรีตบางส่วนและการกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคานสำหรับเหล็กหนา 2 มม. ทำให้น้ำหนักเพิ่มขึ้น 2.20 และ 4.03 เท่าตามลำดับ การกรอกคอนกรีตบางส่วนและการกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคานสำหรับเหล็กหนา 2.5 มม. ทำให้น้ำหนักเพิ่มขึ้น 1.98 และ 3.29 เท่าตามลำดับ การกรอกคอนกรีตบางส่วนและการกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคานสำหรับเหล็กหนา 3.2 มม. ทำให้น้ำหนักเพิ่มขึ้น 1.80 และ 2.92 เท่าตามลำดับ กล่าวโดยสรุปคือการกรอกคอนกรีตบางส่วนสามารถลดน้ำหนักบรรทุกลงจากการกรอกคอนกรีตตลอดความยาวคานลงได้มากกว่า 40%

ตารางที่ 6 สรุปค่าเฉลี่ยน้ำหนักชิ้นงาน (Average self-weight)

ลำดับ	รหัส	ความหนา (มม.)	Average self-weight (kg.)	ค่าความแตกต่างของน้ำหนักชิ้นทดสอบ
1	ST-01 to ST-05	2.0	8.72	1.00
2	PCFST-01 to PCFST-05	2.0	19.21	2.20
3	CFST-01 to CFST-05	2.0	35.11	4.03
4	ST-01 to ST-05	2.5	10.56	1.00
5	PCFST-01 to PCFST-05	2.5	20.95	1.98
6	CFST-01 to CFST-05	2.5	34.74	3.29
7	ST-01 to ST-05	3.2	12.26	1.00
8	PCFST-01 to PCFST-05	3.2	22.08	1.80
9	CFST-01 to CFST-05	3.2	35.80	2.92

4. สรุปผลงานศึกษาวิจัย

บทความนี้มุ่งเน้นศึกษาพฤติกรรมการดัดของคานเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีตบางส่วน ด้วยแนวคิดการลดน้ำหนักบรรทุกคงที่ลงเทียบกับการกรอกคอนกรีตเต็มตลอดความยาวคาน ขณะที่ยังสามารถรับโมเมนต์ดัดได้เพิ่มขึ้นเทียบกับคานไม่กรอกคอนกรีต ผลการศึกษาสรุปได้ดังนี้

-การเติมคอนกรีตบางส่วน ช่วยเพิ่มความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของคานเหล็กกล่องสามารถรับกำลังดัดสูงสุดได้ 1.110-1.237 ตัน-เมตร (2.0มม.) , รับกำลังดัดสูงสุดได้ 1.484-1.527 ตัน-เมตร (2.5มม.), และ รับกำลังดัดสูงสุดได้ 1.755-2.046 ตัน-เมตร (3.2มม.) เมื่อเทียบกับความสามารถรับโมเมนต์ดัดของคานเหล็กกล่องกลวงไม่กรอกคอนกรีต

- การเติมคอนกรีตบางส่วนสามารถช่วยลดน้ำหนักบรรทุกคงที่ลงได้มากกว่า 40% เทียบกับน้ำหนักของคานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตเต็มตลอดความยาวคาน

- การเติมคอนกรีตบางส่วนในการศึกษานี้ส่งผลให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดสูงสุดลดลงมากสุดประมาณ 15% เทียบกับคานเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีตเต็มตลอดความยาวคาน

- การเติมคอนกรีตบางส่วนและการเติมคอนกรีตตลอดความยาวคานส่งผลให้คานมีความสามารถต้านทานการวิบัติแบบทันทีทันใดหลังจากรับโมเมนต์สูงสุดไปแล้ว

เอกสารอ้างอิง

[1] Lin-Hai Han, Flexural behavior of concrete filled steel tube. Journal of Structural Engineering, 2004. p. 313-337

[2] J. M. Flor ,R. H. Fakury and R.B. Caldas, Experimental study on the flexural behavior of largescale rectangular concrete filled steel tubular beams. Ibracon Structure and Materials Journal, Volumn 10, Number 4 (August 2017) p. 895-905 ISSN 1984-4195

[3] Salam Al – Obaidi , Thulfiqar Salim and Sadjad Amir Hemzah , Flexural behavior of Concrete filled Steel tube composite with Different concrete compressive strength. International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), Volumn 9 , July 2018, pp. 824-832

[4] Ahmed A.M. Al-Shaar, Flexural behavior of Lightweight concrete and Self-Compacting concrete filled Steel tube beams. Journal of Constructional Steel research 149, 2018. p. 153-164

[5] Committee, A., Specification for Structural steel Building (ANSI/AISC 360-16). American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois60601-1802, 2016

[6] ทักษิณ เทพชาตรี และ อัครวัชร เล่นวารี, พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก ปรับปรุงครั้งที่ 5. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2563, 467 หน้า

[7] สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย, คู่มือการออกแบบอาคารเหล็กโครงสร้างเหล็ก ISBN 978-978-974-458-597-4, 2558, 166 หน้า

[8] สิริศักดิ์ ปโยธรสิริ, กำลังวัสดุ Strength of Materials พิมพ์ครั้งที่ 5. กรุงเทพฯ : เม็ดทรายพริ้นติ้ง, 2539. 400 หน้า

การพัฒนาคอนกรีตพรุนจากส่วนอโลหะที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์
Development of pervious concrete with non-metallic part from recycling of printed circuit boards as constituent

กชกร ศรีวัฒนกุล[1] , สุพพัต ควรพงษากุล[2] , เปรมฤดี กาญจนปิยะ[3] และ จักรพันธ์ เทือกต๊ะ[4]

[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
[2] ภาควิชาวิศวกรรมสุขาภิบาล คณะสาธารณสุขศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล
ศูนย์ความเป็นเลิศด้านอนามัยสิ่งแวดล้อมและพิษวิทยา
[3] ศูนย์เทคโนโลยีโลหะและวัสดุแห่งชาติ (MTEC) สำนักงานพัฒนาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งชาติ
**Corresponding author; E-mail address: kotchakorn.sriw@ku.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาการใช้ส่วนอโลหะ (Non - Metallic Part, NMP) จากการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์ เป็นมวลรวมละเอียดเพื่อแทนที่มวลรวมละเอียดธรรมชาติในการผลิตคอนกรีตพรุนที่ 10% , 20% , 30% , 40% และ 50% ของน้ำหนักมวลรวมละเอียดธรรมชาติ และใช้มวลรวมหยาบ 2 ช่วงขนาด คือ 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกลและการซึมผ่านน้ำ เปรียบเทียบกับคอนกรีตพรุนทั่วไป จากการศึกษาพบว่าเมื่อใส่ส่วนอโลหะแทนที่มวลรวมละเอียดบางส่วนทำให้มีกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นได้ถึง 89 % เมื่อเทียบกับคอนกรีตพรุนที่แทนที่ด้วยมวลรวมละเอียดธรรมชาติ เนื่องจากผงอโลหะมีขนาดเล็กจึงเข้าไปแทนที่รูพรุนทำให้มีความพรุนลดลง และเมื่อรูพรุนของคอนกรีตนั้นลดลงจึงทำให้อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตลดลงไปด้วย โดยปริมาณส่วนอโลหะแทนที่มวลรวมละเอียดที่เหมาะสม คือ 40% ในมวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 20 % ในมวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร ของน้ำหนักมวลรวมละเอียด

คำสำคัญ: คอนกรีตพรุน , การซึมผ่านน้ำ , กำลังรับแรงอัด , ผงอโลหะ

Abstract

This research studied the use of Non - Metallic Part (NMP) from recycling of printed circuit boards as fine aggregate to partially replace natural fine aggregate in pervious concrete production at 10% , 20% , 30% , 40% and 50% by weight. Two sizes of coarse aggregate were 4 – 8 mm and 8 – 16 mm, to study mechanical property and permeability of pervious concrete compared with conventional pervious concrete. The result indicated that the compressive strength of only pervious concrete with NMP replacement increased as much as 89% when compared to conventional pervious concrete with fine aggregate because small-sized NMP filled in pore in concrete. In addition, when the porosity decreased, the permeability of concrete decreased as well. The optimal amounts of NMP replacement were 40% for aggregate size 4 – 8 mm and 20% for aggregate size 8 – 16 mm by fine aggregate weight.

Keywords: Pervious Concrete , Permeability , Compressive Strength , NMP

1. บทนำ

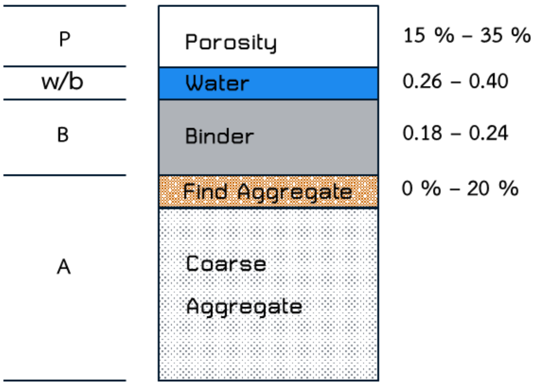
ปัจจุบันเทคโนโลยีเข้ามามีบทบาทในการดำรงชีวิตของมนุษย์ โดยเฉพาะเทคโนโลยีเพื่อการสื่อสาร ความก้าวหน้าของอุปกรณ์เทคโนโลยีสารสนเทศและการสื่อสารพัฒนาอย่างรวดเร็ว เพื่อตอบสนองความต้องการด้านต่าง ๆ ของผู้ใช้ปัจจุบัน ที่มีจำนวนเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ทุกปี และเมื่ออุปกรณ์อิเล็กทรอนิกส์เหล่านั้นไม่สามารถใช้งานได้จึงกลายเป็นขยะอิเล็กทรอนิกส์ (E-waste) ซึ่งขยะอิเล็กทรอนิกส์เหล่านี้ไม่สามารถกำจัดได้โดยง่าย จะกลายเป็นปัญหาสิ่งแวดล้อมหากขยะเหล่านี้ไม่ได้รับการกำจัดอย่างเหมาะสม เช่น การกำจัดโดยวิธีฝังกลบหรือเผานั้นทำให้สารพิษหลายชนิดที่อยู่ในขยะอิเล็กทรอนิกส์รั่วไหลลงสู่สิ่งแวดล้อม เกิดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและระบบนิเวศทั้งในระยะสั้นและระยะยาว รวมถึงส่งผลกระทบต่อสุขภาพของประชาชน

แผงวงจรไฟฟ้า (Printed Circuit Boards , PCB) เป็นส่วนสำคัญของอุปกรณ์ไฟฟ้าและอิเล็กทรอนิกส์เกือบทั้งหมด ใช้ในการสนับสนุนทางกลไกและเชื่อมต่อชิ้นส่วนอิเล็กทรอนิกส์ทางไฟฟ้า โดยทั่วไปแล้วองค์ประกอบของ PCB ได้แก่ ส่วนที่เป็นโลหะ 28 – 30 เปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนัก ซึ่งส่วนที่เป็นโลหะหลัก ๆ คือ ทองแดง ประมาณ 10 – 20 เปอร์เซ็นต์ และในส่วนที่เป็นอโลหะ (Non - Metallic Part, NMP) ประมาณ 70 – 72 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก [1] หลังจากกระบวนการรีไซเคิลในส่วนที่เป็นอโลหะนั้นยังคงเหลืออยู่โดยประกอบด้วย เส้นใยแก้ว เรซิ่น เซรามิค สารหน่วงไฟโบรมิเนต และสารเติมแต่งอื่น ๆ [1, 2] กระบวนการรีไซเคิล PCB นั้นสามารถแบ่งได้

เป็น 3 ขั้นตอนหลัก คือ 1. การปรับสภาพและการถอดแยกชิ้นส่วน โดยวิธี Shredding , Electrostatic , Supercritical extraction และ Pyrolysis 2. การลดขนาดและการคัดแยก 3. การรีไซเคิล [3, 4] เศษของ PCB จะถูกบดเป็นอนุภาคและโลหะมีค่าต่าง ๆ จะถูกคัดแยกออกโดยโต๊ะสั่นเขย่า หลังจากกระบวนการรีไซเคิลจะมีวัสดุตกค้างที่ไม่มีมูลค่าหรือส่วนที่เป็นโลหะประมาณ 60 – 70 เปอร์เซ็นต์ [5] ปริมาณและคุณภาพของโลหะและส่วนที่เป็นอโลหะจะไม่แน่นอนขึ้นอยู่กับ PCB และกระบวนการรีไซเคิล

คอนกรีตพรุนเป็นคอนกรีตชนิดพิเศษที่มีช่องว่างอย่างต่อเนื่อง คอนกรีตพรุนประกอบไปด้วย ซีเมนต์ , น้ำ , มวลรวมหยาบ และมวลรวมละเอียดในปริมาณที่จำกัดหรือไม่มีมวลรวมละเอียด [6, 7] ดังแสดงในรูปที่ 1 และอาจมีส่วนผสมเพิ่ม เช่น สารลดน้ำพิเศษ สารผสมเพิ่ม หรือวัสดุเพิ่มเข้าไปเล็กน้อย ร่วมกับการใช้มวลรวมขนาดเล็กทำให้คอนกรีตพรุนมีกำลังรับแรงอัดมากกว่า 50 เมกะปาสคาล [8] โดยทั่วไปแล้วคอนกรีตพรุนจะใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ชนิดที่ 1 เป็นตัวหลักในการเชื่อมประสาน เมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์จะทำให้การทำงานได้ของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้นและการบดอัดของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นด้วย [9] โดยสามารถใช้วัสดุเสริมซีเมนต์ เช่น เถ้าลอย , เถ้าตะกรัน และซิลิกาฟูม เสริมเข้าไปในซีเมนต์ได้ [6] คอนกรีตพรุนนั้นมีน้ำหนักเบา เนื่องจากมีปริมาณช่องว่างทั้งหมดประมาณ 15 – 35 % โดยรูพรุนมีขนาดประมาณ 2 - 8 มิลลิเมตร และมีกำลังรับแรงอัดประมาณ 2.8 - 28 เมกะปาสคาล ส่วนการซึมไหลผ่านของน้ำนั้นขึ้นอยู่กับขนาดของมวลรวมและความหนาแน่นของส่วนผสม แต่โดยทั่วไปแล้วมีอัตราการซึมไหลผ่านของน้ำอยู่ในช่วง 0.14 - 1.22 เซนติเมตร/วินาที [6] คอนกรีตพรุนมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (w/c) อยู่ในช่วง 0.26 - 0.40 [6] อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์นั้นมีความสำคัญมากเนื่องจากคอนกรีตพรุนมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ต่ำกว่าคอนกรีตทั่วไป [10] คอนกรีตพรุนจะใช้ขนาดมวลรวมหยาบเป็นมวลรวมหยาบขนาดเดียว (Single size) หรือมวลรวมหยาบที่เป็นมีลักษณะเป็นขนาดคละอยู่ในช่วง 9.5 - 19 มิลลิเมตร [6] โดยอัตราส่วนมวลรวมต่อซีเมนต์ที่ใช้นั้นอยู่ในช่วง 4 : 1 ถึง 6 : 1 เมื่อเทียบกับคอนกรีตทั่วไปแล้วพบว่าคอนกรีตพรุนจะมีปริมาณของมวลรวมอยู่ประมาณ 50 – 65% โดยมีอัตราส่วนสารเชื่อมประสานต่อมวลรวมอยู่ในช่วง 0.22 – 0.25 โดยปริมาตรของมวลรวม [9] คอนกรีตพรุนนั้นควรจะออกแบบให้มีส่วนผสมที่สมดุล โดยให้มีค่าการซึมผ่านน้ำและกำลังรับแรงอัดเป็นที่ยอมรับได้ [11]

จากปัญหาขยะอิเล็กทรอนิกส์ดังกล่าวการรีไซเคิลเป็นหนึ่งในวิธีที่ดีที่สุดในการรักษาสิ่งแวดล้อมและทำให้เกิดผลประโยชน์ทางเศรษฐกิจ ส่งผลให้ผู้วิจัยมีแนวคิดและความสนใจที่จะศึกษาการนำขยะอิเล็กทรอนิกส์ในส่วนที่ไม่มีมูลค่าหรือส่วนที่เป็นอโลหะ (Non – Metallic Part , NMP) มาทำให้เกิดประโยชน์ โดยนำมาใช้เป็นมวลรวมละเอียดเพื่อทดแทนมวลรวมละเอียดทางธรรมชาติบางส่วนในการผลิตคอนกรีตพรุน เพื่อเป็นทางเลือกในการจัดการขยะอิเล็กทรอนิกส์ต่อไป



รูปที่ 1 ส่วนประกอบของคอนกรีตพรุน

2. การทดลอง

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

งานวิจัยนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ธรรมดาประเภทที่ 1 (Ordinary Portland Cement, OPC) และน้ำ เป็นตัวเชื่อมประสานของคอนกรีตพรุน และใช้ทั้งมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียด โดยมวลรวมละเอียดนั้นมีปริมาณ 10% โดยน้ำหนักของมวลรวมทั้งหมด มีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 30 (0.60 มิลลิเมตร) และค้างตะแกรงเบอร์ 50 (0.30 มิลลิเมตร) มีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.65 ส่วนมวลรวมหยาบที่ใช้มีทั้งหมด 2 ขนาด คือ 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร โดยมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.7 ศึกษาผลกระทบของ NMP โดยการแทนที่มวลรวมละเอียดที่ 10% , 20% , 30% , 40% และ 50% โดยน้ำหนัก ด้วยผง NMP ที่ได้มาจากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์หลังจากกำจัดทองแดงออกแล้ว จากโรงงานรีไซเคิลในประเทศไทยดังรูปที่ 2 ส่วนประกอบทางเคมีที่เป็นออกไซด์ใน NMP โดยการใช้ X-ray Fluorescence Spectrometry (XRF) แสดงไว้ดังตารางที่ 1 มีขนาดอนุภาคโดยเฉลี่ยประมาณ 50 ไมครอน และมีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 1.82

รูปที่ 2 ผงอโลหะ (NMP)

ตารางที่ 1 ส่วนประกอบทางเคมีของ NMP

Oxide composition	Results (%)
SiO_2	22.5
CaO	9.91
Al_2O_3	7.37
CuO	0.703
BaO	0.400
Fe_2O_3	0.151
SO_3	0.181
P_2O_5	0.219
MgO	0.231
TiO_2	0.188
Other	0.362

จากตารางที่ 1 พบว่าส่วนประกอบที่เป็นออกไซด์หลักในผง NMP คือ SiO_2 ซึ่งมาจากเส้นใยแก้วใน PCB และอาจมีสารอื่น ๆ ที่มีโลหะหนักเป็นองค์ประกอบ นอกจากนี้มีการรายงานด้วยว่าพอลิเมอร์ใน NMP เป็นเทอร์โมเซตเรซิ่นที่แต่งเติมด้วยสารหน่วงไฟประเภทโบรมีน [12] จึงต้องผ่านกระบวนการที่เหมาะสมก่อนนำมาใช้

2.2 อัตราส่วนผสมและการเตรียมตัวอย่าง

อัตราส่วนผสมของคอนกรีตพรุนในงานวิจัยนี้แสดงดังตารางที่ 2 มีการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วย NMP 10% , 20% 30% , 40% และ 50% โดยน้ำหนัก ใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ และอัตราส่วนมวลรวมต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.30 และ 5.48 : 1 ตามลำดับ เนื่องจากคอนกรีตพรุนเป็นคอนกรีตที่ไม่มีมวลรวมละเอียดหรือมีในปริมาณที่น้อยมาก ดังนั้นขั้นตอนการผสมคอนกรีตพรุนเริ่มจากการผสมแห้งก่อนโดยการผสมซีเมนต์และมวลรวมละเอียดให้เป็นเนื้อเดียวกัน เป็นเวลา 30 วินาที จากนั้นจึงเริ่มใส่ส่วนผสมที่เปียกลงไป โดยเริ่มจากการผสม NMP ลงไปโดยการทำให้ NMP กระจายตัวให้เป็นเนื้อเดียวกันกับส่วนผสมก่อนหน้า ต้องระวังไม่ให้ NMP จับตัวกันเป็นก้อน จากนั้นใส่มวลรวมหยาบลงไปแล้วผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันเป็นเวลา 60 วินาที หลังจากนั้นจึงค่อย ๆ เติมน้ำเข้าไปในส่วนผสมโดยใช้เวลาในการผสมเป็นเวลา 120 วินาที ลักษณะส่วนผสมคอนกรีตพรุนที่ได้จะมีเพสต์เคลือบผิวมวลรวมดีและคอนกรีตที่ได้จะมีความหนืดคล้ายคอนกรีตที่มีความข้นมาก ๆ ที่เรียกว่าคอนกรีตไม่มีค่ายุบตัว (Zero Slump) จากนั้นนำส่วนผสมใส่ในแบบหล่อ แล้วทำการบดอัดตัวอย่างโดยใช้แท่งเหล็กกระทุ้งทั้งหมด 3 ชั้น ชั้นละ 25 ครั้ง จากนั้นคลุมตัวอย่างด้วยพลาสติกเป็นเวลา 1 วัน แล้วถอดแบบ และนำไปบ่มคอนกรีตในน้ำตามเวลาที่ออกแบบไว้

รูปที่ 3 ตัวอย่างคอนกรีตพรุนที่ใช้ในการทดสอบกำลังอัด

ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีตพรุน

ลำดับที่	Mix	W/C	ซีเมนต์ (kg)	น้ำ (kg)	หิน (kg)	ทราย (kg)	NMP (kg)
1	NPC-0-L	0.3	235	74	1364	149	0
2	NPC-10-L	0.3	235	74	1364	134	15
3	NPC-20-L	0.3	235	74	1364	119	30
4	NPC-30-L	0.3	235	74	1364	104	45
5	NPC-40-L	0.3	235	74	1364	89	60
6	NPC-50-L	0.3	235	74	1364	74	75
7	NPC-0-S	0.3	235	74	1364	149	0
8	NPC-10-S	0.3	235	74	1364	134	15
9	NPC-20-S	0.3	235	74	1364	119	30
10	NPC-30-S	0.3	235	74	1364	104	45
11	NPC-40-S	0.3	235	74	1364	89	60
12	NPC-50-S	0.3	235	74	1364	74	75

** NPC = Pervious Concrete with NMP*

ตัวเลข = ปริมาณ NMP (%)

L = ขนาดของมวลรวมหยาบ 8 – 16 มิลลิเมตร

S = Small ขนาดของมวลรวมหยาบ 4 – 8 มิลลิเมตร

2.3 ความหนาแน่นและความพรุน

หาความหนาแน่นของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วตามมาตรฐาน ASTM C1754 [13] ที่อายุ 7 วัน โดยชั่งน้ำหนักของคอนกรีต (M_d) และทำการวัดเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูง เมื่อคำนวณปริมาตรของตัวอย่าง (V) โดยความหนาแน่นของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วหาได้จาก M_d/V และหาความพรุนของคอนกรีตที่ 28 วัน โดยทำการแช่ตัวอย่างลงในน้ำเป็นเวลา 30 นาที หลังจากนั้นชั่งน้ำหนักของก้อนตัวอย่างที่จมอยู่ใต้น้ำ (M_w) คำนวณความพรุนของคอนกรีตได้จากสมการที่ 1

$$\phi = 1 - \frac{M_d - M_w}{\rho_w V} \quad (1)$$

โดย ϕ คือ ความพรุน (%) และ ρ_w คือ ความหนาแน่นของน้ำ (kg/m^3)

2.4 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

หากำลังรับแรงอัดที่ 28 วันตามมาตรฐาน ASTM C39 [14] โดยคอนกรีตที่ทำการทดสอบจะเป็นทรงกระบอกขนาด 100 x 200 มิลลิเมตร ทำการทดสอบตัวอย่างด้วยเครื่องทดสอบอเนกประสงค์ที่ควบคุมการเคลื่อนที่ของหัวกดที่อัตรา 0.1 mm/sec

2.5 อัตราการซึมผ่านน้ำ

หาอัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนตามมาตรฐาน ASTM C1701 โดยวิธี Constant head ทำการทดสอบโดยใช้อุปกรณ์ทดสอบและตัวอย่างทดสอบดังรูปที่ 4 และ 5 ตามลำดับ โดยทำการห่อหุ้มตัวอย่างทรงกระบอกขนาด 100 x 100 มิลลิเมตร ไว้เพื่อที่จะให้น้ำไหลผ่านได้ตามแนวตั้งเท่านั้น โดยไม่มีการสูญเสียน้ำไปทางด้านข้าง จากนั้นนำตัวอย่างติดตั้งเข้ากับเครื่องทดสอบ แล้วปล่อยน้ำเข้าเครื่องทดสอบไหลผ่านตัวอย่างและไหลไปสู่อีกฝั่ง ไล่ฟองอากาศจากตัวอย่างออกให้หมด จากนั้นปรับระดับน้ำให้คงที่ตามที่กำหนดไว้ เมื่อระดับน้ำคงที่แล้วจึงเริ่มจับเวลาเพื่อหาปริมาณของน้ำที่ไหลผ่านตัวอย่าง ณ ช่วงเวลาที่กำหนดไว้ [8] โดยคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำได้จากเวลาและปริมาณน้ำที่ใช้ ซึ่งหาได้จากสมการที่ 2

$$k = \frac{QL}{tHA} \tag{2}$$

โดย k คือ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำ (cm/s) , Q คือ ปริมาตรของน้ำที่ซึมผ่านคอนกรีต (cm^3) , L คือ ความสูงของตัวอย่าง (cm) , t คือ เวลาที่ต้องการสำหรับการออกแบบปริมาตรน้ำที่ซึมผ่านก้อนตัวอย่าง (sec) , H คือ ระยะระหว่างระดับน้ำที่ทางออกทั้งสอง (cm) และ A คือ ขนาดหน้าตัดของตัวอย่าง (cm^2)

รูปที่ 4 อุปกรณ์ทดสอบการซึมผ่านน้ำ

รูปที่ 5 ตัวอย่างคอนกรีตพรุนที่ใช้ในการทดสอบการซึมผ่านน้ำ

3. ผลการทดลองและอภิปราย

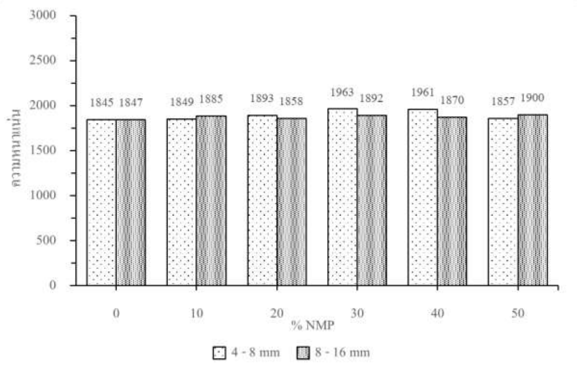
3.1 ความหนาแน่นและความพรุน

เนื่องจากคอนกรีตพรุนเป็นคอนกรีตที่มีความพรุนสูงจึงทำให้ความหนาแน่นค่อนข้างน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป จากรูปที่ 6 พบว่าเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP แล้ว ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้นเล็กน้อย เนื่องจาก NMP มีขนาดที่เล็กกว่ามวลรวมละเอียด ทำให้ NMP สามารถเข้าไปอุดช่องว่างระหว่างมวลรวมได้ จึงทำให้มีความทึบแน่นของคอนกรีตมากขึ้น ส่งผลให้ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้น และพบว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวม 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร นั้นมีความหนาแน่นที่ใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่าการใช้ขนาดของมวลรวมที่แตกต่างกันนั้นมีค่าความหนาแน่นใกล้เคียงกัน โดยอยู่ในช่วง 1845 – 1963 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร

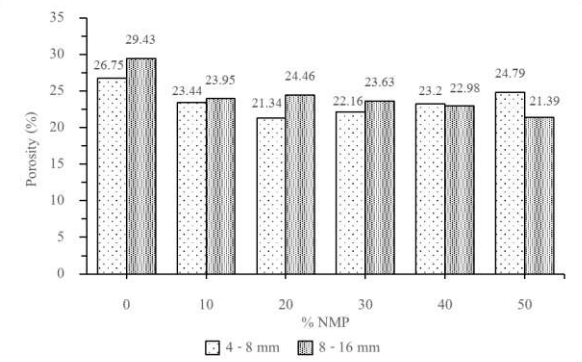
เมื่อคอนกรีตพรุนใช้ขนาดของมวลรวมแตกต่างกัน จะทำให้ค่าความหนาแน่นที่ได้นั้นมีค่าใกล้เคียงกัน ซึ่งจะแตกต่างจากการใช้มวลรวมที่มีชนิดของมวลรวมที่แตกต่างกัน ซึ่งมีแนวโน้มสอดคล้องกับที่รายงานไว้ใน [7] คือ ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนนั้นขึ้นอยู่กับความพรุนที่ออกแบบไว้ และชนิดของมวลรวมที่ใช้ เมื่อคอนกรีตมีความพรุนสูง จะทำให้ความหนาแน่นลดลง และเมื่อคอนกรีตที่ใช้มวลรวมที่มีความหนาแน่นของมวลรวมสูง จะทำให้คอนกรีตมีความหนาแน่นสูงไปด้วย

รูปที่ 7 แสดงความพรุนของคอนกรีตพรุนเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP การเพิ่มปริมาณ NMP ทำให้ความพรุนมีแนวโน้มที่ลดลง เนื่องจาก NMP เข้าไปอุดช่องว่างระหว่างมวลรวม ทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นเพิ่มขึ้น ความพรุนจึงลดลง อย่างไรก็ดีความพรุนของคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร ไม่ได้ลดลงตามแนวโน้มเสมอไป โดยเฉพาะตัวอย่างที่ใช้ปริมาณ NMP เท่ากับ 50% อาจเนื่องมาจากปริมาณ NMP ที่มากไป ทำให้เกิดการเกาะกลุ่มกันของ NMP จึงไม่สามารถกระจายตัวไปอุดช่องว่างได้ดีเท่ากับกรณีที่มี NMP น้อยกว่า และจากรูปที่ 5 พบว่าเมื่อคอนกรีตพรุนใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร มีความพรุนสูงกว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร เนื่องจากมวลรวมขนาดเล็กทำให้ช่องว่างระหว่างมวลรวมมีขนาดเล็กลง ความเป็นเหลี่ยมมุมของมวลรวมก็ทำให้มวลรวมมีการซ้อนทับ

กันมากขึ้น จึงทำให้ความพรุนของคอนกรีตนั้นลดลง ดังนั้นเมื่อเพิ่มขนาดของมวลรวม จะทำให้ความพรุนของคอนกรีตพรุนเพิ่มขึ้น



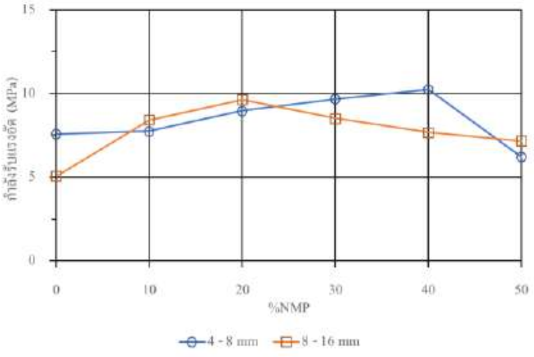
รูปที่ 6 ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร



รูปที่ 7 ความพรุนของคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร

3.2 กำลังรับแรงอัด

กำลังรับแรงอัดนั้นเป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญของคอนกรีตพรุน แต่เนื่องจากคอนกรีตพรุนเป็นคอนกรีตที่มีช่องว่างสูง จึงทำให้กำลังรับแรงอัดมีค่าน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป จากรูปที่ 8 พบว่าเมื่อไม่ได้ใส่ NMP คอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงอัดมากกว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร แต่เมื่อใช้ NMP ที่ 30% - 40% พบว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงอัดมากกว่ามวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร แต่เมื่อใส่ NMP ที่ 10% - 20% พบว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร มีค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงกว่ามวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร โดยรวมสรุปได้ว่าคอนกรีตพรุนที่ใส่ NMP มีกำลังมากกว่าคอนกรีตพรุนที่ไม่มี NMP เป็นส่วนผสมทั้งสองขนาดมวลรวม อาจมีสาเหตุจากการที่ NMP มีขนาดเล็กกว่าทรายมากจึงเข้าไปอุดช่องว่างระหว่างมวลรวมได้ดีกว่า จึงทำให้คอนกรีตมีความพรุนลดลง และกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น โดยการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดนั้นแบ่งได้เป็น 2 กรณี คือ การใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร เมื่อใส่ NMP ค่ากำลังรับแรงอัดจะค่อย ๆ เพิ่มขึ้นจนถึงที่ปริมาณ 40% แล้วค่ากำลังอัดจึงลดลงและการใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร เมื่อใส่ NMP ค่ากำลังรับแรงอัดจะเพิ่มขึ้นสูงสุดที่ 20% หลังจากนั้นจึงค่อย ๆ ลดลง สาเหตุอาจเนื่องจาก NMP นั้นมีความแข็งแรงของวัสดุน้อยกว่าทราย เมื่อใส่ไปในปริมาณมากเกินไปจึงทำให้กำลังรับแรงอัดลดลง ดังนั้นการใส่ NMP ในปริมาณที่เหมาะสมจะทำให้กำลังอัดเพิ่มขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตพรุนที่ไม่ใส่ NMP ยกเว้นคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตรที่ใส่ปริมาณ NMP ที่ 50% จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงอัดนั้นขึ้นอยู่กับความพรุนของคอนกรีต เมื่อคอนกรีตมีความพรุนมากทำให้กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีค่าน้อยลง

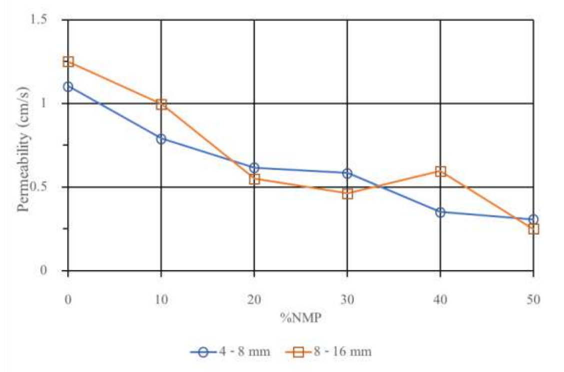


รูปที่ 8 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตพรุนที่ 28 วัน ที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร

3.3 อัตราการซึมผ่านน้ำ

จากรูปที่ 9 พบว่าเมื่อใส่ปริมาณ NMP ที่ 0% - 10% ค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร มีค่ามากกว่าขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และเมื่อใส่ปริมาณ NMP ที่ 20% - 30% ค่าการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร มีค่ามากกว่ามวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร ดังนั้นเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP มากขึ้น ทำให้แนวโน้มการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนลดลง เนื่องจาก NMP เข้าไปอุดช่องว่างระหว่างมวลรวมทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นมากขึ้น น้ำจึงซึมไหลผ่านคอนกรีตพรุนได้น้อยลง แต่อย่างไรก็ดี คอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร ที่ปริมาณ NMP 40% มีแนวโน้มแตกต่างจากที่กล่าวมา เมื่อเทียบกับกรณีอื่นของตัวอย่างที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร เนื่องจากความคดเคี้ยวของช่องว่างที่ต่อเนื่องกันในคอนกรีตและการกระจายตัวของ NMP ที่กระจายตัวได้ไม่ดี จึงจับตัวกันเป็นก้อนเข้าไปอุดช่องว่างอยู่บริเวณเดียว และจากรูปที่ 9 พบว่าเมื่อไม่มี NMP คอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 8 – 16 มิลลิเมตร มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำมากกว่าคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร เนื่องจากคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาดใหญ่มี

พื้นที่ผิวสัมผัสน้อยทำให้การยึดเกาะระหว่างมวลรวมน้อยไปด้วย ช่องว่างจึงมีขนาดใหญ่ เมื่อช่องว่างระหว่างมวลรวมมีขนาดใหญ่จึงทำให้ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านคอนกรีตพรุนมีมากขึ้น นอกจากนี้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนขึ้นอยู่กับกับค่าความพรุนของคอนกรีตพรุน เมื่อคอนกรีตมีความพรุนสูง ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำก็จะสูงตามไปด้วย ปัจจัยหลักที่มีผลต่อการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนเป็นเช่นเดียวกับปัจจัยของความพรุนของคอนกรีตพรุน



รูปที่ 9 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุน ที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร

4. บทสรุป

จากผลการทดลองสมบัติของคอนกรีตพรุนจากส่วนอโลหะที่ได้จากกระบวนการรีไซเคิลแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์ ได้ผลสรุปดังนี้

1. ขนาดคละของมวลรวมหยาบและปริมาณ NMP ไม่มีผลต่อความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนอย่างมีนัยสำคัญ
2. เมื่อใช้มวลรวมที่มีขนาดใหญ่ขึ้น ความพรุนของคอนกรีตพรุนก็มากขึ้นตามไปด้วย เนื่องจากมวลรวมขนาดใหญ่จะทำให้ช่องว่างระหว่างมวลรวมมีขนาดใหญ่ขึ้น และเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP ทำให้ความพรุนลดลง เนื่องจาก NMP เข้าไปอุดช่องว่างระหว่างมวลรวม ทำให้คอนกรีตมีความทึบแน่นมากขึ้น
3. เมื่อมวลรวมหยาบมีขนาดเพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตพรุนจะลดลง เนื่องจากมีช่องว่างระหว่างมวลรวมที่ใหญ่ขึ้น การยึดเกาะกันระหว่างมวลรวมจึงไม่ดี ทำให้รับกำลังได้น้อย และเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP แล้ว ทำให้คอนกรีตพรุนมีแนวโน้มของกำลังรับแรงอัดที่สูงขึ้น เมื่อใส่ในปริมาณที่เหมาะสม เนื่องจาก NMP เข้าอุดช่องว่างระหว่างมวลรวม ทำให้มีการเชื่อมกันระหว่างมวลรวมมากขึ้น
4. เมื่อขนาดคละของมวลรวมหยาบเพิ่มขึ้น การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนก็เพิ่มขึ้น เนื่องจากมวลรวมขนาดใหญ่ทำให้เกิดช่องว่างระหว่างมวลรวมมีขนาดใหญ่ขึ้น และเมื่อเพิ่มปริมาณ NMP ทำให้การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนลดลง ดังนั้นการซึมผ่านน้ำแปรผันตรงกับความพรุนของคอนกรีตพรุน

จากผลการทดลองสัดส่วนปริมาณ NMP ที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีตพรุนที่ใช้มวลรวมขนาด 4 – 8 มิลลิเมตร และ 8 – 16 มิลลิเมตร โดยพิจารณาจากกำลังรับแรงอัด และการซึมผ่านน้ำ คือที่ปริมาณ 40% และ 20% ตามลำดับ เนื่องจากมีกำลังรับแรงอัดที่สูงที่สุด และการซึมผ่านน้ำอยู่ในช่วงที่กำหนดตามข้อกำหนดของ ACI 522R-10 อย่างไรก็ดีเนื่องจากส่วนประกอบของ NMP นั้นมีโลหะหนักและสารหน่วงไฟประเภทโบรมีนหลงเหลืออยู่ เมื่อเกิดการชะล้างลงสู่น้ำใต้ดินจะทำให้เป็นอันตรายต่อสิ่งแวดล้อมได้ จึงจำเป็นต้องจะทำการศึกษาการชะล้างของคอนกรีตพรุนที่มี NMP แทนที่มวลรวมละเอียดเพิ่มเติมก่อนนำไปประยุกต์ใช้ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี เนื่องจากได้รับความกรุณาอย่างสูงจากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่อนุเคราะห์ให้ใช้อุปกรณ์และพื้นที่

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัย EHT ของศูนย์ความเป็นเลิศด้านอนามัยสิ่งแวดล้อมและพิษวิทยา หน่วยงานวิชาการ คณะสาธารณสุขศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

เอกสารอ้างอิง

[1] Wang, R., Zhang, T., and Wang, P. (2012). Waste printed circuit boards nonmetallic powder as admixture in cement mortar. *Materials and Structures,* 45, pp. 1439-1445.

[2] Clyde, F. and Coombs, J. (2008). *Printed circuits handbook.* McGraw-Hill Companies, Inc.

[3] Guo, J. and Xu, Z. (2009). Recycling of non-metallic fractions from waste printed circuit boards: A review. *Journal of Hazardous Materials*, 168, pp. 567-590.

[4] Zeng, X., Zheng, L., Xie, H., Lu, B., Xia, K., Chao, K., Li, W., Yang, J., Lin, S., and Li, J. (2012). Current Status and Future Perspective of Waste Printed Circuit Boards Recycling. *Procedia Environmental Sciences*, 16, pp. 590-597.

[5] Kwonpongsagoon, S., Jareemit, S., and Kanchanapiya, P. (2017). Environmental impacts of recycled nonmetallic fraction from waste printed circuit board. *International Journal of GEOMATE*, 12(13), pp. 8-14.

[6] American Concrete Institute. (2010). *ACI 522R-10: Report on Pervious Concrete.* ACI Manual of Concrete Practice.

[7] Grubeša, I.N., Barišić, I., Ducman, V., and Korat, L. (2018). Draining capability of single-sized pervious concrete. *Construction and Building Materials*, 169, pp. 252-260.

[8] วันชัย สะตะ และ ปริญญา จินดาประเสริฐ (2560). คอนกรีตพรุน : คอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม. *วารสารคอนกรีต สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย*

[9] Kevern, J.T., Schaefer, V.R., and Wang, K. (2009). Design of Pervious Concrete Mixtures. *National Pervious Concrete Pavement Association*, Version 3.0.

[10] Chandrappa, A.K. and Biligiri, K.P. (2016). Pervious concrete as a sustainable pavement material – Research findings and future prospects: A state-of-the-art review. *Construction and Building Materials,* 111, pp. 262-274.

[11] Meininger, R.C. (1998). No-fines pervious concrete for paving. *Concrete International*, 10, pp. 20-27.

[12] มงคลชัย อัศวดิษฐเลิศ และ เจริศา จำปา (2561). การใช้ประโยชน์จากซากแผงวงจรอิเล็กทรอนิกส์ (ส่วนอโลหะ) และผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม. *วารสารสิ่งแวดล้อม*, 22(7), pp. 34-43.

[13] American Society for Testing and Materials. (2015). *Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete. ASTM C138/C138M-16a.* Annual Book of ASTM Standard, 4(2).

[14] American Society for Testing and Materials. (2014). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.* Annual Book of ASTM Standard.

ผลตอบสนองทางพลศาสตร์สำหรับเคเบิ้ลยึดโยงแผงโซล่าเซลล์ลอยน้ำเมื่อรับการกระตุ้นที่ปลายด้านบน

Dynamic Responses of a Floating Solar Mooring Cable with the Top End Excitation

ธนิยพรรธน์ ศรีมนตริภักดี[1,*] การันต์ คล้ายฉ่ำ[2] ชัยณรงค์ อธิสกุล[3] สมชาย ชูชีพสกุล[4] และ ชัยยุทธ ชินณะราศรี[5]

[1,3,4,5] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร

[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน จ.นครปฐม

**Corresponding author; E-mail address: S.thaniyaphat@hotmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาผลตอบสนองทางพลศาสตร์เนื่องจากการกระตุ้นที่ปลายด้านบนของเคเบิ้ลที่ใช้ในการยึดโยงระบบโซล่าเซลล์ลอยน้ำ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของเคเบิ้ลจะพัฒนาขึ้นโดยอาศัยหลักการงานเสมือน การวิเคราะห์หาสภาวะสมดุลสถิตแบบไม่เป็นเชิงเส้นของเคเบิ้ลจะทำโดยอาศัยกระบวนการไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เป็นเชิงเส้น ผลตอบสนองของเคเบิ้ลเนื่องจากการกระตุ้นที่ปลายด้านบนจะคำนวณโดยวิธีการอินทิเกรตตามเวลาด้วยกระบวนการของ Newmark เงื่อนไขของการกระตุ้นที่ปลายด้านบนทั้งในแนวราบและแนวดิ่งจะนำไปกำหนดรวมเข้ากับสมการการเคลื่อนที่ของระบบผ่านกระบวนการ penalty งานวิจัยนี้นำเสนอผลของการเปลี่ยนแปลงขนาดการกระตุ้นและความถี่ของการกระตุ้นที่มีต่อค่าผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของเคเบิ้ล

คำสำคัญ: การกระตุ้นที่ปลายด้านบน, เคเบิ้ลยึดโยง, โซล่าเซลล์ลอยน้ำ, ผลตอบสนองทางพลศาสตร์, วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

This research aims to investigate the effect of top end excitation on the dynamic responses of a mooring cable, which is installed in a floating photovoltaic system. The mathematical model formulation of the elastic cable is developed based on the principle of virtual work. The nonlinear static configurations of cables are evaluated by using the nonlinear finite element procedure. The Newmark's time integration is applied to determine the dynamic responses of a mooring cable due to the harmonic top end excitation. The constraint conditions of the top end excitation are imposed in the equation of motions by using the penalty method. According to the top end sway and heave excitation, the effects of amplitude and frequency of the top end excitation on the dynamic responses of cable are investigated.

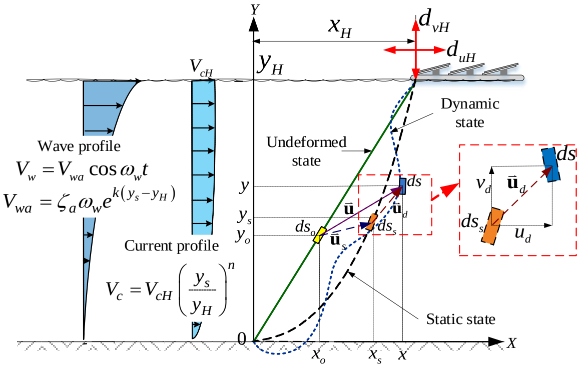
Keywords: Dynamic responses, Finite element method, Floating solar photovoltaic, Mooring Cable, Top end excitation

1. บทนำ

ประเทศไทยมีพื้นที่น้ำและพื้นที่ชุ่มน้ำประมาณร้อยละ 30 ซึ่งบริเวณผิวน้ำนั้นไม่ได้ใช้ประโยชน์เท่าที่ควร ทำให้เกิดแนวคิดที่จะสร้างโซล่าฟาร์มลอยน้ำ โดยการสร้างโซล่าฟาร์มลอยน้ำจะเป็นการประหยัดพื้นที่บนดินขนาดใหญ่โดยการทำโซล่าฟาร์มบนผิวน้ำ เช่น เขื่อน อ่างเก็บน้ำ เป็นต้น ซึ่งเป็นการใช้พื้นที่ว่างเปล่าบนผิวน้ำให้เกิดประโยชน์ ช่วยลดการระเหยของน้ำเนื่องจากแผงโซล่าเซลล์จะปกคลุมผิวน้ำ [1] และยังช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการผลิตกระแสไฟฟ้าได้ด้วยเนื่องจากการระเหยของน้ำช่วยลดอุณหภูมิของแผงโซล่าเซลล์ได้ [2] โดยทั่วไปโครงสร้างของโซล่าฟาร์มลอยน้ำจะทำเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ เพื่อง่ายต่อการผลิต เคลื่อนย้ายและติดตั้ง จากงานวิจัยของ Lee และคณะ [3] ได้ทำการศึกษาการออกแบบและติดตั้งแผงโซล่าเซลล์โดยโครงสร้างทำจาก PFRP ซึ่งทนต่อการสึกและได้ทำการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของ PFRP เพื่อนำมาใช้กำหนดกำลังที่ยอมให้สำหรับใช้ในการออกแบบ แต่อย่างไรก็ตามการสร้างโซล่าฟาร์มลอยน้ำต้องคำนึงถึงปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายอย่าง เช่น แรงลม แรงลอยตัว แรงคลื่นผิวน้ำ เป็นต้น ซึ่งปัจจัยเหล่านี้จะทำให้แผงโซล่าเซลล์เกิดการเคลื่อนที่ จากการศึกษาพบว่าการออกแบบจุดต่อแบบยึดหมุนหรือแบบกึ่งแข็งจะช่วยลดผลตอบสนองจากคลื่นน้ำได้ดีกว่าจุดต่อแบบยึดแน่น [4] โครงสร้างที่ยึดด้วยสายยึดโยงที่ตึงจะมีแอมพลิจูดการเคลื่อนที่น้อยกว่าสายยึดโยงแบบหย่อน [5-6] หรือการติดตั้งทุ่นติดกับสายยึดโยงจะช่วยลดแรงดึงในสายยึดโยงได้แต่จะทำให้โครงสร้างมีแอมพลิจูดการเคลื่อนที่เพิ่มขึ้น [6] ซึ่งการยึดโยงโครงสร้างโซล่าฟาร์มลอยน้ำด้วยเคเบิ้ลในปัจจุบันยังไม่มีมาตรฐานรองรับ โดยจากการศึกษาพบว่าความถี่ธรรมชาติของเคเบิ้ลจะมีแนวโน้มลดลงเมื่อโมดูลัสยืดหยุ่นหรือสัมประสิทธิ์มวลเพิ่มเนื่องจากน้ำมีค่าเพิ่มขึ้น [7] จากงานวิจัยของ สุวิทย์ รัตนศรีกูล [8] ทำการวิเคราะห์ผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของเคเบิ้ลใต้ทะเลที่มีการกระตุ้นด้วยแรงสั่นฮาร์โมนิคที่จุดรองรับที่ผิวน้ำ โดยใช้กระบวนการไฟไนต์ดิฟเฟอร์เรนซ์ซึ่งทำการอินทิเกรตด้วยวิธี Newmark พบว่าความตึงหย่อนของเคเบิ้ลมีผลต่อความถี่มูลฐานของเคเบิ้ลโดยที่แอมพลิจูดการสั่นมีผลเพียงเล็กน้อย จากงานวิจัยของ จิรพล เล็กโล่ง [9] ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของท่อลำเลียงของไหลใต้ทะเลภายใต้การกระตุ้นแบบฮาร์โมนิคที่ปลายด้านบนโดยวิธีการอินทิเกรตของ

Newmark จากการศึกษาพบว่าสัมประสิทธิ์แรงลากมีจะทำให้ผลตอบสนองลดลงเข้าสู่สภาวะสม่ำเสมอ ความเร็วของของไหล แรงดึงที่ปลายบนและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติ จากงานวิจัยของ Klaycham และคณะ [10] ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของท่อลำเลียงของเหลวใต้ทะเลเมื่อถูกกระตุ้นเนื่องจากการเคลื่อนที่ของเรือที่ปลายด้านบน โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นในการหาการวางตัวในสภาวะสมดุลสถิตของท่อ สร้างสมการการเคลื่อนที่โดยใช้หลักการของงานและพลังงานเสมือนและดัดแปลงสมการการเคลื่อนที่ด้วยวิธีการ penalty เพื่อให้สมการการเคลื่อนที่สอดคล้องกับเงื่อนไขการเคลื่อนที่ของเรือที่ปลายบน และวิเคราะห์หาผลตอบสนองโดยวิธีอินทิเกรตตามเวลาด้วยกระบวนการ Newmark ทั้งนี้จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตพบว่าการศึกษาผลตอบสนองของเคเบิ้ลยึดโยงแผงโซล่าเซลล์ลอยน้ำยังมีจำนวนไม่มากดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งศึกษาผลตอบสนองของเคเบิ้ลในระบบสายยึดโยงแผงโซล่าเซลล์ลอยน้ำ โดยงานวิจัยนี้จะศึกษาผลตอบสนองของเคเบิ้ลภายใต้การกระตุ้นที่ปลายด้านบนโดยอาศัยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่คณะผู้วิจัยได้ดำเนินการมาแล้ว [10] เป็นต้นแบบ และใช้วิธีการ penalty ในการกำหนดเงื่อนไขการเคลื่อนที่ที่ปลายด้านบนเข้ากับสมการการเคลื่อนที่ ร่วมกับวิธีการอินทิเกรตตามเวลาด้วยกระบวนการ Newmark สำหรับการหาผลตอบสนองของเคเบิ้ล โดยจะทำการศึกษาผลกระทบเนื่องจากค่าความถี่และแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ที่มีต่อค่าการเคลื่อนที่ต่าง ๆ ของเคเบิ้ล

2. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์



รูปที่ 1 ลักษณะการวางตัวของเคเบิ้ลในสภาวะสมดุล

ในงานศึกษาวิจัยนี้จะศึกษาเคเบิ้ลที่วางตัวในน้ำโดยที่ปลายด้านล่างจะยึดอยู่ที่ระดับผิวดินใต้น้ำและปลายด้านบนจะยึดโยงกับแผงโซล่าเซลล์ที่ระดับผิวน้ำ โดยจุดรองรับที่ปลายด้านล่างและปลายด้านบนของเคเบิ้ลจะเป็นแบบยึดหมุน (Hinge) ดังรูปที่ 1 ซึ่งงานวิจัยนี้ไม่พิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างเคเบิ้ลและท้องน้ำ โดยการวิเคราะห์หาผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของเคเบิ้ลภายใต้การกระตุ้นที่ปลายด้านบนจำเป็นต้องหาตำแหน่งเคเบิ้ลในสภาวะสมดุลสถิตยศาสตร์ก่อนเพื่อใช้เป็นสภาวะเริ่มต้นก่อนที่จะมีแรงกระตุ้นทางพลศาสตร์ โดยการวิเคราะห์เคเบิ้ลในสภาวะสมดุลสถิตจะใช้วิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เป็นเชิงเส้นซึ่งพัฒนาขึ้นโดย Klaycham และคณะ [10]

2.1 สมการการเคลื่อนที่

การสร้างสมการการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ล อาศัยหลักการพลังงาน โดยพิจารณาพลังงานความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากการเสียรูปในแนวแกน งานภายนอกที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำของคลื่นน้ำ กระแสน้ำ และแรงเฉื่อยของเคเบิ้ลจากมีการเคลื่อนที่โดยเขียนสมการการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลดังนี้

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{D}}_d\}+[\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{D}}_d\}+[\mathbf{K}]\{\mathbf{D}_d\}=\{\mathbf{F}\} \tag{1}$$

โดยที่เมทริกซ์ $[\mathbf{M}]$ $[\mathbf{C}]$ และ $[\mathbf{K}]$ คือเมทริกซ์มวล เมทริกซ์ความหน่วง และสติฟเนสเมทริกซ์ ตามลำดับสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$[\mathbf{M}]=\sum_{i=1}^{nelem}\int_0^l\left\{s_s'\left(m_P+C_a^*\right)[\mathbf{N}_d]^T\begin{bmatrix}1&0\\0&1\end{bmatrix}[\mathbf{N}_d]\right\}dy_s \tag{2}$$

$$[\mathbf{C}]=\sum_{i=1}^{nelem}\int_0^l\left\{[\mathbf{N}_d]^T s_s'\begin{bmatrix}C_{eqx}^*&C_{eqxy}^*\\C_{eqxy}^*&C_{eqy}^*\end{bmatrix}[\mathbf{N}_d]\right\}dy_s \tag{3}$$

$$[\mathbf{K}]=\int_0^l\begin{pmatrix}[\mathbf{N}_d']^T\left(\dfrac{N_{as}}{s_s'}\right)\begin{bmatrix}1&0\\0&1\end{bmatrix}[\mathbf{N}_d']\\+[\mathbf{N}_d']^T\left(\dfrac{EA_P}{s_s'^3}\right)\begin{bmatrix}x_s'^2&x_s'\\x_s'&1\end{bmatrix}[\mathbf{N}_d']\end{pmatrix}dy_s \tag{4}$$

$\{\mathbf{F}\}$ คือเวกเตอร์ของแรงจากกระแสน้ำและคลื่น ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\{\mathbf{F}\}=\sum_{i=1}^{nelem}\int_0^l[\mathbf{N}_d]^T s_s'\left\{\begin{matrix}C_{Dx}^*\left(2V_cV_w+V_w^2\right)\\+C_M^*\dot{V}_w\\C_{Dxy1}^*\left(2V_cV_w+V_w^2\right)\end{matrix}\right\}dy_s \tag{5}$$

$$\{\mathbf{D}_d\}=\sum_{i=1}^{nelem}\{\mathbf{d}_d\} \tag{6}$$

$$\{\dot{\mathbf{D}}_d\}=\sum_{i=1}^{nelem}\{\dot{\mathbf{d}}_d\} \tag{7}$$

$$\{\ddot{\mathbf{D}}_d\}=\sum_{i=1}^{nelem}\{\ddot{\mathbf{d}}_d\} \tag{8}$$

โดยที่ค่าคงที่และตัวแปรต่าง ๆ ในสมการข้างต้นสามารถหาได้โดย

$$C_M^*=\rho_e A_e C_M \tag{9}$$

$$C_M=C_a+1 \tag{10}$$

$$C_a^*=\rho_e A_e C_a \tag{11}$$

$$m_P=\rho_P A_P \tag{12}$$

$$V_c=V_{cH}\left(\frac{y_s}{y_H}\right)^n \tag{13}$$

$$V_w=V_{wa}\cos\omega_w t \tag{14}$$

$$V_{wa}=\zeta_a\omega_w e^{k(y_s-y_H)} \tag{15}$$

$$k=\omega_w^2/g \tag{16}$$

$$s_s' = \left(1 + x_s'^2\right)^{1/2} \qquad (17)$$

เมื่อ ρ_e คือ ความหนาแน่นของน้ำ (กก./ลบ.ม.)
A_e คือ พื้นที่หน้าตัดของเคเบิ้ล (ตร.ม.)
C_a คือ สัมประสิทธิ์มวลเพิ่มเนื่องจากน้ำ
m_P คือ มวลต่อหนึ่งหน่วยความยาวของเคเบิ้ล (กก./ม.)
ρ_P คือ ความหนาแน่นของเคเบิ้ล (กก./ลบ.ม.)
A_P คือ พื้นที่หน้าตัดของเคเบิ้ล (ตร.ม.)
E คือ โมดูลัสยืดหยุ่นของเคเบิ้ล (นิวตัน/ตร.ม.)
V_{cH} คือ ความเร็วกระแสน้ำที่ผิวน้ำ (เมตร/วินาที)
ζ_a คือ แอมพลิจูดของคลื่น (เมตร)
ω_w คือ ความถี่ของคลื่น (เรเดียน/วินาที)
y_H คือ ความลึกน้ำ (เมตร)
g คือ ความเร่งเนื่องจากโน้มถ่วง (เมตร/วินาที^{2})

สัญลักษณ์ $(\,)'$ ในงานวิจัยคืออนุพันธ์เทียบกับตัวแปร y_s โดยที่ x_s และ y_s คือพิกัดของเคเบิ้ลที่ตำแหน่งต่าง ๆ ในสภาวะสมดุลสถิต N_{as} คือแรงดึงตามแนวแกน ตัวแปร C^*_{eqx}, C^*_{eqy}, C^*_{eqxy}, C^*_{Dx} และ C^*_{Dxy1} คือสัมประสิทธิ์แรงลากและสัมประสิทธิ์แรงหน่วง ตัวแปร n ในงานวิจัยนี้มีค่าเท่ากับ 1/7 ตามการกระจายความเร็วของกระแสน้ำหลาก [10] $[\mathbf{N}_d]$ คือเมทริกซ์ของฟังก์ชันรูปร่างที่เป็นพหุนามดีกรี 5 $\{\mathbf{d}_d\}$, $\{\dot{\mathbf{d}}_d\}$ และ $\{\ddot{\mathbf{d}}_d\}$ คือเวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ ความเร็วและความเร่งที่ node ในแต่ละเอลิเมนต์ของเคเบิ้ล โดยรายละเอียดสามารถดูได้จากงานของ Klaycham และคณะ [10]

2.2 สมการการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลภายใต้การกระตุ้นจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์

ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองโดยทั่วไปสามารถใช้สมการการเคลื่อนที่ดังสมการที่ (1) ในการคำนวณหาผลตอบสนองเนื่องจากแรงกระแสน้ำและคลื่น แต่ไม่สามารถหาผลตอบสนองเนื่องจากการกระตุ้นจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ได้โดยตรง จึงได้สร้างสมการเงื่อนไขสำหรับจำลองการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์โดยอาศัยวิธี penalty ซึ่งการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ในงานวิจัยนี้สามารถเขียนในรูปสมการได้ดังนี้

$$d_{uH} = u_0 \sin\left(\omega_u t + \phi_u\right) \qquad (18)$$

$$d_{vH} = v_0 \sin\left(\omega_v t + \phi_v\right) \qquad (19)$$

เมื่อ d_{uH} คือ ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบของแผงโซล่าเซลล์ (ม.)
d_{vH} คือ ระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของแผงโซล่าเซลล์ (ม.)
u_0 คือ แอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวราบ (ม.)
v_0 คือ แอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง (ม.)
ω_u คือ ความถี่ของการเคลื่อนที่ในแนวราบ (เรเดียน/วินาที)
ω_v คือ ความถี่ของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง (เรเดียน/วินาที)
Φ_u คือ มุมเฟสของการเคลื่อนที่ในแนวราบ (เรเดียน)
Φ_v คือ มุมเฟสของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง (เรเดียน)

โดยสมการการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ที่ได้จากวิธีการ penalty เขียนในสมการเงื่อนไขให้อยู่ในรูปของเวกเตอร์ได้ดังนี้

$$\{\mathbf{t}\} = [\mathbf{K}_\alpha]^T \{\mathbf{D}_d\} - \{\mathbf{P}\} = \{\mathbf{0}\} \qquad (20)$$

เมทริกซ์ $[\mathbf{K}_\alpha]$ คือเมทริกซ์ที่บ่งบองถึงตำแหน่งของ node ที่ถูกยึดรั้งสามารถเขียนในรูปเมทริกซ์ได้ดังนี้

$$[\mathbf{K}_\alpha]^T = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \ldots & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ldots & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad (21)$$

เวกเตอร์ $\{\mathbf{P}\}$ คือเงื่อนไขการยึดรั้งที่ปลายด้านบนของเคเบิ้ลซึ่งก็คือฟังก์ชันการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ สามารถเขียนในรูปเมทริกซ์ได้ดังนี้

$$\{\mathbf{P}\} = \begin{Bmatrix} u_0 \sin\left(\omega_u t + \phi_u\right) \\ v_0 \sin\left(\omega_v t + \phi_v\right) \end{Bmatrix} \qquad (22)$$

หลังจากการทำให้เงื่อนไขยึดรั้งตามสมการที่ (20) มีค่าต่ำสุด ($\partial t/\partial D_d=0$) และรวมเข้ากับสมการการเคลื่อนที่ (สมการที่ (1)) จะได้เป็นสมการการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลภายใต้การกระตุ้นจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์สามารถเขียนในรูปสมการได้ดังนี้

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{D}}_d\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{D}}_d\} + [\mathbf{K}]^*\{\mathbf{D}_d\} = \{\mathbf{F}\}^* \qquad (23)$$

โดยที่

$$[\mathbf{K}]^* = [\mathbf{K}] + [\mathbf{K}_\alpha][\boldsymbol{\alpha}][\mathbf{K}_\alpha]^T \qquad (24)$$

$$\{\mathbf{F}\}^* = \{\mathbf{F}\} + [\mathbf{K}_\alpha][\boldsymbol{\alpha}]\{\mathbf{P}\} \qquad (25)$$

เมทริกซ์ $[\boldsymbol{\alpha}]$ คือเมทริกซ์ตัวคูณ penalty ซึ่งเขียนในรูปเมทริกซ์ได้ดังนี้

$$[\boldsymbol{\alpha}] = \alpha[\mathbf{I}] \qquad (26)$$

โดย α คือตัวคูณ penalty และ $[\mathbf{I}]$ คือเมทริกซ์เอกลักษณ์ขนาด 2x2 โดยการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลที่ปลายด้านบนจะสอดคล้องกับเงื่อนไขการกระตุ้นจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เมื่อค่า α เข้าใกล้อนันต์ ซึ่งรายละเอียดสามารถดูได้จากงานของ Klaycham และคณะ [10] โดยจะนำสมการที่ (23) ไปใช้วิเคราะห์ผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของเคเบิ้ล โดยใช้วิธีการอินทิเกรตตามเวลาด้วยกระบวนการของ Newmark ในการคำนวณผลตอบสนอง จะกำหนดให้ค่าคงที่การอินทิเกรตเท่ากับ γ =1/2, β=1/4

3. ผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลข

3.1 การตรวจสอบความถูกต้องของคำตอบเชิงตัวเลข

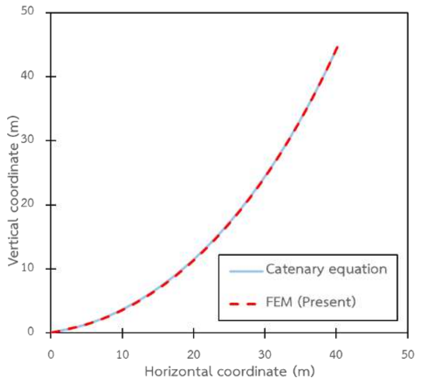
ผลที่ได้จากการวิเคราะห์เคเบิ้ลในสภาวะสมดุลสถิต ได้รับการตรวจสอบความถูกต้องด้วยสมการคาทีนารี โดยพารามิเตอร์ของเคเบิ้ลที่ใช้ แสดงใน

ตารางที่ 1 ซึ่งพารามิเตอร์เหล่านี้ได้นำไปใช้ในการวิเคราะห์ผลตอบสนองเชิงพลศาสตร์ของเคเบิ้ลในลำดับต่อไป

จากรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าการวางตัวของเคเบิ้ลที่ได้จากผลการวิเคราะห์โดยไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เป็นเชิงเส้นเปรียบเทียบกับผลที่ได้มาจากสมการคาทีนารีมีความใกล้เคียงกันมาก โดยความคลาดเคลื่อนสูงสุดในแนวดิ่งคิดเป็นร้อยละ 2.79 และความคลาดเคลื่อนสูงสุดในแนวราบคิดเป็นร้อยละ 1.98 ซึ่งมีความแม่นยำที่ค่อนข้างสูง ซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้วิเคราะห์พฤติกรรมด้านสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ของเคเบิ้ลต่อไป

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเคเบิ้ลและพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์

พารามิเตอร์	ค่า
โมดูลัสยืดหยุ่น, E (นิวตัน/ตร.ม.)	1.5860x10^{12}
เส้นผ่านศูนย์กลางของเคเบิ้ล, D_e (ม.)	0.0635
ความหนาแน่นของเคเบิ้ล, ρ_P (กก/ลบ.ม.)	7916.8
ความหนาแน่นน้ำ, ρ_e (กก.ลบ.ม.)	997.0
ความลึกน้ำ, y_H (ม.)	44.57
ระยะเยื้องในแนวราบจากปลายบนถึงปลายล่าง, x_H (ม.)	44.12
แรงดึงที่ปลายบน, N_{aH} (นิวตัน)	15655
สัมประสิทธิ์แรงลากในแนวตั้งฉากเคเบิ้ล, C_{Dn}	0.70
สัมประสิทธิ์แรงลากในแนวแกนเคเบิ้ล, C_{Dt}	0.03
สัมประสิทธิ์ของมวลที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากน้ำ, C_a	1.0
แอมพลิจูดของคลื่น, ζ_a (เมตร)	1.0
ความถี่ของคลื่น, ω_w (เรเดียน/วินาที)	1.6352

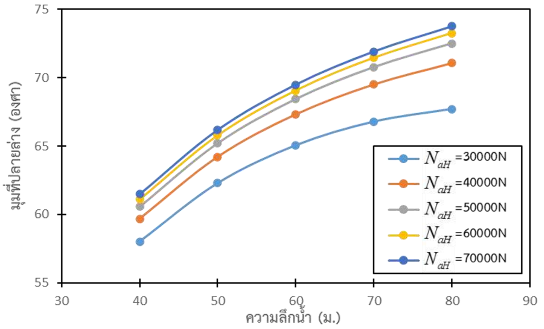


รูปที่ 2 การวางตัวของเคเบิ้ลในสภาวะสมดุล

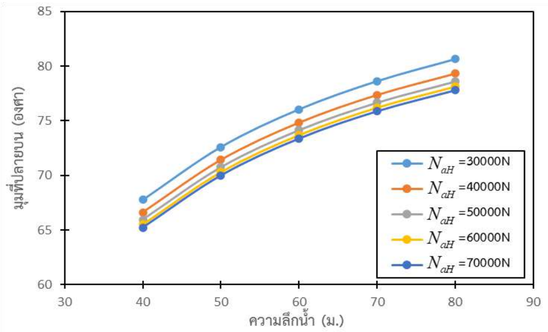
3.2 สภาวะสมดุลสถิตของเคเบิ้ล

การหาสภาวะสมดุลสถิตของเคเบิ้ลจะทำการวิเคราะห์โดยการศึกษาพารามิเตอร์ต่าง ๆ ได้แก่ ระยะเยื้องในแนวราบระหว่างปลายบนและปลายล่างของเคเบิ้ล แรงดึงที่ปลายด้านบนและความลึกน้ำ เพื่อวิเคราะห์หาแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงค่ามุมที่ปลายบนและค่ามุมที่ปลายล่างของเคเบิ้ล ซึ่งค่ามุมที่ทำการวิเคราะห์เป็นค่ามุมที่วัดจากแนวราบไปจนถึงแนวแกนหรือแนวสัมผัสของเคเบิ้ล

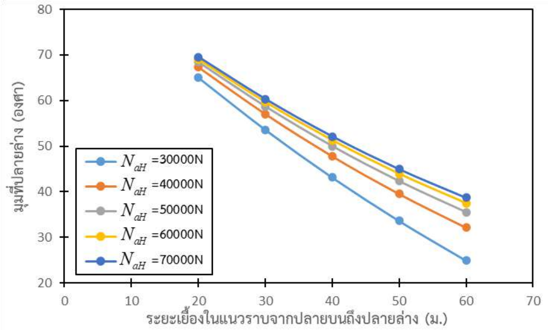
จากผลการวิเคราะห์ดังรูปที่ 3 และรูปที่ 4 จะเห็นว่าเมื่อค่าความลึกน้ำมีค่ามากขึ้นจะส่งผลให้ค่ามุมที่ปลายบนและปลายล่างมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลง และเมื่อค่าแรงดึงที่ปลายบนมีค่าเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่ามุมที่ปลายล่างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลง และส่งผลให้ค่ามุมที่ปลายบนมีแนวโน้มลดลงด้วยอัตราที่ลดลง จากรูปที่ 5 และรูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าเมื่อค่าระยะเยื้องในแนวราบจากปลายบนถึงปลายล่างเพิ่มขึ้น จะส่งผลให้มุมที่ปลายล่างและมุมที่ปลายบนมีแนวโน้มลดลงด้วยอัตราที่ลดลง



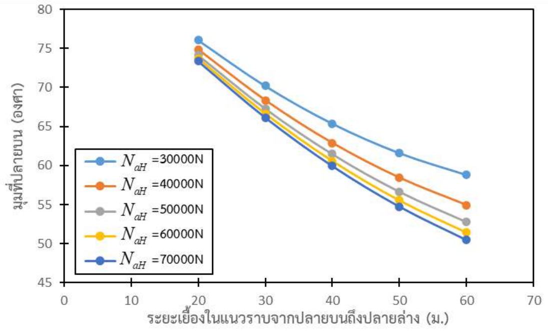
รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมที่ปลายล่างของเคเบิ้ลกับความลึกน้ำ



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมที่ปลายบนของเคเบิ้ลกับความลึกน้ำ

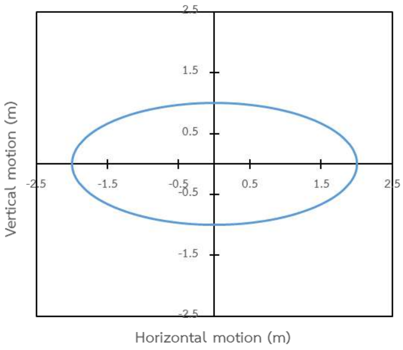


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมที่ปลายล่างของเคเบิ้ลกับระยะเยื้องในแนวราบ



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมที่ปลายบนของเคเบิ้ลกับระยะเยื้องในแนวราบ

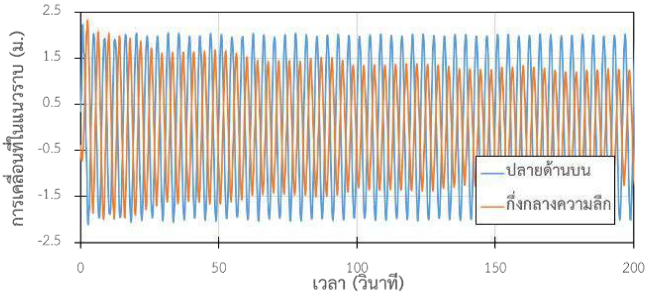
3.3 ผลตอบสนองเชิงพลศาสตร์ของเคเบิ้ลจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์



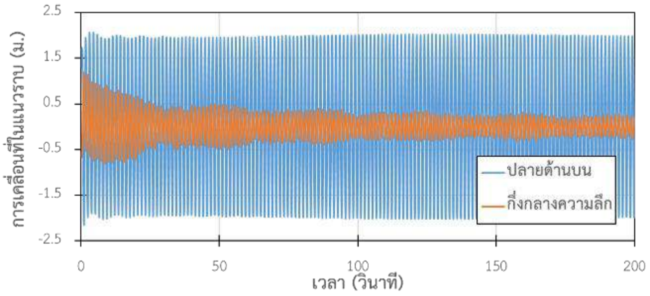
รูปที่ 7 ลักษณะการกระตุ้นที่ปลายด้านบนของเคเบิ้ล

การวิเคราะห์ผลตอบสนองของเคเบิ้ลเนื่องจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ที่ปลายด้านบน (การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ตามรูปที่ 7) จะทำการวิเคราะห์โดยศึกษาพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องกับการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ ได้แก่ ความถี่และแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ โดยการเคลื่อนที่จะมีทั้งสองทิศทางคือ การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งและการเคลื่อนที่ในแนวราบ ซึ่งอัตราส่วนแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวราบต่อการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งเท่ากับสอง และกำหนดให้การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งมีมุมเฟสนำการเคลื่อนที่ในแนวราบเท่ากับ 90 องศา กล่าวคือการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์จะเคลื่อนที่เป็นวงรีแนวนอนในทิศทางตามเข็มนาฬิกา ดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งความถี่ของการเคลื่อนที่ที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีทั้งหมด 4 ค่าคือ ω_1, ω_2, ω_3 และ ω_4 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.6352, 2.5761, 3.5981 และ 4.5182 เรเดียน/วินาที ตามลำดับ ซึ่งเป็นค่าความถี่ธรรมชาติ 4 โหมดแรกของเคเบิ้ลที่จะทำการศึกษาวิจัย แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ที่จะทำการศึกษามีทั้งหมด 4 ค่าคือ A_1 , A_2 , A_3 และ A_4 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.5, 1.0, 1.5 และ 2.0 เท่าของแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในรูปที่ 7 โดยที่อัตราส่วนแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวราบต่อแนวดิ่งยังคงเดิม (เท่ากับ 2) เช่น A_3 จะมีแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวราบเท่ากับ 3 เมตรและแอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งเท่ากับ 1.5 เมตร ซึ่งการวิเคราะห์ผลตอบสนองของเคเบิ้ลจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์จะอธิบายด้วยประวัติเวลาการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลที่ตำแหน่งกึ่งกลางความลึกและที่ตำแหน่งปลายด้านบน

การศึกษาผลของความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ต่อการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ล จะกำหนดให้แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เท่ากับ A_2 จากรูปที่ 8(ก) และ 8(ข) พบว่า เมื่อเปลี่ยนแปลงความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ให้มีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ในแนวราบของเคเบิ้ลที่ตำแหน่งกึ่งกลางความลึกมีค่าลดลง และเคเบิ้ลที่ถูกกระตุ้นด้วยความถี่ที่มาก แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลจะลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงแรกและจะคงที่ในเวลาต่อมา แต่เคเบิ้ลที่ถูกกระตุ้นด้วยความถี่ที่น้อยจะมีอัตราการลดลงของแอมพลิจูดที่ช้ากว่าและใช้เวลานานกว่าที่เคเบิ้ลจะเข้าสู่สภาวะ Steady state จากการวิเคราะห์การเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง พบว่ามีแนวโน้มในลักษณะเดียวกันดังรูปที่ 9(ก) และ 9(ข) แต่แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของเคเบิ้ลที่ตำแหน่งกึ่งกลางความลึกจะมีขนาดใหญ่กว่าแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลที่ตำแหน่งปลายบน

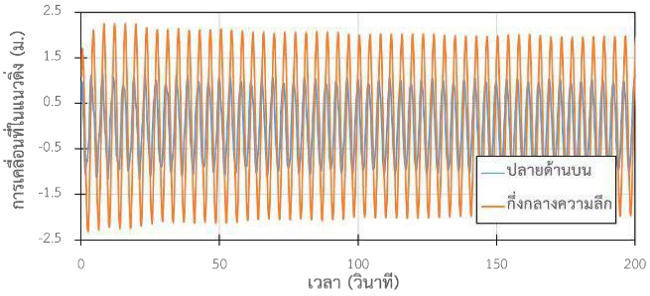


(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_1

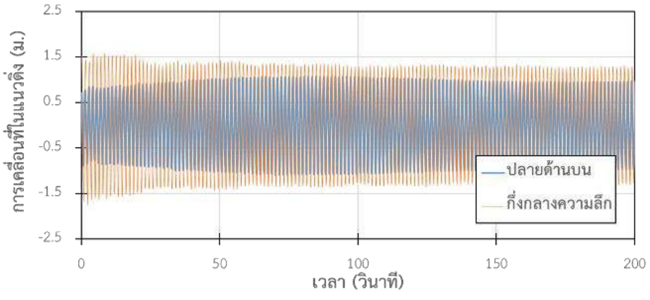


(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_4

รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ต่าง ๆ

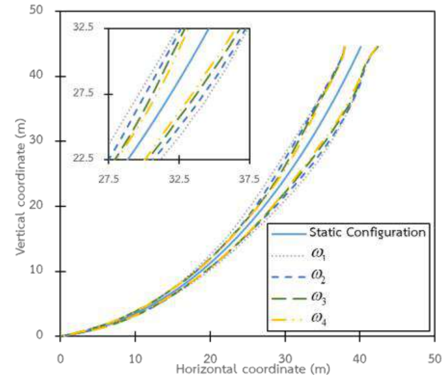


(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_1

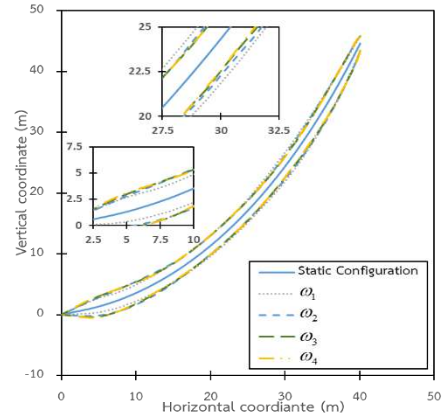


(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_4

รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยค่าความถี่ต่าง ๆ



(ก) การเคลื่อนที่ในแนวราบของเคเบิ้ล



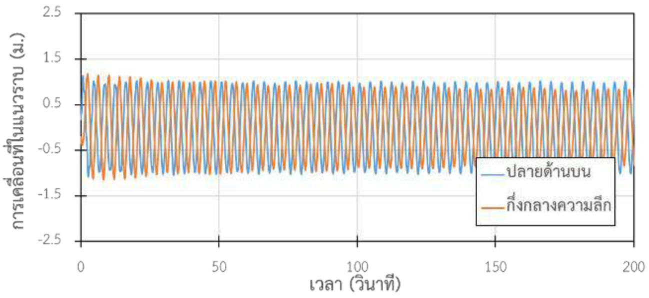
(ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของเคเบิ้ล

รูปที่ 10 ขอบเขตการเคลื่อนที่สูงสุดของเคเบิ้ลเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ต่าง ๆ

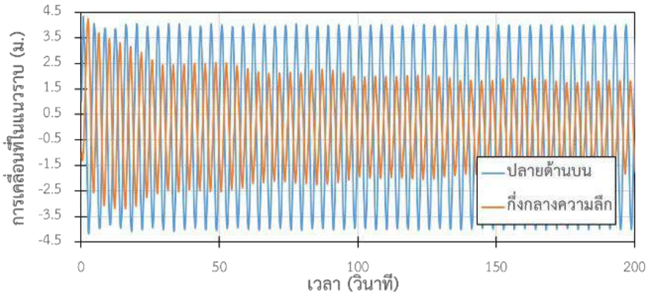
จากผลการวิเคราะห์ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดที่เกิดขึ้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ดังแสดงในรูปที่ 10(ก) พบว่าที่ช่วงกึ่งกลางความลึกของเคเบิ้ล ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดในแนวราบลดลงเมื่อความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์มีค่าเพิ่มมากขึ้น และจะมีค่าที่ใกล้เคียงกันเมื่อพิจารณาเคเบิ้ลที่ตำแหน่งบริเวณปลายด้านบนหรือปลายด้านล่าง ในรูปที่ 10(ข) พบว่าเมื่อความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เพิ่มมากขึ้น ระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสูงสุดของเคเบิ้ลในบริเวณปลายด้านล่างจะมีค่าเพิ่มขึ้น แต่บริเวณปลายด้านบนของเคเบิ้ลจะมีค่าลดลง

การศึกษาผลของแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ต่อการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ล จะกำหนดให้ความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เท่ากับ ω_1 ในรูปที่ 11(ก) และ 11(ข) พบว่าเมื่อแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์มีค่าเพิ่มมากขึ้นจะทำให้แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ในแนวราบทั้งตำแหน่งกึ่งกลางความลึกและตำแหน่งปลายด้านบนของเคเบิ้ลมีค่าเพิ่มขึ้น โดยแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ที่ปลายด้านบนจะเพิ่มขึ้นมากกว่าตำแหน่งกึ่งกลางความลึก สำหรับการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของเคเบิ้ลตามรูปที่ 12(ก) และ 12(ข) จะมีแนวโน้มในลักษณะเดียวกันกับการเคลื่อนที่ในแนวราบ

จากการวิเคราะห์การเคลื่อนที่สูงสุดของเคเบิ้ลที่เกิดขึ้นเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ดังแสดงในรูปที่ 13(ก) และ 13(ข) พบว่าเมื่อแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ระยะการเคลื่อนที่สูงสุดของเคเบิ้ลเพิ่มขึ้นทั้งแนวราบและแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้น

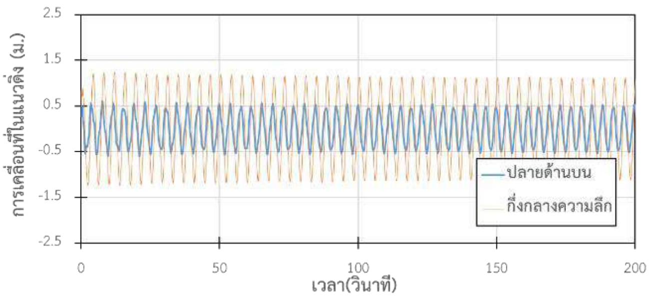


(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_1

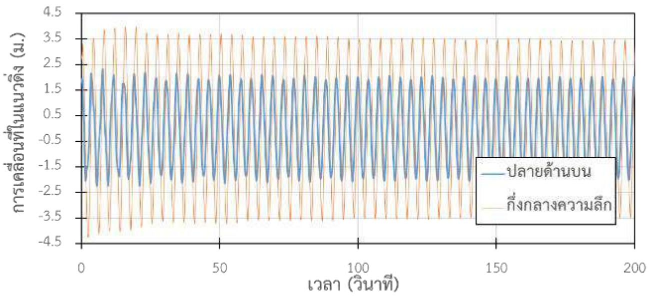


(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_4

รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาดต่าง ๆ

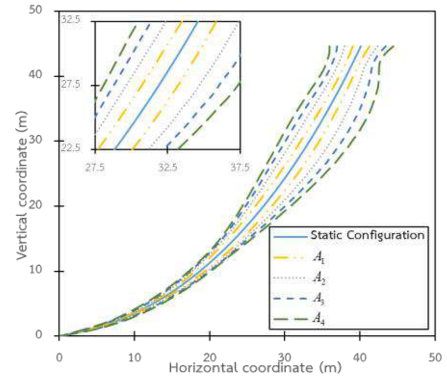


(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_1

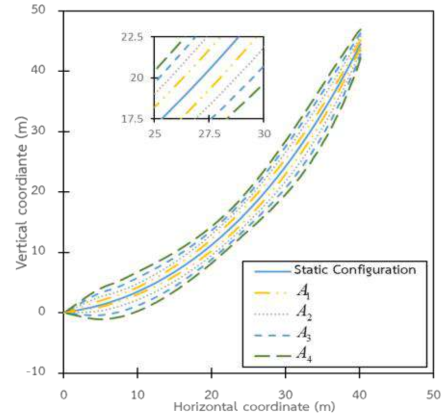


(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_4

รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาดต่าง ๆ



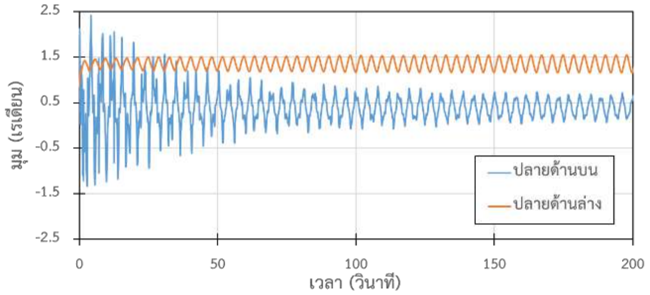
(ก) การเคลื่อนที่ในแนวราบของเคเบิ้ล



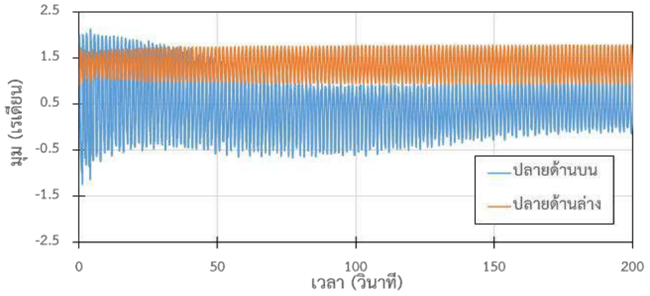
(ข) การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของเคเบิ้ล

รูปที่ 13 ขอบเขตการเคลื่อนที่สูงสุดของเคเบิ้ลเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาดต่าง ๆ

จากผลการวิเคราะห์ผลตอบสนองของค่ามุมที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่างของเคเบิ้ลดังแสดงรูปที่ 14(ก) และ 14(ข) พบว่าเมื่อความถี่การเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้แอมพลิจูดของค่ามุมที่บริเวณปลายด้านบนและปลายด้านล่างของเคเบิ้ลมีค่าเพิ่มขึ้น จากรูปที่ 15(ก) และ 15(ข) เมื่อแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์มีค่าเพิ่มมากขึ้น พบว่าการเปลี่ยนแปลงค่ามุมที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่างมีแนวโน้มเดียวกันกับการเปลี่ยนแปลงค่าความถี่ดังแสดงในรูปที่14(ก) และ 14(ข) เมื่อพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมกับเวลาที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่าง พบว่าแอมพลิจูดค่ามุมที่ปลายด้านบนมีแนวโน้มลดลงเมื่อเวลาผ่านไป แต่แอมพลิจูดของค่ามุมที่ปลายด้านล่างมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไปดังแสดงในรูปที่ 14(ก), 14(ข), 15(ก) และ 15(ข)

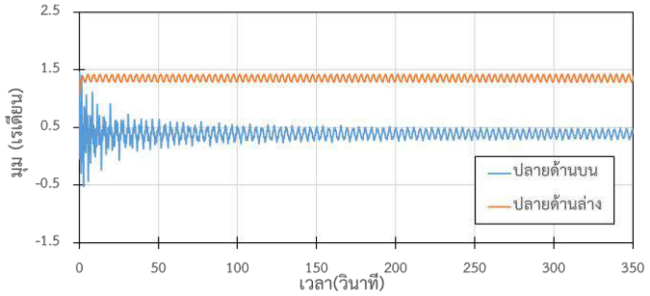


(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_1

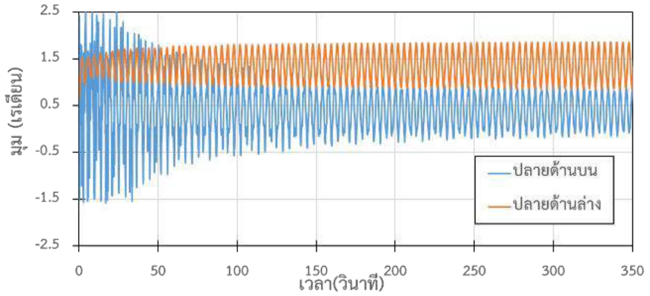


(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ ω_4

รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยความถี่ต่าง ๆ



(ก) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_1



(ข) แผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาด A_4

รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ามุมกับเวลาเมื่อแผงโซล่าเซลล์เคลื่อนที่ด้วยแอมพลิจูดขนาดต่าง ๆ

4. สรุปผลการวิจัย

จากการวิเคราะห์เคเบิ้ลในสภาวะสมดุลสถิต ระดับความลึกน้ำมากขึ้นส่งผลให้ค่ามุมที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่างมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อระยะเยื้องในแนวราบเพิ่มมากขึ้นส่งผลให้ค่ามุมที่ปลายด้านบนและปลายด้านล่างลดลงและเมื่อแรงดึงที่ปลายด้านบนเพิ่มขึ้นจะทำให้ค่ามุมที่ปลายบนเพิ่มขึ้นและทำให้มุมที่ปลายล่างลดลง จากการวิเคราะห์ผลตอบสนองทางพลศาสตร์ของเคเบิ้ลภายใต้การกระตุ้นจากการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์ พบว่าแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ตำแหน่งกึ่งกลางความลึกของเคเบิ้ลมีค่ามากกว่าที่ปลายด้านบนและแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งมีค่าน้อยกว่าตำแหน่งปลายด้านบนในสภาวะคงที่ และเมื่อเวลาผ่านไป แอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลและค่ามุมที่ปลายด้านบนจะลดลงแต่แอมพลิจูดของค่ามุมที่ปลายด้านล่างจะเพิ่มขึ้น โดยความถี่และแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์มีผลต่อระยะการเคลื่อนที่สูงสุดของเคเบิ้ล เมื่อความถี่มีค่ามากขึ้นส่งผลให้แอมพลิจูดของการเคลื่อนที่ของเคเบิ้ลลดลงแต่แอมพลิจูดของค่ามุมจะเพิ่มขึ้น และเมื่อแอมพลิจูดการเคลื่อนที่ของแผงโซล่าเซลล์มีค่าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้แอมพลิจูดของการเคลื่อนที่และแอมพลิจูดของค่ามุมที่ปลายทั้งสองด้านของเคเบิ้ลเพิ่มขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้ได้รับการสนับสนุนงบประมาณวิจัยจากภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.)

เอกสารอ้างอิง

[1] Taboada, M.E., Cáceres, L., Graber, T.A., Galleguillos, H.R., Cabeza, L.F. and Rojas, R. (2017). Solar water heating system and photovoltaic floating cover to reduce evaporation: Experimental results and modelling. *Renewable Energy*, 105, pp. 601-615.

[2] Liu, L., Wang, Q., Lin, H., Li, H., Sun, Q. and Wennersten, R. (2017). Power Generation Efficiency and Prospects of Floating Photovoltaic Systems. *Energy Procedia*, 105, pp. 1136-1142.

[3] Lee, Y., Joo, H. and Yoon, S. (2014) Design and installation of floating type photovoltaic energy generation system using FRP members. *Solar Energy*, 108, pp. 13-27.

[4] Wang, C.M., and Tay, Z.Y. (2011). Very Large Floating Structures: Applications, Research and Development. *Procedia Engineering*, 14, pp. 62-72.

[5] Wang, K., Er, G., and Iu, V.P. (2018). Nonlinear dynamical analysis of moored floating structures. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 98, pp. 189-197.

[6] Ghafari, H. and Dardel, M. (2018). Parametric study of catenary mooring system on the dynamic response of the semi-submersible platform. *Ocean Engineering*, 153, pp. 319-332.

[7] นรากร ศรีนิล (2543). *การสั่นอิสระในสามมิติของเคเบิลในทะเลที่ยืดตัวได้*. วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[8] สุวิทย์ รัตนศรีกูล (2545). *ผลตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของเคเบิลใต้น้ำ*. วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[9] จิรพล เล็กโล่ง (2549). *ผลตอบสนองทางด้านพลศาสตร์ของท่อลำเลียงของไหลใต้ทะเลจากแรงกระตุ้นที่ปลายบน*. วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[10] Klaycham, K., Athisakul, C. and Chucheepsakul, S. (2020). Nonlinear Response of Marine Riser with Large Displacement Excited by Top-End Vessel Motion using Penalty Method. *International Journal of Structure Stability and Dynamics*, 20(4), pp. 1-25.

เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับป้อมก่ออิฐโบราณของไทย: กรณีศึกษาป้อมมหากาฬ

3D Laser Scanning Technology and Finite Element Method for Thai Ancient Masonry Fort: A case study of Mahakarn Fort

กันตภณ จินทราคำ[1,*] พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย[2] ก้องภพ วัชรเสวี[3] ชัยณรงค์ อธิสกุล[4] พรเกษม จงประดิษฐ์[5] และ สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์[6]

[1,2,3,4,5,6] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: kantapon.jin@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้นำเสนอการจัดทำข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติร่วมกับวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการอนุรักษ์ป้อมก่ออิฐโบราณของไทย โดยอาศัยป้อมมหากาฬเป็นกรณีศึกษา ข้อมูลดิจิทัลจำนวนมากของป้อมจะได้รับการจัดเก็บผ่านเครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติแบบภาคพื้นดิน ข้อมูลที่ได้มาทั้งหมดจะนำไปประมวลผลเป็นแบบจำลองกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติของป้อม โดยงานวิจัยนี้จะนำเสนอขนาดมิติและค่าระดับในสภาวะปัจจุบันตามทิศทางหลักของป้อมมหากาฬ นอกจากนี้จะนำตัวอย่างวัสดุก่อโบราณในตำแหน่งต่างๆของป้อมมาทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อทดสอบหาค่าความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของวัสดุก่อ จากนั้นจะอาศัยข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติมาพัฒนาเป็นแบบจำลองสมมุติฐานซึ่งจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ แผนภาพแสดงการกระจายความเค้นในตำแหน่งต่างๆจะจัดทำขึ้นเพื่อระบุบริเวณที่จะเกิดค่าความเค้นสูงสุดทั้งในด้านที่เป็นแรงอัดและในด้านที่เป็นแรงดึง ผลการประเมินการเสียรูปของป้อมอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรจะนำมาเปรียบเทียบกับข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติในสภาพปัจจุบัน โดยผลการรวบรวมข้อมูลที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถใช้ประกอบการประเมินเสถียรภาพและติดตามสภาพโครงสร้างของป้อมมหากาฬได้ต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ, เทคโนโลยีสแกนวัตถุ 3 มิติ ด้วยแสงเลเซอร์, ป้อมก่ออิฐ, วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์, อิฐก่อโบราณ

Abstract

This research presents the archiving of terrestrial 3D laser scan data and finite element method for preservation of Thai Ancient Masonry Fort. The Mahakarn fort is selected as a case study. By applying the terrestrial laser scanning technology, the digital massive data of the fort was archived. The obtained data was applied to develop the 3D point cloud model of the fort. The current dimensions and elevation of the fort in main directions are reported in this paper. The samples of masonry materials were collected from various locations of the fort. The density and compressive strength of masonry materials were evaluated in laboratory. Based on the 3D point cloud data, the 3D solid model of the assumed original shape of the fort was developed. The finite element method was applied for structural analysis. The contour of principle stresses was developed to identify the locations of peak stressed in compression and tension zones. The deformation contour of the fort due to dead load and live load was predicted in comparison with the current 3D point cloud model. The obtained data can be applied for further stability assessment and structural health monitoring.

Keywords: 3D Laser Scanning Technology, Ancient Masonry, Finite Element Method, Masonry Fort, Point Cloud Data

1. ความสำคัญและที่มาของปัญหาที่ทำการวิจัย

ป้อมมหากาฬเป็นโบราณสถานที่สำคัญในกรุงเทพมหานคร ตั้งอยู่บริเวณเชิงสะพานผ่านฟ้าลีลาศ ติดกับถนนมหาไชย แขวงบวรนิเวศ เขตพระนคร โดยสร้างขึ้นตั้งแต่ปี พ.ศ. 2326 ในรัชสมัยพระบาทสมเด็จพระพุทธยอดฟ้าจุฬาโลกมหาราชเพื่อใช้เป็นป้อมปราการและกำแพงเมือง จากป้อมปราการทั้งหมด 14 แห่ง ป้อมปราการหลายแห่งถูกรื้อถอนและแทนที่ด้วยสิ่งก่อสร้างอื่น ๆ ตามกาลสมัยในเวลาต่อมา คงเหลือไว้เพียง 4 แห่ง ป้อมมหากาฬจึงได้รับการสงวนไว้เป็นอนุสรณ์สถานทางประวัติศาสตร์

ป้อมมหากาฬมีลักษณะทางสถาปัตยกรรมที่โดดเด่นตระการตา โดยภายนอกเป็นป้อมปราการรูปทรงแปดเหลี่ยมซ้อนกันสองชั้นเชื่อมถึงกันด้วยบันไดและชั้นที่สามเป็นหอรบ ประตูหอรบเป็นประตูบานไม้เล่นสีแดงน้ำหมาก หลังคาทรงจั่ว และภายในปูพื้นด้วยกระเบื้องดินเผา ความสูงจากพื้นดินถึงหลังคาหอรบประมาณ 15 เมตร ตัวป้อมปราการเชื่อมต่อกับกำแพงเมืองพระนครยาว 180 เมตร กำแพงทั้งหมดมีเชิงเทินลักษณะเป็นใบเสมา ที่กล่าวมาข้างต้นล้วนเป็นสถาปัตยกรรมที่มีเอกลักษณ์และหาชมได้

ยาก จึงได้มีการติดตามและบูรณะไว้ตลอดเวลาที่ผ่านมา จวบจนปัจจุบัน ป้อมมหากาฬได้รับการบูรณะรวมทั้งสิ้น 2 ครั้ง ในปี พ.ศ. 2502 และในปี พ.ศ. 2524 [1] โดยในรูปที่ 1 แสดงภาพถ่ายของป้อมมหากาฬในปัจจุบัน

รูปที่ 1 ป้อมมหากาฬในปัจจุบัน [1]

โครงสร้างของป้อมมหากาฬในส่วนของกำแพงเป็นโครงสร้างก่ออิฐฉาบปูนที่มีความหนา ส่วนของฐานรากของกำแพงป้อมมหากาฬมีการใช้อิฐก้อนหักครึ่ง เศษอิฐขนาดเล็ก เศษปูน มาถมเป็นชั้น ๆ ที่มีความหนาต่างกันไป โดยรวมแล้วฐานรากมีความหนาประมาณ 1.5 เมตร [1] ดังนั้นเมื่อพิจารณาจากภาพลักษณ์โดยรวมแล้วจะเห็นว่าป้อมมหากาฬมีลักษณะมั่นคงแข็งแรงและดูโดดเด่นสวยงามมาจนถึงปัจจุบัน

อย่างไรก็ตามด้วยอายุของป้อมมหากาฬที่มีมากกว่า 200 ปี และได้ผ่านการใช้งานในโอกาสสำคัญต่างๆ มามากตามยุคสมัย ได้รับผลกระทบจากสภาพแวดล้อมต่าง ๆ อีกทั้งผลกระทบจากการปรับปรุงสภาพพื้นที่และคูคลองบริเวณใกล้เคียงตามความเจริญของเมือง ซึ่งสามารถส่งผลกระทบไปสู่สภาพดินใต้ฐานรากของป้อมมหากาฬที่มีลักษณะเป็นดินอ่อน อันอาจเป็นเหตุให้ป้อมมหากาฬมีสภาพทรุดโทรมและเกิดความเสียหายตามกาลเวลา โดยในปี 2561 กรุงเทพมหานคร ได้กำหนดเป้าหมายในการดำเนินการบูรณะป้อมมหากาฬที่มีสภาพทรุดโทรมลงตามกาลเวลา และได้เปิดโอกาสให้คณะผู้วิจัยได้ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติเข้าทำการเก็บรวบรวมข้อมูลสภาพปัจจุบันของป้อมมหากาฬ รวมถึงข้อมูลวัสดุโบราณเพื่อทำการศึกษาและประเมินสภาพทางวิศวกรรม โดยคณะผู้วิจัยได้รับการสนับสนุนและความร่วมมือจากคณะผู้วิจัยจากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

การนำเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติซึ่งเป็นเทคโนโลยีสมัยใหม่ที่มีประสิทธิภาพสูงมาใช้ในการจัดทำข้อมูลสภาพปัจจุบันของป้อมมหากาฬในครั้งนี้นอกจากจะใช้ประกอบการประเมินสภาพทางวิศวกรรมเพื่อการอนุรักษ์ในปัจจุบันแล้ว ข้อมูลที่ได้จากการศึกษานี้ยังเป็นประโยชน์ในระยะยาวในด้านการศึกษาทางโบราณคดี สถาปัตยกรรม และวิศวกรรม ตลอดจนเป็นข้อมูลสำหรับการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างป้อมมหากาฬเพื่อการอนุรักษ์ในอนาคตอีกด้วย อันจะทำให้คนรุ่นใหม่ได้มีโอกาสรับรู้คุณค่าของโบราณสถานซึ่งเป็นสิ่งที่สะท้อนให้เห็นถึงประวัติศาสตร์และวัฒนธรรมที่สำคัญของประเทศไทย

2. การศึกษาที่เกี่ยวข้อง

2.1 เทคโนโลยีสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์

การศึกษานี้ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์แบบภาคพื้นดินในการเก็บข้อมูล โดยเครื่องมือนี้มีความสามารถในการบันทึกข้อมูลรูปร่าง สี และระยะของวัตถุต่าง ๆ รอบทิศทางจากจุดตั้งเครื่องมือได้อัตโนมัติ โดยอาศัยแสงเลเซอร์ในการบันทึกข้อมูลให้อยู่ในรูปแบบของกลุ่มพิกัด (x,y,z) จำนวนมาก [2] โดยจำนวนและความละเอียดของข้อมูลที่ได้ขึ้นอยู่กับการตั้งค่าความละเอียดและคุณภาพในเก็บข้อมูล [3]

ในการประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ ข้อมูลทั้งหมดจะได้รับการเชื่อมต่อเข้าด้วยกันโดยอาศัยวิธีการประมวลผลกลุ่มจุดด้วยภาพ (Image Based Registration) ซึ่งโปรแกรมจะทำการประมวลจากภาพ และข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ ที่มีการซ้อนทับกัน จากนั้นจะประมวลผลเพื่อเชื่อมต่อข้อมูลเข้าด้วยกันให้เป็นภาพกลุ่มจุดข้อมูล 3 มิติที่สมบูรณ์

2.2 การประยุกต์ใช้เทคโนโลยีสแกนวัตถุ 3 มิติร่วมกับโบราณสถาน

ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติซึ่งประกอบไปด้วยตำแหน่งพิกัดจำนวนมากของวัตถุ สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการประเมินสภาพหรือวิเคราะห์ขนาดมิติได้โดยอาศัยซอฟแวร์เฉพาะทางต่าง ๆ ซึ่งในเบื้องต้นได้มีผู้ศึกษาถึงวิธีการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีสแกนวัตถุ 3 มิติสำหรับการประเมินสภาพและวิเคราะห์ขนาดมิติของข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ เช่น

Kwoczynska และคณะ และ Klapa และคณะ [4-5] ได้ประยุกต์ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์แบบภาคพื้นดินในการบันทึกข้อมูลดิจิทัลของโบราณสถานเพื่อใช้ในการประเมินสภาพและใช้งานในเชิงอนุรักษ์ จากการศึกษาพบว่าเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติมีความเหมาะสมในการใช้งานกับโบราณสถาน เนื่องจากสามารถวัดขนาดมิติในบริเวณที่ทำการวัดโดยทั่วไปได้ยาก และข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติสามารถนำไปใช้เป็นต้นแบบในการทำแบบจำลอง 3 มิติได้โดยมีขนาดมิติที่ถูกต้อง

สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ และคณะ [6] ได้ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์แบบภาคพื้นดินในการเก็บบันทึกสภาพของโบราณสถานในจังหวัดอยุธยาทั้งหมด 8 แห่ง และได้ทำประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติไว้สำหรับการติดตามสภาพของโบราณสถาน และในกรณีของวัดกระจีได้ทำการเจาะฝังหมุดอ้างอิงไว้สำหรับการตรวจสอบมุมเอียงที่อาจเปลี่ยนไปในอนาคต ซึ่งเป็นการนำเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติมาใช้เป็นเครื่องมือในการประเมินสภาพของโบราณสถานและสามารถวางแผนการบูรณะได้อย่างเหมาะสม

2.3 การทดสอบสมบัติอิฐโบราณ

เพื่อเป็นการประเมินว่ากำลังของวัสดุเพียงพอที่จะทำให้โครงสร้างมีเสถียรภาพ คณะผู้วิจัยจึงได้รวบรวมข้อมูลและทำการทดสอบสมบัติของตัวอย่างอิฐโบราณที่ได้รับการสนับสนุนจากกรุงเทพมหานครผ่านโครงการอนุรักษ์ป้อมมหากาฬ จากรายงานวิจัยในอดีตแสดงให้เห็นว่าสมบัติของอิฐโบราณมีความแปรปรวนสูง เพื่อให้การประเมินสภาพโครงสร้างสอดคล้องตามความเป็นจริงมากที่สุดจึงควรทำการทดสอบและรวบรวมข้อมูลสมบัติของวัสดุสำหรับโบราณสถานแต่ละแห่งเพื่อประกอบการตัดสินใจเลือก

วิธีการและวัสดุเพื่อการอนุรักษ์ โดยข้อมูลสมบัติของวัสดุป้อมมหากาฬนั้นยังไม่พบว่ามีการรายงานสมบัติทางวิศวกรรมไว้อย่างเป็นทางการ ส่วนสมบัติของอิฐโบราณจากแหล่งที่มาต่าง ๆ ในประเทศไทยบางส่วนได้มีการรายงานผ่านงานวิจัยในอดีตที่เกี่ยวข้อง อาทิเช่น

สุดชาย พานสุวรรณ [7] ทำการทดสอบสมบัติทางกายภาพของอิฐโบราณจากจังหวัดอยุธยาที่ช่วงอายุตั้งแต่ 1 ถึง 410 ปี และอิฐจากโรงงานที่ยังผลิตอยู่ในปัจจุบัน จากผลการทดสอบพบว่าค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐตัวอย่างทั้งหมดมีค่าใกล้เคียงกันระหว่าง 1.322 ถึง 1.475 ก./ซม.^{3} และ 40.1 – 46.1 กก./ซม.^{2} ตามลำดับ

สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์ และคณะ [6] ทำการทดสอบสมบัติทางกายภาพของอิฐและมอร์ตาร์โบราณจากโบราณสถานสำคัญบางแห่งในกรุงเทพมหานคร และจังหวัดพระนครศรีอยุธยา พบว่าค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าแตกต่างกันตามแหล่งที่มาโดยค่าความหนาแน่นของอิฐโบราณมีค่าอยู่ในช่วง 1.396 – 1.855 ก./ซม.^{3} และค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าอยู่ในช่วง 22.0 - 37.0 กก./ซม.^{2} ขณะที่มอร์ตาร์โบราณมีค่าความหนาแน่นอยู่ในช่วง 1.284 – 1.639 ก./ซม.^{3} ส่วนกำลังรับแรงอัดของมอร์ต้าจะมีค่าในช่วง 19.0 - 27.0 กก./ซม.^{2} และได้สร้างสมการสำหรับการประมาณกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อด้วยกำลังรับแรงอัดของอิฐ

2.4 การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นวิธีการเชิงตัวเลขสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความซับซ้อน การสร้างแบบจำลองที่เหมาะสมจะทำให้ได้ผลการวิเคราะห์ค่าความเค้น ณ ตำแหน่งต่างๆ ค่าการเสียรูปโครงสร้าง รวมถึงตำแหน่งที่เกิดความเค้นสูงสุดเพื่อใช้ในการประเมินเสถียรภาพของโครงสร้างโบราณสถานได้ใกล้เคียงความเป็นจริง ดังนั้นการสร้างแบบจำลองและใช้สมมุติฐานสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ถูกต้องเหมาะสมจึงมีความจำเป็นและยังคงต้องมีการศึกษาเพิ่มเติมอย่างต่อเนื่อง โดยงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สมัยใหม่ร่วมกับเทคโนโลยีทางวิศวกรรมยุคใหม่อื่นๆ ในการสร้างแบบจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างโบราณสถานของไทยในรอบ 5 ปีที่ผ่านมาสามารถสรุปได้ดังตัวอย่างต่อไปนี้

สุนิสา มั่นคง และ ภาณุวัฒน์ สุริยฉัตร [8] วิเคราะห์ความเค้นเฉือนและค่าการทรุดตัวของกำแพงพระนครด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้แบบจำลองสองมิติกรณีความเครียดในระนาบ โดยอ้างอิงขนาดมิติของแบบจำลองจากการขุดสำรวจ ในการศึกษาได้ทำการจำลองและวิเคราะห์ผลกระทบต่อดินเหนียวอ่อนในแต่ละขั้นตอนการก่อสร้างของฐานรากแบบถมในแต่ละชั้นและทำการเปรียบเทียบในกรณีที่ใช้เสาเข็มไม้เสลาและไม่ใช้ในการก่อสร้าง พบว่าการใช้เสาเข็มไม้เสลาในการก่อสร้างจะช่วยให้ความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้นในดินเหนียวอ่อนมีค่าไม่เกินกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อน และกำแพงพระนครมีค่าการทรุดตัวในแนวดิ่งและแนวราบสูงสุดเท่ากับ 0.10 และ 0.03 เมตรตามลำดับ

Wethyavivorn และคณะ [9] ได้ทำการวิเคราะห์ความเค้นของเจดีย์ทรงระฆังและทรงปรางค์ จากการวิเคราะห์พบว่าความเค้นอัดและความเค้นดึงสูงเกิดขึ้นบริเวณจุดต่อระหว่างซุ้มประตูกับองค์เจดีย์ นอกจากนี้ยังทราบถึงตำแหน่งที่มีความเสี่ยงในการเกิดรอยร้าวเนื่องจากแรงดึงและสามารถทำการซ่อมแซมได้ ซึ่งเป็นการรักษาโบราณสถานให้มีสภาพสมบูรณ์และยืดอายุของโบราณสถาน

ภคพงศ์ ภัทราคม [10] ประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ (UAV) เก็บข้อมูลภาพโบราณสถามและสร้างแบบจำลอง 3 มิติเพื่อทำการวิเคราะห์โครงสร้างพระเจดีย์วัดใหญ่ชัยมงคลซึ่งเป็นโครงสร้างก่ออิฐโบราณภายใต้แรงสถิตยศาสตร์ในสภาพปัจจุบัน และในสมมติฐานที่เจดีย์มีการเอียงเพิ่มขึ้น จากการวิเคราะห์ผลพบว่าในสภาพปัจจุบันมีค่าของความเค้นอัดระหว่าง 1.0 - 3.0 กก./ซม.^{2} และมีค่าของความเค้นดึงระหว่าง 0.024 – 0.402 กก./ซม.^{2} และในสมมติฐานที่เจดีย์มีการเอียงเพิ่มขึ้น พบว่าความเค้นที่เกิดขึ้นมีลักษณะการกระจายตัวที่เปลี่ยนไป โดยที่ความเค้นอัดและความเค้นดึงสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับผลการวิเคราะห์ในสภาพปัจจุบัน

สุทัศน์ และคณะ [6] ประยุกต์ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์เก็บข้อมูลสภาพโบราณสถานและสร้างแบบจำลอง 3 มิติสำหรับการวิเคราะห์โบราณสถาน 3 รูปแบบได้แก่ เสา เจดีย์ทรงระฆัง และเจดีย์ทรงปรางค์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยพิจารณาถึงความเค้นที่เกิดขึ้นสูงสุดและอัตราส่วนความปลอดภัยในแต่ละกรณีที่มีขนาดความกว้าง ความสูง และมุมเอียงของโบราณสถานที่แตกต่างกัน จากการศึกษาพบว่าค่าอัตราส่วนความชะลูดที่มากขึ้นจะส่งผลให้โบราณสถานมีความปลอดภัยน้อยลงสำหรับโบราณสถานรูปแบบเสา และเจดีย์ทรงระฆัง ในขณะที่เจดีย์ทรงปรางค์จะมีความปลอดภัยมากขึ้นหากค่าอัตราส่วนความชะลูดมีค่าน้อยลง และมุมเอียงที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้โครงสร้างมีความปลอดภัยน้อยลงสำหรับโบราณสถานทุกรูปแบบ โดยมุมเอียงวิกฤติมีค่าเท่ากับ 2 6 และ10 องศาสำหรับโบราณสถานรูปแบบเสา เจดีย์ทรงระฆัง และเจดีย์ทรงปรางค์ตามลำดับ

3. วิธีการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้มุ่งเน้นการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติในการสำรวจเก็บข้อมูลสภาพปัจจุบันของป้อมมหากาฬ และใช้ข้อมูลดังกล่าวมาสร้างแบบจำลอง 3 มิติเพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีการไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยจะแสดงตัวอย่างการประเมินความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างป้อมมหากาฬในมิติของการประเมินความเค้นที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างเทียบกับผลการทดสอบตัวอย่างวัสดุโบราณ ซึ่งวิธีการศึกษาสามารถแบ่งออกเป็น 3 ส่วนดังนี้ การสำรวจและจัดทำข้อมูลด้วยเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ การทดสอบตัวอย่างวัสดุโบราณ และการวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

3.1 การสำรวจและจัดทำข้อมูลด้วยเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ

ในการจัดทำข้อมูลแบบจำลองกลุ่มจุด 3 มิติ ผู้ปฏิบัติงานต้องทำการลงพื้นที่เก็บข้อมูลภาคสนามก่อน จากนั้นจึงนำข้อมูลทั้งหมดไปประมวลผลผ่านกระบวนการทางคอมพิวเตอร์ ดังขั้นตอนต่อไปนี้

3.1.1 การลงพื้นที่ปฏิบัติงานภาคสนาม

รูปที่ 2 แสดงภาพการลงพื้นที่ปฏิบัติงานภาคสนามในบริเวณป้อมมหากาฬ โดยใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติรุ่น Faro X 330 ในการเก็บข้อมูลโดยคณะผู้วิจัยได้ลงพื้นที่เก็บข้อมูลในช่วงเดือนเมษายน พ.ศ.2562 และทำ

การกำหนดค่าความละเอียดและคุณภาพในการสแกนของเครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติไว้ที่ 1/5 และ 4x ตามลำดับ ซึ่งทำให้ได้ปริมาณข้อมูลในแต่ละตำแหน่งการตั้งเครื่องมือจำนวน 28.4 ล้านจุด [3]

รูปที่ 2 ภาพการปฏิบัติงานภาคสนาม

3.1.2 การประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ

ข้อมูลที่ได้จากการปฏิบัติงานภาคสนามจะถูกนำมาประมวลผลเป็นข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติของป้อมมหากาฬโดยอาศัยการประมวลผลด้วยคอมพิวเตอร์ความเร็วสูง ก่อนจะนำข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติไปทำการวิเคราะห์ขนาดมิติและค่าระดับของป้อมมหากาฬด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เฉพาะทาง และอาศัยข้อมูลดังกล่าวมาสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในลำดับถัดไป

3.2 การทดสอบตัวอย่างวัสดุโบราณ

สำหรับการทดสอบวัสดุซึ่งเป็นอิฐก่อโบราณจะแบ่งการทดสอบออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่การทดสอบความหนาแน่นและความพรุน และการทดสอบกำลังรับแรงอัด

3.2.2 การทดสอบความหนาแน่นและความพรุนของวัสดุ

ขั้นแรกทำการอบร้อนวัสดุให้อยู่ในสภาวะแห้งแล้วทำการชั่งน้ำหนัก ต่อไปนำวัสดุไปแช่ในน้ำเป็นเวลา 24 ชั่วโมงเพื่อให้วัสดุอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำแล้วทำการชั่งน้ำหนัก จากนั้นนำวัสดุไปชั่งน้ำหนักในน้ำดังรูปที่ 3 สุดท้ายจะสามารถคำนวณหาปริมาตรได้โดยอาศัยสมการที่ (1) และหาความพรุน (Porosity) ได้โดยอาศัยสมการที่ (2)

$$V = W_{sat} - W_{water} \qquad (1)$$

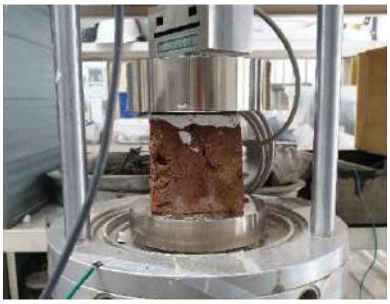
$$Porosity\ (\%) = \frac{W_{sat} - W_{dry}}{V} \times 100 \qquad (2)$$

โดย V คือปริมาตรของวัสดุทดสอบ (ซม.^{3}), W_{dry} คือน้ำหนักที่ชั่งบนอากาศโดยที่วัสดุอยู่ในสภาวะแห้ง (ก.), W_{water} คือน้ำหนักที่ชั่งในน้ำโดยที่วัสดุอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ (ก.) และ W_{sat} คือน้ำหนักที่ชั่งบนอากาศโดยที่วัสดุอยู่ในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ (ก.)

รูปที่ 3 การชั่งน้ำหนักวัสดุทดสอบในน้ำ

3.2.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของวัสดุ

เนื่องจากวัสดุที่ใช้ในการทดสอบเป็นอิฐโบราณที่มีรูปลักษณะไม่สมบูรณ์ จึงทำการตัดแต่งตัวอย่างให้เป็นรูปแบบลูกบาศก์มีขนาดความยาวด้านประมาณ 5-8 ซม. จากนั้นทดสอบโดยใช้เครื่องทดสอบกำลังรับแรงอัดดังรูปที่ 4 โดยกำหนดอัตราเร็วในการทดสอบเท่ากับ 0.5 มิลลิเมตร/นาที



รูปที่ 4 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของวัสดุ

3.3 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในส่วนนี้จะทำการวิเคราะห์ผลความเค้นที่เกิดขึ้นในป้อมมหากาฬเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ในเบื้องต้นได้สร้างแบบจำลองและทำการวิเคราะห์ผลไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยโปรแกรม Plaxis 3D โดยอ้างอิงขนาดมิติของแบบจำลองจากผลการวิเคราะห์ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติในหัวข้อที่ 3.1.2 โดยภาพรวมของแบบจำลองมีลักษณะดังรูปที่ 5

รูปที่ 5 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

สำหรับค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ แบ่งออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ค่าพารามิเตอร์สำหรับชั้นดินซึ่งได้จากการสอบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของดินตัวอย่างที่ทำการเจาะสำรวจในบริเวณใกล้เคียง

ป้อมมหากาฬ และค่าพารามิเตอร์สำหรับโครงสร้างป้อมมหากาฬและกำแพงพระนครอ้างอิงจากข้อมูลในการศึกษาอื่น ๆ [6-7]

3.3.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับชั้นดิน

ในเบื้องต้นได้ทำการแบ่งชั้นดินออกเป็น 2 ชั้น ได้แก่ชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) และชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) และกำหนดแบบจำลองเป็น Hardening soil model with small strain โดยมีค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับชั้นดิน

ชนิด	E_{eod} (กิโลปาสคาล)	E_{50} (กิโลปาสคาล)	E_{ur} (กิโลปาสคาล)	G_0 (กิโลปาสคาล)	$\gamma_{0.7}$
ชั้นดินเหนียวอ่อน	2790	2790	8370	16416	10^{-4}
	m	p_{ref} (กิโลปาสคาล)	C (กิโลปาสคาล)	ϕ'(°)	ν
	1	45	9.1	20.6	0.3
ชนิด	E_{eod} (กิโลปาสคาล)	E_{50} (กิโลปาสคาล)	E_{ur} (กิโลปาสคาล)	G_0 (กิโลปาสคาล)	$\gamma_{0.7}$
ชั้นดินเหนียวแข็ง	16000	16000	48000	164900	10^{-4}
	m	p_{ref} (กิโลปาสคาล)	C (กิโลปาสคาล)	ϕ'(°)	ν
	1	150	20.5	24.8	0.3

3.3.1 ค่าพารามิเตอร์สำหรับโครงสร้างป้อมมหากาฬ

ประกอบด้วยโครงสร้างหลักคือกำแพงของป้อมมหากาฬและกำแพงพระนครซึ่งเป็นอิฐโบราณ ชั้นอิฐรองฐานป้อมมหากาฬ และวัสดุถมที่บรรจุอยู่ใต้พื้นของป้อมมหากาฬแต่ละชั้น ภายในชั้นกำแพงของป้อมมหากาฬทั้งหมดถูกกำหนดแบบจำลองเป็น Linear Elastic Model โดยมีค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์สำหรับโครงสร้างป้อมมหากาฬ

โครงสร้าง	γ (กิโลนิวตัน/ม.^{3})	E (กิโลปาสคาล)	ν
กำแพง	15	343,210	0.21
ชั้นฐานอิฐรองใต้ป้อมมหากาฬ	16	300,000	0.21
ชั้นฐานอิฐรองใต้กำแพงพระนครและวัสดุถม	16	100,000	0.21

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ

ข้อมูลดิจิทัลจากการสำรวจจำนวนมากจะนำมาประมวลผลเป็นข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์ขนาดมิติและค่าระดับพื้นได้ โดยสามารถสรุปผลการวิเคราะห์พอสังเขปได้ดังต่อไปนี้

4.1.1 ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติของป้อมมหากาฬและกำแพงพระนคร

ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติที่ทำการประมวลผลแล้ว มีลักษณะดังรูปที่ 6 และ 7 โดยกำหนดจุดอ้างอิงพิกัด (0,0) ไว้ที่พื้นบริเวณประตูทางเข้าป้อมมหากาฬ แสดงตำแหน่งดังรูปที่ 8

รูปที่ 6 ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติในมุมสูง

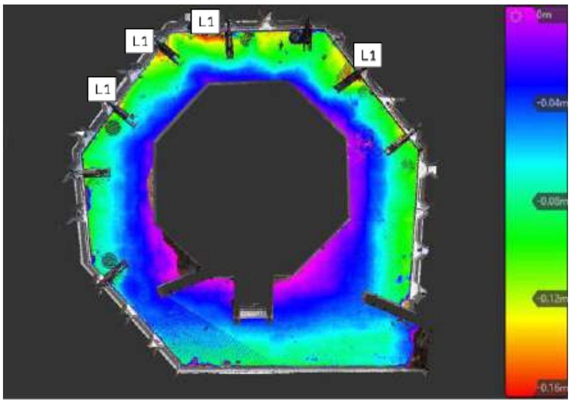
รูปที่ 7 ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติบริเวณป้อมมหากาฬ

รูปที่ 8 ตำแหน่งจุดอ้างอิงพิกัด (0,0)

4.1.2 ผลการวิเคราะห์ค่าระดับพื้นป้อมมหากาฬ

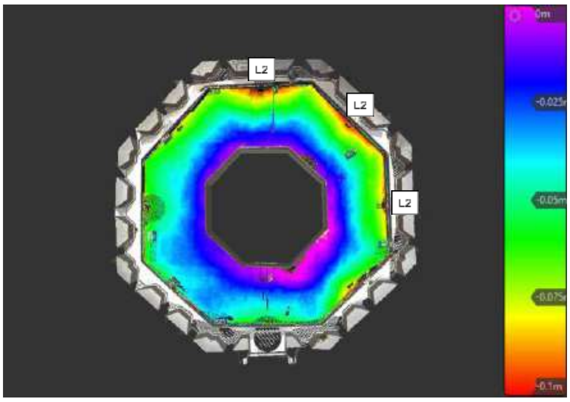
ในส่วนของการวิเคราะห์ค่าระดับพื้นป้อมมหากาฬ จะแบ่งการวิเคราะห์ค่าระดับออกเป็นแต่ละชั้นพื้นชั้น 1 และพื้นชั้น 2

รูปที่ 9 แสดงค่าระดับความสูงของพื้นป้อมมหากาฬชั้นที่ 1 จำแนกด้วยระดับสีที่แตกต่างกัน มีค่าความแตกต่างของระดับพื้นสูงสุดเท่ากับ 16 ซม. โดยตัวอักษร L1 แสดงถึงตำแหน่งที่มีค่าระดับต่ำที่สุด



รูปที่ 9 กราฟฟิกค่าระดับพื้นชั้นที่ 1 ของป้อมมหากาฬ

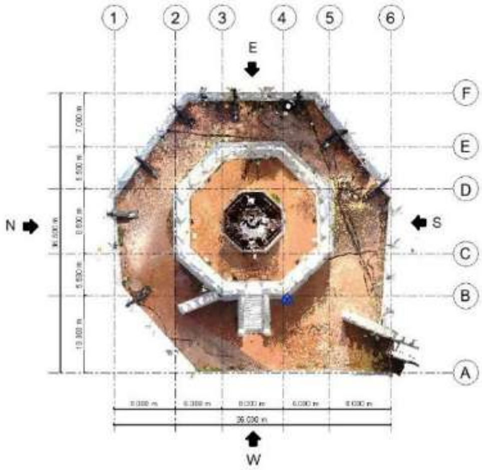
รูปที่ 10 แสดงค่าระดับความสูงของพื้นป้อมมหากาฬชั้นที่ 2 จำแนกด้วยระดับสีที่แตกต่างกัน มีค่าความแตกต่างของระดับพื้นสูงสุดเท่ากับ 10 ซม. โดยตัวอักษร L2 แสดงถึงตำแหน่งที่มีค่าระดับต่ำที่สุด



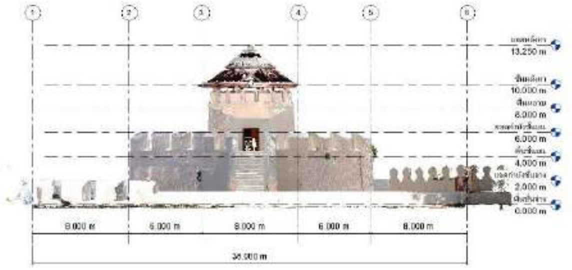
รูปที่ 10 กราฟฟิกค่าระดับพื้นชั้นที่ 2 ของป้อมมหากาฬ

4.1.3 ผลการวิเคราะห์ขนาดมิติป้อมมหากาฬและกำแพงพระนคร

รูปที่ 11 และ 12 แสดงผังบริเวณป้อมมหากาฬและรูปด้านพร้อมเส้นกริดแบ่งระยะและเส้นระดับชั้นความสูง

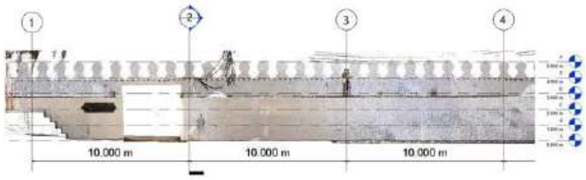


รูปที่ 11 ผังบริเวณและเส้นกริดเบื้องต้นของป้อมมหากาฬ



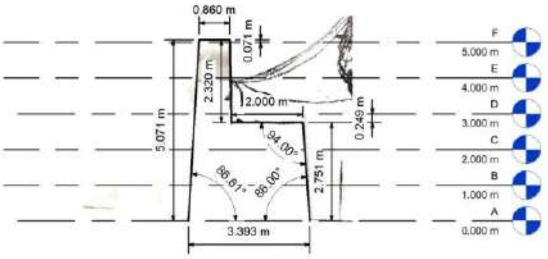
รูปที่ 12 รูปด้านทิศตะวันตกของป้อมมหากาฬ

รูปที่ 13 แสดงรูปด้านของกำแพงพระนครส่วนที่ติดกับป้อมมหากาฬพร้อมเส้นกริดแบ่งระยะและเส้นระดับชั้นความสูง



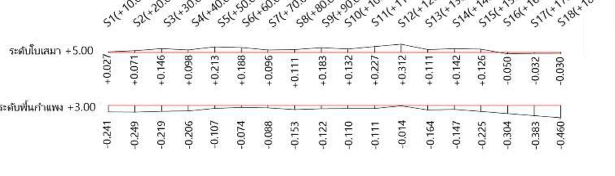
รูปที่ 13 รูปด้านของกำแพงพระนครส่วนที่ติดกับป้อมมหากาฬ

รูปที่ 14 แสดงรูปตัดขวางของกำแพงพระนครในตำแหน่งเส้นกริดที่ 2 พร้อมเส้นแสดงรูปร่างและขนาดมิติของกำแพงพระนคร โดยระดับพื้นกำแพงมีระดับต่ำกว่าเส้นระดับ +3.00 ม. เท่ากับ 25 ซม. และมีระดับของใบเสมาสูงกว่าเส้นระดับ +5.00 ม. เท่ากับ 7 ซม.



รูปที่ 14 รูปตัดขวางของกำแพงพระนครตำแหน่งเส้นกริดที่ 2

เมื่อพิจารณาค่าระดับในระดับของใบเสมาและระดับพื้นของกำแพงพระนครจากรูปตัดขวางแล้วจึงนำค่าระดับของกำแพงพระนครที่ตำแหน่งต่าง ๆ มาระบุเส้นแนวโน้มค่าระดับของกำแพงพระนครได้ดังรูปที่ 15



รูปที่ 15 เส้นแนวโน้มค่าระดับของแนวกำแพงพระนครที่ตำแหน่งเส้นกริดต่าง ๆ

โดยที่ค่าความแตกต่างของระดับพื้นกำแพงสูงสุดมีค่าเท่ากับ 45 ซม. และค่าความแตกต่างของระดับใบเสมาสูงสุดมีค่าเท่ากับ 39 ซม.

4.2 ผลการทดสอบความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของวัสดุ

4.2.1 ผลการทดสอบความหนาแน่นของวัสดุและความพรุน

จากตารางที่ 3 แสดงค่าความหนาแน่นของอิฐโบราณในสภาวะแห้งและสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ และค่าความพรุน โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.44 ก./ซม.^{3} 1.72 ก./ซม.^{3} และ 27.70 % ตามลำดับ

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบความหนาแน่นของวัสดุและความพรุน

ตัวอย่าง	ความหนาแน่นในสภาวะแห้ง (ก./ซม.^{3})	ความหนาแน่นในสภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ (ก./ซม.^{3})	ความพรุน (%)
1	1.55	1.89	33.74
2	1.52	1.85	33.38
3	1.45	1.71	26.63
4	1.36	1.60	23.82
5	1.36	1.60	24.16
6	1.42	1.68	25.86
7	1.42	1.68	26.29

4.2.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของวัสดุรูปแบบลูกบาศก์

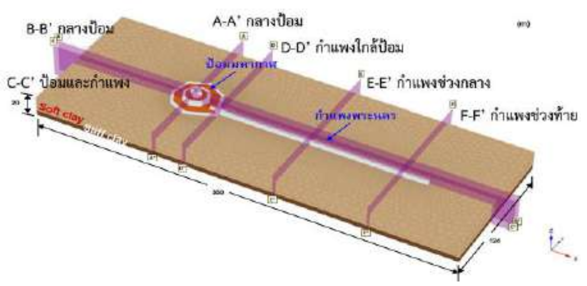
ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างวัสดุอิฐโบราณของป้อมมหากาฬสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4 โดยค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐโบราณมีค่าโดยเฉลี่ยเท่ากับ 39.10 กก./ซม.^{2}

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของวัสดุรูปแบบลูกบาศก์

ตัวอย่าง	ความยาวด้าน (ซม.)	น้ำหนัก (ก.)	แรงอัดสูงสุด (กก.)	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})
1	7.3x7.5x6.4	543.64	2485.95	45.40
2	7.3x7.3x7.8	608.55	1180.36	22.15
3	7.9x8.2x7.7	722.44	2380.49	36.74
4	8.0x8.8x8.1	691.15	4214.23	59.86
5	7.7x9.2x8.2	718.58	2227.22	31.44

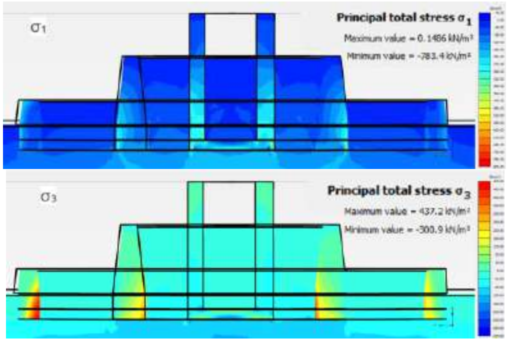
4.3 ผลการวิเคราะห์ความเค้นด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

ในการประเมินความเค้นสูงสุดและต่ำสุดในทิศทางความเค้นหลักที่เกิดขึ้นภายในป้อมมหากาฬและกำแพงพระนคร ได้พิจารณาผลความเค้นในตำแหน่งต่าง ๆ แสดงดังรูปที่ 16

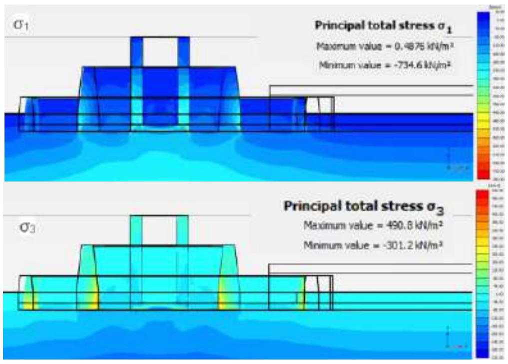


รูปที่ 16 การวิเคราะห์ความเค้นในตำแหน่งต่าง ๆ

จากผลการวิเคราะห์ในส่วนของป้อมมหากาฬในตำแหน่ง A-A' และ B-B' ดังรูปที่ 17 และ 18 พบว่ามีความเค้นอัดสูงสุดเกิดขึ้นในตำแหน่ง A-A' บริเวณโคนกำแพงชั้นในสุด และมีความเค้นดึงสูงสุดเกิดขึ้นในตำแหน่ง B-B' บริเวณโครงสร้างฐานรากของป้อมมหากาฬ มีค่าเท่ากับ 783.4 กิโลปาสคาล (7.49 กก./ซม.^{2}) และ 490.8 กิโลปาสคาล (5.00 กก./ซม.^{2}) ตามลำดับ

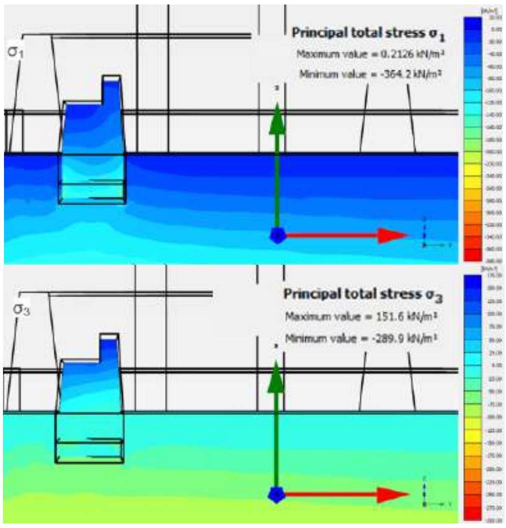


รูปที่ 17 กราฟฟิกความเค้นในทิศทางความเค้นหลักในตำแหน่ง A-A'



รูปที่ 18 กราฟฟิกความเค้นในทิศทางความเค้นหลักในตำแหน่ง B-B'

จากผลการวิเคราะห์ในส่วนของกำแพงพระนคร พบว่ามีความเค้นอัดและความเค้นดึงสูงสุดเกิดขึ้นในตำแหน่ง D-D' มีค่าเท่ากับ 364.2 กิโลปาสคาล (3.71 กก./ซม.^{2}) และ 151.6 กิโลปาสคาล (1.54 กก./ซม.^{2}) ในบริเวณขอบฐานรากใต้ดินและผิวยอดของกำแพงพระนครตามลำดับแสดงดังรูปที่ 19



รูปที่ 19 กราฟฟิกความเค้นในทิศทางความเค้นหลักในตำแหน่ง D-D’

กำลังรับแรงอัดของอิฐก่อสามารถประมาณได้จากกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบากศ์มีค่าประมาณ 60 % ของกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบากศ์ [6] และกำลังรับแรงดึงได้จากการประมาณโดยอ้างอิงจากข้อมูลในการศึกษาอื่น ๆ พบว่าค่ากำลังรับแรงดึงมีค่าประมาณ 8 % ของกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อ [9] ดังนั้นค่ากำลังรับแรงอัดและแรงดึงของอิฐก่อที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์ผลนี้มีค่าเท่ากับ 23.46 กก./ซม.^{2} และ 1.88 กก./ซม.^{2} ตามลำดับ

เมื่อนำค่าความเค้นอัดและดึงสูงสุดจากการวิเคราะห์ผลด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มาเทียบกับกำลังของวัสดุแล้วพบว่ามีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยในการรับแรงอัดและดึงเท่ากับ 3.13 และ 0.38 ตามลำดับสำหรับโครงสร้างป้อมมหากาฬ และมีค่าเท่ากับ 6.32 และ 1.22 ตามลำดับสำหรับโครงสร้างกำแพงพระนคร จะพบว่าค่าความเค้นดึงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างมีค่าเกินกว่ากำลังรับแรงดึงของอิฐก่อในบริเวณโครงสร้างฐานรากของป้อมมหากาฬ

5. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการประยุกต์ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์ในการจัดทำข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติของป้อมมหากาฬสำหรับการประเมินและติดตามสภาพของป้อมมหากาฬ จากการศึกษามีข้อสรุปดังนี้

ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติสามารถประยุกต์ใช้ในการจัดทำผังบริเวณ รูปด้านรูปตัด ของป้อมมหากาฬ และสามารถวัดขนาดมิติส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างได้อย่างแม่นยำแม้ในจุดที่ทำการวัดจริงได้ยาก รวมถึงสามารถประเมินความหนาตลอดจนการทรุดเอียงของกำแพงพระนครได้อย่างครบถ้วน ผลการวิเคราะห์ระดับพื้นป้อมมหากาฬแสดงได้ถึงตำแหน่งที่มีค่าระดับต่ำสุดอย่างชัดเจนในแต่ละชั้น และผลการวิเคราะห์ค่าระดับพื้นกำแพงพระนครแสดงถึงแนวโน้มการโก่งหรือทรุดตัวของแนวกำแพงพระนครที่มีความยาวมาก

ในส่วนการทดสอบอิฐโบราณมีผลสรุปดังนี้ ค่าความหนาแน่นของอิฐโบราณในสภาวะแห้ง สภาวะอิ่มตัวด้วยน้ำ และค่าความพรุน มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.44 ก./ซม.^{3} 1.72 ก./ซม.^{3} และ 27.70 % ตามลำดับ และค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 39.10 กก./ซม.^{2}

การวิเคราะห์ผลด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงถึงค่าความเค้นอัดและดึงสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครงสร้างป้อมมหากาฬและกำแพงพระนครเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร โดยมีจุดเสี่ยงอยู่บริเวณโครงสร้างฐานรากของป้อมมหากาฬซึ่งมีค่าความเค้นดึงเกิดขึ้นเท่ากับ 5.00 กก./ซม.^{2} และมีอัตราส่วนความปลอดภัยในการรับแรงดึงเท่ากับ 0.38 ซึ่งมีค่าเกินกำลังรับแรงดึงของอิฐก่อและอาจจะส่งผลให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างในบริเวณดังกล่าวอันอาจส่งผลกระทบที่สร้างความเสียหายให้กับโครงสร้างในบริเวณอื่นเพิ่มเติมได้

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนงบประมาณวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) และภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และขอขอบคุณสำนักบริหารงานวิจัยและนวัตกรรมพระจอมเกล้าลาดกระบัง สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าคุณทหารลาดกระบัง และกองจัดรูปที่ดินและปรับปรุงฟื้นฟูเมือง สำนักผังเมือง กรุงเทพมหานคร สำหรับการอนุเคราะห์ข้อมูลต่าง ๆ ของป้อมมหากาฬที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักการวางผังและพัฒนาเมือง กรุงเทพมหานคร (2562). รายงานการสำรวจป้อมมหากาฬ. *โครงการปรับปรุงป้อมมหากาฬและกำแพงเมืองเก่า.*, สำนักการวางผังและพัฒนาเมือง กรุงเทพมหานคร.

[2] Ebrahim, M., (2011). *3D Laser Scanner: History, Applications and Future*. Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Assiut University, pp.29-30.

[3] FARO Technologies, Inc., (2015). *FARO Laser Scanner Focus3D X 330 Manual*. FARO Technologies, Inc, Lake Mary, FL, USA., pp.42-45.

[4] Kwoczynska, B., Piech, I., Sledz, Z., Litwin, U., Obirek, P. (2016). The Use of Terrestrial Laser Scanning in Surveying Historic Buildings. *2016 Baltic Geodetic Congress*, Gdansk University of Technology, Poland, 2-4 June 2016, pp.263–268.

[5] Klapa, P., Mitka, B., Zygmunt, M. (2017). Application of Integrated Photogrammetric and Terrestrial Laser Scanning Data to Cultural Heritage Surveying. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 95.

[6] สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัยณรงค์ อธิสกุล, รักติพงษ์ สหมิตรมงคล และ เสน่ห์ มหาผล (2562). *โครงการพัฒนาฐานข้อมูลทางวิศวกรรมเพื่อการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างโบราณสถานของไทย*. สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย, หน้า 29-141.

[7] สุดชาย พานสุวรรณ (2543), *การวิเคราะห์โบราณสถานก่ออิฐในเชิงวิศวกรรม*. วิทยานิพนธ์ปริญญา, วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[8] สุนิสา มั่นคง และ ภาณุวัฒน์ สุริยฉัตร (2550), กำแพงพระนคร: องค์ความรู้ของคนไทยยุคต้นรัตนโกสินทร์. *วารสารศิลปากร*, ปีที่ 50, ฉบับที่ 4, หน้า 32-49.

[9] Wethyavivorn, B., Surit, S., Apichatyakul, C., Lerdsivanon, N. (2016). Model Verification of Thai Historic Masonry Monuments. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30, p.04014188.

[10] ภคพงศ์ ภัทราคม (2561), *บูรณาการการสำรวจลักษณะทางกายภาพของโครงสร้างและประเมินความมั่นคงโครงสร้างโบราณสถาน : กรณีศึกษาพระเจดีย์วัดใหญ่ชัยมงคล*. ดุษฎีนิพนธ์, สาขาวิศวกรรมศาสตร์, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

การออกแบบและประเมินสมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ
The Design and Evaluation Performance Connection Support of Toll Booth Prototype

ธราดล หงส์อติกุล[1,*] นันทวรรณ พิทักษ์พานิช[2] เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[3]

[1,2,3] *กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร*

**Corresponding author; E-mail address: titharadon@gmail.com*

บทคัดย่อ

จากปัญหาการเสื่อมสภาพของตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษเดิมที่ติดตั้งใช้งานบนทางพิเศษจึงเป็นที่มาของการพัฒนาและออกแบบต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ให้มีความทนทานต่อสภาพแวดล้อม แข็งแรงปลอดภัยและทันสมัย โดยการออกแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะต้องคำนึงถึงการป้องกันกรณีการเกิดอุบัติเหตุต่าง ๆ ให้รอบด้าน จึงเป็นที่มาของการออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในบทความนี้ได้กล่าวถึงกรณีรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ (น้ำหนัก 15 ตัน) มีการเฉี่ยวชนในทิศทางที่ 0 องศาและ 45 องศาซึ่งเป็นองศาที่อาจเกิดการเฉี่ยวชนขึ้นจริงกับตู้เก็บค่าผ่านทางเพื่อคำนวณหาจุดยึดที่มีความสามารถในการต้านทานแรงกระทำต่อการเฉี่ยวชน และหาลักษณะการเสียรูปของจุดยึดในองศาการเฉี่ยวชนดังกล่าวด้วยวิธี Finite Element ผ่านโปรแกรมการวิเคราะห์แบบจำลอง ซึ่งผลจากการวิเคราะห์แบบจำลองแสดงให้เห็นว่า สมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ สามารถต้านทานแรงกระทำจากการเฉี่ยวชนที่องศาดังกล่าวได้อย่างมีประสิทธิภาพ และจากการเฉี่ยวชนจะเกิดแรงอัดที่ส่งผลต่อสลักเกลียวกับแผ่นเหล็กซึ่งทำให้เกิดการฉีกขยายของแผ่นเหล็กเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

คำสำคัญ: การเฉี่ยวชน, จุดยึดติดตั้ง, ต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ

Abstract

A new version of toll booth was established because of the deteriorated of previously toll booth one. A new toll booth was designed for more resistance to the environment, strong, safely and modern. The toll booth design was concern an accident cases which might effected to the toll booth, which is the cause of “connection support” design. In this paper mention about the model to analyse under the collision force of 6-wheels truck (weight = 15 ton) case. Collision force would be found by calculate the collision force in the direction 0 and 45 degree. The direction of 0 and 45 degree are the accident case that possibly occurs. To calculate a support connection capacity and deformation shape by using finite element program to analyse a support connection performance. In this case, we use the program to analyse support connection performance at the base of toll booth. The result shows that support connection performance at the base of toll booth can be resist the collision force effectively with a little damage at the bolt hole failure mode from bearing deformation at the steel plate.

Keywords: Collision, Support Connection, Prototype of Toll Booth

1. บทนำ

จากปัญหาอุบัติเหตุที่เกิดขึ้นจากการเฉี่ยวชนตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากรถบรรทุกขนาดใหญ่ที่ได้สร้างความเสี่ยงที่ชีวิตและทรัพย์สินดังแสดงในรูปที่ 1 เพื่อเป็นการป้องกัน และเพิ่มความปลอดภัยให้แก่พนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ จึงจำเป็นที่จะต้องมีการตรวจสอบสภาพตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่ติดตั้งใช้งานบนทางพิเศษเนื่องจาก พบว่าในบางตู้เก็บค่าผ่านทางฯ มีการเสื่อมสภาพลงและต้องดำเนินการบำรุงรักษาในกรณีตรวจพบจุดที่มีความเสียหาย หรือ มีการเสื่อมสภาพของชิ้นส่วนโครงสร้างตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย เพื่อปรับปรุงตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ให้มีความมั่นคงแข็งแรง ที่เพียงพอสำหรับรองรับการใช้งาน

รูปที่ 1 อุบัติเหตุการเฉี่ยวชนตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากรถบรรทุกขนาดใหญ่

ในการติดตั้งต้นแบบตู้ค่าผ่านทางจะต้องคำนึงถึงความแข็งแรง และความปลอดภัยของพนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ จึงมุ่งเน้นการออกแบบให้มีความมั่นคงแข็งแรง สามารถรองรับแรงการเฉี่ยวชนในกรณีที่เกิดอุบัติเหตุบริเวณหน้าด่านได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยการจำลองวิเคราะห์สมรรถนะความแข็งแรงของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ และจุดยึดติดตั้งบริเวณฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทาง เพื่อประเมินประสิทธิภาพของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ และหาจุดที่อาจจะมีการวิบัติ หรือ บริเวณที่อาจมีความเสียหายของชิ้นส่วนโครงสร้างตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เกิดขึ้น เพื่อให้ตู้เก็บค่าผ่านทางฯ สามารถต้านทานแรงปะทะที่เกิดจากการเฉี่ยวชนที่เกิดขึ้นได้โดยปราศจากการสร้างความเสียหายในชีวิตและทรัพย์สินของพนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ

งานวิจัยนี้จะศึกษาการเฉี่ยวชนของรถบรรทุกขนาด 6 ล้อที่เฉี่ยวชนตู้เก็บค่าผ่านทางในแต่ละองศา เพื่อนำมาวิเคราะห์และออกแบบจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่มีความแข็งแรงและเหมาะสมสำหรับนำไปใช้ยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ใช้งานจริงตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษที่สุด

2. วัตถุประสงค์และประโยชน์ที่จะได้รับ

2.1 วัตถุประสงค์

1) เพื่อศึกษาและออกแบบจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่มีความมั่นคงแข็งแรง สามารถรองรับแรงกระแทกจากการเฉี่ยวชนได้อย่างมีประสิทธิภาพ

2) เพื่อประเมินประสิทธิภาพของจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ และหาจุดที่อาจจะมีการวิบัติ หรือ บริเวณที่อาจมีความเสียหายของชิ้นส่วนของจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เกิดขึ้น

2.2 ประโยชน์ที่จะได้รับ

1) ได้วิธีการพิจารณาออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ให้มีความมั่นคงแข็งแรง สามารถรองรับแรงกระทำจากการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกได้อย่างเพียงพอ

2) ช่วยลดความเสียหายจากการเกิดอุบัติเหตุจากการพลิกคว่ำหลุดออกจากฐานของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เนื่องจากการเฉี่ยวชนตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากรถบรรทุก

3) รูปแบบของจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่มีความมั่นคงแข็งแรง และเหมาะสำหรับนำไปใช้ยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ใช้งานจริง

3. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

3.1 การพิจารณาแรงกระทำจากการเฉี่ยวชนสำหรับวิเคราะห์สมรรถนะของชิ้นส่วนโครงสร้าง

จากการศึกษาแนวทางพิจารณาแรงกระทำสำหรับใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานโครงสร้างตู้จัดเก็บค่าผ่านทางฯ ซึ่งมี 2 วิธีการคิดที่จะเสนอเพื่อพิจารณาแรงกระทำจากการเฉี่ยวชน ดังนี้

วิธีการคิดแบบที่ 1 จะพิจาณาจากแรงกระทำของยานพาหนะที่เคลื่อนที่เข้าชนกับกำแพงกันชน (Concrete Barrier) สำหรับใช้ในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างรับแรงกระแทกจากการเฉี่ยวชนจะพิจารณาอยู่ในรูปแบบของแรงสถิตย์เทียบเท่า (Equivalent Static Design Force) Philip Terry และ Michael Tholen [1] ได้แนะนำให้ใช้สูตรพื้นฐานในการคำนวณแรงกระทำสำหรับออกแบบ (F) ดังสมการที่ (1)

$$F=ma \qquad (1)$$

เมื่อ m คือ มวลของยานพาหนะที่พิจารณา (kg)
a คือ ค่าอัตราความหน่วงของยานพาหนะที่พิจารณา (m/s^2)

ในกรณีที่พิจารณาแรงกระทำตามมาตรฐาน AASHTO (1977) [2] ได้แนะนำหลักการคำนวณแรงกระทำจากข้อมูลที่ได้โดยการทดสอบการชนของยานพาหนะกับกำแพงกันชนคอนกรีต (Concrete Barriers) เพื่อพิจารณาหาค่าอัตราความหน่วงความเร็วสูงสุด (Maximum Deceleration) ที่เหมาะสมสำหรับใช้ในการคำนวณหาแรงกระทำสูงสุดที่เกิดขึ้นในขณะที่เกิดการชน ซึ่งค่าอัตราความหน่วงความเร็วสูงสุด (Maximum Deceleration) ที่เหมาะสมสำหรับช่วงที่ปลอดภัยต่อผู้ขับขี่ (Life Safety) คือระหว่าง 17.7 m/s^2 ถึง 135.3 m/s^2 หรือ ที่ช่วงความเร็ว 12.7 km/hr ถึง 97.5 km/hr โดยค่าแนะนำจะอยู่ที่ประมาณ 117.7 m/s^2 (12g) หรือที่ความเร็วประมาณ 23.54 m/s (85 km/hr) ภายในช่วงระยะเวลาที่เกิดการชนที่ 0.2 s

วิธีการคิดแบบที่ 2 มยผ.1321-61 [3] ได้แนะนำให้พิจารณาแรงกระทำสำหรับออกแบบอันเนื่องมาจากการเฉี่ยวชนของยานพาหนะปะทะกับราวกันตก จากการคำนวณตามหลักการของพลังงานจลน์ (Kinetic Energy) ที่เกิดจากยานพาหนะเคลื่อนที่ด้วยความเร็ว ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสูตร ดังสมการที่ (2)

$$KE = \frac{1}{2}mv^2 \tag{2}$$

เมื่อ m คือ มวลของยานพาหนะที่พิจารณา (ton)

V คือ ความเร็วของยานพาหนะที่พิจารณาในขณะเคลื่อนที่เข้าชน (m/s)

โดยพลังงานจลน์ดังกล่าวจะสลายไปจากการยุบตัวของรถยนต์และจากการยุบตัวของราวกันตก ซึ่งจากกฎการอนุรักษ์พลังงาน (Energy Conservation Law) จะสามารถคำนวณแรงกระทำต่อกำแพงกันชนในแนวราบที่เป็นแรงกระทำที่สม่ำเสมอ (F) ดังสมการที่ (3)

$$F = \frac{0.5mv^2}{(\delta_c+\delta_b)} \tag{3}$$

เมื่อ m คือ มวลของยานพาหนะที่พิจารณา (ton)

V คือ ความเร็วของยานพาหนะที่พิจารณาในขณะเคลื่อนที่เข้าชน (m/s)

δ_c คือ ค่าการยุบตัวของรถยนต์ (m)

δ_b คือ ค่าการยุบตัวของราวกันตกเมื่อมีการชนกระแทก (m)

การยุบตัวของยานพาหนะเมื่อเคลื่อนที่เข้าชนปะทะกับราวกันตกจะเกิดขึ้นในช่วงเสี้ยววินาที และจะเกิดการกระแทกย้อนกลับ ส่งผลทำให้ชิ้นส่วนของยานพานหนะเกิดการเสียรูป อาทิเช่น การงอ การบุบเข้าไปเป็นต้น ซึ่งค่าการยุบตัวนี้จะขึ้นกับวัสดุที่ใช้ในการผลิตยานพาหนะรุ่นต่างๆ โดยอ้างอิงตาม National Highway Traffic Safety Administration (NHTSA) ที่ได้ทำการทดสอบรถยนต์เคลื่อนที่ด้วยความเร็ว 56.32 km/hr กระแทกกับราวกันตก เพื่อวิเคราะห์หาค่าการยุบตัวที่เกิดจากการชนปะทะ ซึ่งจะใช้สมการในการคำนวณค่าประมาณการยุบตัวของรถยนต์(δ_c) ดังสมการที่ (4)

$$\delta_c = \frac{\sqrt{v}}{6.6}\delta_c \tag{4}$$

เมื่อ V คือ ความเร็วของยานพาหนะในขณะชนปะทะ (m/s)

การพิจารณาการเสียรูปของโครงสร้างราวกันตกจะสามารถแบ่งได้เป็น 2 ประเภท คือ 1) การเสียรูปของโครงสร้างราวกันตกแบบชนิดแข็งเกร็ง ที่สามารถรับแรงชนปะทะที่รุนแรงสูงได้ โดยไม่เกิดการเสียรูป จึงไม่พิจารณาค่าการยุบตัวของราวกันตก (δ_b) กำหนดให้มีค่าเท่ากับ 0 และ 2) การเสียรูปของโครงสร้างราวกันตกแบบชนิดยืดหยุ่น จะเกิดการเสียรูปหรือมีค่าการยุบตัวมาก ซึ่งสามารถพิจารณาค่าการเสียรูปของวัสดุที่ใช้ทำโครงสร้าง (δ_b) ดังสมการที่ (5)

$$\delta_b = \frac{F}{k_b} \tag{5}$$

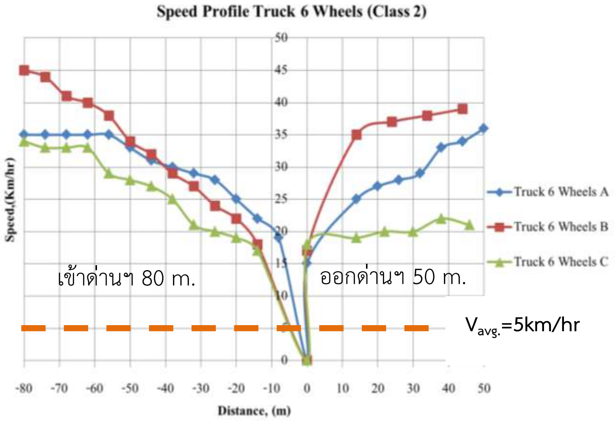
เมื่อ k_b คือ สติฟเนส (Stiffness) ของราวกันตก (N/m)

F คือ แรงกระแทกที่กระทำกับราวกันตกในแนวนอน (N)

3.2 ความเร็วที่ใช้ในการพิจาณาแรงกระทำจากการเฉี่ยวชนเพื่อวิเคราะห์ออกแบบจุดยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ

ในการวิเคราะห์หาแรงการเฉี่ยวชนเพื่อออกแบบยึดติดตั้งที่ฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่เหมาะสม จะต้องมาจากการเก็บข้อมูลความเร็วของรถบรรทุกที่เข้า – ออกจากหน้าด่านเก็บค่าผ่านทางฯ โดยการเก็บข้อมูลความเร็วแบบจุด (Spot Speed) ซึ่งเป็นการวัดความเร็วโดยตรงจากปืนตรวจจับความเร็ว (Speed Gun) หรือ ปืนเรดาร์ (Radar Gun) ณ บริเวณด่านฯ บางแก้ว 1 แสดงดังรูปที่ 2 เนื่องจากด่านฯ บางแก้ว 1 เป็นด่านฯ ที่มีปริมาณรถบรรทุกขนาดใหญ่มากที่สุดจึงเลือกที่จะเก็บข้อมูลความเร็วจากด่านฯ นี้ โดยเก็บข้อมูลความเร็วของรถบรรทุกในขณะเข้าด่านฯ (ที่ระยะ 80 เมตรจากตู้เก็บค่าผ่านทางฯ) และออกด่านฯ (ที่ระยะ 50 เมตรจากตู้เก็บค่าผ่านทางฯ) ทั้งหมด 3 ตัวอย่างที่แต่ละช่วงเวลาแสดงดังรูปที่ 3

รูปที่ 2 การเก็บข้อมูลความเร็วตัวอย่างรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ



รูปที่ 3 ข้อมูลความเร็วตัวอย่างรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ

ในการประเมินอัตราเร่งและอัตราหน่วงของความเร็วจะพิจารณาจากข้อมูลความเร็วของรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ ที่ได้ทำการเก็บข้อมูลทุก ๆ 1 วินาที คำนวณหาความเร่งของความเร็วบนพื้นฐานของสมการอย่างง่ายด้วยวิธี Linear Regression ดังสมการที่ 6

$$V = U + at \qquad (6)$$

เมื่อ U คือ ความเร็วต้น (m/s)

V คือ ความเร็วปลาย (m/s)

a คือ ค่าอัตราความเร่ง (m/s^2)

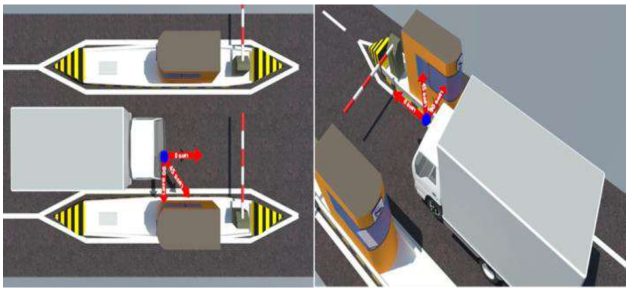
t คือ ระยะเวลา (s)

การหาอัตราความเร่งและความหน่วงความเร็วได้จากการเก็บข้อมูลความเร็วตัวอย่างรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ ทั้ง 3 ตัวอย่าง ขณะเข้าด่านฯ และออกด่านฯ พบว่าความเร็วเฉลี่ยของรถบรบรรทุกอยู่ที่ประมาณ 5 km/hr (1.38 m/s) เมื่อพิจารณาจำลองการเฉี่ยวชนของรถบรรทุกเกิดขึ้นภายในช่วงระยะเวลา 0.2 s จะมีค่าอัตราเร่งและอัตราหน่วงความเร็วประมาณ 6.9 m/s^2 (0.70g)

4. การวิเคราะห์และออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ

4.1 การวิเคราะห์แรงกระทำจากการเฉี่ยวชนต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ

เพื่อออกแบบหาขนาดตัวยึดต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะคำนวณออกแบบจากการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยวิธี Finite Element Analysis โดยจำลองแรงกระทำจากรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ น้ำหนัก 15 ตัน วิ่งชนด้วยความเร็ว 5 กิโลเมตรต่อชั่วโมง (1.38 เมตรต่อวินาที) โดยอ้างอิงตามมาตรฐาน BS EN 1317-3 [4] (Road Restraint Systems) จากการชนใน 3 ทิศทาง คือ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 การจำลองการเฉี่ยวชนของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ

ขั้นตอนการสร้างแบบจำลอง (Model) สำหรับวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element ดังแสดงในรูปที่ 5

กำหนดเงื่อนไขทิศทางการเฉี่ยวชนที่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา

↓

คำนวณแรงกระทำ (F) จากการเฉี่ยวชนของรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ (น้ำหนัก 15,000 กิโลกรัม) ที่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา

↓

สร้างแบบจำลองโครงสร้างตู้ฯ (Model) ในโปรแกรมวิเคราะห์ Finite Element

↓

ใส่ค่าแรงกระทำ (F) ของแต่ละทิศทางที่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา ในแบบจำลองโครงสร้างตู้ฯ (Model)

↓

ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองโครงสร้างตู้ฯ (Model)

1) ค่าระยะการเสียรูป (Deformation) จากแรงกระทำที่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา เพื่อบอกรูปแบบความเสียหายของโครงสร้าง

2) ค่าระดับความเค้น (Stress) สำหรับวิเคราะห์หาจุดวิกฤติของโครงสร้างตู้ฯ

3) แรงปฏิกิริยาที่ฐานตู้ฯ (Reaction) สำหรับใช้ในการออกแบบตัวยึด

รูปที่ 5 แสดงขั้นตอนการสร้างแบบจำลอง (Model) สำหรับวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element

กรณีที่ 1 แรงเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกในทิศทาง 0 องศา ที่จะเป็นการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกที่มีการบรรทุกเกินขนาด โดยมีการบรรทุกสินค้ายื่นล้ำออกจากรถบรรทุกส่งผลทำให้เกิดการเฉี่ยวชนเข้ากับตู้เก็บค่าผ่านทางขึ้นในทิศทางดังกล่าวในขณะที่รถบรรทุกเคลื่อนที่ เข้า-ออก จากด่านฯ ซึ่งมีค่าแรงกระทำ F = 5 ตัน โดยกำหนดให้ระยะปลอดภัยการเสียรูปของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 0.70 เมตร จะพิจารณาแรงจากการเฉี่ยวชนและการเคลื่อนที่เสียรูปของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ดังแสดงในรูปที่ 6 และรูปที่ 7

จาก พลังงานจลน์ (Dynamic Kinetic Energy) $E = \frac{1}{2}mv^2$

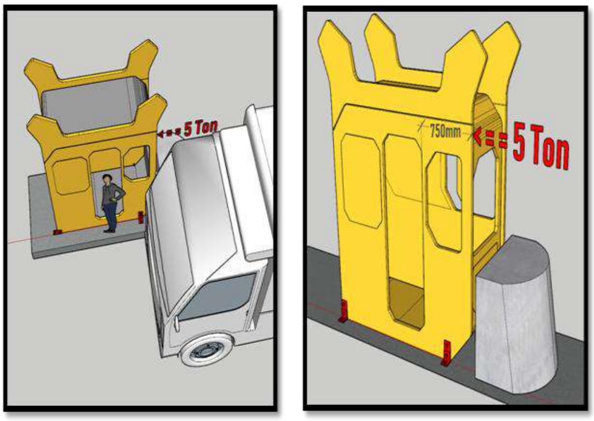
งาน (Work Done by Impact Force) $W = \frac{1}{2}Fs$

$$E = W$$

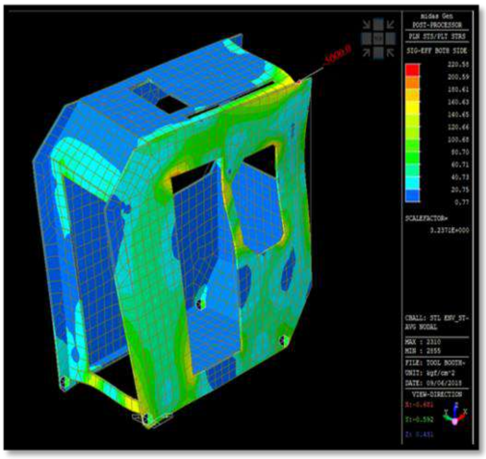
$$\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}Fs$$

$$F = mv^2/s = (15{,}000)\times(1.38^2)/0.7 = 40.8 \text{ kN}$$

$$F = 5 \text{ ton}$$



รูปที่ 6 ลักษณะการเฉี่ยวชนของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในทิศทาง 0 องศา



รูปที่ 7 แสดงการเสียรูปและตำแหน่งจุดวิกฤติของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากการเฉี่ยวชนในทิศทาง 0 องศา

<u>**กรณีที่ 2**</u> แรงเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกในทิศทาง 45 องศา มีค่าแรงกระทำ F = 3.54 ตัน โดยกำหนดให้ระยะปลอดภัยการเสียรูปของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 0.76 เมตร จะพิจารณาแรงจากการเฉี่ยวชนและการคลื่นที่เสียรูปของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ดังแสดงในรูปที่ 8 และรูปที่ 9

จาก พลังงานจลน์ (Dynamic Kinetic Energy) E = $\frac{1}{2}mv^2$

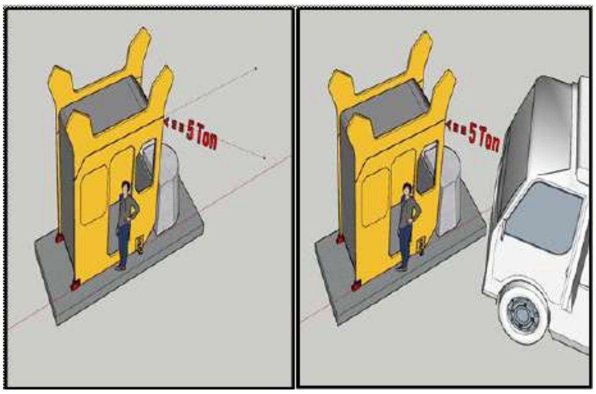
งาน (Work Done by Impact Force) W = $\frac{1}{2}Fs$

E = W

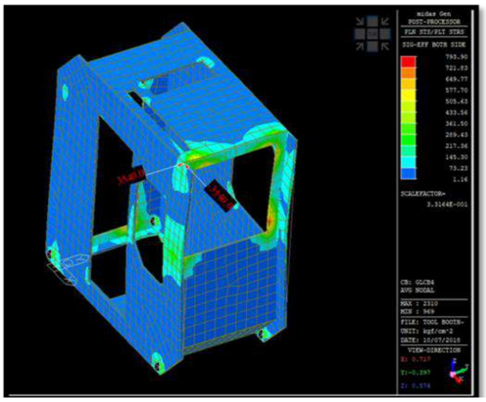
$$\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}Fs$$

F= mv^2/s = [(15,000)x(1.38^2)/0.7]xCos(45°)= 28.86 kN

F= 3.54 ton



รูปที่ 8 ลักษณะการเฉี่ยวชนของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในทิศทาง 45 องศา



รูปที่ 9 แสดงการเสียรูปและตำแหน่งจุดวิกฤติของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากการเฉี่ยวชนในทิศทาง 45 องศา

<u>**กรณีที่ 3**</u> แรงเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกในทิศทาง 90 องศา มีค่าแรงกระทำ F = 10 ตัน โดยกำหนดให้ระยะปลอดภัยการเสียรูปของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 0.30 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10

จาก พลังงานจลน์ (Dynamic Kinetic Energy) E = $\frac{1}{2}mv^2$

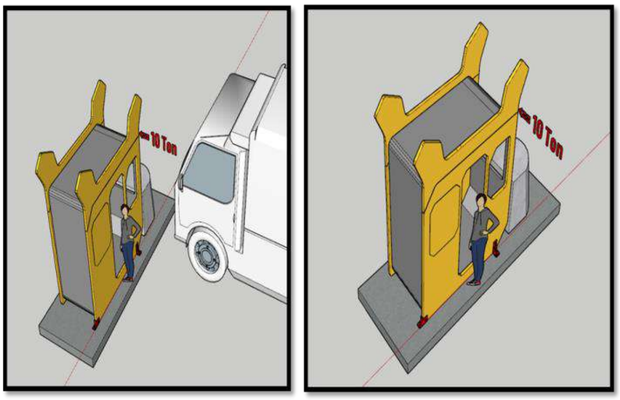
งาน (Work Done by Impact Force) W = $\frac{1}{2}Fs$

E = W

$$\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}Fs$$

F= mv^2/s = (15,000)x(1.38^2)/0.3 = 95.3 kN

F= 10 ton



รูปที่ 10 ลักษณะการเฉี่ยวชนของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในทิศทาง 90 องศา

ผลจากการวิเคราะห์แรงการเฉี่ยวชน และการเคลื่อนที่เสียรูปของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่เกิดขึ้นจากการจำลองทิศทางการเฉี่ยวชนสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์แรงเฉี่ยวชนสำหรับออกแบบ และระยะการเคลื่อนที่เสียรูปของโครงสร้างต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ

กำหนดทิศทางการเฉี่ยวชน (องศา)	แรงเฉี่ยวชน (F) สำหรับวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างตู้ฯ (ตัน)	กำหนดระยะปลอดภัยของการเสียรูปสูงสุดที่ยอมให้ (เซนติเมตร)	ระยะการเสียรูปวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element (เซนติเมตร)	ค่าระดับความเค้นของตู้ วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element (กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร)	ค่าแรงปฏิกิริยาที่ฐานตู้ วิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element (ตัน)
0	5	70	7	0.77 - 220.58	3
45	3.54	76	46	1.16 – 793.90	3
90	10	30	30	ไม่มีการจำลองเนื่องจากมีโอกาสเกิดขึ้นน้อย	ไม่มีการจำลองเนื่องจากมีโอกาสเกิดขึ้นน้อย

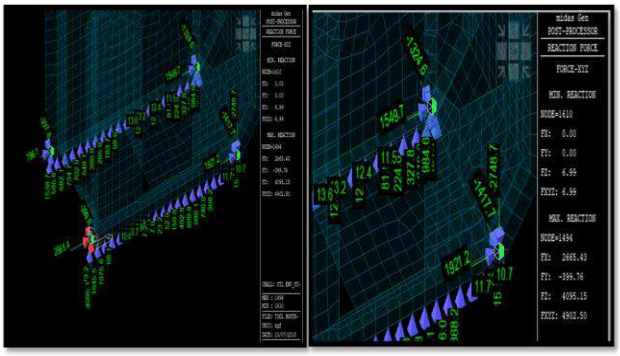
จากตารางแสดงทิศทางการเฉี่ยวชนทั้ง 3 ทิศทาง คือ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา โดยตั้งสมมติฐานว่าใช้รถบรรทุกขนาด 6 ล้อ (น้ำหนัก 15 ตัน) การเฉี่ยวชนในทิศทาง 0 องศา เป็นการจำลองการเฉี่ยวชนที่รุนแรงน้อยที่สุดที่เกิดจากกรณีที่รถบรรทุกเกินขนาด โดยมีการบรรทุกสินค้ายื่นล้ำออกจากรถบรรทุกส่งผลทำให้เกิดการเฉี่ยวชนเข้ากับตู้เก็บค่าผ่านทาง พิเศษในขณะเข้า-ออก จากด่านฯ และมีโอกาสเกิดขึ้นได้มากที่สุด ด้วยแรงกระทำ (F) ขนาด 5 ตัน พบว่าจะมีระยะการเสียรูป (Deformation) ของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 7 เซนติเมตร ซึ่งน้อยกว่าค่าระยะปลอดภัยที่ยอมให้

การเฉี่ยวชนในทิศทาง 45 องศา ระยะการเสียรูป (Deformation) ของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 46 เซนติเมตร ซึ่งน้อยกว่าค่าระยะปลอดภัยที่ยอมให้ แสดงว่าหากเกิดการเฉี่ยวชนที่ 0 และ 45 องศา พนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ ที่ปฏิบัติงานภายในต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษจะไม่ได้รับอันตรายจากการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุก

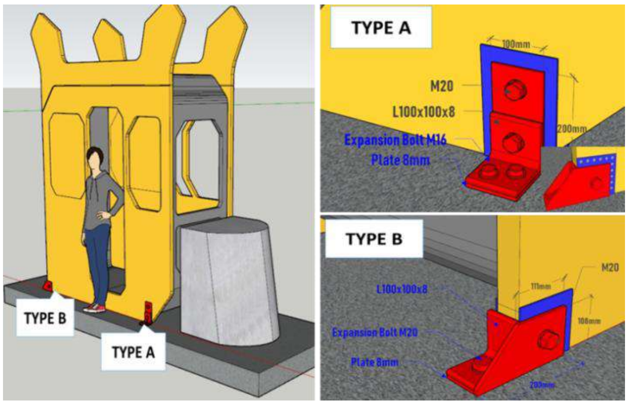
ในขณะที่ทิศทางการชนที่ 90 องศา เป็นการจำลองการชนที่รุนแรงที่สุดด้วยแรงกระทำ (F) ขนาด 10 ตัน ซึ่งมีโอกาสเกิดขึ้นน้อยที่สุด พบว่ามีระยะการเสียรูป (Deformation) ของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เท่ากับ 30 เซนติเมตร ซึ่งอยู่ในค่าระยะปลอดภัยที่ยอมให้ โดยการชนที่ 90 องศานี้จะเหลือระยะปลอดภัยก่อนถึงตัวพนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ ที่ปฏิบัติงานภายในต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ 30 เซนติเมตร ซึ่งจะไม่ได้รับอันตรายจากการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุก

4.2 การวิเคราะห์ออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ

ในการพิจารณาออกแบบขนาดของแผ่นเหล็กยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะพิจารณาจากผลการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Analysis ที่จำลองให้แรงกระทำจากการเฉี่ยวชนในแต่ละทิศทางกระทำต่อต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ พบว่าแรงปฏิกิริยาสูงสุดที่เกิดขึ้นที่ฐานของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะมีค่าประมาณ 3 ตัน โดยจากการพิจารณาออกแบบการเจาะยึดติดตั้งของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะทำการยึด 2 จุด คือ จุดที่ 1 ยึดส่วนหน้า (Type A) และจุดที่ 2 ยึดส่วนหลัง (Type B) โดยการยึดส่วนหน้าและส่วนหลังออกแบบใช้เหล็กฉาก L ขนาด 100x100x8 มิลลิเมตร และแผ่นเหล็ก (Steel Plate) ขนาดหนา 8 มิลลิเมตร เหล็กเกรด SS 400 มีหน่วยแรงคราก (fy) เท่ากับ 2,500 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งจะเจาะยึดด้วยสลักเกลียว (Expansion Bolt) 2 ขนาดในการเจาะยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ คือ ขนาด M16 และ M20 ที่เป็นสลักเกลียวชนิด A325 มีหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (Ft) เท่ากับ 3,100 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 11 และ รูปที่ 12

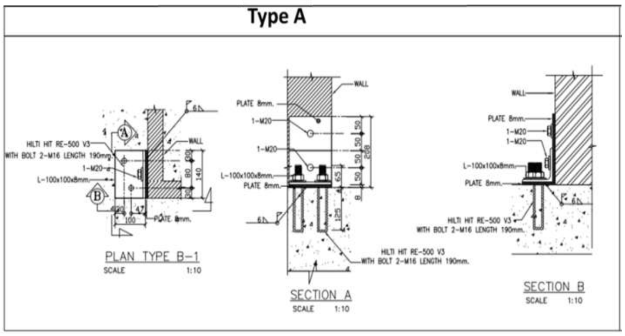


รูปที่ 11 แรงปฏิกิริยาที่ฐานตู้ฯ จากการวิเคราะห์แบบจำลองการเฉี่ยวชนสำหรับใช้ออกแบบขนาดเหล็กยึดฐานตู้เก็บค่าผ่านทางฯ

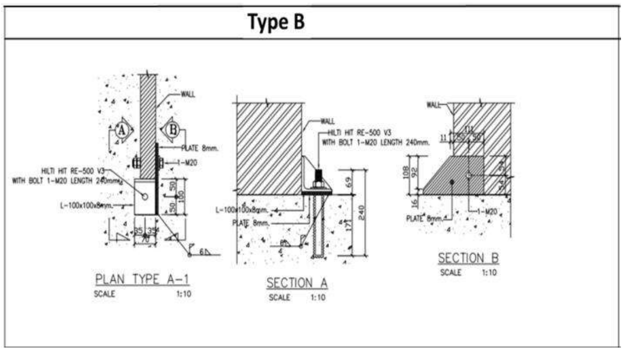


รูปที่ 12 ลักษณะการยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ของรูปแบบ Type A และรูปแบบ Type B

โดยมีรูปแบบรายละเอียดของชุดแผ่นเหล็กยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ และสลักเกลียว สำหรับใช้ในการยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ดังแสดงในรูปที่ 13 และรูปที่ 14



รูปที่ 13 ลักษณะและขนาดของเหล็กยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ รูปแบบ Type A



รูปที่ 14 ลักษณะและขนาดของเหล็กยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ รูปแบบ Type B

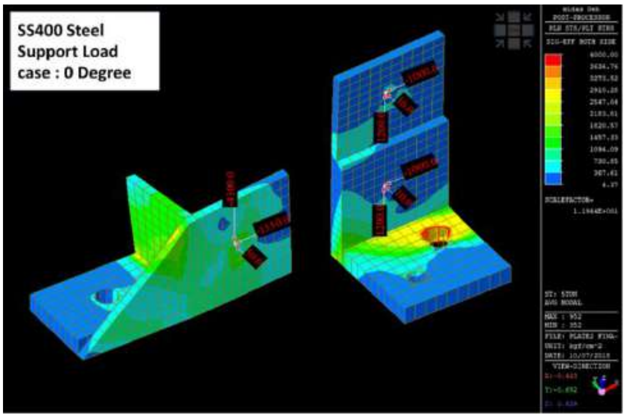
ในการเจาะยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เข้ากับพื้นปูนที่มีความลึกประมาณ 12.50 เซนติเมตร กรณียึดติดตั้งในรูปแบบ A และ 17 เซนติเมตร สำหรับกรณียึดติดตั้งในรูปแบบ B เพื่อใส่สลักเกลียวยึดติดเข้ากับฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ โดยใส่น้ำยาเจาะเสียบเหล็กอีพ็อกซี่ (HILTI HIT RE-500 V3) เพื่อช่วยยึดประสานระหว่างสลักเกลียวกับเนื้อปูนให้มีความยึดแน่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 15 และรูปที่ 16

รูปที่ 15 การเจาะรูแผ่นพื้นคอนกรีตเพื่อใส่สลักเกลียวยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ (รูปแบบ A)

รูปที่ 16 การเจาะรูแผ่นพื้นคอนกรีตเพื่อใส่สลักเกลียวยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ (รูปแบบ B)

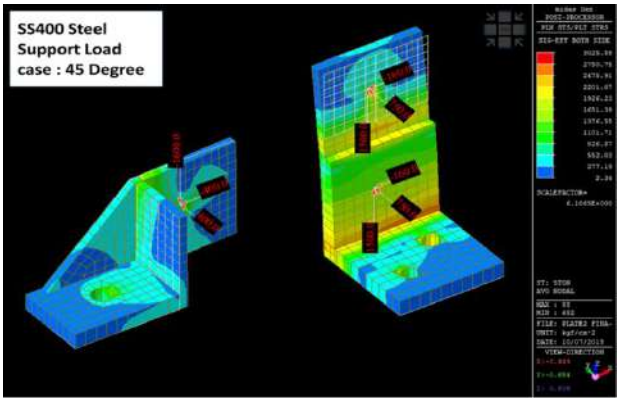
4.3 การประเมินสมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษที่ออกแบบใช้งาน

ในการวิเคราะห์ออกแบบเหล็กยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ เกรด SS400 เพื่อพิจารณาค่าระดับความเค้น (Stress) สำหรับพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณเหล็กยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จากการวิเคราะห์จำลองแรงจากการเฉี่ยวชนของรถบรรทุก 6 ล้อ ขนาด 15 ตันที่กระทำในแต่ละทิศทาง ได้แก่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา ด้วยวิธี Finite Element Analysis ดังแสดงในรูปที่ 17 ถึง รูปที่ 19

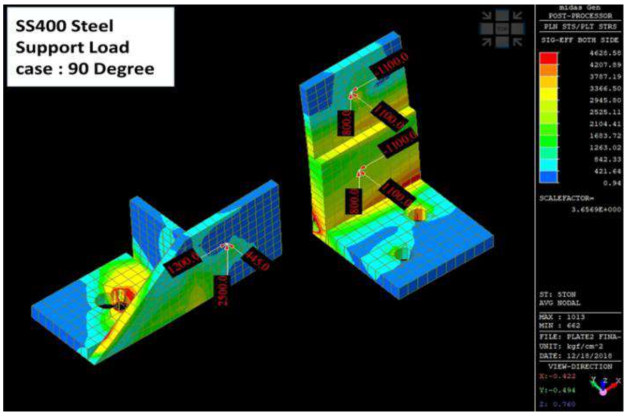


รูปที่ 17 ผลการวิเคราะห์ค่าระดับความเค้นสำหรับพิจารณาความเสียหายที่

เกิดขึ้นบริเวณแผ่นเหล็กยึดฐานตู้เก็บค่าผ่านทางฯ แรงกระทำในทิศทางการเฉี่ยวชน 0 องศา



รูปที่ 18 ผลการวิเคราะห์ค่าระดับความเค้นสำหรับพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณแผ่นเหล็กยึดฐานตู้เก็บค่าผ่านทางฯ แรงกระทำในทิศทางการเฉี่ยวชน 45 องศา



รูปที่ 19 ผลการวิเคราะห์ค่าระดับความเค้นสำหรับพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณแผ่นเหล็กยึดฐานตู้เก็บค่าผ่านทางฯ แรงกระทำในทิศทางการเฉี่ยวชน 90 องศา

ผลจากการวิเคราะห์แผ่นเหล็กยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ โดยแบบจำลองแรงจากการเฉี่ยวชนของรถบรรทุกที่กระทำในแต่ละทิศทาง ได้แก่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา ด้วยวิธี Finite Element Analysis ชุดแผ่นเหล็กยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่ออกแบบมีความแข็งแรงเพียงพอสามารถรองรับแรงกระทำจากการเฉี่ยวชนที่เกิดขึ้นได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยแผ่นเหล็กยึดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะมีความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการฉีกขาดของรูเจาะยึดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ซึ่งหมายความว่าหากมีการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกเกิดขึ้นพนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ ที่ปฏิบัติงานภายในต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษจะไม่ได้รับอันตรายจากการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุก โดยที่ต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษจะไม่เกิดการพลิกคว่ำของตู้หลุดออกจากฐาน

5. บทสรุป

จากการออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ โดยจำลองออกแบบจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ภายใต้แรงกระทำจากการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุกขนาด 6 ล้อ (น้ำหนัก 15 ตัน) กระทำที่ฐานยึดต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ด้วยแรง 3 ตัน ในทิศทางการเฉี่ยวชนที่ 0 องศา 45 องศา และ 90 องศา แบ่งการออกแบบเป็น 2 รูปแบบ ประกอบด้วย 1) ชุดเหล็กแบบ Type A สำหรับยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในส่วนหน้าด้วยสลักเกลียวขนาด M16 และชุดเหล็กแบบ 2) ชุดเหล็กแบบ Type B สำหรับยึดติดฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ส่วนหลังด้วยสลักเกลียวขนาด M20 ซึ่งทั้ง 2 รูปแบบจะออกแบบใช้เหล็กฉากขนาด L-100x100x8 mm. เมื่อประเมินสมรรถนะของจุดยึดติดตั้งฐานต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ที่ได้ออกแบบโดยประเมินผ่านแบบจำลอง ภายใต้การวิเคราะห์ทาง Finite Element พบว่าจุดยึดติดตั้งนี้จะสามารถต้านทานแรงกระทำสูงสุดจากการเฉี่ยวชนได้อย่างมีประสิทธิภาพ และมีความเสียหายที่เกิดขึ้นจากการฉีกขาดของรูเจาะยึดเพียงเล็กน้อยเท่านั้น นั่นคือหากเกิดเหตุการณ์รถบรรทุกเฉี่ยวชนต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ จะปราศจากความเสียหายเนื่องจากการพลิกคว่ำหลุดออกจากฐานของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางฯ ในขณะที่ความเสียหายของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษภายใต้จุดยึดติดตั้งฐานตู้ฯ ที่ได้พิจารณาออกแบบจะช่วยลดความเสียหายที่เกิดขึ้นกับต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ กล่าวคือ มีค่าระยะการเสียรูป (Deformation) ของต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษไม่เกินค่าระยะปลอดภัยที่ยอมให้เมื่อมีการเฉี่ยวชนจากรถบรรทุก โดยพนักงานจัดเก็บค่าผ่านทางฯ ที่ปฏิบัติงานอยู่ภายในต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษจะไม่ได้รับอันตราย และต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษจะไม่เกิดการพลิกคว่ำของตู้หลุดออกจากฐาน

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณบริษัท เอสซีจี เคมิคอลส์ จำกัด ที่ได้ให้ความร่วมมือในด้านการวิจัยและพัฒนาต้นแบบตู้เก็บค่าผ่านทางพิเศษ และเจ้าหน้าที่พนักงานกองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านที่ให้คำปรึกษา เสียสละเวลาอันมีค่าช่วยเหลือให้การศึกษาวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์

เอกสารอ้างอิง

[1] Terry, P., and Tholen, M. (2006). Security barrier design. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 11(2), pp. 105-111.

[2] AASHTO, (1997). Guide for Selecting, Locating, and Designing Traffic Barriers, GTB-1. American Association of Highway Officials. Washington, D.C.

[3] กรมโยธาธิการและผังเมืองกระทรวงมหาดไทย (2561). มาตรฐานการออกแบบราวกันตกในอาคารจอดรถยนต์, มยผ.1321-61, ครั้งที่ 1, กรุงเทพฯ, หน้า 3-15

[4] BS EN 1317-3, (2010). Road restraint systems - Part3 : Performance Classes, impact test acceptance criteria and test methods for crash cushions, British standard. UK.

การตรวจวัดค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงและค่าตัวคูณแรงกระแทกของสะพาน Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องของกรมทางหลวง เพื่อปรับปรุงการออกแบบ

In-situ Investigation of Distribution Factors and Impact Factors for Enhancing Design of Box Beam and Plank Girder Bridges with Continuous Deck Slab

วุฒิชัย อมรประสิทธิ์ผล[1,*] ราชวัลลภ กัมพูพงศ์[2] อารักษ์ มณฑา[3] วิกรินทร์ สอนถม[4] และ อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช[5]

[1,2,3,4,5] สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
**Corresponding author; E-mail address: wuttichai.amorn@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการศึกษาการตรวจวัดพฤติกรรมการรับแรงของสะพาน Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องของกรมทางหลวงภายใต้การจราจรปกติ โดยนำข้อมูลมาวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (Girder Distribution Factor, GDF) และค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor, IM) เปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO ผลการวิเคราะห์ความเครียดพบว่า GDF จะเพิ่มขึ้นตามระดับการยึดรั้งและมุมเฉียงของสะพานไม่ได้ขึ้นกับจำนวนช่วงต่อเนื่องของสะพาน ค่า GDF ที่คำนวณตาม AASHTO LRFD (2007 SI) ให้ค่าใกล้เคียงกับค่า GDF ของสะพานที่มีการยึดรั้งจากช่วงพื้นต่อเนื่องเพียงอย่างเดียวและไม่มีมุมเฉียง ส่วนค่า GDF ที่คำนวณตาม AASHTO STANDARD (2002) ให้ค่าใกล้เคียงกับค่า GDF ของสะพานที่มีการยึดรั้งเพิ่มเติมเนื่องจากทางเท้าและสะพานมีมุมเฉียง ในส่วนของ IM ผลการศึกษาเป็นไปในแนวทางเดียวกับ GDF กล่าวโดยสรุป การออกแบบสะพานประเภท Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องยังคงสามารถใช้สูตรการออกแบบของ AASHTO ได้ โดยสะพานที่มีการยึดรั้งสูง มีทางเท้า มีมุมเฉียงมาก ควรใช้สูตรการคำนวณ GDF ตาม AASHTO STANDARD (2002) ซึ่งให้ค่าใกล้เคียงความเป็นจริงและปลอดภัยกว่าสูตรของ AASHTO LRFD (2007 SI)

คำสำคัญ: สะพาน, ทางหลวง, Box Beam, Plank Girder, พื้นต่อเนื่อง, ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง, ค่าตัวคูณแรงกระแทก

Abstract

This paper presents in-situ investigation of distribution factors and impact factors for enhancing design of box beam and plank girder bridges with continuous deck slab. Analysis of measured strains reveals that skew angle and sidewalk have significant effect on girder distribution factors (GDFs) and impact factors (IMs) whereas span continuity has only little influence. Bridges without or with slightly skewed and/or in absence of sidewalk can distribute live load better than bridges with highly skewed and/or in the presence of sidewalk. Statistical maximum GDFs and IMs of bridges without or with slightly skewed and/or in absence of sidewalk are lowers than those of bridges with highly skewed and/or in the presence of sidewalk. Statistical maximum GDFs and IMs of bridges without or with slightly skewed and/or in the absence of sidewalk correspond with GDFs and IMs suggested in AASHTO LRFD (2007 SI) specifications whereas statistical maximum GDFs and IMs of bridges with highly skewed and/or in the presence of sidewalk correspond with GDFs and IMs suggested in AASHTO STANDARD (2002) specifications. It is recommended that GDFs and IMs suggested in AASHTO STANDARD (2002) shall be used in the design of highly skewed and/or in the presence of sidewalk of box beam and plank girder bridges with continuous deck slab.

Keywords: Bridges, Highways, Box Beam, Plank Girder, Continuous Deck Slab, Distribution Factor, Impact Factor

1. บทนำ

การก่อสร้างพื้นสะพานต่อเนื่องบนโครงสร้างสะพานช่วงเดี่ยวเพื่อลดจำนวนรอยต่อพื้นสะพาน กำลังได้รับความนิยมเป็นอย่างมาก กรมทางหลวงจึงมีแนวคิดในการก่อสร้างพื้นสะพานต่อเนื่องบนสะพานช่วงสั้นประเภท Plank Girder (PG) และสะพานช่วงกลางประเภท Box Beam (BB) ซึ่งนับว่าเป็นสะพานรูปแบบใหม่ของกรมทางหลวง มีลักษณะทางโครงสร้างที่แตกต่างจากสะพานช่วงยาวประเภทคานรูปตัวไอ (I-Girder, IG) พื้นต่อเนื่อง ด้วยช่วงพื้นต่อเนื่อง (Link Slab, LS) ที่มีความหนาถึง 0.25 เมตร ทำให้ LS มีสติฟเนสสูงขึ้นมาก เพิ่มการยึดรั้งการโก่งตัวอิสระของ PG และ BB จนอาจทำให้ PG และ BB ซึ่งออกแบบและก่อสร้างตามแบบมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ กรมทางหลวง ปี 2537 โดยที่ไม่ได้พิจารณาผลของการยึดรั้งฯ รวมถึงตัวของ LS เองได้รับความเสียหาย ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพาน

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง (2559) [1] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของสะพานข้ามคลองลำต้นไทร สะพานข้ามคลองลำผักชี สะพานข้ามคลองบางเสาธง และสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งในที่นี้หมายถึงน้ำหนักของรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพานในสภาวะการใช้งานปกติ โดยอาศัยการวิเคราะห์ข้อมูลการตรวจวัดสะพานดังกล่าว ผลการศึกษาทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการรับแรงของสะพานทั้ง 4 แห่ง ซึ่งเป็นสะพานประเภท BB และ PG ก่อสร้างเป็นสะพานช่วงพื้นต่อเนื่อง ที่มีมุมเฉียงและจำนวนช่วงต่อเนื่องที่แตกต่างกัน โดยพฤติกรรมการรับแรงจะนำเสนอในรูปค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทก เปรียบเทียบค่าต่างๆ ที่วิเคราะห์ได้กับค่าที่ได้จากมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO เพื่อใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงรูปแบบรายละเอียดสะพานต่อไป

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาพฤติกรรมการรับแรงของสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรพิจารณาอยู่ในรูปของค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทก ซึ่งเป็นสองปัจจัยหลักที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานส่วนบนตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO โดยค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทก เนื่องจากการจราจรของรถบรรทุกภายใต้สภาวะการใช้งานจริง ซึ่งคำนวณมาจากข้อมูลความเครียด ที่เก็บอย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 10 วันในแต่ละสะพาน จะนำมาเปรียบเทียบกับ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทก ตามมาตรฐาน AASHTO

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (Distribution Factor) แสดงถึงสัดส่วนการกระจายผลตอบสนองของโครงสร้างที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุก ไปยังส่วนต่างๆของโครงสร้าง ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง มีค่าแตกต่างกันออกไปตาม ลักษณะของผลตอบสนอง ลักษณะทางโครงสร้างและเรขาคณิตของสะพาน รวมถึงข้อกำหนดในมาตรฐานการออกแบบ ในการออกแบบโครงสร้างส่วนบนของสะพานตามมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO STANDARD [2] ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงจะถูกนำไปคูณเข้ากับผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักล้อของรถบรรทุกออกแบบ (รถบรรทุกครึ่งคัน) เพื่อนำผลคูณที่ได้ไปออกแบบส่วนต่างๆของโครงสร้างต่อไป ส่วนในกรณีของมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO LRFD [3] ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงจะถูกนำไปคูณเข้ากับผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักเพลาของรถบรรทุกออกแบบ (รถบรรทุก 1 คันเต็ม)

ในกรณีของสะพานประเภท Box Beam และ Plank Girder ซึ่งเป็นรูปแบบโครงสร้างของสะพานในการศึกษาครั้งนี้ สะพานทั้งสองประเภทสามารถเทียบเคียงได้กับสะพานประเภท Precast Concrete Beams Used in Multi-Beam Decks ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD หรือสะพานประเภท Precast Concrete Beams Used in Multi-Beam Decks Type g ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (Load Fraction or Distribution Factor) ของสะพานประเภทนี้ สำหรับผลตอบสนองประเภทโมเมนต์แรงดัด สรุปได้ดังนี้

มาตรฐาน AASHTO STANDARD (2002) Section 3.23.4.3 [2]

$$Load\ Fraction = \frac{S}{D} \tag{1}$$

โดยที่

$S =$ ความกว้างของคาน precast (ฟุต)

$D = (5.75 - 0.5N_L) + 0.7N_L(1-0.2C)^2$ เมื่อ $C \le 5$

$D = (5.75 - 0.5N_L)$ เมื่อ $C \ge 5$

$N_L =$ จำนวนช่องจราจรออกแบบทั้งหมดบนสะพานวัดจากขอบถึงขอบทางเท้าหรือราวกันตก (ความกว้าง 12 ฟุต)

$\mathrm{C} = K(\frac{W}{L})$ โดยที่

$W =$ ความกว้างทั้งหมดของสะพาน (ฟุต)

$L =$ ความยาวคาน (ฟุต)

$K = \left\{(1+\mu)\frac{I}{J}\right\}^2$ โดยที่

$I =$ โมเมนต์แรงเฉื่อย

$J =$ ค่าคงที่การบิด Saint-Venant

$\mu =$ อัตราส่วน Poisson

ตามที่ได้กล่าวข้างต้น ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง ที่คำนวณได้จากสมการที่ (1) จะถูกนำไปคูณเข้ากับผลตอบสนองของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกครึ่งคัน ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบกับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง ที่คำนวณได้จาก มาตรฐาน AASHTO LRFD และจากข้อมูลการตรวจวัดความเครียดจริงในสนาม ซึ่งพิจารณาเป็นตัวคูณเข้ากับรถบรรทุก 1 คันเต็ม ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง ที่คำนวณได้จากสมการที่ (1) จะถูกปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ 0.5 เพื่อเป็นค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงสำหรับรถบรรทุกออกแบบ 1 คันเต็ม ดังสมการที่ (2)

$$Load\ Fraction = \frac{0.5S}{D} \tag{2}$$

มาตรฐาน AASHTO LRFD (2007 SI) Section 4.6.2.2.2b [3]

สำหรับสะพานที่มีช่องจราจรออกแบบตั้งแต่ 2 ช่องจราจรขึ้นไป

$$Distribution\ factor = k(\frac{b}{7600})^{0.6}(\frac{b}{L})^{0.2}(\frac{I}{J})^{0.6} \tag{3}$$

โดยที่

$k = 2.5(N_b)^{-0.2} \ge 0.15$

$N_b =$ จำนวนคาน ครอบคลุมตั้งแต่ 5 ถึง 20 คาน

$b =$ ความกว้างคาน (มิลลิเมตร) ครอบคลุมตั้งแต่ 900 ถึง 1500 มิลลิเมตร

$L =$ ความยาวคาน (มิลลิเมตร) ครอบคลุมตั้งแต่ 6000 ถึง 37000 มิลลิเมตร

$I =$ โมเมนต์แรงเฉื่อย

$J =$ ค่าคงที่การบิด Saint-Venant

ในกรณีที่สะพานมีมุมเฉียง มาตรฐาน AASHTO LRFD กำหนดให้ทำการปรับแก้ค่า Distribution factor ดังนี้

$$1-0.25\tan\theta\le1.0\,,\,0\le\theta\le60^{\circ} \quad (4)$$

ในส่วนของมาตรฐาน AASHTO STANDARD ไม่ได้กำหนดให้ปรับแก้ค่า Load Fraction แต่อย่างใด

ค่าตัวคูณแรงกระแทก (Impact Factor) แสดงถึงผลของแรงกระทำที่เพิ่มขึ้นต่อโครงสร้างสะพาน เนื่องจากรถบรรทุกวิ่งผ่านสะพาน โดยตัวคูณแรงกระแทกจะถูกนำไปเพิ่มเติมเข้ากับผลตอบสนองของโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกออกแบบ ซึ่งพิจารณาเป็นน้ำหนักกระทำแบบสถิต เพื่อใช้ในการออกแบบโครงสร้างต่อไป มาตรฐาน AASHTO STANDARD และมาตรฐาน AASHTO LRFD กำหนดให้ Impact Factor (IM) สำหรับผลตอบสนองประเภทโมเมนต์แรงดัด มีค่าดังนี้

$$AASHTO\ STANDARD\ IM=\frac{50}{(L+125)} \quad (5)$$

โดยที่ $L =$ ความยาวช่วงสะพาน (ฟุต)

ค่า $AASHTO\ STANDARD\ IM$ ตามสมการที่ (5) ให้ใช้ไม่เกิน 0.30

$$AASHTO\ STANDARD\ IM=0.33 \quad (6)$$

ค่า $AASHTO\ LRFD\ IM$ ตามสมการที่ (6) ใช้เพิ่มเติมเข้ากับโมเมนต์แรงดัดเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกออกแบบ (HL-93 Truck) เท่านั้น โดยไม่ต้องนำมาเพิ่มเข้ากับน้ำหนักแผ่ (Lane Load) 9.3 kN/m แต่อย่างไรก็ตาม เนื่องจากมาตรฐานการออกแบบ AASHTO LRFD กำหนดให้พิจารณา HL-93 Truck และ Lane Load กระทำพร้อมกันในการคำนวณหาโมเมนต์แรงดัด ดังนั้น เพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบ การหาค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD จึงพิจารณาในรูป IM เทียบเท่า ซึ่งคำนวณได้ดังนี้

$$AASHTO\ LRFD\ IM=\frac{0.33M_{HL-93}}{(M_{HL-93}+M_{Land\ Load})} \quad (7)$$

โดยที่ M_{HL-93} และ $M_{Land\ Load}$ คือค่าโมเมนต์แรงดัดที่คำนวณได้จาก HL-93 Truck และ Lane Load ตามลำดับ

3. แนวทางการศึกษา

ในการศึกษานี้ ความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงกระทำของรถบรรทุกที่เคลื่อนที่ผ่านสะพานได้ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงและค่าตัวคูณแรงกระแทก เนื้อหาในหัวข้อนี้จึงนำเสนอลักษณะความเครียดที่เกิดขึ้น รวมถึงการวิเคราะห์ต่างๆเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทกสำหรับผลตอบสนองประเภทโมเมนต์แรงดัด

เมื่อรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานอย่างช้าๆ สะพานจะตอบสนองต่อการเคลื่อนที่นี้ในลักษณะกึ่งสถิต ความเครียดที่เกิดขึ้นบนคานสะพานจะมีลักษณะเป็นวัฏจักรที่ไม่ซับซ้อน ความเครียดจะค่อยๆเพิ่มขึ้นจากระดับปกติเมื่อรถบรรทุกเริ่มเคลื่อนที่เข้าสะพาน และจะมีค่าสูงสุดที่ตำแหน่งประมาณกึ่งกลางสะพาน จากนั้นจะค่อยๆลดต่ำลงมาสู่ระดับปกติเมื่อรถบรรทุกเคลื่อนที่ออกจากสะพาน วัฏจักรของความเครียดนี้ เรียกว่าวัฏจักรความเครียดกึ่งสถิต และผลต่างระหว่างค่าสูงสุดกับระดับปกติจะเรียกว่า ความเครียดกึ่งสถิต (Quasi-static Strain, ε_{stat})

ในขณะที่เมื่อรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานด้วยความเร็วปกติประมาณ 30 ถึง 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง วัฏจักรความเครียดจะซับซ้อนขึ้น ซึ่งจะประกอบไปด้วยวัฏจักรหลักหนึ่งวัฏจักร และวัฏจักรย่อยหลายๆวัฏจักรผสมอยู่บนวัฏจักรหลักดังแสดงในรูปที่ 1 วัฏจักรหลักที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานด้วยความเร็วปกติ จะมีลักษณะเป็นวัฏจักรความเครียดกึ่งสถิต เหมือนในกรณีของรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานอย่างช้าๆ ทั้งนี้เนื่องรถบรรทุกที่เคลื่อนที่ผ่านสะพานด้วยความเร็ว 30 ถึง 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง จะเคลื่อนที่ผ่านสะพานความยาวช่วง 20 เมตร ในเวลา 1.1 ถึง 3.1 วินาที (คิดระยะเพลาหน้าถึงเพลาหลังของรถบรรทุกเท่ากับ 5.5 เมตร) ซึ่งจะทำให้เกิดวัฏจักรที่มีความถี่เทียบเท่าไม่เกิน 0.90 Hz ความถี่เทียบเท่านี้มีค่าต่ำกว่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐานของสะพานความยาวช่วง 20 เมตร ซึ่งมีค่าอยู่ประมาณ 5 Hz มาก ทำให้รูปร่างของวัฏจักรหลักนี้คล้ายคลึงกับวัฏจักรความเครียดกึ่งสถิต ที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานอย่างช้าๆ เพียงแต่ว่าระยะเวลาที่เกิดวัฏจักรหลักจะสั้นกว่ามาก โดยความเครียดสูงสุดของวัฏจักรหลักจะมีค่าใกล้เคียงกับค่าความเครียดกึ่งสถิต ในขณะที่วัฏจักรย่อยๆเกิดขึ้นเนื่องจากการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน ซึ่งกระตุ้นโดยการแปรปรวนของแรงดันลมยางจากล้อรถบรรทุก ซึ่งเกิดมาจากระบบช่วงล่างของรถตัวรถบรรทุก โดยทั่วไปการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานที่เกิดจากการกระตุ้นโดยรถบรรทุก จะมีความถี่อยู่ประมาณ 3 ถึง 4 Hz

เนื่องจากความถี่ของวัฏจักรหลักมีค่าต่างจากความถี่ของวัฏจักรย่อยเป็นอย่างมาก และความถี่ได้ถูกบันทึกไว้ในรูปแบบดิจิตอล ทำให้สามารถแยกวัฏจักรหลักออกจากวัฏจักรย่อยที่ซับซ้อนได้โดยอาศัยการกรองความถี่ประเภท lowpass digital filter ซึ่งมี software ที่ใช้ในการกรองอยู่อย่างแพร่หลาย ในการกรองความถี่จะกำหนด cut-off frequency ไว้ประมาณ 1 Hz ความถี่ที่สูงเกิน 1 Hz จะถูกกรองออกไปทำให้ได้วัฏจักรหลักที่มีความถี่ต่ำกว่า 1 Hz ออกมา รูปที่ 1 แสดงค่าความเครียดกึ่งสถิต ε_{stat} ที่ได้จากวัฏจักรหลัก รวมถึงค่าความเครียดพลวัตสัมบูรณ์สูงสุด ε_{dyn} [4]

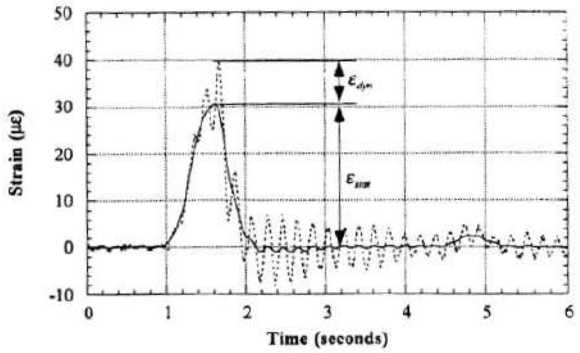
ค่า ε_{stat} และค่า ε_{dyn} จะถูกนำมาใช้ในการคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง (GDF) และค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM) สำหรับผลตอบสนองประเภทโมเมนต์แรงดัด ดังนี้

ในกรณีที่คานแต่ละตัวมีค่าโมดูลัสของหน้าตัดเท่ากัน ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงลงแต่ละคานจะมีค่าเท่ากับอัตราส่วนของ ε_{stat} ของคานนั้นต่อผลรวมของ ε_{stat} ของทุกคานตลอดหน้าตัดสะพาน หรือ

$$GDFi=\frac{\varepsilon_{stat,i}}{\sum\varepsilon_{stat}} \quad (8)$$

สำหรับค่าตัวคูณแรงกระแทกให้พิจารณาจากอัตราส่วนของ ε_{dyn} ต่อ ε_{stat} หรือ

$$IM=\frac{\varepsilon_{dyn}}{\varepsilon_{stat}} \quad (9)$$



รูปที่ 1 วัฏจักรความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานด้วยความเร็วปกติ [4]

ในการออกแบบคานสะพานของสะพานระบบพื้นคาน โดยทั่วไปจะพิจารณากรณีรถบรรทุกมากกว่า 1 คันบนสะพานเพื่อให้เกิดผลตอบสนองสูงสุดในคาน ในกรณีของสะพานข้ามคลองลำต้นไทร สะพานข้ามคลองลำผักชี สะพานข้ามคลองบางเสาธง และสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ ซึ่งเป็นสะพานที่มี 4 ช่องจราจร แต่อย่างไรก็ตาม รถบรรทุกเกือบทั้งหมดวิ่งผ่านเฉพาะช่องจราจรที่ 1 และ 2 หรือพิจารณาเฉพาะกรณีรถบรรทุกจำนวน 2 คันบนสะพาน โดยเพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบค่า GDF จากรถบรรทุกในสภาวะใช้งานจริงกับค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO ซึ่งพิจารณาเป็นตัวคูณเพิ่มเข้ากับรถบรรทุกออกแบบ 1 คัน ตามสมการที่ (2) และ (3) สำหรับ AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD ตามลำดับ ค่า GDF ที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 1 จะถูกนำมารวมกับค่า GDF ที่เกิดจากรถบรรทุกวิ่งในช่องจราจรที่ 2 เป็นค่า GDF รวม เพื่อนำไปเปรียบเทียบ โดยอาศัยสมมติฐานที่ว่ารถบรรทุกวิ่งอย่างอิสระ ไม่มีความสัมพันธ์กันทางสถิติระหว่างรถบรรทุกที่ใช้ช่องจราจรที่ 1 และ 2 ค่า GDF รวมที่ได้จะมีค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ดังสมการที่ (10) และ (11) ตามลำดับ

$$GFD_{mean,total} = GDF_{mean,lane} + GDF_{mean,lane2} \quad (10)$$

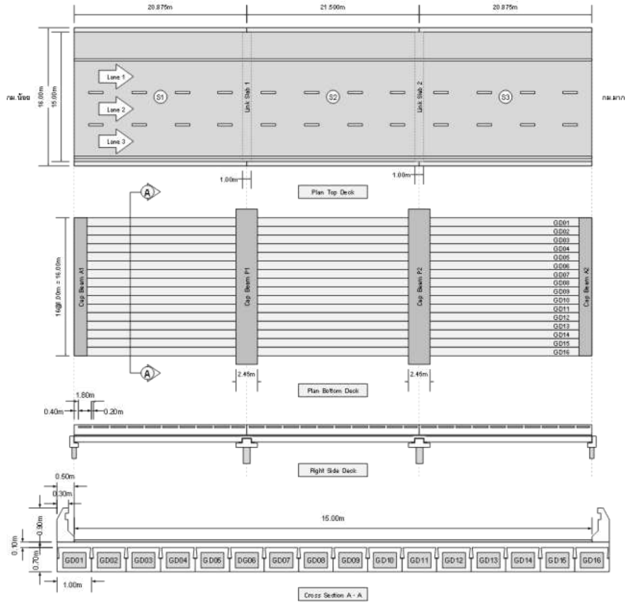
$$GFD_{std,total} = \left[(GFD_{std,lane1})^2 + (GFD_{std,lane2})^2 \right]^{0.5} \quad (11)$$

นอกจากนี้ ค่าความเครียดที่นำมาใช้ในการคำนวณหา IM ตามสมการที่ (9) จะพิจารณาเฉพาะค่าความเครียดบนคานที่มี GDF สูงและค่าความเครียดกึ่งสถิตที่นำมาพิจารณาจะต้องมีค่าสูงพอที่จะเป็นตัวแทนของรถบรรทุกหนัก ทั้งนี้ เพื่อให้สอดคล้องกับค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO ที่จะนำไปคูณเพิ่มเข้ากับผลตอบสนองเนื่องจากรถบรรทุกออกแบบซึ่งจัดเป็นรถบรรทุกหนัก ที่ได้ถูกคูณเพิ่มเข้ากับค่า GDF ตามมาตรฐานการออกแบบ ซึ่งจัดเป็นค่า GDF ที่สูงสุดของคานในการออกแบบ

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานข้ามคลองลำต้นไทร

สะพานข้ามคลองลำต้นไทร เป็นสะพานความยาว 3 ช่วง ขนาด (1X20.875)+(1X21.500)+(1X20.875) = 63.250 เมตร สะพานมีลักษณะสมมาตรตามแนวสะพาน สะพานมีความกว้าง 16 เมตร ด้านซ้ายและขวาของสะพานก่อสร้างเป็น Concrete Barrier โครงสร้างหลักเป็น Box Beam ประเภทคานคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จ กลวง ผนังมีความหนาโดยเฉลี่ย 0.18 เมตร คานมีความกว้าง 0.99 เมตร สูง 0.70 เมตร ยาว 20 เมตร ตามแบบมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ ปี 2537 จำนวน 16 คานวางเรียงชิดติดกัน โดยมีการอัดแรงทางข้างขนาดประมาณ 4 ตัน เพื่อช่วยในการถ่ายแรงระหว่างคาน ด้านบนของคานเทพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.10 เมตร โดยระหว่างช่วงสะพานได้ทำการเทพื้นสะพานต่อเนื่องหนา 0.25 เมตร เป็นระยะ 1.50 เมตร ด้านบนของพื้นสะพานปูผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีตหนา 0.05 เมตร ผิวจราจรแบ่งเป็น 3 ช่องจราจร กับอีก 1 ช่องบริการ ช่องบริการครอบคลุมพื้นที่คานตัวที่ 1 ถึง 4 ช่องจราจรที่ 1 ครอบคลุมพื้นที่คานตัวที่ 4 ถึง 8 ช่องจราจรที่ 2 ครอบคลุมพื้นที่คานตัวที่ 8 ถึง 12 และช่องจราจรที่ 3 ครอบคลุมพื้นที่คานตัวที่ 12 ถึง 16 ฐานรองคานสะพาน ด้านหัวและท้ายสะพานเป็น Free Bearing ส่วนฐานรองคานสะพานช่วงพื้นต่อเนื่องเป็นแบบ Fixed Bearing รายละเอียดแสดงใน**รูปที่ 2**



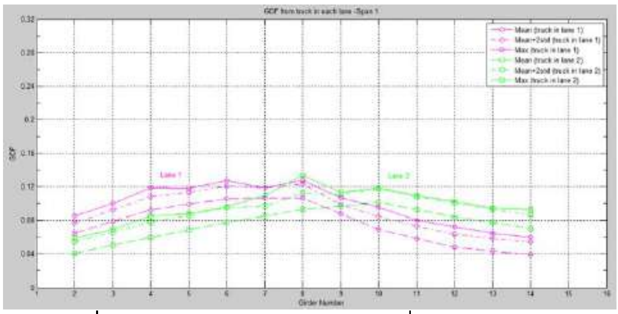
รูปที่ 2 ลักษณะทางกายภาพของสะพานข้ามคลองลำต้นไทร

ความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานข้ามคลองลำต้นไทรอย่างอิสระจำนวน 674 คัน ได้ถูกนำมาวิเคราะห์ตามแนวทางการศึกษา เพื่อคำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงสำหรับผลตอบสนองประเภทโมเมนต์แรงดัดตามสมการที่ (8) ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง พิจารณาที่ 2 บริเวณ ได้แก่ กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 1 และกึ่งกลางช่วงสะพานที่ 2 ช่วงสะพานที่ 1 และช่วงสะพานที่ 2 มีความยาวช่วงคานจาก Bearing ถึง Bearing เท่ากันยาว 20 เมตร แตกต่างกันเฉพาะบริเวณสภาพการยึดรั้งบริเวณปลายช่วงคาน กล่าวคือ ช่วงสะพานที่ 1 ปลายช่วงสะพานด้านที่ติดกับตอม่อริม สภาพการยึดรั้งคานจะเป็น Free Bearing ยึดรั้งเฉพาะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่ง มีลักษณะเป็น Fixed Bearing ยึดรั้งการเคลื่อนที่ทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ โดยอาจมีการเคลื่อนที่ในแนวราบได้เพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ ช่วงพื้นต่อเนื่องที่เชื่อมระหว่างช่วงสะพานที่ 1 กับช่วงสะพานที่ 2 ยังต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานช่วงสะพานที่ 1 อีกด้วย ส่วนช่วงสะพานที่ 2 ปลายช่วงสะพานทั้งสองด้าน มีลักษณะเป็น Fixed Bearing โดยมีช่วงพื้นต่อเนื่องต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานทั้งสองด้าน

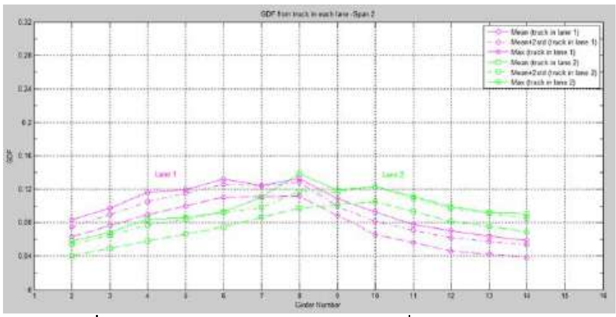
จากข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน มีรถบรรทุกใช้ช่องจราจรที่ 1 และช่องจราจรที่ 2 จำนวน 460 และ 214 คัน ตามลำดับ การคำนวณ GDF จะแยกพิจารณา

แต่ละช่องจราจร จากนั้นจะนำมารวมกันและเปรียบเทียบกับ GDF ที่คำนวณได้จากมาตรฐาน AASHTO

กราฟแสดงค่าทางสถิติของ GDF ของแต่ละคาน ได้แก่ ค่าเฉลี่ย (mean) ค่าเฉลี่ยบวกสองเท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน แสดงไว้ใน**รูปที่ 3** และ**รูปที่ 4** จะเห็นได้ว่า GDF ของแต่ละคานเมื่อรถบรรทุกอยู่ช่องจราจรที่ 1 จะสมมาตรกับ GDF เมื่อรถบรรทุกอยู่ช่องจราจรที่ 2 สอดคล้องกับสภาพความเป็นจริงที่ว่า สะพานมีลักษณะสมมาตร อีกทั้งช่องจราจรที่ 1 และ 2 ก็วางตัวสมมาตรกันบนสะพาน



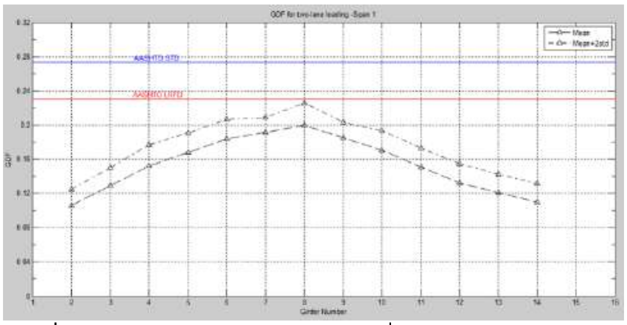
รูปที่ 3 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 1 แยกช่องจราจร



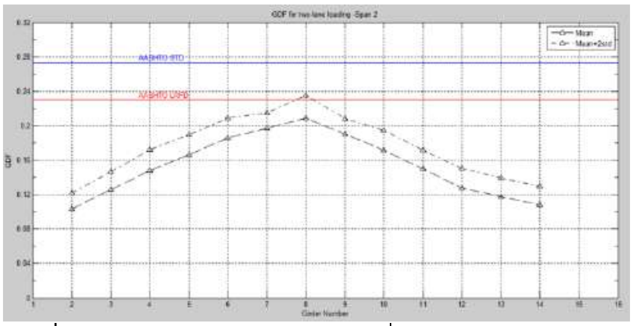
รูปที่ 4 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 2 แยกช่องจราจร

ค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของ GDF รวม คำนวณได้จากสมการที่ (10) และ (11) กราฟแสดงค่าทางสถิติพร้อมกับค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ (2) และ (3) มีค่าเท่ากับ 0.2732 และ 0.2305 ตามลำดับ แสดงไว้ใน**รูปที่ 5** และ**รูปที่ 6**

จากกราฟจะเห็นได้ว่า ช่วงสะพานที่ 1 และช่วงสะพานที่ 2 มีการกระจายแรงลงคานแต่ละคานที่ใกล้เคียงกัน โดยทั้งหมดมีค่าเฉลี่ยต่ำกว่าค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD นอกจากนี้ ยังพบว่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่า GDF ตามสภาพการใช้งานจริงมากกว่า AASHTO STANDARD



รูปที่ 5 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 1 และค่า GDF (AASHTO)



รูปที่ 6 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 2 และค่า GDF (AASHTO)

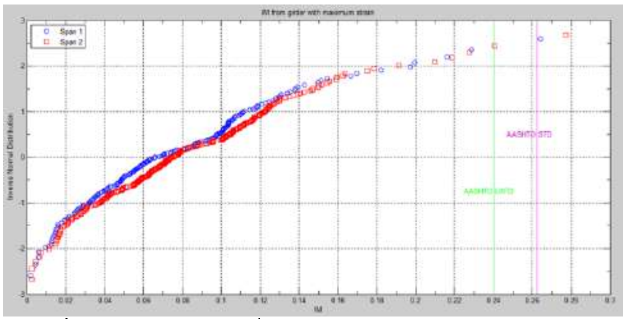
ค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM) จากข้อมูลการตรวจวัดความเครียด คำนวณได้จากสมการที่ (9) โดยจะพิจารณาเฉพาะค่าความเครียดบนคานที่มี GDF สูงและค่าความเครียดกึ่งสถิตที่นำมาพิจารณาจะต้องมีค่าสูงพอที่จะเป็นตัวแทนของรถบรรทุกหนักตามที่ได้กล่าวไว้ในแนวทางการศึกษา ในที่นี้ ค่าความเครียดกึ่งสถิตที่นำมาคำนวณ IM จะพิจารณาค่าตั้งแต่ 20 ไมโครสเตรนขึ้นไป ซึ่งประมาณได้กับค่าความเครียดกึ่งสถิตของคานบริเวณตำแหน่งรถบรรทุก ที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกสิบล้อหนักประมาณ 25 ตันวิ่งผ่านสะพานจากผลการทดสอบที่สภาวะควบคุม

IM ที่คำนวณได้ตามแนวทางข้างต้นในแต่ละช่วงสะพานมีการกระจายตัวของข้อมูลเป็นแบบโค้งปกติ ดังแสดงใน**รูปที่ 7** โดยมีค่าทางสถิติ ดังนี้

ช่วงสะพานที่ 1 IM มีค่าเฉลี่ย 0.0749 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.0442 ค่าเฉลี่ยบวกสองเท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (ค่าสูงสุดทางสถิติ) 0.1633 และค่าสูงสุดที่เกิดขึ้นจริง 0.2641

ช่วงสะพานที่ 2 IM มีค่าเฉลี่ย 0.0813 ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.0443 ค่าเฉลี่ยบวกสองเท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (ค่าสูงสุดทางสถิติ) 0.1699 และค่าสูงสุดที่เกิดขึ้นจริง 0.2771

IM ของทั้งสองช่วงสะพานมีค่าทางสถิติที่ใกล้เคียงกัน โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 7 ถึง 8% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 16 ถึง 17% ซึ่งยังคงต่ำกว่าค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO ค่อนข้างมาก (AASHTO STANDARD IM = 0.2623 และ AASHTO LRFD IM = 0.2399 คำนวณสำหรับความยาวช่วงคาน 20 เมตร จากสมการที่ (5) และ (7) ตามลำดับ)

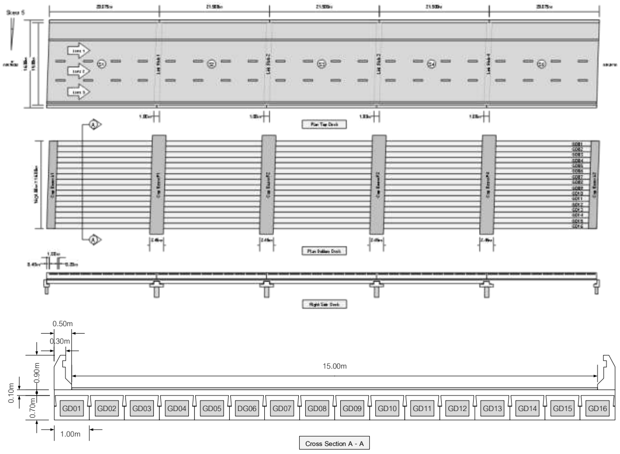


รูปที่ 7 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 1 และ 2 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

4.2 ผลการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานข้ามคลองลำผักชี

สะพานข้ามคลองลำผักชี เป็นสะพานความยาว 5 ช่วง ขนาด (1X20.875)+(3X21.500)+(1X20.875) = 106.250 เมตร สะพานมีมุมเฉียงเล็กน้อยประมาณ 5 องศา สะพานมีความกว้าง 16 เมตร ด้านซ้ายและขวาของ

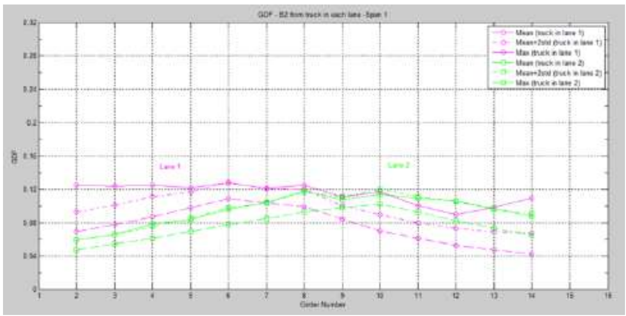
สะพานก่อสร้างเป็น Concrete Barrier โครงสร้างหลักเป็น Box Beam เช่นเดียวกับสะพานข้ามคลองลำต้นไทร ดังแสดงใน**รูปที่ 8**



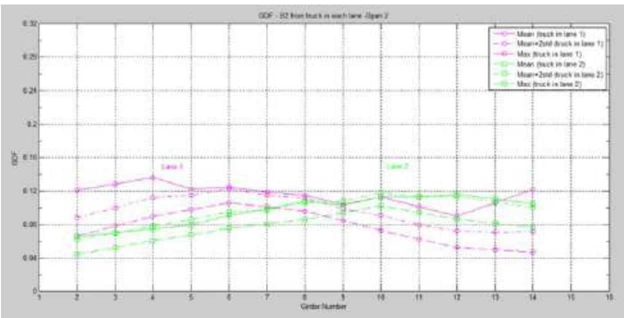
รูปที่ 8 ลักษณะทางกายภาพของสะพานข้ามคลองลำผักชี

ความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานข้ามคลองลำผักชีอย่างอิสระจำนวน 346 คัน ได้ถูกนำมาวิเคราะห์ตามแนวทางการศึกษาพิจารณาที่ 3 บริเวณ ได้แก่ กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 1 กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 2 และกึ่งกลางช่วงสะพานที่ 3 ช่วงสะพานที่ 1 ช่วงสะพานที่ 2 และช่วงสะพานที่ 3 มีความยาวช่วงคานจาก Bearing ถึง Bearing เท่ากันยาว 20 เมตร แตกต่างกันเฉพาะบริเวณสภาพการยึดรั้งบริเวณปลายช่วงคาน กล่าวคือ ช่วงสะพานที่ 1 ปลายช่วงสะพานด้านที่ติดกับตอม่อริม สภาพการยึดรั้งคานจะเป็น Free Bearing ยึดรั้งเฉพาะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่ง มีลักษณะเป็น Fixed Bearing ยึดรั้งการเคลื่อนที่ทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ นอกจากนี้ ช่วงพื้นต่อเนื่องที่เชื่อมระหว่างช่วงสะพานที่ 1 กับช่วงสะพานที่ 2 ยังต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานช่วงสะพานที่ 1 อีกด้วย ส่วนช่วงสะพานที่ 2 และช่วงสะพานที่ 3 ปลายช่วงสะพานทั้งสองด้าน มีลักษณะเป็น Fixed Bearing โดยมีช่วงพื้นต่อเนื่องต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานทั้งสองด้าน

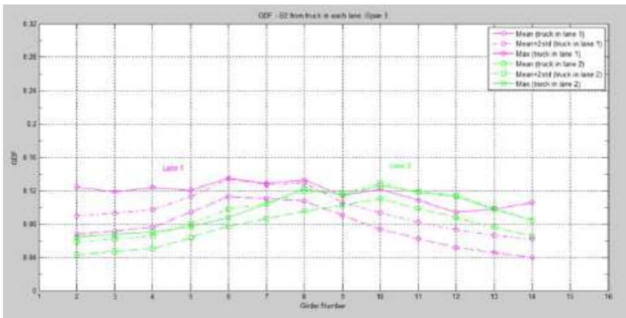
จากข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน มีรถบรรทุกใช้ช่องจราจรที่ 1 และช่องจราจรที่ 2 จำนวน 329 และ 17 คัน ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติของ GDF ของแต่ละคาน แสดงไว้ใน**รูปที่ 9** ถึง**รูปที่ 11**



รูปที่ 9 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 1 แยกช่องจราจร



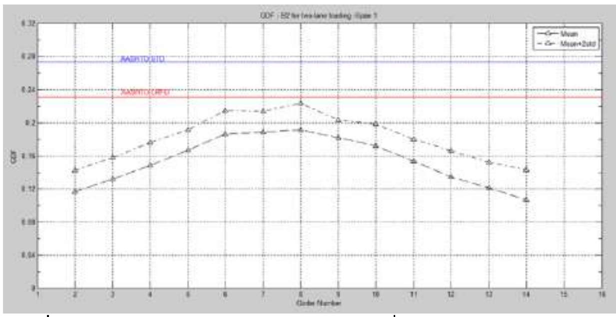
รูปที่ 10 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 2 แยกช่องจราจร



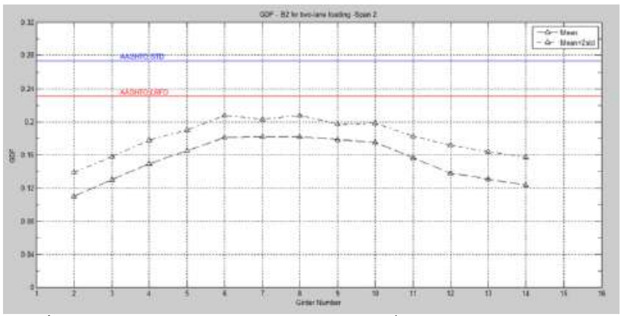
รูปที่ 11 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 3 แยกช่องจราจร

ค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของ GDF รวม คำนวณได้จากสมการที่ (10) และ (11) ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติ แสดงไว้ใน**รูปที่ 12** ถึง **รูปที่ 14** พร้อมด้วย ค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD

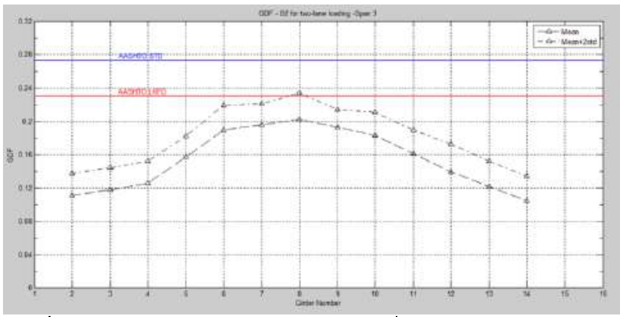
GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และมาตรฐาน AASHTO LRFD คำนวณได้จากสมการที่ (2) และ (3) มีค่าเท่ากับ 0.2732 และ 0.2305 ตามลำดับ



รูปที่ 12 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 1 และค่า GDF (AASHTO)



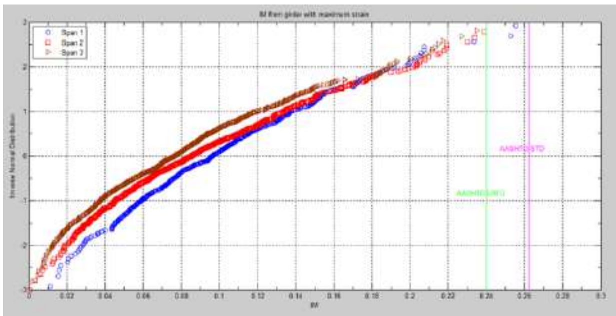
รูปที่ 13 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 2 และค่า GDF (AASHTO)



รูปที่ 14 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 3 และค่า GDF (AASHTO)

จากกราฟใน**รูปที่ 12** ถึง**รูปที่ 14** จะเห็นได้ว่า ช่วงสะพานที่ 1 ช่วงสะพานที่ 2 และช่วงสะพานที่ 3 มีการกระจายแรงลงคานแต่ละคานที่ใกล้เคียงกัน โดยทั้งหมดมีค่าเฉลี่ยต่ำกว่าค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD นอกจากนี้ ยังพบว่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่า GDF ตามสภาพการใช้งานจริงมากกว่า AASHTO STANDARD

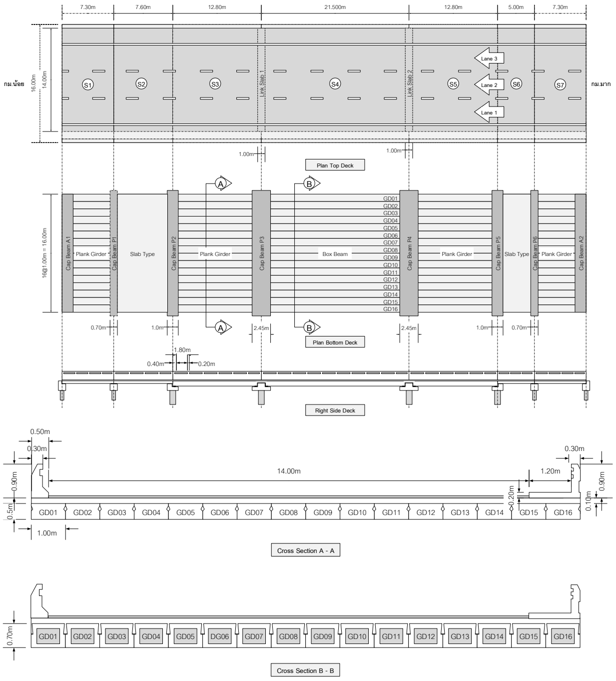
ค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM) จากข้อมูลการตรวจวัดความเครียด คำนวณได้จากสมการที่ (9) โดยใช้หลักการเดียวกับสะพานข้ามคลองลำต้นไทร ซึ่ง ค่า IM ที่คำนวณได้ในแต่ละช่วงสะพานมีการกระจายตัวของข้อมูลเป็นแบบโค้งปกติ ดังแสดงใน**รูปที่ 15** IM ของทั้งสามช่วงสะพานมีค่าทางสถิติที่ใกล้เคียงกัน โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 7 ถึง 9% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 18 ถึง 20% ซึ่งยังคงต่ำกว่าค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO ค่อนข้างมาก (AASHTO STANDARD IM = 0.2623 และ AASHTO LRFD IM = 0.2399 สำหรับความยาวช่วงคาน 20 เมตร จากสมการที่ (5) และ (7) ตามลำดับ)



รูปที่ 15 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 1 2 และ 3 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

4.3 ผลการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานข้ามคลองบางเสาธง

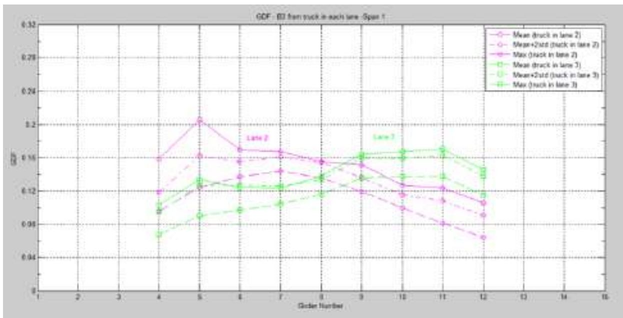
สะพานข้ามคลองบางเสาธง เป็นสะพานความยาว 3 ช่วง ขนาด (1X12.750)+(1X21.500)+(1X12.750) = 47.000 เมตร สะพานมีความกว้าง 15 เมตร ด้านซ้ายของสะพานก่อสร้างเป็นทางเดินเท้ากว้าง 1.50 เมตร ส่วนด้านขวาของสะพานก่อสร้างเป็น Concrete Barrier โครงสร้างหลักของสะพานช่วงริมเป็นคานคอนกรีตตันอัดแรงหล่อสำเร็จประเภท Plank Girder คานมีความกว้าง 0.99 เมตร สูง 0.45 เมตร ยาว 12 เมตร จำนวน 15 คานวางเรียงชิดติดกัน โดยมี Shear Key เพื่อช่วยในการถ่ายแรงระหว่างคาน โครงสร้างหลักของสะพานช่วงกลางเป็น Box Beam เช่นเดียวกับสะพานข้ามคลองลำต้นไทรและสะพานข้ามคลองลำผักชี ดังแสดงใน**รูปที่ 16**



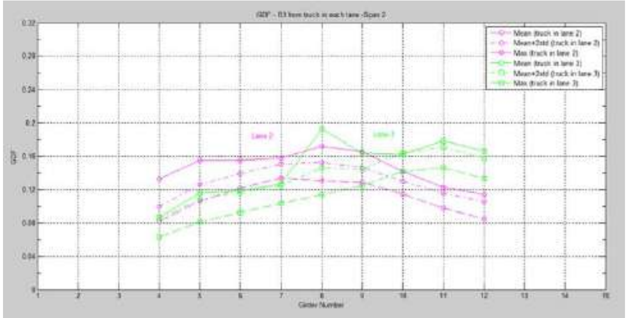
รูปที่ 16 ลักษณะทางกายภาพของสะพานข้ามคลองบางเสาธง

ความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานข้ามคลองบางเสาธง อย่างอิสระจำนวน 536 คัน ได้ถูกนำมาวิเคราะห์ตามแนวทางการศึกษา พิจารณาที่ 2 บริเวณ ได้แก่ กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 1 และกึ่งกลางช่วงสะพานที่ 2 ช่วงสะพานที่ 1 และช่วงสะพานที่ 2 มีความยาวช่วงคานจาก Bearing ถึง Bearing เท่ากับ 12 เมตร และ 20 เมตร ตามลำดับ สภาพการยึดรั้งบริเวณปลายช่วงคาน ช่วงสะพานที่ 1 ปลายช่วงสะพานด้านที่ติดกับตอม่อริม สภาพการยึดรั้งคานจะเป็น Free Bearing ยึดรั้งเฉพาะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่ง มีลักษณะเป็น Fixed Bearing ยึดรั้งการเคลื่อนที่ทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ โดยอาจมีการเคลื่อนที่ในแนวราบได้เพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ ช่วงพื้นต่อเนื่องที่เชื่อมระหว่างช่วงสะพานที่ 1 กับช่วงสะพานที่ 2 ยังต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานช่วงสะพานที่ 1 อีกด้วย ส่วนช่วงสะพานที่ 2 ปลายช่วงสะพานทั้งสองด้าน มีลักษณะเป็น Fixed Bearing โดยมีช่วงพื้นต่อเนื่องต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานทั้งสองด้าน

จากข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน มีรถบรรทุกใช้ช่องจราจรที่ 2 และช่องจราจรที่ 3 จำนวน 457 และ 79 คัน ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติของ GDF ของแต่ละคาน แสดงไว้ใน**รูปที่ 17** และ**รูปที่ 18**



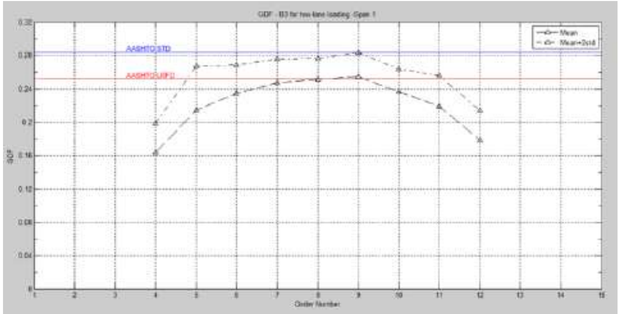
รูปที่ 17 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 1 แยกช่องจราจร



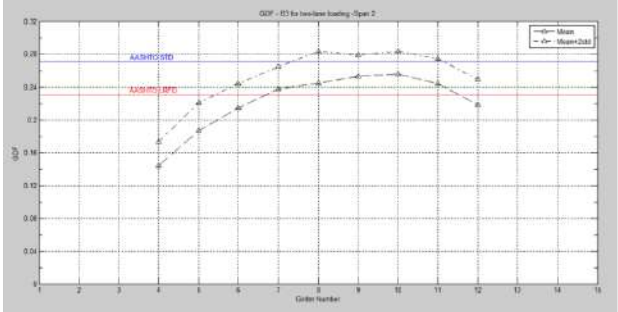
รูปที่ 18 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 2 แยกช่องจราจร

ค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของ GDF รวม คำนวณได้จากสมการที่ (10) และ (11) ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติ แสดงไว้ใน**รูปที่ 19** และ**รูปที่ 20** พร้อมด้วย ค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD

GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และมาตรฐาน AASHTO LRFD คำนวณได้จากสมการที่ (2) และ (3) มีค่าเท่ากับ 0.2836 และ 0.2518 ตามลำดับ สำหรับ Plank Girder และ 0.2715 และ 0.2305 ตามลำดับ สำหรับ Box Beam



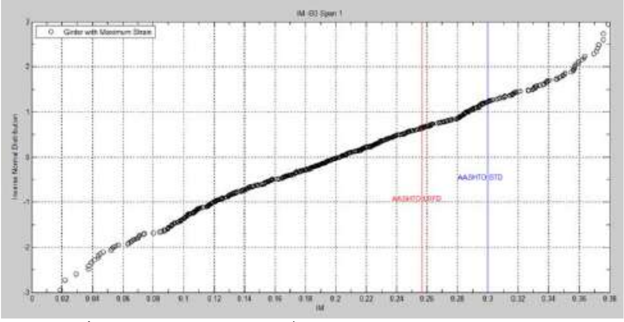
รูปที่ 19 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 1 และค่า GDF (AASHTO)



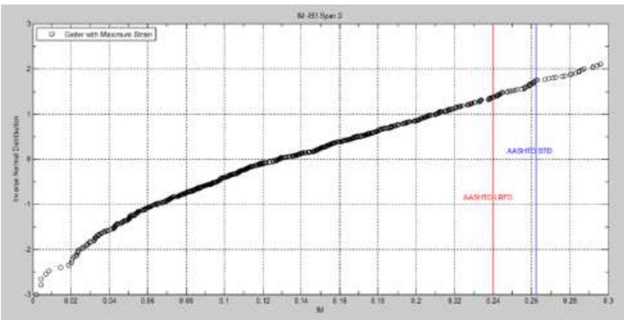
รูปที่ 20 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 2 และค่า GDF (AASHTO)

จากกราฟใน**รูปที่ 19** และ**รูปที่ 20** จะเห็นได้ว่า แรงเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุก ไม่ค่อยกระจายลงคานแต่ละคาน ทั้งนี้เนื่องจากแรงถูกบีบให้กระจุกตัวอยู่บริเวณที่มีน้ำหนักรถบรรทุกกระทำโดยความแข็งเกร็งของทางเดินเท้า ดังจะเห็นได้จากกรณีของสะพานข้ามคลองลำต้นไทร ซึ่งมีลักษณะทางโครงสร้างเช่นเดียวกันกับช่วงสะพานที่ 2 ของสะพานข้ามคลองบางเสาธง เพียงแต่ไม่มีทางเดินเท้า โครงสร้างจึงไม่ได้ถูกบีบ แรงจึงสามารถกระจายได้ดีกว่า ผลของการที่โครงสร้างถูกบีบด้วยทางเดินเท้า ทำให้ค่าเฉลี่ยของ GDF รวม และค่าสูงสุดทางสถิติ มีค่าสูงขึ้นมาก โดยในกรณีนี้ GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่า GDF ตามสภาพการใช้งานจริงมากกว่า AASHTO LRFD

ค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM) จากข้อมูลการตรวจวัดความเครียด คำนวณได้จากสมการที่ (9) โดยใช้หลักการเดียวกับสะพานข้ามคลองลำต้นไทรและสะพานข้ามคลองลำผักชี ซึ่งค่า IM ที่คำนวณได้มีการกระจายตัวของข้อมูลเป็นแบบโค้งปกติ ดังแสดงใน**รูปที่ 21** และ **รูปที่ 22** สำหรับช่วงสะพานที่ 1 Plank Girder 12 เมตร และช่วงสะพานที่ 2 Box Beam 20 เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 21 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 1 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

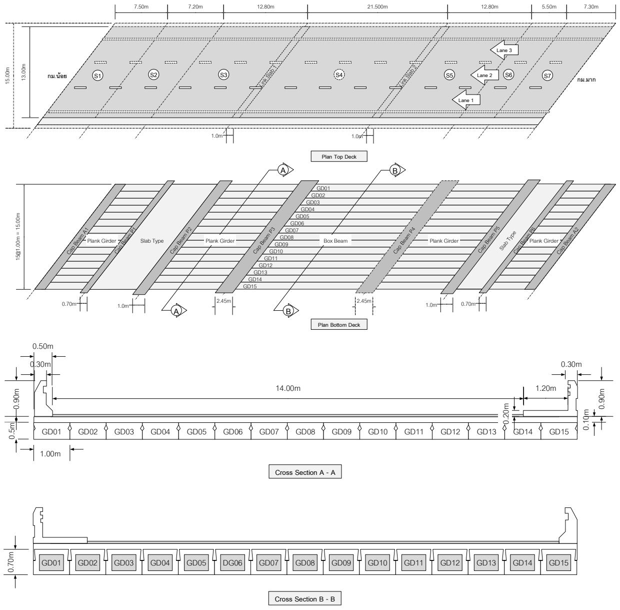


รูปที่ 22 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 2 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

IM ของช่วงสะพานที่ 1 มีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 20% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 36% ซึ่งนับว่าสูงเมื่อเทียบกับค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO STANDARD IM = 0.3000 และ AASHTO LRFD IM = 0.2569 คำนวณสำหรับความยาวช่วงคาน 12 เมตร จากสมการที่ (5) และ (7) ตามลำดับ) IM ของช่วงสะพานที่ 2 มีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 13% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 28% ซึ่งก็นับว่าสูงเมื่อเทียบกับค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO STANDARD IM = 0.2623 และ AASHTO LRFD IM = 0.2399 คำนวณสำหรับความยาวช่วงคาน 20 เมตร จากสมการที่ 5.5 และ 5.7 ตามลำดับ) การเพิ่มขึ้นของ IM โดยเฉพาะอย่างยิ่งเพิ่มขึ้นจาก 7% ของช่วงสะพาน Box Beam ในกรณีที่ไม่มีทางเดินเท้า (สะพานข้ามคลองลำผักชี) เป็น 13% ในกรณีที่มีทางเดินเท้า (สะพานข้ามคลองบางเสาธง) เป็นผลเนื่องมาจากความถี่ธรรมชาติที่เพิ่มขึ้นของโครงสร้างเนื่องจากความแข็งเกร็งของทางเดินเท้า ความถี่ธรรมชาติที่สูง เมื่อเกิดการกระตุ้นจะเกิดการแปรปรวนได้ง่าย ทำให้ IM โดยเฉลี่ยสูงขึ้น

4.4 ผลการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ

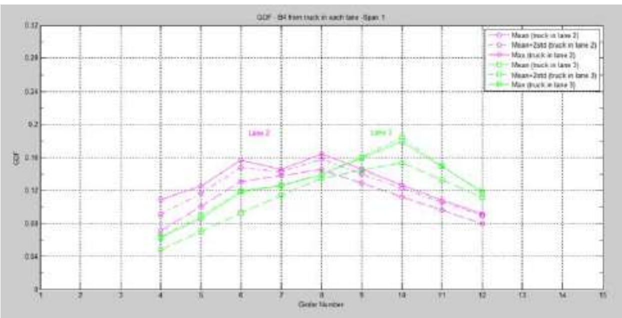
สะพานข้ามคลองบ้านระกาศ มีลักษณะทางโครงสร้างเช่นเดียวกับสะพานข้ามคลองบางเสาธง แต่มีความต่างกันที่สะพานข้ามคลองบางระกาศมีมุมเฉียงประมาณ 30 องศา ดังแสดงใน**รูปที่ 23**



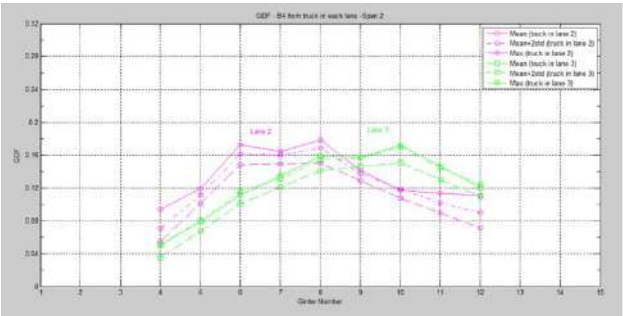
รูปที่ 23 ลักษณะทางกายภาพของสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ

ความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากรถบรรทุกเคลื่อนที่ผ่านสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ อย่างอิสระจำนวน 648 คัน ได้ถูกนำมาวิเคราะห์ตามแนวทางการศึกษา พิจารณาที่ 2 บริเวณ ได้แก่ กึ่งกลางช่วงสะพานที่ 1 และกึ่งกลางช่วงสะพานที่ 2 ช่วงสะพานที่ 1 และช่วงสะพานที่ 2 มีความยาวช่วงคานจาก Bearing ถึง Bearing เท่ากับ 12 เมตร และ 20 เมตร ตามลำดับ สภาพการยึดรั้งบริเวณปลายช่วงคาน ช่วงสะพานที่ 1 ปลายช่วงสะพานด้านที่ติดกับตอม่อริม สภาพการยึดรั้งคานจะเป็น Free Bearing ยึดรั้งเฉพาะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่ง มีลักษณะเป็น Fixed Bearing ยึดรั้งการเคลื่อนที่ทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ โดยอาจมีการเคลื่อนที่ในแนวราบได้เพียงเล็กน้อย นอกจากนี้ ช่วงพื้นต่อเนื่องที่เชื่อมระหว่างช่วงสะพานที่ 1 กับช่วงสะพานที่ 2 ยังต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานช่วงสะพานที่ 1 อีกด้วย ส่วนช่วงสะพานที่ 2 ปลายช่วงสะพานทั้งสองด้าน มีลักษณะเป็น Fixed Bearing โดยมีช่วงพื้นต่อเนื่องต้านทานการหมุนอย่างอิสระของปลายคานทั้งสองด้าน

จากข้อมูลรถบรรทุกที่วิ่งผ่านสะพาน มีรถบรรทุกใช้ช่องจราจรที่ 2 และช่องจราจรที่ 3 จำนวน 602 และ 46 คัน ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติของ GDF ของแต่ละคาน แสดงไว้ใน**รูปที่ 24**และ**รูปที่ 25**



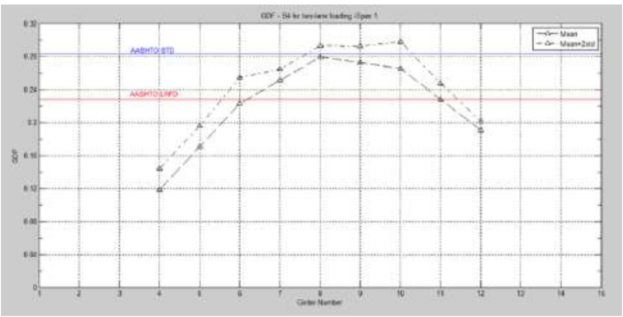
รูปที่ 24 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 1 แยกช่องจราจร



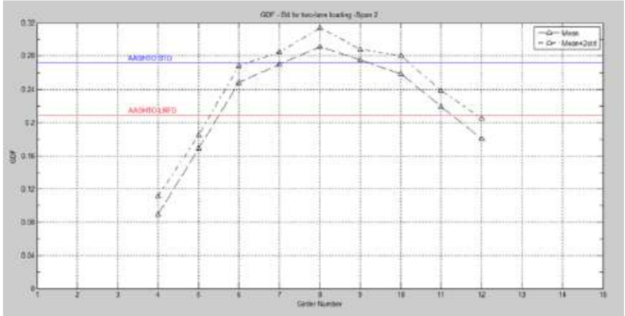
รูปที่ 25 ค่าทางสถิติของ GDF ช่วงสะพานที่ 2 แยกช่องจราจร

ค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของ GDF รวม คำนวณได้จากสมการที่ (10) และ (11) ตามลำดับ กราฟแสดงค่าทางสถิติ แสดงไว้ใน**รูปที่ 26** และ**รูปที่ 27** พร้อมด้วย ค่า GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และ AASHTO LRFD

GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD และมาตรฐาน AASHTO LRFD คำนวณได้จากสมการที่ (2) และ (3) มีค่าเท่ากับ 0.2836 และ 0.2280 ตามลำดับ สำหรับ Plank Girder และ 0.2715 และ 0.2087 ตามลำดับ สำหรับ Box Beam



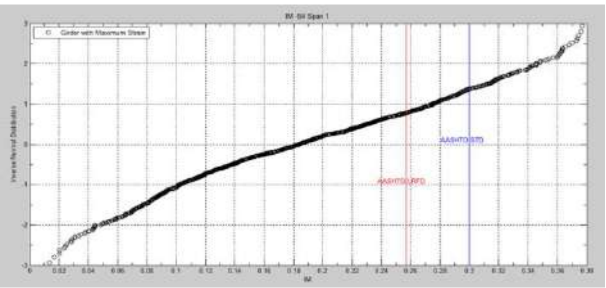
รูปที่ 26 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 1 และค่า GDF (AASHTO)



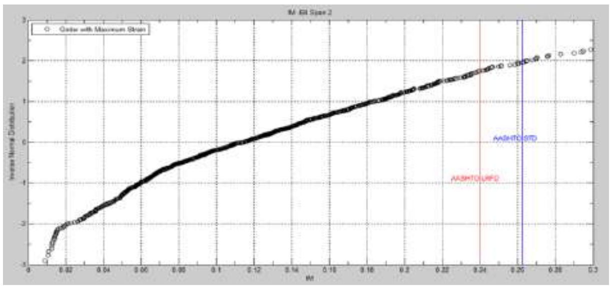
รูปที่ 27 ค่าทางสถิติของ GDF รวม ช่วงสะพานที่ 2 และค่า GDF (AASHTO)

จากกราฟใน**รูปที่ 26** และ**รูปที่ 27** จะเห็นได้ว่า แรงเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุก ไม่ค่อยกระจายลงคานแต่ละคาน ทั้งนี้เนื่องจากแรงถูกบีบให้กระจุกตัวอยู่บริเวณที่มีน้ำหนักรถบรรทุกกระทำโดยความแข็งเกร็งของทางเดินเท้า นอกจากนี้ ผลของมุมเฉียงของสะพานซึ่งในกรณีของสะพานข้ามคลองบ้านระกาศมีค่ามุมเฉียงถึง 30 องศา ยิ่งทำให้แรงยิ่งกระจุกตัว ดังจะเห็นได้จาก เมื่อเปรียบเทียบกับสะพานข้ามคลองบางเสาธง ซึ่งมีลักษณะทางโครงสร้างเหมือนสะพานข้ามคลองบ้านระกาศทุกประการ ยกเว้นสะพานข้ามคลองบางเสาธงไม่มีมุมเฉียง สะพานข้ามคลองบางเสาธงจะกระจายแรงได้ดีกว่าสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ การที่โครงสร้างถูกบีบด้วยทางเดินเท้าและมุมเฉียง ทำให้ค่าเฉลี่ยของ GDF รวม และค่าสูงสุดทางสถิติ มีค่าสูงมากขึ้นอีก โดยในกรณีนี้ GDF ตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่า GDF ตามสภาพการใช้งานจริงมากกว่า AASHTO LRFD

ค่าตัวคูณแรงกระแทก (IM) จากข้อมูลการตรวจวัดความเครียด คำนวณได้จากสมการที่ (9) โดยใช้หลักการเดียวกับทั้งสามสะพานก่อนหน้านี้ ซึ่งค่า IM ที่คำนวณได้มีการกระจายตัวของข้อมูลเป็นแบบโค้งปกติ ดังแสดงใน**รูปที่ 28** และ**รูปที่ 29** สำหรับช่วงสะพานที่ 1 Plank Girder 12 เมตร และช่วงสะพานที่ 2 Box Beam 20 เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 28 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 1 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ



รูปที่ 29 ค่า IM ช่วงสะพานที่ 2 มีการกระจายตัวแบบโค้งปกติ

IM ของช่วงสะพานที่ 1 มีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 19% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 35% ซึ่งนับว่าสูงเมื่อเทียบกับค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO STANDARD IM = 0.3000 และ AASHTO LRFD IM = 0.2569 คำนวณสำหรับความยาวช่วงคาน 12 เมตร จากสมการที่ (5) และ (7) ตามลำดับ) IM ของช่วงสะพานที่ 2 มีค่าเฉลี่ยอยู่ประมาณ 11% ค่าสูงสุดทางสถิติอยู่ประมาณ 26% ซึ่งก็นับว่าสูงเมื่อเทียบกับค่า IM ตามมาตรฐาน AASHTO (AASHTO STANDARD IM = 0.2623 และ AASHTO LRFD IM = 0.2399 คำนวณสำหรับความยาวช่วงคาน 20 เมตร จากสมการที่ (5) และ (7) ตามลำดับ) ค่าทางสถิติของ IM ของสะพานข้ามคลองบ้านระกาศมีค่าใกล้เคียงกันกับค่าทางสถิติของ IM ของสะพานข้ามคลองบางเสาธง ทั้งนี้เนื่องจากความถี่ธรรมชาติพื้นฐาน ซึ่งถูกกระตุ้นได้ง่าย ของทั้งสองสะพานนี้มีค่าใกล้เคียงกัน โดยไม่ได้ขึ้นอยู่กับมุมเฉียงของสะพาน ซึ่งมีผลกับความถี่ธรรมชาติในโหมดที่สูงขึ้น แต่เป็นโหมดที่กระตุ้นให้เกิดได้ยากกว่าความถี่ธรรมชาติพื้นฐาน

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรภายใต้สภาวะใช้งานของ สะพานข้ามคลองลำต้นไทร สะพานข้ามคลองลำผักชี สะพานข้ามคลองบางเสาธง และสะพานข้ามคลองบ้านระกาศ สามารถสรุปผลได้ 2 ประเด็นดังนี้

ประเด็นที่ 1 ด้านความสามารถในการให้บริการ – สะพานทั้ง 4 แห่งยังคงมีความสามารถในการให้บริการที่ดี ค่าความเครียดสูงสุดเนื่องจากการจราจรของรถบรรทุก ที่ตรวจวัดได้ในสภาวะใช้งานจริง ยังคงอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ความต่อเนื่องของโครงสร้างทั้งในทิศทางตามแนวและตามขวางของสะพาน เมื่อมีน้ำหนักรถบรรทุกกระทำ ชี้ให้เห็นถึงความสมบูรณ์ของโครงสร้าง

ประเด็นที่ 2 ด้านการออกแบบ – พิจารณาจากสองปัจจัยหลักที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างส่วนบน ได้แก่ ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง และค่าตัวคูณแรงกระแทก

ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง จะขึ้นอยู่กับการยึดรั้งคานสะพานและมุมเฉียงของสะพาน แต่จะไม่ขึ้นอยู่กับจำนวนช่วงต่อเนื่องของสะพาน ในช่วงสะพานที่มีการยึดรั้งเนื่องจากช่วงพื้นต่อเนื่องเพียงอย่างเดียวและสะพานไม่มีมุมเฉียง แรงเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกจะกระจายลงคานต่างๆได้ดี ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของคานที่รับน้ำหนักสูงสุดจะมีค่าต่ำกว่า ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของคานที่รับน้ำหนักสูงสุดของช่วงสะพานที่มีการยึดรั้งเพิ่มเติมขึ้นเนื่องจากทางเท้าและสะพานมีมุมเฉียง

เมื่อพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามที่แนะนำโดยมาตรฐานการออกแบบสะพาน AASHTO LRFD (2007 SI) และ AASHTO STANDARD (2002) สำหรับสะพาน Box Beam 20 เมตร และ Plank Girder 12 เมตร พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตาม AASHTO LRFD ให้ค่าที่ต่ำกว่า AASHTO STANDARD โดยเมื่อเปรียบเทียบกับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามที่ได้ตรวจวัดจริงของสะพานประเภทนี้ พบว่า ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตาม AASHTO LRFD ให้ค่าที่เคียงกับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของคานที่รับน้ำหนักสูงสุดของช่วงสะพานที่มีการยึดรั้งเนื่องจากช่วงพื้นต่อเนื่องเพียงอย่างเดียวและสะพานไม่มีมุมเฉียง ส่วนช่วงสะพานที่มีการยึดรั้งเพิ่มเติมขึ้นเนื่องจากทางเท้าและสะพานมีมุมเฉียง ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงของคานที่รับน้ำหนักสูงสุดจะใกล้เคียงกับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตาม AASHTO STANDARD ในส่วนของค่าตัวคูณแรงกระแทก ผลการศึกษาที่ได้เป็นไปในแนวทางเดียวกันกับค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรง

ทั้ง Box Beam และ Plank Girder ตามแบบมาตรฐานของสำนักสำรวจและออกแบบ ออกแบบและก่อสร้างตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD จึงอาจกล่าวได้ว่า การนำเอา Box Beam และ Plank Girder ซึ่งแต่เดิมใช้สำหรับการก่อสร้างสะพานช่วงเดี่ยว มาทำการก่อสร้างให้เป็นสะพานช่วงต่อเนื่อง ตามแบบก่อสร้างในครั้งนี้ มีความปลอดภัย นอกจากนี้ ยังอาจกล่าวได้ว่า ในการออกแบบสะพานประเภท Box Beam และ Plank Girder ที่มีการยึดรั้งสูง มีทางเท้า สะพานมีมุมเฉียงมากๆ การเลือกใช้ค่าสัมประสิทธิ์การกระจายแรงตามมาตรฐาน AASHTO STANDARD ให้ผลในเชิงอนุรักษ์ (Conservative) มากกว่า AASHTO LRFD

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2559). โครงการตรวจวัดสะพาน Box Beam และ Plank Girder ประเภทพื้นต่อเนื่องของกรมทางหลวงเพื่อปรับปรุงการออกแบบ. สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

[2] AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (17th Edition, 2002)

[3] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (SI Units, 4th Edition, 2007)

[4] Kim, S., and Nowak, A.S. (1997). "Load Distribution and Impact Factors for I-Girder Bridges." J. Bridge Engrg., ASCE, 2(3), 97-104.

พฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวงกับเสาเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีต
Behavior of Connections between Hollow Section Steel Beam to Concrete in filled Column

ประกิต ชมชื่น[1] ธีรพล รักษาศิล[2*] พนิดา สีมาวุธ[3] และ ชลดา เลาะฟอ[4]

[1,2,3,4] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: teerapol.golf339@gmail.com*

บทคัดย่อ

การเติมคอนกรีตลงในเสาเหล็กกล่องกลวงเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพรับแรงอัดขององค์อาคารเป็นวิธีที่ได้รับความนิยมวิธีหนึ่ง เนื่องจากคอนกรีตที่เติมลงไปนั้นนอกจากจะรับกำลังอัดได้สูงตามความสามารถรับกำลังอัดของคอนกรีตแล้วยังมีกำลังสูงกว่ากำลังระบุเนื่องจากได้รับการโอบรัดสมบูรณ์โดยรอบด้วยเหล็กกล่อง อย่างไรก็ตาม การเติมคอนกรีตลงในเสาไม่เพียงแต่เพิ่มประสิทธิภาพรับแรงอัดในเสาเท่านั้น แต่ยังส่งผลต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานกับเสาด้วย การศึกษานี้ศึกษาผลของการเติมคอนกรีตลงในเสาที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานกับเสาเหล็กกล่องกลวงหน้าตัดปิดที่ความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสาด้วยการทดสอบแบบคานยื่น ผลการศึกษาพบว่าการเติมคอนกรีตลงในเสาส่งผลต่อพฤติกรรมของรอยต่ออย่างมีนัยสำคัญ สติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเพิ่มขึ้นประมาณ 2.5 เท่า และกำลังรับโมเมนต์ดัดพลาสติกของรอยต่อเพิ่มขึ้นประมาณ 3.9 เท่าเมื่อเทียบกับรอยต่อที่เสาไม่ได้เติมคอนกรีต

คำสำคัญ: รอยต่อคาน-เสา, เหล็กกล่องกลวง, เสาเหล็กเติมคอนกรีต

Abstract

Infilling concrete into hollow section steel columns is a practical method to enhance the axial capacity of the members. The in filled concrete strength is typically higher than the specific value because the close section hollow steel is perfectly confined container. However, infilling concrete into the columns is not only enhance the axial capacity of the members but also affects to behavior of beam-to-columns connection. This paper aims to study about the influence of infilling concrete into the columns on the behavior of beam-to-column connections which the beam width is smaller than the column width. Cantilever tests of the studied beam-to-column connections are performed. Results show that initial stiffness of the connection with in filled concrete is increased about 2.5 time while moment capacity of the connection with in filled concrete is increased about 3.9 time compared to those without concrete.

Keywords: Beam-to-Column Connections, Hollow Section Steel, Concrete In filled Columns

1. คำนำ

โครงสร้างเหล็กเป็นโครงสร้างที่ได้รับความนิยมในการใช้งานเนื่องจากเป็นโครงสร้างที่ใช้เวลาในการก่อสร้างน้อยกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งโครงสร้างเหล็กที่นิยมใช้หนึ่งในนั้นก็คือโครงสร้างเหล็กกล่องเพราะเหล็กกล่องมีน้ำหนักเบาแต่สามารถรับแรงได้ดีเพราะรูปแบบของหน้าตัด แต่เมื่อใช้เหล็กกล่องมาเป็นเสาที่มีการเชื่อมต่อกับคานนั้นจะทำให้กำลังในการรับแรงอัดของเสาลดลงจึงได้มีการคิดวิธีการเพิ่มกำลังให้กับเสาเหล็กกล่องโดยวิธีที่ใช้นั้นมีหลายวิธีหนึ่งในนั้นคือการเติมคอนกรีตลงไปในช่องว่างของเสาเหล็กกล่องเพิ่มกำลังในการรับแรงอัด แต่การเติมคอนกรีตนั้นยังส่งผลให้พฤติกรรมและกำลังของรอยต่อระหว่างเสาที่มีการเติมคอนกรีตกับคานนั้นมีรูปแบบเปลี่ยนไปด้วย ในการศึกษาที่ผ่านมา Eurocode 3 [1] เป็นแนวทางในการออกแบบและวิเคราะห์โครงสร้างเหล็ก [2]-[10] เป็นการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อของเสาเหล็กกล่องกับคานที่ไม่มีการเติมคอนกรีต และมีการเติมคอนกรีต ซึ่งเป็นแนวทางที่สามารถใช้มาเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของรอยต่อที่ทำการวิจัย ซึ่งการศึกษารอยต่อที่มีการเติมคอนกรีตในเสาเหล็กกล่องที่ผ่านมา นั้นได้แสดงให้เห็นรูปแบบการเปลี่ยนแปลงพฤติกรรมของรอยต่อ ซึ่งส่งผลต่อการออกแบบรอยต่อด้วย ดังนั้นบทความนี้มีจุดประสงค์ในการศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างเสาเหล็กกล่องที่มีการเติมคอนกรีตกับคานเหล็กกล่องที่มีขนาดความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสาที่เชื่อมต่อกันด้วยวิธีการเชื่อมรอบหน้าตัดคาน เพื่อที่จะทำนายรูปแบบของรอยต่อต่อไป

2. รอยต่อคาน-เสาที่ศึกษา

การศึกษานี้เป็นการศึกษารอยต่อของเสาเหล็กกล่องกับคานเหล็กกล่องที่ความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสาโดยมีตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 2 กรณี คือ 1) กรณีที่ไม่มีการเติมคอนกรีต E00-XXX-YY (XXX คือ ขนาดเสาตัวอย่างทดสอบ ,YY คือ ลำดับตัวอย่างทดสอบ) 2) กรณีที่มีการเติมคอนกรีต E10-XXX-YY แต่ละกรณีจะมี 2 รูปแบบ คือ 1) กรณีเสาขนาด 150 x150 x 3.2 มม. 2) กรณีเสาขนาด 125 x 125 x 3.2 มม. โดยขนาด

ของคานที่ใช้ในการทดสอบในทุกตัวอย่างมีขนาดเท่ากันทุกตัวอย่างคือ คานขนาด 75 x 125 x3.2 มม. รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบมีดังต่อไปนี้

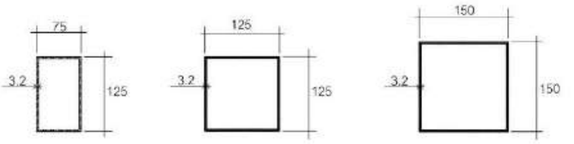
ตารางที่ 1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ขนาดเสา (มม.)	การเติมคอนกรีต	รูปแบบการเชื่อมต่อ
E00-125	125 x 125	ไม่มี	เชื่อมรอบหน้าตัดคาน
E00-150	150 x 150	ไม่มี	เชื่อมรอบหน้าตัดคาน
E10-125	125 x 125	มี	เชื่อมรอบหน้าตัดคาน
E10-150	150 x 150	มี	เชื่อมรอบหน้าตัดคาน

หมายเหตุ* ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบมีขนาดเท่ากันคือ 75 x 125 มม.

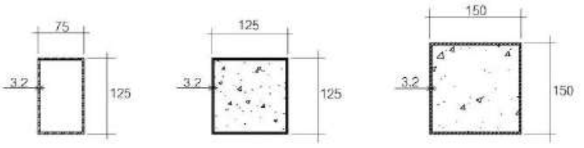
2.1 คานและเสา

เสาที่ใช้เป็นเหล็กกล่องสีเหลี่ยมจัตุรัสมีขนาด 150 x 150 x 3.2 มม. และ 125 x 125 x 3.2 มม. ขนาดของคานที่ใช้ในการทดสอบเป็นเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 125 x 75 x 3.2 มม. เสาที่ศึกษามีทั้งแบบไม่เติมและเติมคอนกรีต ดังแสดงใน รูปที่ 1 และ รูปที่ 2 ตามลำดับ



(ก) (ข) (ค)

รูปที่ 1 (ก) หน้าตัดคาน (ข)และ(ค) หน้าตัดเสากรณีไม่เติมคอนกรีต

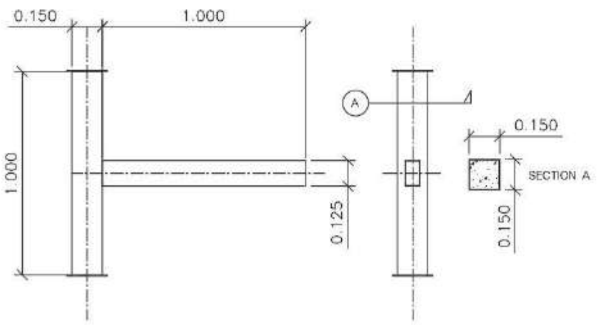


(ก) (ข) (ค)

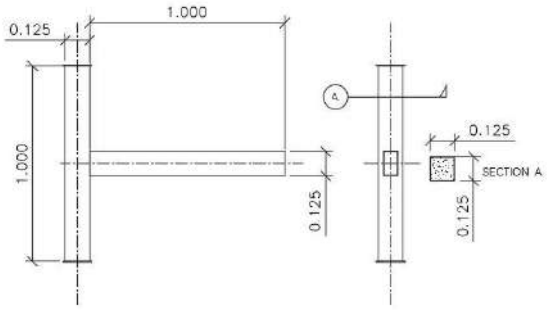
รูปที่ 2 (ก) หน้าตัดคาน (ข)และ(ค) หน้าตัดเสากรณีเติมคอนกรีต

2.2 รายละเอียดของรอยต่อและการทดอบ

รอยต่อที่ศึกษาเป็นรอยต่อคาน-เสาที่มีการเติมคอนกรีต เสามีความสูง 1 เมตร โดยคานเชื่อมต่อกับเสาที่กึ่งกลางความสูงของเสา โดยคานมีความยาว 1 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3 และ รูปที่ 4 โดยรูปแบบในการเชื่อมต่อด้วยการเชื่อมรอบหน้าตัดคาน ขนาดขาเชื่อม 4 มม. เกรดลวดเชื่อมที่ใช้คือ E60 การทดสอบในแต่ละกรณีจะทำการทดสอบ 3 ตัวอย่าง เพื่อใช้ในการหาค่าเฉลี่ยของผลการทดสอบ

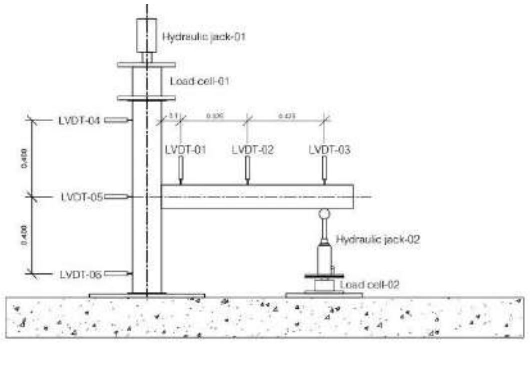


รูปที่ 3 ตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 150 x 150



รูปที่ 4 ตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x 125

ในการทดสอบได้ทำการทดสอบในรูปแบบของคานยื่น ซึ่งได้มีการให้แรงกระทำที่หัวเสาเป็น Pre-loading 7.5 ตัน ก่อนการทดสอบ เพื่อจำลองรูปแบบในการทดสอบให้คล้ายกับการใช้งานจริงกรณีเสารับน้ำหนักขององค์อาคาร การทดสอบจะให้แรงดันโดยแม่แรงที่ระยะ 0.85 เมตร จากขอบเสาโดยมีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่ (LVDT) เพื่อวัดการเคลื่อนที่ของคานและเสาดังรูปที่ 5 โดยที่ตัวคานจะมี (LVDT) ติดตั้งทั้งหมด 3 ตำแหน่ง ติดตั้งที่ระยะ 0.1 , 0.425 และ 0.85 เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 5 การติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบ

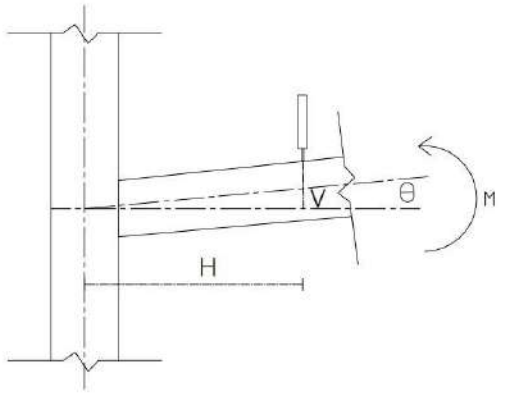
2.3 รายละเอียดของวัสดุทดสอบ

วัสดุที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วยเหล็กกล่องกลวงที่ใช้เป็นเสาและคานของตัวอย่างทดสอบ มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E= 2.04 x10^6 ksc.

กำลังครากเฉลี่ยจากการทดสอบที่ 350 MPa และกำลังดึงประลัยเฉลี่ยที่ 465 MPa คอนกรีตที่ใช้ในการเติมในช่องว่างของเสาเหล็กกล่องกลวงนั้นใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัย (f'c) = 240 ksc. ที่อายุ 28 วัน

3. พฤติกรรมของรอยต่อจากการทดสอบ

ผลการทดสอบจะนำเสนอในรูปแบบกราฟความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดกับมุมหมุนของรอยต่อที่ได้จากการทดสอบซึ่งโมเมนต์ดัดคำนวณจากสมการที่ (1) และ มุมหมุนคำนวณจากสมการที่ (2)



รูปที่ 6 ระยะการคิดมุมหมุนของรอยต่อ

$$M = P \times L \qquad (1)$$

เมื่อ M คือ โมเมนต์ดัด

P คือ แรงกระทำที่จุดถ่ายแรง

L คือ ระยะแขนของโมเมนต์ (ระยะเท่ากับ 0.85 ม.)

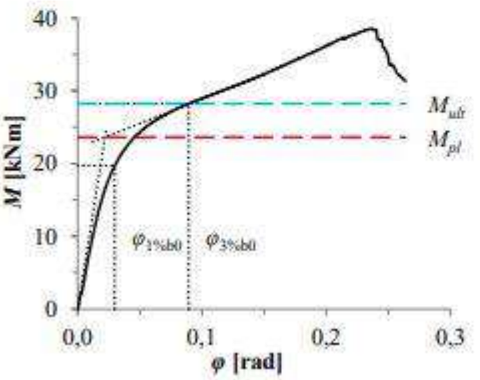
$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) \qquad (2)$$

เมื่อ θ คือ มุมหมุนของรอยต่อ

V คือ ระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง

H คือ ระยะจากกึ่งกลางเสาถึงจุดที่วัดการเคลื่อนที่ (ระยะเท่ากับ 1/2*ความกว้างเสา + 0.425 ม.)

การศึกษานี้ยังได้คำนวณหาค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกจากกราฟด้วยวิธีที่ใช้การตัดกันของเส้นสติฟเนสเริ่มต้นกับสติฟเนสช่วงที่มีการเปลี่ยนไปซึ่งพบอ้างอิงได้ในหลายงานวิจัย และ ค่าสติฟเนสเริ่มต้นซึ่งเป็นค่าที่อ่านได้จากกราฟโดยใช้ลากเส้นขนานกับความลาดชันของกราฟในช่วงแรกเพื่อหาค่าความลาดชันของกราฟในช่วงแรก



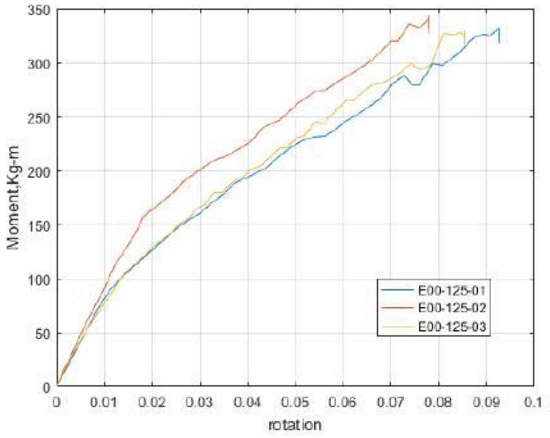
รูปที่ 7 วิธีการหาโมเมนต์ดัดพลาสติกจากกราฟ[3]

3.1 รอยต่อกรณีไม่มีการเติมคอนกรีต

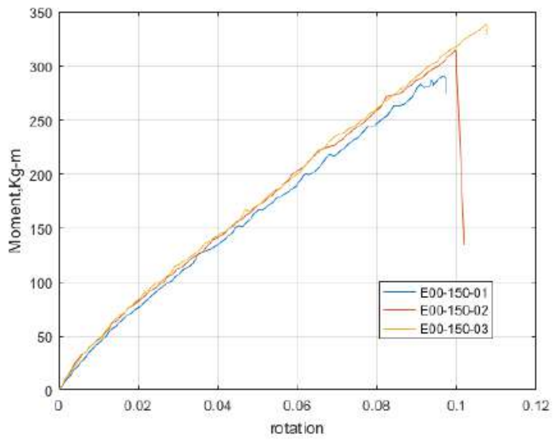
ผลการทดสอบรอยต่อของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x 125 มม. (E00-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 128.33 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 9183.33 kg-m/rad และ ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E00-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 47.33 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 6000 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 8 และรูปที่ 9

3.2 รอยต่อกรณีมีการเติมคอนกรีต

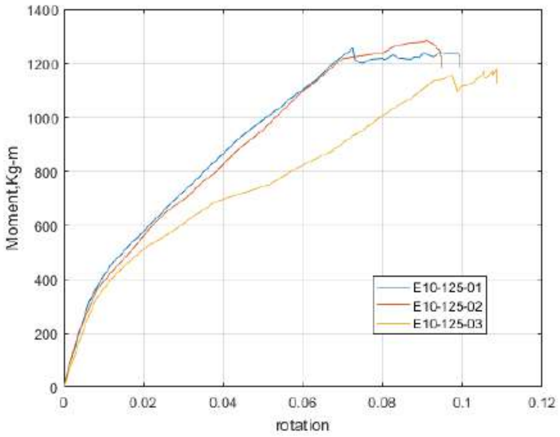
ผลการทดสอบรอยต่อของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x 125 มม. (E10-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 440 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 51166.67 kg-m/rad และ ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E10-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 186.67 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 15500 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 10 และรูปที่ 11



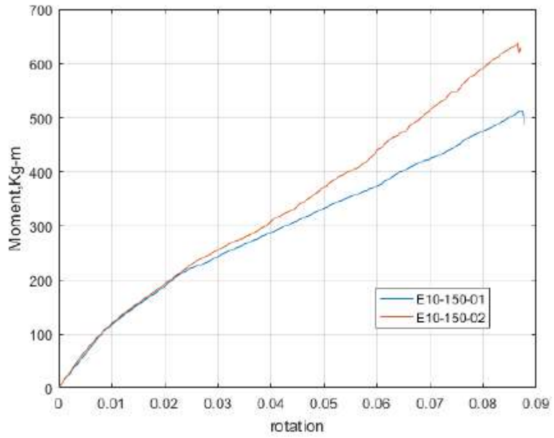
รูปที่ 8 กราฟผลการทดสอบตัวอย่าง E00-125



รูปที่ 9 กราฟผลการทดสอบตัวอย่าง E00-150



รูปที่ 10 กราฟผลการทดสอบตัวอย่าง E10-125



รูปที่ 11 กราฟผลการทดสอบตัวอย่าง E10-150

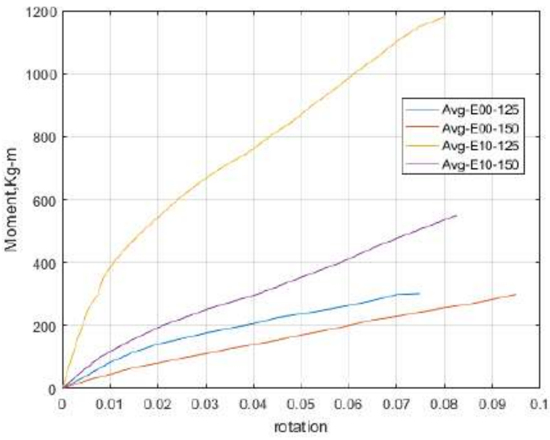
4. วิเคราะห์ผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่า อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างของเสา (B/C) จะมีส่งผลให้กำลังของรอยต่อสูงขึ้นตามสัดส่วนนั้นด้วย เห็นได้จาก ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกของรอยต่อกรณีที่ไม่มีการเติมคอนกรีตทั้ง 2 ตัวอย่างทดสอบ ตัวอย่างที่อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสาน้อยนั้นจะได้กำลังที่น้อยกว่า ซึ่งเมื่อมีการเติมคอนกรีตลงไปนั้นทำให้กำลังของรอยต่อสูงขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจนดังแสดงใน ตารางที่ 1 ซึ่งเปรียบเทียบกำลังของรอยต่อทั้ง 2 กรณี

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบกำลังจากผลการทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	โมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย ,kg-m	สติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยของรอยต่อ ,kg-m/rad	อัตราส่วน B/C
E00-125	128.33	9183.33	0.6
E00-150	47.33	6000.00	0.5
E10-125	440.00	51166.67	0.6
E10-150	186.67	15500.00	0.5

จากตารางการเปรียบเทียบผลการทดสอบจะเห็นได้ว่า การเติมคอนกรีตนั้นส่งผลให้กำลังของรอยต่อมีกำลังที่เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจน และยังส่งผลให้สติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อที่มีการเติมคอนกรีตในเสานั้นเพิ่มขึ้นอีกด้วย ดังแสดงให้เห็นในกราฟเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของผลการทดสอบในรูปที่ 12



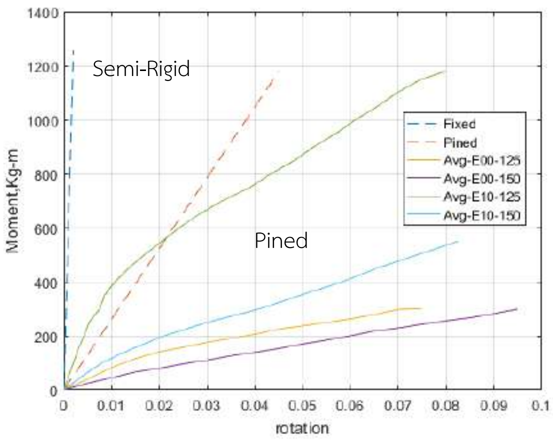
รูปที่ 12 กราฟเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยผลการทดสอบ

5. การจำแนกรอยต่อ

ตามการจำแนกรอยต่อที่มีการนำเสนอใน Eurocode-3 Part 1-8 (2005) [1] ด้วยวิธีการเปรียบเทียบค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) ของรอยต่อเสาคานที่ศึกษากับ สติฟเนสของคาน (beam stiffness: S_b) ซึ่งผลการจำแนกรอยต่อจากผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 13

$$S_b = \frac{EI}{L} \qquad (3)$$

เมื่อ S_b คือ สติฟเนสของคาน
E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น
I คือ โมเมนต์อินทิเชียของหน้าตัด
L คือ ความยาวของคาน



รูปที่ 13 การจำแนกรูปแบบรอยต่อ

จากกราฟจะเห็นได้ว่ารูปแบบของรอยต่อที่จำแนกโดยการใช้สติฟเนสเริ่มต้นตามวิธีของ Eurocode-3 ตัวอย่างทดสอบ E00-125,E00-150 และ E10-150 จะตกอยู่ในรูปแบบของ Pined แต่สำหรับตัวอย่างทดสอบ E10-125 จะตกอยู่ระหว่างกลางของรูปแบบ Fixed กับ Pined ซึ่งเรียกว่า Semi-Rigid แสดงให้เห็นว่าการเติมคอนกรีตช่วยเพิ่มความแข็งแรงให้กับรอยต่อเพิ่มขึ้น

6. สรุปผล

ในการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคานเหล็กกล่องกับเสาเหล็กกล่องที่มีการเติมคอนกรีตพบว่า

-การเติมคอนกรีตลงไปในเสาเหล็กกล่องนั้นช่วยเพิ่มกำลังของรอยต่อให้สูงขึ้น โดยทำให้กำลังรับโมเมนต์ดัดพลาสติกเพิ่มขึ้นประมาณ 3.9 เท่า และสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเพิ่มขึ้นประมาณ 2.5 เท่า

-คอนกรีตที่เติมลงไปในเสาเหล็กกล่องจะไปช่วยรับแรงในส่วนของผิวหน้าเสาเหล็กกล่องในส่วนที่เป็นแรงอัดส่งผลให้สติฟเนสเริ่มต้นและกำลังของรอยต่อสูงขึ้น

-อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา (B/C) มีผลต่อกำลังของรอยต่อและสติฟเนสเริ่มต้น อย่างมีนัยสำคัญ

-ตัวอย่างทดสอบที่มีอัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา (B/C) ที่ 0.6 จะมีค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกและสติฟเนสเริ่มต้น มากกว่าตัวอย่างทดสอบที่มีอัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา (B/C) ที่ 0.5

เอกสารอ้างอิง

[1] EN 1993-1-8 (2005). Eurocode 3 Design of Steel Structures Part 1-8 Design of Joints. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[2] Huu-Tai Thai,Brian Uy (2016). Rotational stiffness and moment resistance of bolted endplate joints with hollow or CFST columns. Journal of Constructional Steel Research 126. pp. 139-152.

[3] Marsel, G. (2018). Experimental moment resistance of rectangular hollow section T joints. International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering (EECE-2018), Saint-Petersburg, Russia, 19-20, November 2018, pp. 1-6

[4] L.A.P.Silva (2003). Rotational Stiffness of Rectangular Hollow Sections Composite Joints. Journal of Structural Engineering. Vol.129 ,No.4,April 1,2003.

[5] J.Szlendak (1991). Beam-Column Welded RHS Connection. Thin-Walled Structures 12 ,pp.63-80.

[6] Gomes (1996) Moment capacity of beam-to-column minor-axis joints. IABSE Colloquium on Semi-Rigid Structural Connection,pp.319-326.

[7] Pirmoz, A., Khoei, A.S., Mohammadrezapour, E., and Daryan, A.S. (2009). Moment-rotation behavior of bolted top-seat angle connections. Journal of Constructional Steel Research, 65, pp. 973-984.

[8] Daryan, A.S., Sadri, M., Saberi, H., Saberi, V., and Moghadas, A.B. (2012). Behavior of semi-rigid connections and semi-rigid frames. The Structural Design of Tall and Speccial Buildings, 23, 3, pp.210-238.

[9] Hadianfard, M.A., and Razani, R. (2003). Effects of semirigid behavior of connections in the reliability of steel frames. Structural Safety, 25, 2, pp.123-138

[10] พรสวรรค์ (2019) การศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคาน-เสาเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงที่มีการเยื้องศูนย์ด้วยวิธีตัวเลข. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 24

ผลกระทบของการเยื้องศูนย์ของคานต่อพฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานเหล็กกล่องกลวงกับเสาเหล็กกล่องกลวงกรอกคอนกรีต

Effects of Beam Eccentricity on Behavior of Connections between Hollow Section Steel Beam to Concrete In filled Column

ธีรพล รักษาศิล[1]* ประกิต ชมชื่น[1] และ พนิดา สีมาวุธ[1]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: teerapol.golf339@gmail.com*

บทคัดย่อ

พฤติกรรมของรอยต่อระหว่างคานกับเสาเหล็กกล่องกลวงนั้นขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย งานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลอย่างมากคือการเยื้องศูนย์ของคานในกรณีที่ความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสา กล่าวคือเมื่อคานเยื้องศูนย์เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ทั้งสติฟเนสและกำลังต้านทานโมเมนต์ของรอยต่อสูงขึ้น การศึกษานี้มุ่งศึกษาถึงผลของการเยื้องศูนย์ของคานเหล็กกล่องกลวงที่ต่อกับเสาเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีตที่มีต่อพฤติกรรมของรอยต่อคาน-เสาด้วยการทดสอบแบบคานยื่น โดยการทดสอบนั้นประกอบด้วยชิ้นทดสอบที่เติมและไม่เติมคอนกรีต ผลการศึกษาพบว่าการเติมคอนกรีตในเสาส่งผลให้สติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อที่เติมคอนกรีตเพิ่มขึ้น 1.71 เท่า และกำลังต้านทานโมเมนต์ของรอยต่อที่เติมคอนกรีตเพิ่มขึ้น 2.15 เท่าเมื่อเทียบกับรอยต่อที่ไม่ได้เติมคอนกรีต

คำสำคัญ: รอยต่อคาน-เสา, รอยต่อเยื้องศูนย์, เหล็กกล่องกลวง, เสาเหล็กกล่องกลวงเติมคอนกรีต

Abstract

There are number of factors that influence to behavior of beam-to-column connections. According previous studies, beam eccentricity is an importance factor which affects to the connection's behavior, especially for the connections that the beam width is less than the column width. The initial stiffness and moment capacity are increased when the beam eccentricity increased. Therefore, this paper aims to study about effects of the beam eccentricity on behavior of hollow section steel beam-to-concrete in filled column connections. The cantilever tests are performed to evaluate the behavior of the connections. Results show that initial stiffness of the connection with in filled concrete is increased about 1.71 time while moment capacity of the connection with in filled concrete is increased about 2.15 time compared to those without concrete..

Keywords:-Beam-to-Column Connections,Eccentric Connections, Hollow Section Steel, Concrete In filled Columns.

1. คำนำ

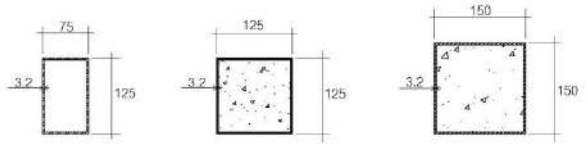
โดยทั่วไปการกำหนดพฤติกรรมของรอยต่อในการวิเคราะห์โครงสร้างจะมีการกำหนดออกเป็น 3 รูปแบบตามคำแนะนำของ Eurocode 3 (2005) [1] ได้แก่ รอยต่อแบบยึดแน่น (fixed) คือรอยต่อที่สามารถส่งผ่านแรงปฏิกิริยา โมเมนต์ดัด แรงบิด ได้ทั้งหมดซึ่งมุมของรอยต่อจะไม่มีการเปลี่ยนแปลง,รอยต่อแบบยึดหมุน (pinned) คือรอยต่อที่สามารถส่งผ่านได้เฉพาะแรงปฏิกิริยาไม่สามารถที่จะส่งผ่านโมเมนต์ได้และเมื่อส่งผ่านแรงมุมระหว่างรอยต่อจะเปลี่ยนแปลงไป,รอยต่อแบบกึ่งแข็ง (semi-rigid) เป็นรอยต่อที่อยู่กึ่งกลางระหว่างรอยต่อแบบยึดแน่นและรอยต่อแบบยึดหมุน โดยทั่วไปของการวิเคราะห์โครงสร้างจะนิยมใช้รูปแบบรอยต่อแบบยึดแน่น และ ยึดหมุน ในการวิเคราะห์เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณ แต่ในความเป็นจริงพฤติกรรมของโครงสร้างจะอยู่ในรูปแบบกึ่งแข็งทำให้รูปแบบที่สมมุติในการคำนวณนั้นได้คำตอบออกมาคลาดเคลื่อนกับความเป็นจริง ซึ่งความแตกต่างของการยึดจับของรอยต่อนั้นมีผลกับพฤติกรรมของรอยต่อด้วย ทั้งนี้รูปแบบรอยต่อยังมีรูปแบบที่เชื่อมต่อแบบเยื้องศูนย์ที่เกิดจากขนาดความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสา ในบริเวณรอบนอกของอาคารโครงเหล็ก ที่ต้องการความสวยงามในด้านสถาปัตยกรรม ผลกระทบจากการเยื้องศูนย์นั้นมีผลต่อกำลังของโครงสร้าง งานวิจัยที่ผ่านมา [2]-[9] ศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของรอยต่อของเสาเหล็กกล่องกลวงกับคานเหล็กรูปแบบต่างๆ และยังศึกษาผลกระทบจากการเติมคอนกรีตลงในเสาเหล็กกล่อง [10] ได้มีการศึกษาเกี่ยวกับรอยต่อเสาเหล็กกล่องเชื่อมต่อกับคานเหล็กกล่องที่มีการเยื้องศูนย์ ดังนั้นงานวิจัยนี้มุ่งเน้นที่จะศึกษาผลกระทบของรอยต่อเหล็กกล่องที่มีการเติมคอนกรีตในเสาเชื่อมต่อกับคานเหล็กกล่องที่มีการเยื้องศูนย์

2. วิธีการศึกษา

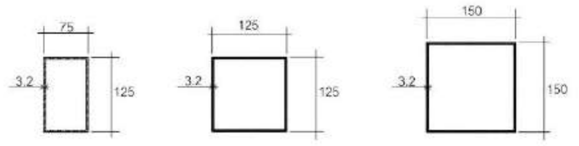
รอยต่อคานเสาที่ศึกษาเป็นรอยของเสา-คานเหล็กกล่องกลวงที่ขนาดความกว้างของคานมีขนาดน้อยกว่าความกว้างของเสา ที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบเสา และเสามีการเติมคอนกรีต คานกับเสาเชื่อมต่อกันด้วยการเชื่อมรอบหน้าตัดของคาน ใช้ขนาดขาเชื่อม 4 มม. ลวดเชื่อมเกรด E60

2.1. ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบจะมี 4 กรณีคือ 1) กรณีที่ไม่มีการเยื้องศูนย์ที่ไม่มีการเติมคอนกรีตในเสา โดยจะมีตัวอย่างทดสอบย่อยอีก 2 รูปแบบ คือ ขนาดเสา 125 x 125 มม. และ ขนาดเสา 150 x 150 มม. 2) กรณีที่มีการเยื้องศูนย์ที่ไม่มีการเติมคอนกรีตในเสา 3) กรณีที่ไม่มีการเยื้องศูนย์ที่มีการเติมคอนกรีตในเสา และ 4) กรณีที่มีการเยื้องศูนย์ที่มีการเติมคอนกรีตในเสา ซึ่งก็จะมีตัวอย่างทดสอบย่อยเหมือนกับในกรณีที่ 1 ซึ่งรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบแสดงดังตารางที่ 1 โดยแต่ละชุดการทดสอบจะทำการทดสอบ 3 ตัวอย่างทดสอบเพื่อหาค่าเฉลี่ย ในส่วนของคานในทุกตัวอย่างทดสอบจะมีขนาดของคานเท่ากันคือ คานเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาด 125 x 75 x 3.2 มม. ความหนาเหล็กกล่องเสาและคานมีความหนาเท่ากันคือ 3.2 มม.

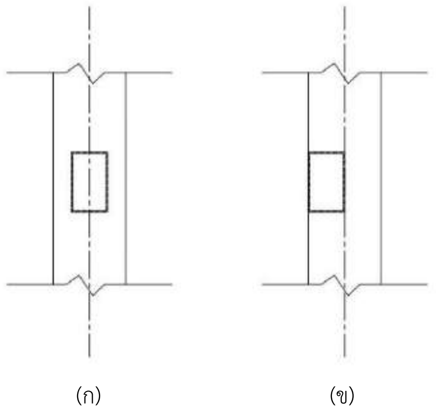


(ก) (ข) (ค)



(จ) (ฉ) (ช)

รูปที่ 1 (ก)และ(จ)ขนาดหน้าตัดของคานตัวอย่างทดสอบ
(ข),(ค),(ฉ)และ(ช)ขนาดหน้าตัดเสาตัวอย่างทดสอบ



(ก) (ข)

รูปที่ 2 (ก)รอยต่อกรณีไม่เยื้องศูนย์ (ข)รอยต่อกรณีเยื้องศูนย์ชิดขอบ

ตารางที่ 1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบ	ขนาดเสา (มม.)	การเติมคอนกรีต	อัตราส่วน B/c	รูปแบบการเชื่อมต่อ
E00-125	125 x 125	ไม่มี	0.6	แบบไม่เยื้องศูนย์
E00-150	150 x 150	ไม่มี	0.5	แบบไม่เยื้องศูนย์
E01-125	125 x 125	ไม่มี	0.6	แบบเยื้องศูนย์ชิดขอบ
E01-150	150 x 150	ไม่มี	0.5	แบบเยื้องศูนย์ชิดขอบ
E10-125	125 x 125	มี	0.6	แบบไม่เยื้องศูนย์
E10-150	150 x 150	มี	0.5	แบบไม่เยื้องศูนย์
E11-125	125 x 125	มี	0.6	แบบเยื้องศูนย์ชิดขอบ
E11-150	150 x 150	มี	0.5	แบบเยื้องศูนย์ชิดขอบ

หมายเหตุ* ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบในทุกตัวอย่างทดสอบมีขนาดเท่ากันคือ 75 x 125 มม.

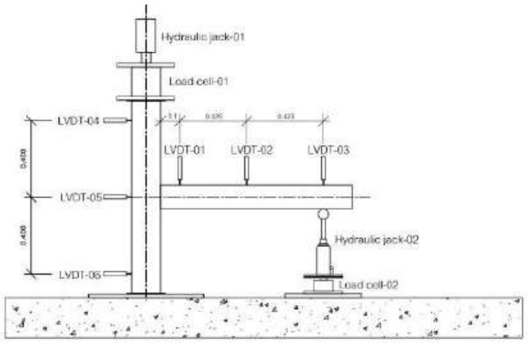
2.2. รายละเอียดของรอยต่อและวิธีการทดสอบ

รอยต่อที่ทำการศึกษาเป็นรอยต่อของเสาเหล็กกล่องที่มีการเติมคอนกรีตกับคานเหล็กกล่องที่มีขนาดของความกว้างน้อยกว่าความกว้างเสาที่มีการเยื้องศูนย์ที่ยึดกันด้วยการเชื่อมรอบหน้าตัดคาน ซึ่งรอยต่อที่ศึกษาจะแบ่งออกเป็น 2 กรณีตามได้กล่าวไว้ข้างต้นแล้ว ซึ่งรูปแบบของรอยต่อคาน-เสาแสดงดังรูปที่ 2

ค่าอัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสา (B/C) เป็นค่าที่แสดงถึงอัตราส่นของความกว้างของหน้าตัดคานต่อความกว้างหน้าตัดเสาที่เชื่อมต่อกับคาน

ในการทดสอบได้ทำการทดสอบในรูปแบบของคานยื่น ซึ่งได้มีการให้แรงกระทำที่เสาเป็น Pre-loading 7.5 ตัน ก่อนการทดสอบ เพื่อจำลองรูปแบบในการทดสอบให้คล้ายกับการใช้งานจริงกรณีเสารับน้ำหนักขององค์อาคาร การทดสอบจะให้แรงดันโดยแม่แรงที่ระยะ 0.85 เมตร จากขอบเสาโดยมีการติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่ (LVDT) เพื่อวัดการ

เคลื่อนที่ของคานและเสาดังรูปที่ 3 โดยที่ตัวคานจะมี (LVDT) ติดตั้งทั้งหมด 3 ตำแหน่ง ติดตั้งที่ระยะ 0.1 , 0.425 และ 0.85 เมตร ตามลำดับ



รูปที่ 3 การติดตั้งอุปกรณ์ในการทดสอบ

รูปที่ 4 การติดตั้งชุดทดสอบจริง

ตัวอย่างทดสอบมีความสูงของเสา 1 เมตร และมีความยาวของคานอยู่ที่ 1 เมตร

2.3 รายละเอียดของวัสดุทดสอบ

วัสดุที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วยเหล็กกล่องกลวงที่ใช้เป็นเสาและคานของตัวอย่างทดสอบ มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E= 2.04 x10^6 ksc. กำลังครากเฉลี่ยจากการทดสอบที่ 350 MPa และกำลังดึงประลัยเฉลี่ยที่ 465 MPa และคอนกรีตที่ใช้ในการเติมในช่องว่างของเสาเหล็กกล่องกลวงนั้นใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดประลัย (f’c) = 240 ksc. ที่อายุ 28 วัน

3. พฤติกรรมของรอยต่อจากการทดสอบ

ผลการทดสอบจะแสดงอยู่ในรูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและมุมหมุนของรอยต่อซึ่งได้จากการทดสอบ

$$M = P \times L \qquad (1)$$

เมื่อ M คือ โมเมนต์ดัด

P คือ แรงกระทำที่จุดถ่ายแรง

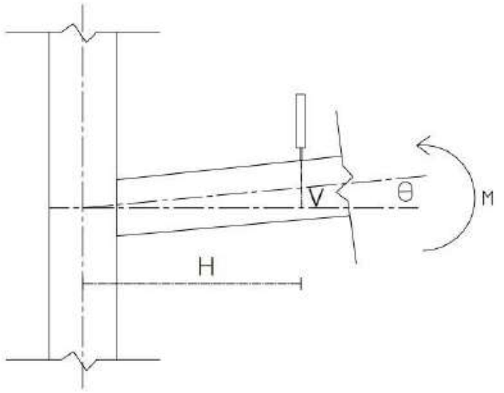
L คือ ระยะแขนของโมเมนต์ (ระยะเท่ากับ 0.85 ม.)

$$\theta = \tan^{-1}(\frac{V}{H}) \qquad (2)$$

เมื่อ θ คือ มุมหมุนของรอยต่อ

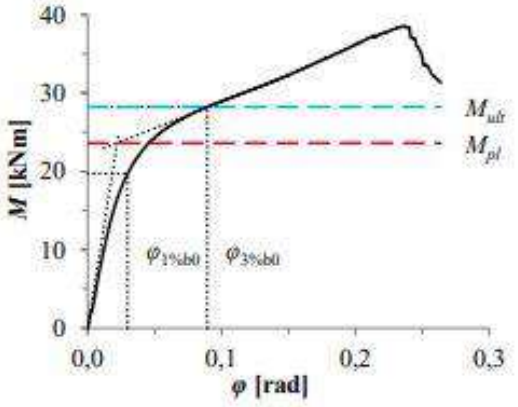
V คือ ระยะการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง

H คือ ระยะจากกึ่งกลางเสาถึงจุดที่วัดการเคลื่อนที่ (ระยะเท่ากับ 1/2*ความกว้างเสา + 0.425 ม.)



รูปที่ 5 ระยะการคิดโมเมนต์มุมหมุนของรอยต่อ

ซึ่งค่าผลลัพธ์ที่นำเสนอจะเสนออยู่ในรูปของโมเมนต์ดัดพลาสติกและค่าสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อ ซึ่งค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกที่ได้นั้นอ่านค่ามาจากกราฟซึ่งเกิดจากการตัดกันของเส้นสติฟเนสช่วงเริ่มต้นกับสติฟเนสช่วงที่เกิดการเปลี่ยนแปลงดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งเป็นวิธีที่พบได้ในหลายงานวิจัย



รูปที่ 6 การหาโมเมนต์ดัดพลาสติก [2]

3.1 ผลการทดสอบกรณีไม่มีการเยื้องศูนย์

3.1.1 ผลการทดสอบกรณีไม่มีการเยื้องศูนย์กรณีที่ไม่มีการเติมคอนกรีต

ผลการทดสอบรอยต่อของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x125 มม. (E00-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 128.33 Kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 9183.33 Kg-m/rad และ ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E00-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 47.33 Kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 6000 Kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 7 และรูปที่ 8

3.1.2 ผลการทดสอบกรณีไม่มีการเยื้องศูนย์กรณีที่มีการเติมคอนกรีต

ผลการทดสอบรอยต่อของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x125 มม. (E10-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 440.00 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 51,166.67 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 11

ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E10-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 186.67 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 15,500.00 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 12

3.2 ผลการทดสอบกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบ

3.2.1 ผลการทดสอบกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบกรณีไม่มีการเติมคอนกรีต

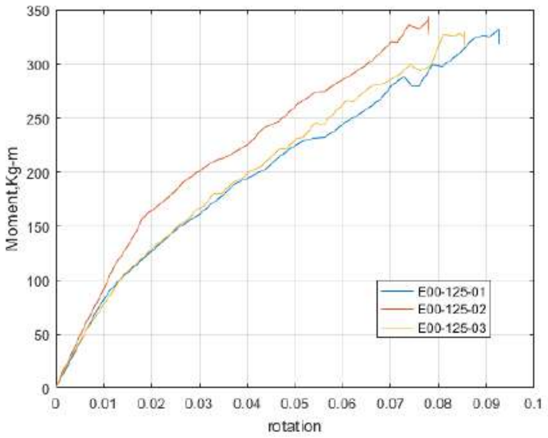
ผลการทดสอบในส่วนของตัวอย่างทดสอบกรฯที่มีการเยื้องศูนย์นั้นผลการทดสอบที่ได้นั้นแสดงอยู่ในรูปความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดกับมุมหมุนของรอยต่อโดยที่ผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x125 มม. (E01-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ยอยู่ที่ 415.00 kg-m. และค่าสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเฉลี่ยอยู่ที่ 55,500.00 kg-m/rad แสดงดังรูปที่ 9

ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E01-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 472.00 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 60,625.00 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 10

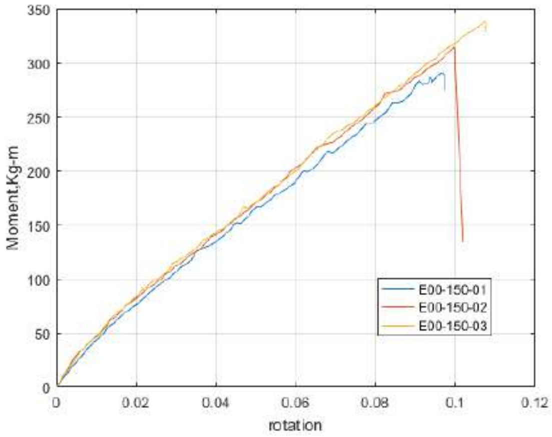
3.2.2 ผลการทดสอบกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบกรณีมีการเติมคอนกรีต

ผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบขนาดเสา 125 x125 มม. (E11-125) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ยอยู่ที่ 1,403.33 kg-m. และค่าสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเฉลี่ยอยู่ที่ 104,000.00 kg-m/rad แสดงดังรูปที่ 13

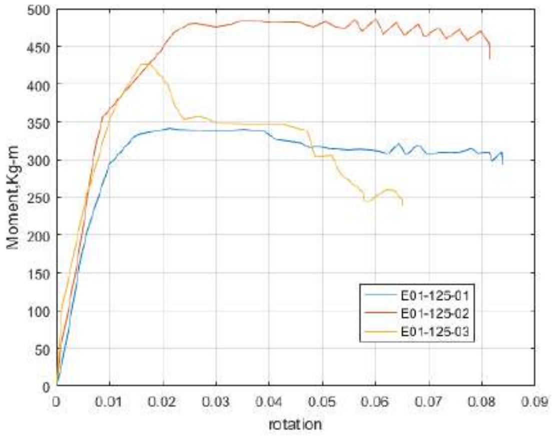
ผลการทดสอบของตัวอย่างขนาดเสา 150 x 150 มม. (E11-150) ได้ค่าโมเมนต์ดัดพลาสติกเฉลี่ย อยู่ที่ 1,153.33 kg-m และค่าสติฟเนสเริ่มต้นเฉลี่ยอยู่ที่ 104,000.00 kg-m/rad กราฟผลการทดสอบแสดงดังรูปที่ 14



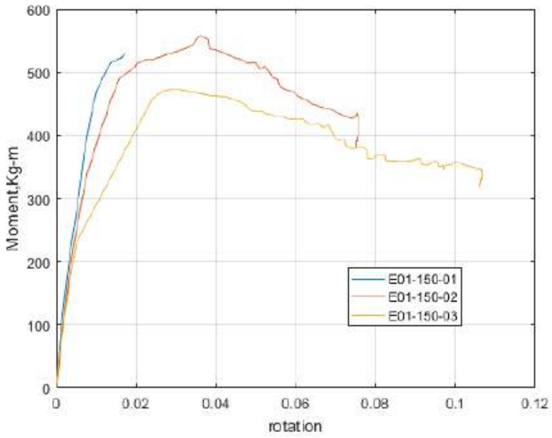
รูปที่ 7 ผลการทดสอบตัวอย่างE00-125



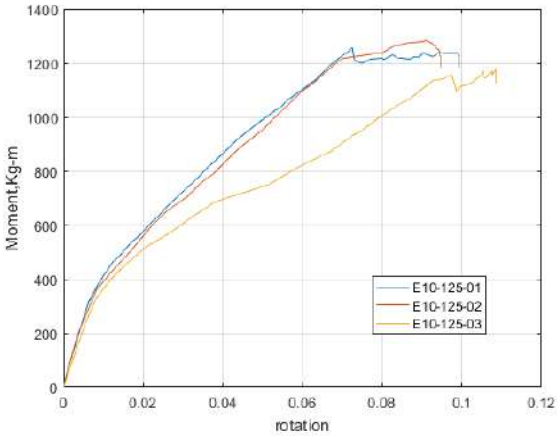
รูปที่ 8 ผลการทดสอบตัวอย่างE00-150



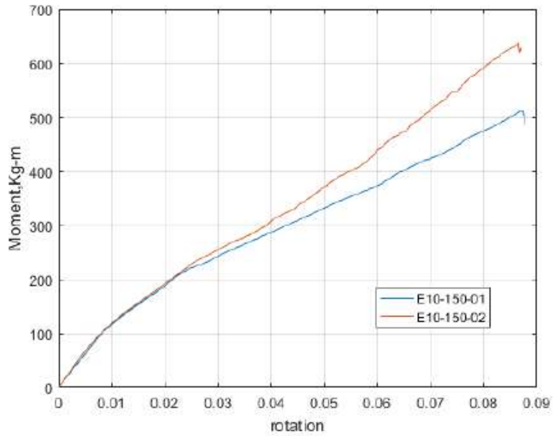
รูปที่ 9 ผลการทดสอบตัวอย่างE01-125



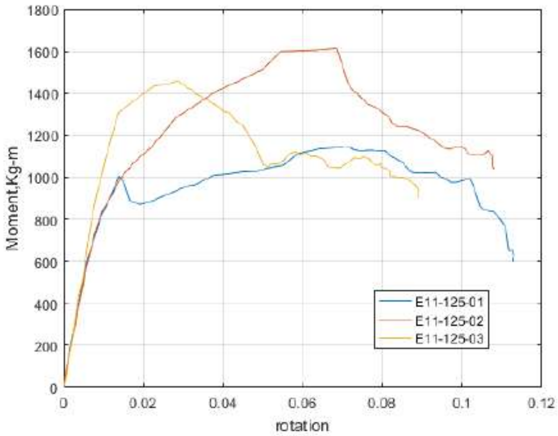
รูปที่ 10 ผลการทดสอบตัวอย่างE01-150



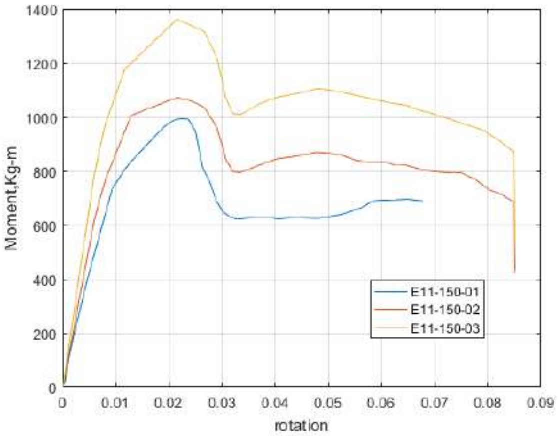
รูปที่ 11 ผลการทดสอบตัวอย่างE10-125



รูปที่ 12 ผลการทดสอบตัวอย่างE10-150



รูปที่ 13 ผลการทดสอบตัวอย่างE11-125



รูปที่ 14 ผลการทดสอบตัวอย่างE11-150

จากการทดสอบลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบที่มีการเติมคอนกรีตภายในเสาจะเกิดขึ้นในบริเวณที่เป็นรอยเชื่อมระหว่างเสาเหล็กกล่องกับคานเหล็กกล่องส่วนรูปแบบที่ไม่มีการเติมคอนกรีตภายในเสานั้นการวิบัติจะเกิดขึ้นบริเวณผิวหน้าของเสาเหล็กกล่องที่เชื่อมต่อกับคานเหล็กกล่อง

4. วิเคราะห์ผลการทดสอบรอยต่อ

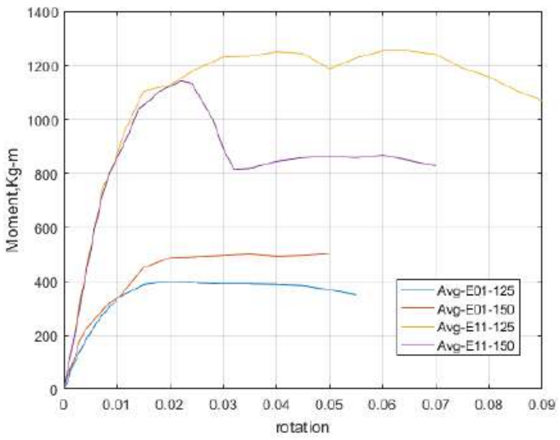
ในการเปรียบเทียบผลจะนำผลจากการทดสอบรอยต่อคานเสาที่มีการเติมคอนกรีต มาเปรียบเทียบผลกับผลการทดสอบรอยต่อคาน-เสาที่ไม่มีการเติมคอนกรีต ที่ได้ทำการทดสอบในรูปแบบเดียวกันทั้งในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์และกรณีที่ไม่มีการเยื้อศูนย์ ซึ่งผลการเปรียบเทียบแสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบผลการทดสอบ

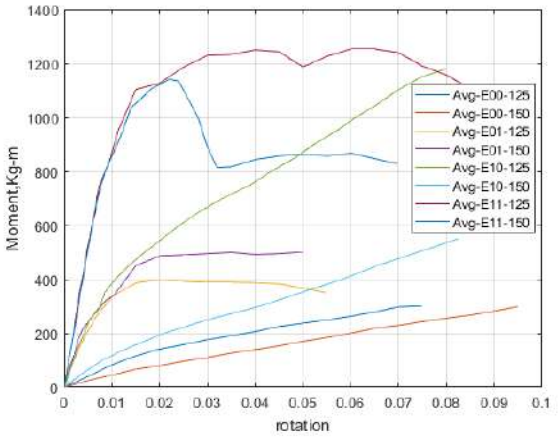
ตัวอย่างทดสอบ	ผลการทดสอบ	
	โมเมนต์ดัดพลาสติก Kg-m	สติฟเนสเริ่มต้น Kg-m/rad
E00-125	128.33	9,183.33
E00-150	47.33	6,000.00
E01-125	415.00	55,500.00
E01-150	472.00	60,625.00
E10-125	440.00	51,166.67
E10-150	186.67	15,500.00
E11-125	1,403.33	104,000.00
E11-150	1,153.33	104,000.00

จากตารางเปรียบเทียบผลการทดสอบจะเห็นได้ว่า การเยื้องศูนย์ส่งผลให้ค่ากำลังโมเมนต์ดัดพลาสติกของรอยต่อมีกำลังเพิ่มขึ้น 3.2-11.3 เท่าจากรูปแบบที่ไม่มีการเยื้องศูนย์ ในรูปแบบที่มีการเติมคอนกรีตในเสาเหล็กกล่องกลวงนั้นส่งผลให้กำลังของรอยต่อและสติฟเนสเริ่มต้นในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์มีค่าที่สูงขึ้นจากรูปแบบที่ไม่เติมคอนกรีต 2.15 เท่า และ 1.71

เท่า ตามลำดับ ในรูปแบบที่มีการเติมคอนกรีตในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ของคานชิดขอบเสานั้น ตัวอย่าง E11-125 และ E11-150 ให้ค่ากำลังโมเมนต์ดัดพลาสติกที่แตกต่างกันแต่ให้ค่าสติฟเนสเริ่มต้นที่ใกล้เคียงกันสังเกตได้จากกราฟค่าเฉลี่ยของผลการทดสอบใน รูปที่ 16 ซึ่งจะเห็นได้ว่าในช่วงแรกค่าสติฟเนสเริ่มต้นมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน



รูปที่ 15 กราฟเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยผลการทดสอบรอยต่อกรณีที่มีการเยื้องศูนย์



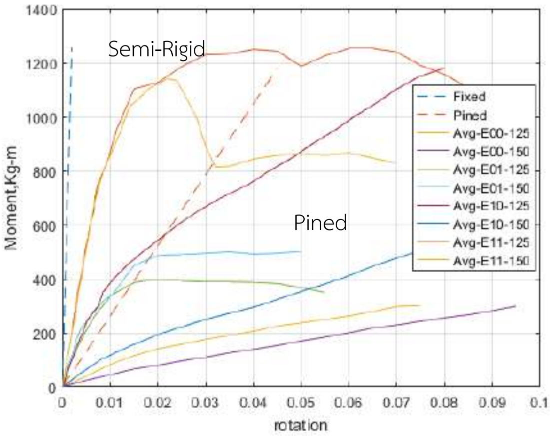
รูปที่ 16 กราฟเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยของผลทดสอบ

5. การจำแนกรอยต่อ

ตามการจำแนกรอยต่อที่มีการนำเสนอใน Eurocode-3 Part 1-8 (2005) [1] ด้วยวิธีการเปรียบเทียบค่าสติฟเนสเริ่มต้น (Initial stiffness) ของรอยต่อเสาคานที่ศึกษากับ สติฟเนสของคาน (beam stiffness: S_b) ซึ่งผลการจำแนกรอยต่อจากผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 17

$$S_b = \frac{EI}{L} \tag{3}$$

เมื่อ S_b คือ สติฟเนสของคาน
E คือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น
I คือ โมเมนต์อินทิเชียของหน้าตัด
L คือ ความยาวของคาน



รูปที่ 17 กราฟจำแนกรอยต่อ

จากกราฟจำแนกรอยต่อในรูปที่ 17 พบว่ารอยต่อในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบตามการจำแนกรอยต่อที่มีการนำเสนอใน Eurocode-3 นั้นตกอยู่ในช่วงของ Semi-Rigid และตัวอย่างที่ไม่มีการเยื้องศูนย์ตกอยู่ในช่วงของ Pined ยกเว้นตัวอย่าง E10-125 ที่สติฟเนสเริ่มต้นตกอยู่ในช่วงของ Semi-Rigid

6. สรุปผล

จากผลการทดสอบที่ได้มีการนำเสนอในข้างต้นนั้นสามารถที่จะสรุปผลของการศึกษาออกมาได้ดังนี้

-การเยื้องศูนย์ทำให้รูปแบบของรอยต่อมีการเปลี่ยนแปลงจากรูปแบบ Pined ไปสู่ Semi-Rigid และกรณีที่มีการเติมคอนกรีตนั้นค่าสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเข้าใกล้ช่วง Fixed ตามการจำแนกรอยต่อที่มีการแนะนำใน Eurocode-3 [1]

-การเยื้องศูนย์ของคานที่มีขนาดความกว้างคานน้อยกว่าความกว้างเสาทำให้กำลังของรอยต่อและสติฟเนสเริ่มต้นของรอยต่อเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

-การเติมคอนกรีตลงไปในเสาเหล็กกล่องกลวงสามารถเพิ่มกำลังของรอยต่อ และ สติฟเนสเริ่มต้นให้กับรอยต่อได้อย่างเห็นได้ชัดเจน

-ในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ค่าสติฟเนสเริ่มต้นของตัวอย่าง E11-125 และ E11-150 มีค่าเฉลี่ยที่ได้จากการทดสอบเท่ากัน อาจสรุปได้ว่าในกรณีที่มีการเยื้องศูนย์ของเสาเหล็กกล่องที่มีการเติมคอนกรีต อัตราส่วนความกว้างคานต่อความกว้างเสาไม่มีผลต่อสติฟเนสเริ่มต้นต้นของรอยต่อ

-การเติมคอนกรีตในกรณีที่ไม่มีการเยื้องศูนย์คอนกรีตจะช่วยรับแรงอัดที่เกิดขึ้นแต่ในส่วนแรงดึงที่เกิดขึ้นยังเหมือนเดิมทำให้มีกำลัง และ สติฟเนสสูงกว่าในกรณีที่ไม่มีการเติมคอนกรีต

-กรณีที่มีการเยื้องศูนย์ชิดขอบเสาของคานเหล็กกล่องทำให้ขอบเสาและขอบคานอยู่ในแนวเดียวกันทำให้สามารถส่งผ่านแรงได้ดีขึ้นและคอนกรีตที่เติมลงไปภายในเสาช่วยในการรับกำลังอัดทำให้กำลังของรอยต่อและสติฟเนสเพิ่มขึ้นอย่างมาก

เอกสารอ้างอิง

[1] EN 1993-1-8 (2005). Eurocode 3 Design of Steel Structures Part 1-8 Design of Joints. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[2] Huu-Tai Thai,Brian Uy (2016). Rotational stiffness and moment resistance of bolted endplate joints with hollow or CFST columns. Journal of Constructional Steel Research 126. pp. 139-152.

[3] Marsel, G. (2018). Experimental moment resistance of rectangular hollow section T joints. International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering (EECE-2018), Saint-Petersburg, Russia, 19-20, November 2018, pp. 1-6

[4] L.A.P.Silva (2003). Rotational Stiffness of Rectangular Hollow Sections Composite Joints. Journal of Structural Engineering. Vol.129 ,No.4,April 1,2003.

[5] J.Szlendak (1991). Beam-Column Welded RHS Connection. Thin-Walled Structures 12 ,pp.63-80.

[6] Gomes (1996) Moment capacity of beam-to-column minor-axis joints. IABSE Colloquium on Semi-Rigid Structural Connection,pp.319-326.

[7] Pirmoz, A., Khoei, A.S., Mohammadrezapour, E., and Daryan, A.S. (2009). Moment-rotation behavior of bolted top-seat angle connections. Journal of Constructional Steel Research, 65, pp. 973-984.

[8] Daryan, A.S., Sadri, M., Saberi, H., Saberi, V., and Moghadas, A.B. (2012). Behavior of semi-rigid connections and semi-rigid frames. The Structural Design of Tall and Speccial Buildings, 23, 3, pp.210-238.

[9] Hadianfard, M.A., and Razani, R. (2003). Effects of semirigid behavior of connections in the reliability of steel frames. Structural Safety, 25, 2, pp.123-138

[10] พรสวรรค์ (2019) การศึกษาพฤติกรรมของรอยต่อคาน-เสาเหล็กกล่องสี่เหลี่ยมกลวงที่มีการเยื้องศูนย์ด้วยวิธีตัวเลข. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 24

การวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ สำหรับพื้นที่ชั้นดินเหนียว และชั้นทราย กรณีศึกษา : โครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET) ในพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ

เพ็ญวิสุทธิ์ ยิ้มแฉ่ง[1] , สหรัฐ พุทธวรรณะ[2]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต
[2] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต
**Corresponding author; E-mail address: penwisut.yim@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ฉบับนี้เป็นการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ กรณีศึกษาโครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET) โดยสำนักงานคณะกรรมการกิจการกระจายเสียงกิจการโทรทัศน์และกิจการโทรคมนาคมแห่งชาติ(กสทช.) การศึกษามีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์หาแรงกระทำที่เกิดขึ้นจริงต่อฐานรากแผ่ และหาค่ารับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของดินที่รองรับฐานรากแผ่ (Spread Foundation) ประเภทฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส ตั้งแต่ระดับพื้นดิน จนถึงระดับความลึกในแต่ละระดับชั้น ด้วยวิธีการเจาะสำรวจดินด้วยหลุมเจาะ (Boring Test) โดยทำการจำแนกประเภทของดินเป็น 2 ประเภท ได้แก่ ชั้นดินเหนียว และชั้นทราย ของจังหวัดในแถบพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ เพื่อนำมาหาค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ (Reliability Index) ของโครงสร้างฐานรากแผ่ อีกทั้งค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมาย (Target Reliability Index) จากการศึกษาพบว่าสามารถนำข้อมูลค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ เพื่อไปใช้อ้างอิงหรือเป็นประโยชน์ในการก่อสร้างฐานรากแผ่ในเขตพื้นที่นั้นๆต่อไป

คำสำคัญ: ค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ, ค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมาย, โครงสร้างฐานรากแผ่, ค่ารับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด

Abstract

This research is an analysis of the reliability of the spread foundation structure of the case studies. Internet Service Center Building Construction Project (USO NET) by the National Broadcasting and Telecommunications Commission (NBTC). These studies aim to analyze the actual force acting on the spread foundation and the ultimate capacity of the soil that supports the spread foundation in square foundation types from the original soil level to the depth of each level by Boring test. By classifying two types of soil, sand and clay, in the provinces in the northern region and northeast region to determine the Reliability Index of the spread foundation structure and also the Target Reliability Index. These studies found that the reliability indexes of the spread foundation structure can be used for reference or for the benefit of spread foundation construction in that area.

Keywords: Reliability Index, Target Reliability Index, Spread foundation Structure, Ultimate capacity.

1.บทนำ

โครงสร้างฐานรากถือเป็นส่วนล่างสุดของโครงสร้าง ทำหน้าที่ในการรับน้ำหนักจากโครงสร้างทั้งหมดแล้วถ่ายน้ำหนักลงสู่เสาเข็มหรือดินโดยตรง คุณสมบัติของดินที่รองรับฐานรากควรมีความสามารถในการรองรับน้ำหนักบรรทุกโดยไม่เกิดการเคลื่อนตัว การพังทลายหรือการทรุดตัวของดินใต้ฐานราก ซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายแก่โครงสร้าง ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ ประเภทฐานสี่เหลี่ยมจัตุรัส ในพื้นที่ภาคเหนือ และภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ของชั้นดินเหนียว และชั้นดินทราย เพื่อใช้เป็นข้อมูลอ้างอิง ในการก่อสร้างโครงสร้างฐานรากที่ระดับความลึกของชั้นดิน และทราบถึงความสามารถในการแบกรับน้ำหนักของดินใต้ฐานราก นอกจากนี้การทรุดตัวของดินใต้ฐานราก ควรเกิดขึ้นได้น้อย หากมีการวางฐานรากอยู่บนชั้นดินโดยตรง และไม่มีการตอกเสาเข็มเพื่อรองรับฐานราก

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

Andrzej S. Nowak, Kevin R. Collins [1] ศึกษาเรื่องความน่าเชื่อถือของโครงสร้าง พบว่า ได้เสนอแนวคิดในการหาดรรชนีความเชื่อความน่าเชื่อถือ โอกาสของการพัง และโอกาสของความปลอดภัย

2.1 ดรรชนีความเชื่อความน่าเชื่อถือ (Reliability index)

เราสามารถคำนวณดรรชนีความเชื่อความน่าเชื่อถือ ดังสมการที่ 1

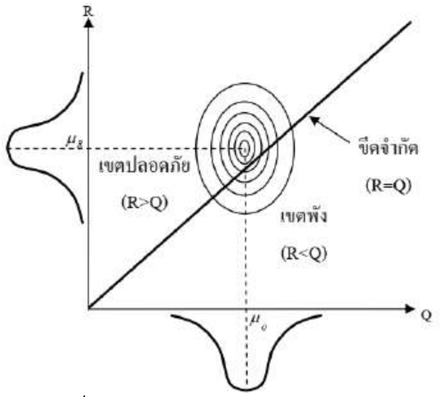
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \qquad (1)$$

เมื่อ β คือดรรชนีความเชื่อความน่าเชื่อถือ ซึ่งเป็นส่วนกลับของสัมประสิทธิ์ของการแปรผัน *(Coefficient of variation)* หรือ COV ของฟังก์ชัน $g(R,Q) = R - Q$ และตัวแปร R และ Q ไม่สัมพันธ์กัน (เป็นอิสระต่อกัน) ถ้าตัวแปร R และ Q มีการกระจายเป็นแบบปกติ *(Normal Distribution)* ดังนั้นดรรชนีความเชื่อความน่าเชื่อถือ β และโอกาสของการพัง P_f จะสัมพันธ์กันโดยสมการที่ 2

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \text{ หรือ } P_f = \phi(-\beta) \quad (2)$$

2.2 โอกาสของการพัง (Probability of failure)

ถ้าน้ำหนักบรรทุก (หรือผลของน้ำหนักบรรทุก) ทั้งหมดถูกกำหนดโดยตัวแปร Q และความสามารถในการรับแรงรวมถูกกำหนดโดยตัวแปร R ดังนั้นสถานะของตัวแปรจะอยู่ในสองมิติดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งในทั้งสองมิตินี้ เราสามารถแบ่งได้เป็นสองเขตคือ เขต “ปลอดภัย” และเขต “พัง” และขอบเขตระหว่างเขตทั้งสองจะถูกกำหนดโดยฟังก์ชันของขีดจำกัด



รูปที่ 1 เขตปลอดภัยและเขตการพังในกราฟสองมิติ

ค่าความน่าจะเป็นของการวิบัติ Probability of Failure ดังสมการที่ 3

$$\text{Probability of failure, } P_f = P(R < Q) \quad (3)$$

(Nowak A. and R Collins K., 2000).

2.3 ความน่าจะเป็นความปลอดภัยเชิงโครงสร้าง (Probability of Structural Safety)

โดยความปลอดภัยเชิงโครงสร้างนั้นค่าความน่าจะเป็นของน้ำหนักบรรทุก P(Q) จะมีค่าไม่เกินกว่าค่าความน่าจะเป็นความต้านทานเชิงโครงสร้าง P(R) จะเรียกว่า

Probability of survival ดังสมการที่ 4

$$\text{Probability of survival, } P_S = P(R > Q) \quad (4)$$

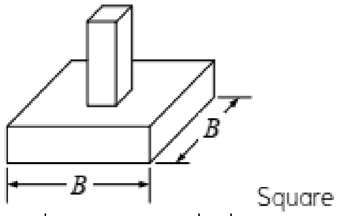
(Barker Puckett , 1997)

พรพจน์ ตันเส็ง [2] ศึกษาวิศวกรรมฐานราก พบว่า ได้อธิบายเกี่ยวกับการหากำลังรับแรงกดประลัยของฐานรากแผ่

2.4 กำลังรับแรงกดประลัยของฐานราก (Ultimate bearing capacity)

Bearing capacity ดินคือความสามารถของดินที่จะรับแรงกระทำจากฐานรากได้โดยดินใต้ฐานรากไม่วิบัติ ซึ่งเปรียบเทียบได้กับคานที่รับน้ำหนักได้โดยไม่วิบัตินั่นเอง

2.4.1 วิธีคำนวณจาก Bearing capacity equation เมื่อแรงกระทำไม่เยื้องศูนย์



รูปที่ 2 ฐานรากแผ่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส

สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$q_{ult} = (1.3)cN_c + qN_q + (0.4)\gamma BN_\gamma \quad (5)$$

ซึ่ง c = ค่าแรงยึดเกาะ(cohesion)ของดิน

γ = หน่วยน้ำหนักของดิน, $q = \gamma D_f$

N_γ, N_q, N_c = Bearing capacity factor

เป็นค่าที่ไม่มีหน่วยและเป็นฟังก์ชั่นของมุม ø

และ

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi) \cdot e^{\pi \tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan\phi \quad (6)$$

2.4.2 Shape factor

ตัวคูณปรับแก้รูปร่า S_c, S_q, S_γ ใช้พิจารณารูปร่างและขนาดของฐานรากที่ไม่ใช่ฐานแถบ(Strip footing) จะต้องคิดผลเนื่องจากข้อนี้ด้วย

Shape of Footing	S_c	S_q	S_γ
Strip	1.0	1.0	1.0
Rectangular	1+0.2 B/L	1+0.2 B/L	1+0.4 B/L
Square	1.3	1.2	0.8
Circular	1.3	1.2	0.6

Hansen(Arora,1987)

3.วิธีการศึกษา

การวิจัยครั้งนี้เลือก ใช้สมการ Bearing capacity equation ในรูปแบบของฟังก์ชั่นการแจกแจง First and second order ในการวิเคราะห์ข้อมูล หลังจากนั้นนำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์ เพื่อหาค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ F5 ขนาด1.8x1.8 เมตร ในโครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET)

3.1 สมการ Ultimate bearing capacity สำหรับฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส

$$q_{ult} = (1.3)cS_cN_c + qS_qN_q + (0.4)\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (7)$$

(Terzaghi 1943)

3.2 Bearing capacity factor Vesic (1973 ;1975)

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi) \cdot e^{\pi \tan\phi}$$

$$N_c = (N_q-1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q-1)\cdot\tan\phi \qquad (8)$$

3.3 ฟังก์ชั่นการแจกแจงแบบ First and second order

$$\frac{\partial q_{ult}}{\partial c} = (1.3)S_c N_c$$

$$\frac{\partial q_{ult}}{\partial \phi} = (1.3)cS_c\frac{\partial N_c}{\partial \phi} + \gamma D_f S_q\frac{\partial N_q}{\partial \phi} + (0.4)\gamma B S_\gamma\frac{\partial N_\gamma}{\partial \phi}$$

$$\frac{\partial q_{ult}}{\partial \gamma} = D_f S_q N_q + (0.4)BS_\gamma N_\gamma$$

$$\frac{\partial^2 q_{ult}}{\partial c^2} = 0$$

$$\frac{\partial^2 q_{ult}}{\partial \phi^2} = (1.3)cS_c\frac{\partial^2 N_c}{\partial \phi^2} + \gamma D_f S_q\frac{\partial^2 N_q}{\partial \phi^2} + (0.4)\gamma B S_\gamma\frac{\partial^2 N_\gamma}{\partial \phi^2}$$

$$\frac{\partial^2 q_{ult}}{\partial \gamma^2} = 0 \qquad (9)$$

3.4 สมการดรรชนีความน่าเชื่อถือ

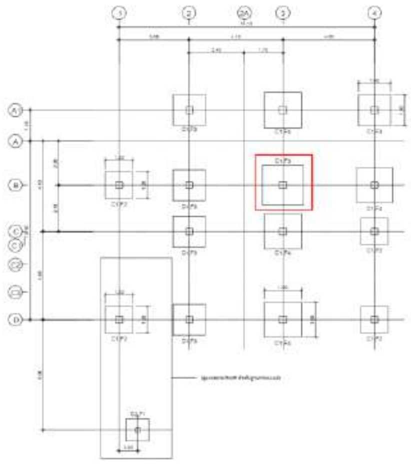
$$\beta = \frac{\mu_R-\mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_Q^2}}$$

(10)

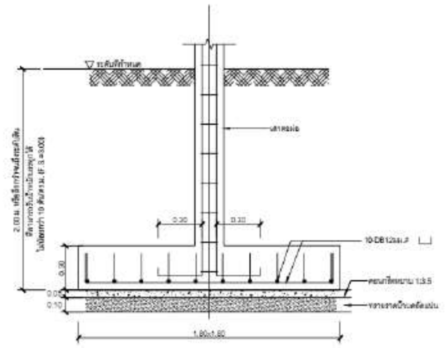
ตารางที่ 1 จำนวนข้อมูลในแต่ละระดับชั้นดินจำแนกตามภาคพื้นที่

ข้อมูล			จำนวน (แห่ง)
ภาคเหนือ	ชั้นดินเหนียว	1 เมตร	40
		2 เมตร	40
	ชั้นทราย	1 เมตร	1
		2 เมตร	1
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	ชั้นดินเหนียว	1 เมตร	40
		2 เมตร	40
	ชั้นทราย	1 เมตร	40
		2 เมตร	40

3.5 แบบแปลนฐานรากแผ่



รูปที่ 3 แปลนฐานรากแผ่ F5



F5(1.80x1.80)

รูปที่ 4 แบบขยายฐานราก F5

4.ผลการศึกษาและอภิปรายผล

จากผลการวิเคราะห์ข้อมูลตามวิธีการศึกษา จะสามารถหาค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ โอกาสของการพัง โอกาสของความปลอดภัย และแรงกระทำต่อโครงสร้างฐานรากแผ่ โดยมีรายละเอียดดังนี้ ดังนี้

ตารางที่ 2 แสดงค่าของแรงกระทำต่อฐานรากแผ่ในระดับความลึกชั้นดินที่1 เมตร และ2 เมตร

ความลึกชั้นดิน	แรงกระทำ(ton/m^2)
1 เมตร	4.91
2 เมตร	5.96

ตารางที่ 3 แสดงค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ โอกาสของการพัง และโอกาสของความปลอดภัย

หมายเหตุ β = ดรรชนีความน่าเชื่อถือ β_{target} = ดรรชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมาย P_f = โอกาสของการพัง P_s= โอกาสของความปลอดภัย

จากข้อมูลที่แสดงในตารางที่ 2 พบว่า แรงกระทำต่อฐานรากแผ่ ที่ระดับความลึกของชั้นดิน 1 เมตร คือ 4.91 (ton/m^2) และ ระดับความลึกของชั้นดิน 2 เมตร คือ 5.96 (ton/m^2) โดย พิจารณาที่จุด critical ของโครงสร้างอาคาร จากระดับชั้นดินเดิมจนถึงระดับความลึกที่เพิ่มขึ้น มีผลทำให้แรงกระทำต่อฐานรากเพิ่มมากขึ้นด้วย

จากตารางที่ 3 พบว่า ภาคเหนือ ชั้นดินเหนียว ที่ระดับความลึก2 เมตร ได้ค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ คือ 3.32 โอกาสของการพัง คือ 4.50×10^{-4} และ โอกาสของความปลอดภัย คือ 100% เนื่องจาก ค่า SPT-N ที่ได้จากการทดสอบดิน มีค่ามากสุดในพื้นที่ภาคเหนือ ที่ระยะ 2 เมตร จึงทำให้ค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือใกล้เคียงกับค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมายดีที่สุด

5.สรุป

บทความนี้นำเสนอการศึกษาความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากแผ่ของโครงการก่อสร้างอาคารศูนย์บริการอินเตอร์เน็ต (USO NET) ของจังหวัดในพื้นที่ภาคเหนือและภาตะวันออกเฉียงเหนือ โดยแบ่งกลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มตัวอย่างชั้นดินเหนียวและชั้นดินทราย การศึกษาในครั้งนี้จะพิจารณาค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือ (Reliability Index) ค่าโอกาสของการพัง (Probability of Failure) และค่าโอกาสของความปลอดภัย (Probability of Survival)

จากการเปรียบเทียบ พบว่า ในพื้นที่ภาคเหนือ ชั้นดินเหนียว ที่ระยะ 1 เมตร และ 2 เมตร มีค่าดรรชนีความน่าเชื่อถือสูงกว่าภาคตะวันออกเฉียงเหนือ คิดเป็น 42.75% และ 52.71% ตามลำดับ ค่าโอกาสของการพังมีค่าใกล้เคียงกัน โดยที่พื้นที่ภาคเหนือมีแนวโน้มที่น้อยกว่าภาคตะวันออกเฉียงเหนือเพียงเล็กน้อย รวมถึงค่าโอกาสของความปลอดภัยโดยที่พื้นที่ภาคเหนือมีแนวโน้มที่สูงกว่าภาคตะวันออกเฉียงเหนือ นอกจากนี้ พบว่า ในพื้นที่ภาคเหนือ ชั้นดินทราย ที่ระยะ 1 เมตร และ 2 เมตร มีข้อมูลที่ไม่เพียงพอ ดังนั้นจากการวิเคราะห์ข้อมูลข้างต้น สามารถคาดคะเนได้ว่าความน่าเชื่อถือของโครงสร้างฐานรากในพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีแนวโน้มที่สูงกว่าภาคเหนือ ซึ่งการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือของฐานรากอาจจะสมบูรณ์มากขึ้น หากมีข้อมูลในด้านอื่นๆมาพิจารณาด้วย

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ บริษัท ทีโอที จำกัด(มหาชน) และกิจการร่วมค้าเทพมงคลสุโขทัย-ไฮมีเดีย เป็นอย่างสูงสำหรับข้อมูลต่างๆที่ครบถ้วน และขอขอบคุณอาจารย์ทัศฐา ศรีวาลัย มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาโยธา ที่ช่วยให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] พรพจน์ ตันเส็ง. (2554). วิศวกรรมฐานราก. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

ข้อมูล			β	β_{target}	P_f	P_s
ภาคเหนือ	ชั้นดินเหนียว	1 เมตร	2.62	3.5	4.40×10^{-3}	99.6%
		2 เมตร	3.32	3.5	4.50×10^{-4}	100%
	ชั้นทราย	1 เมตร	ข้อมูลไม่เพียงพอ	ข้อมูลไม่เพียงพอ	ข้อมูลไม่เพียงพอ	ข้อมูลไม่เพียงพอ
		2 เมตร				
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	ชั้นดินเหนียว	1 เมตร	1.50	3.5	6.68×10^{-2}	93.3%
		2 เมตร	1.57	3.5	5.82×10^{-2}	94.2%
	ชั้นทราย	1 เมตร	2.31	3.5	1.04×10^{-2}	99.0%
		2 เมตร	2.54	3.5	5.54×10^{-3}	99.4%

[2] Andrzej Nowak, Kevin R. Collons. (2000). Reliability of Structures.
The McGraw-Hill Companies, Inc.

[3] K. K. Phoon. (2004). Towards reliability-based design for geotechnical engineering. National University of Singapore, Singapore.

[4] F. H. Kulhawy, K. K. Phoon(2002). Observations on geotechnical reliability-based design development in North America. In:Proceeding, International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design, Tokyo, Japan:31-48.

[5] C. Onisiphorou. Reliability analysis of bearing capacity for shallow foundations based on Eurocode 7. Frederick University, Nicosia, Cyprus.

การวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมโดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel

Analyzing and Designing the Truss Structure with Wooden Ice Cream Sticks Using Microsoft Excel Program

อาทร ชูพลสัตย์[1] ณรงค์ กุหลาบ[2] เดชา จันทสิทธิ์[3] ธนพล ทองคงหาญ[4] และณัฐพงษ์ เกยพระยา[*5]

[1,2] อาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ จ.นครปฐม
[3,4,5] นักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ จ.นครปฐม
96 หมู่ที่ 3 ถนนพุทธมณฑลสาย 5 ต.ศาลายา อ.พุทธมณฑล นครปฐม 73170 โทรศัพท์ : 0-2889-4585-7 ต่อ 2677
E-mail address: boss250159@gmail.com

บทคัดย่อ

โครงงานนี้จัดทำขึ้นเพื่อวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมโดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel โดยเริ่มจากการศึกษาคุณสมบัติของวัสดุ เลือกรูปแบบโครงถักที่สนใจ และทำการสร้างสูตรสำหรับใช้ในการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel จากนั้นนำโครงถักที่ได้เลือกไว้ทั้งสิ้น 9 รูปแบบ มาทำวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel, โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป แล้วทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แรงภายในโครงถัก ของทั้งสองโปรแกรม และทำการประกอบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมเพื่อนำไปทดสอบรับน้ำหนักบรรทุก และทำการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวจากการทดสอบ กับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป

ผลจากการเปรียบเทียบโครงถักที่แตกต่างกันทั้งหมดจำนวน 9 รูปแบบที่น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราห์สูงสุดเท่ากับ 50 กิโลกรัม พบว่าค่าแรงภายในจากการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป นั้นมีค่าที่แตกต่างกันเฉลี่ยอยู่ที่ 1.21 กิโลกรัม หรือคิดเป็นร้อยละ 4.10 และได้ผลการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวจากการทดสอบ กับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป มีค่าใกล้เคียงกัน ต่างกันอยู่เพียงแค่ร้อยละ 2.62 จากผลการเปรียบเทียบข้างต้นจึงสามารถสรุปได้ว่าโปรแกรม Microsoft Excel สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์และการออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีม จำนวน 9 รูปแบบ แทนการใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูปได้

คำสำคัญ: โครงถัก, Microsoft Excel, ไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป, ไม้ไอศกรีม

Abstract

This project is to analyse and design the truss structure with wooden ice cream sticks using the Microsoft Excel program. This project starts with studying of material properties, selecting the interesting truss patterns and creating formulas for analysis of truss structure with Microsoft Excel Program. The 9 selected trusses are analysed using Microsoft Excel and Finite Element Programs. The results of the internal strength analysis of the trusses of both programs have been compared. The simulated trusses structures are assembled with ice cream sticks to test the load and compared the deflection values from the test with analysis using Microsoft Excel and Finite Element programs.

The comparison results of 9 different trusses in the form of payload used in analysis the maximum equal to 50 kilograms found that the internal force from the analysis of the trusses with Microsoft Excel and Finite Element programs have different values. The average is 1.21 kilograms or equal to 4.10 percent. The comparison of deflection result obtained from the test with the analysis using Microsoft Excel and the Finite element programs has similar values and only 2.62% difference. As mentioned above, it concludes that the Microsoft Excel program can be used in the analysis and design in trusses with 9 wooden ice cream stick types instead of the Finite Element program.

Keywords: Truss, Microsoft Excel Program, Finite Element Program, Wooden Ice Cream Stick

1. บทนำ

โครงถัก เป็นสิ่งก่อสร้างที่สร้างขึ้นเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกที่มีช่วงยาวและไม่มีเสาตรงกลางโดยการนำชิ้นส่วนของวัสดุมาประกอบกันเป็นโครงสร้างย่อย รูปสามเหลี่ยมหลายๆ รูป โดยที่โครงถักต้องมีเสถียรภาพและช่วยในเรื่องของการลดขนาดของวัสดุลง ทำให้มีน้ำหนักเบาและราคาประหยัด เป็นโครงสร้างที่นิยมใช้กันมากในต่างประเทศ และในประเทศไทยซึ่งการศึกษาเพื่อให้เกิดความรู้ความเข้าใจอย่างถ่องแท้เกี่ยวกับพฤติกรรม

การรับน้ำหนักบรรทุกของโครงถักนั้นทำได้ยาก จึงได้มีการสร้างแบบจำลองโครงถักด้วยวัสดุต่างๆ เพื่อนำมาใช้ในการศึกษาพฤติกรรมของโครงถักให้ง่ายขึ้น

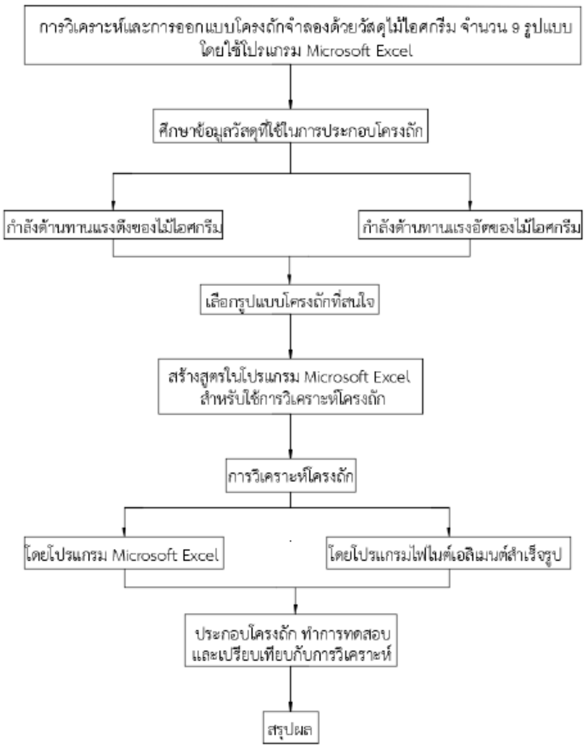
ซึ่งมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ได้จัดการแข่งขันในรูปแบบการสร้างแบบจำลองเพื่อทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงถัก โดยเป็นเจ้าภาพจัดการแข่งขันเพื่อสร้างสรรค์วิชาการด้านโครงสร้างด้วยไม้ไอศกรีมสายงานวิศวกรรมโยธา ต่อเนื่องมาเป็นเวลาหลายปี ซึ่งเป็นกิจกรรมที่ทำให้เกิดประโยชน์ต่อการเรียนการสอนทางด้านสายงานวิศวกรรมโยธา โดยในการแข่งขันครั้งที่ผ่านๆมา ผู้เข้าแข่งขันโดยส่วนใหญ่ไม่ได้ให้ความสำคัญกับการวิเคราะห์หาค่าแรงภายใน และค่าการโก่งตัวของโครงถักอย่างจริงจัง ไม่ได้มีการนำความรู้ทางด้านทฤษฎีมาประยุกต์ใช้ให้เกิดประโยชน์มากเท่าที่ควร แต่จะไปมุ่งเน้นที่การใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูปต่างๆ และให้ความสำคัญในส่วนของการใช้ทักษะฝีมือ ในการจัดทำโครงสร้าง จึงทำให้ผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกไม่แน่นอนแม่นยำ ตลอดจนผู้เข้าแข่งขันไม่ได้นำความรู้ และศักยภาพทางด้านวิศวกรรมออกมาใช้เท่าที่ควร

จากปัญหาและเหตุผลดังกล่าวคณะผู้จัดทำจึงมีความสนใจจัดทำปริญญานิพนธ์เรื่อง “การวิเคราะห์และการออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีมโดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel” โดยที่ทางคณะผู้จัดทำได้นำโปรแกรม Microsoft excel ซึ่งเป็นโปรแกรมพื้นฐานที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในทุกสาขาวิชาชีพ มาช่วยในการวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองแทนการใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูปต่างๆ ซึ่งเป็นโปรแกรมลิขสิทธิ์ และต้องมีค่าใช้จ่ายในการใช้ เพื่อให้ผู้ที่มีความสนใจในเรื่องเกี่ยวกับพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงถักได้มีฐานข้อมูลในการศึกษาค้นคว้า และต่อยอดองค์ความรู้เพื่อพัฒนาความรู้และทักษะได้ด้วยตนเอง

2. วัตถุประสงค์

1. เพื่อสร้างโปรแกรม Microsoft Excel สำหรับการวิเคราะห์และการออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีม
2. เพื่อทำการเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์ระหว่าง โปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น,โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป และโครงถักจำลองที่ทำการทดสอบจริง

3. ขั้นตอนการดำเนินงาน

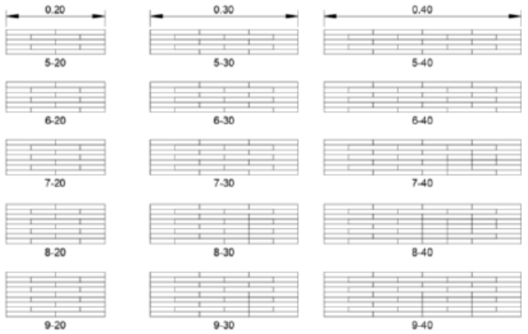


รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินงาน

3.1 การศึกษาวัสดุที่เกี่ยวข้อง

การจัดทำโครงถักจำลองวัสดุด้วยไม้ไอศกรีมนั้น ทางคณะผู้จัดทำ ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของไม้ไอศกรีม 2 ส่วน คือ การศึกษาหากำลังต้านทานแรงดึงของวัสดุไม้ไอศกรีม และคุณสมบัติในการต้านทานแรงอัดวิกฤติของวัสดุไม้ไอศกรีม [1] ซึ่งได้ค่าผลการทดสอบแรงดึงของไม้ไอศกรีม จำนวน 6 รูปแบบ เพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์โครงถัก ดังตารางที่ 1 และได้ผลกำลังต้านทานแรงอัดของไม้ไอศกรีมความหนา 5, 6, 7, 8 และ 9 ชิ้น ที่ความยาว 20, 30 และ 40 เซนติเมตร ได้ค่าผลการทดสอบ ดังตารางที่ 2

รูปที่ 2 รูปแบบการต่อชิ้นส่วนรับแรงดึงของไม้ไอศกรีม



รูปที่ 3 รูปแบบการต่อชิ้นส่วนรับแรงอัดของไม้ไอศกรีม

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบแรงดึงของไม้ไอศกรีม (ณัฐวุฒิ ศุภรสิงห์ และคณะ, 2560)

ตัวอย่าง	น้ำหนัก (g)	ความยาว (cm)	หน่วยน้ำหนัก (g/cm^2)	แรงดึงเฉลี่ยสูงสุด (kg)
S1	7.34	45.1	0.16	58.85
S2	9.85	44.01	0.22	103.70
S3	7.35	41.88	0.18	69.65
S4	10.16	42.42	0.24	87.29
S5	14.19	47.28	0.30	106.60
S6	14.45	46.67	0.31	128.40

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบแรงอัดวิกฤตของไม้ไอศกรีม (ณัฐวุฒิ ศุภรสิงห์ และคณะ, 2560)

รูปแบบ	ความยาว (cm)	น้ำหนัก (g)	หน่วยน้ำหนัก (g/cm^2)	พื้นที่หน้าตัด (mm^2)	I_X (mm^4)	I_Y (mm^4)	แรงอัดสูงสุด (kg)
ไม้ไอศกรีมความหนา 5 ชิ้น							
5-20	19.8	12.8	0.65	105	873.5	956.5	149.1
5-30	29.9	19.13	0.64	104	869.17	945.58	41.80
5-40	39.8	25.35	0.64	105	871.67	953.65	13.67
ไม้ไอศกรีมความหนา 6 ชิ้น							
6-20	19.7	15.25	0.77	125	1043.3	1635	260.1
6-30	29.8	23.15	0.78	125	1042.5	1631	88.56
6-40	39.7	30.79	0.78	124	1035.0	1596	35.56
ไม้ไอศกรีมความหนา 7 ชิ้น							
7-20	19.8	18.02	0.91	145	1209	2546	278
7-30	29.8	26.84	0.90	145	1211	2561	119.7
7-40	39.8	35.88	0.90	145	1208	2540	41.2
ไม้ไอศกรีมความหนา 8 ชิ้น							
8-20	19.8	20.20	1.02	165	1375	3745	337
8-30	29.8	30.90	1.04	166	1379	3777	136
8-40	39.8	41.13	1.03	167	1388	3854	47
ไม้ไอศกรีมความหนา 9 ชิ้น							
9-20	19.7	22.89	1.16	188	1567	5546	436.3
9-30	29.6	34.15	1.15	186	1550	5363	164.8
9-40	40.0	46.39	1.16	185	1540	5261	61.8

3.2 การเลือกรูปแบบโครงถักที่สนใจ

จากการแข่งขันเพื่อสร้างสรรค์วิชาการด้านโครงสร้างด้วยไม้ไอศกรีมฯ ในครั้งที่ผ่านๆ มา จะเห็นได้ว่าโครงถักส่วนใหญ่จะมีลักษณะเป็นโครงโค้งวงรี ทางคณะผู้จัดทำจึงได้ทำการเลือกรูปแบบโครงถักซึ่งมีลักษณะที่แตกต่างกัน มาจำนวน 9 รูปแบบด้วยกัน เพื่อนำมาใช้ในการเปรียบการวิเคราะห์โครงถักระหว่างโปรแกรม Microsoft Excel, โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป และการประกอบโครงถักจำลองจากไม้ไอศกรีมจริง

3.3 การสร้างสูตรสำหรับใช้ในการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel

หลังจากทำการศึกษาคุณสมบัติของวัสดุ และเลือกรูปแบบโครงถักแล้ว ทำการคำนวณหาแรงภายในโครงถักทุกชิ้นส่วนโดยใช้ วิธีคำนวณจุดต่อ (Joint Methods) และคำนวณหาค่าการโก่งตัวของโครงถักโดยวิธีงานเสมือน (Virtual Work) [2-3] จากนั้นนำสมการที่ได้จากการคำนวณและคุณสมบัติของวัสดุไปป้อนลงในโปรแกรม Microsoft Excel เพื่อใช้ในการวิเคราะห์และการออกแบบโครงถัก

3.4 การวิเคราะห์โครงถัก

นำโครงถักทั้ง 9 รูปแบบ ที่ได้เลือกไว้ในข้างต้นไปวิเคราะห์หาแรงภายใน และค่าการโก่งตัวของโครงถัก ในโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป [4] ซึ่งการวิเคราะห์หาค่าแรงภายในและค่าการโก่งตัวของโครงถักนั้นจะทำการวิเคราะห์แบบ 2 มิติ [5] จากนั้นทำการเปรียบเทียบค่าแรงภายใน และค่าการโก่งตัวของโครงถักที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป ว่าแตกต่างกันมากน้อยเพียงใด เพื่อที่จะได้เป็นข้อสรุปว่าเราจะสามารถนำโปรแกรม Microsoft Excel มาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์โครงถักแทนโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูปได้หรือไม่ โดยการวิเคราะห์โครงถักของทั้งสองโปรแกรมจะสมมติให้โครงถักนั้นรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากันคือ 50 กิโลกรัม

3.5 การประกอบโครงถัก และทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

จากการวิเคราะห์โครงถักในระนาบเดียว (แบบ 2 มิติ) แล้ว เรามาทำการประกอบโครงถักทั้ง 9 รูปแบบ รูปแบบละ 5 โครง เพื่อนำไปทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก และทำการจดบันทึกค่าการโก่งตัว ที่น้ำหนักบรรทุก 20, 40, 60, 80 และ 100 กิโลกรัม

3.6 การเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของโครงถักจำลองที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก กับการ วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป

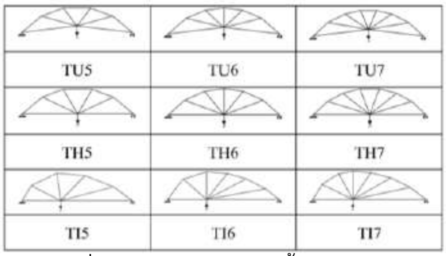
นำค่าการโก่งตัวที่ได้จากการทดสอบโครงถักจำลองการรับน้ำหนักบรรทุกที่ 20, 40, 60, 80 และ 100 กิโลกรัม ไปเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป โดยในการเปรียบเทียบ [6] จะนำไปเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์โครงถักในระนาบเดียว (แบบ 2 มิติ) ที่รับน้ำหนักบรรทุก 10, 20, 30, 40

และ 50 กิโลกรัม เนื่องจากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกนั้นไม่สามารถทดสอบโดยใช้โครงถักระนาบเดียวได้ ทางคณะผู้จัดทำจึงสมมติให้น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบมีค่าเป็น 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์

4. ผลการดำเนินงาน

4.1 ผลการเลือกรูปแบบโครงถักที่สนใจ

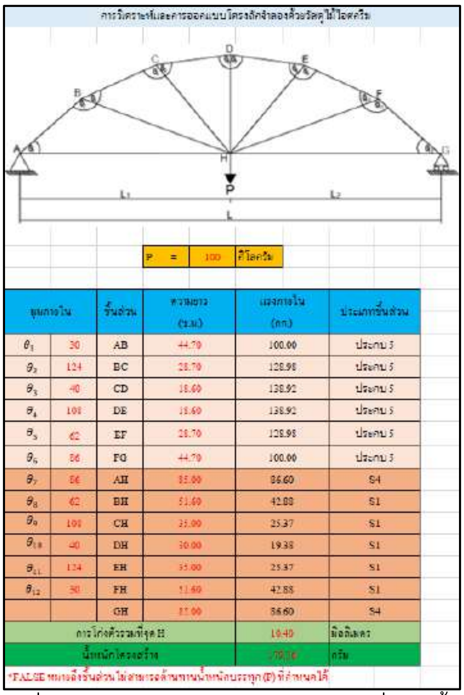
จากการแข่งขันเพื่อสร้างสรรค์วิชาการด้านโครงสร้างด้วยไม้ไอศกรีมฯ ในครั้งที่ผ่านๆ มา จะเห็นได้ว่าโครงถักส่วนใหญ่จะมีลักษณะเป็นโครงโค้งวงรี ชิ้นส่วนรับแรงอัดจะอยู่ที่คอร์ดบน (Upper Chord) ซึ่งคือส่วนโค้งของโครงถัก ชิ้นส่วนรับแรงดึงจะอยู่ที่คอร์ดล่าง (Lower Chord), ค้ำยันในแนวดิ่ง (Vertical Web) และค้ำยันในแนวเอียง (Diagonal Web) ทางคณะผู้จัดทำได้ทำการเลือกรูปแบบโครงถักซึ่งมีลักษณะที่แตกต่างกันจำนวน 9 รูปแบบ คือ TU5, TU6, TU7, TH5, TH6, TH7 ,TI5, TI6 และ TI7 โดยแต่ละรูปแบบมีลักษณะดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 รูปแบบของโครงถักทั้ง 9 รูปแบบ

4.2 ผลการสร้างสูตรสำหรับการวิเคราะห์ และออกแบบโครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel

จากการเลือกรูปแบบโครงถักที่สนใจมาจำนวนทั้งสิ้น 9 รูปแบบ สามารถแบ่งแยกออกเป็น 3 กลุ่มตามลักษณะรายการคำนวณ คือกลุ่มที่มีชิ้นส่วนรับแรงอัด 5, 6 และ 7 ชิ้นส่วน เมื่อแบ่งแยกรูปแบบของโครงถักออกเป็น 3 กลุ่ม แล้วทำการคำนวณหาแรงภายในโครงถักโดยใช้ วิธีคำนวณจุดต่อ (Joint Methods) และคำนวณหาค่าการโก่งตัวของโครงถักโดยวิธีงานเสมือน (Virtual Work) จากนั้นนำสมการที่สร้างขึ้นจากการคำนวณและคุณสมบัติของวัสดุไม้ไอศกรีม ไปสร้างสูตรการวิเคราะห์และออกแบบโครงถัก ลงในโปรแกรม Microsoft Excel


การวิเคราะห์และการออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศครีม

P	=	100	กิโลกรัม

มุมภายใน		ชิ้นส่วน	ความยาว (ซ.ม.)	แรงภายใน (กก.)	ประเภทชิ้นส่วน
θ_1	30	AB	44.70	100.00	ประกบ 5
θ_2	124	BC	28.70	128.98	ประกบ 5
θ_3	40	CD	18.60	138.92	ประกบ 5
θ_4	108	DE	18.60	138.92	ประกบ 5
θ_5	62	EF	28.70	128.98	ประกบ 5
θ_6	56	FG	44.70	100.00	ประกบ 5
θ_7	56	AH	35.00	86.60	S4
θ_8	62	BH	51.60	42.88	S1
θ_9	108	CH	35.00	25.37	S1
θ_{10}	40	DH	30.00	19.38	S1
θ_{11}	124	EH	35.00	25.37	S1
θ_{12}	30	FH	51.60	42.88	S1
		GH	35.00	86.60	S4
การโก่งตัวรวมที่จุด H				10.40	มิลลิเมตร
น้ำหนักโครงสร้าง				[illegible]	กรัม

*FALSE หมายถึงชิ้นส่วนไม่สามารถต้านทานน้ำหนักบรรทุก (P) ที่กำหนดได้

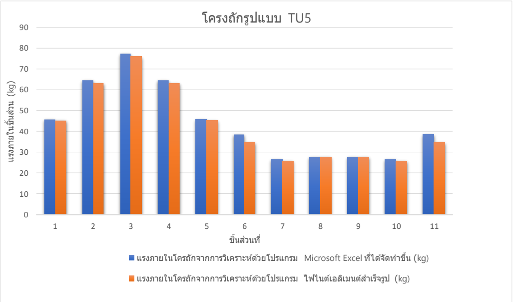
รูปที่ 5 ตัวอย่างโปรแกรม Microsoft Excel ที่จัดทำขึ้น

4.3 ผลการวิเคราะห์โครงถัก

ทำการวิเคราะห์หาค่าแรงภายในและค่าการโก่งตัวของโครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป โดยมีตัวอย่างผลการวิเคราะห์ดังตารางที่ 3 และตารางที่ 4 ตามลำดับ

จากนั้นนำค่าแรงภายในและค่าการโก่งตัวของโครงถักที่ทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น ไปเปรียบเทียบกับค่าแรงภายในและค่าการโก่งตัวโครงถักที่ทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป โดยทำการเปรียบเทียบที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุดเท่ากันคือ 50 กิโลกรัมและมีตัวอย่างการเปรียบเทียบการวิเคราะห์ ดังรูปที่ 6

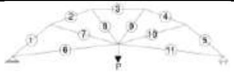
และจากผลการเปรียบเทียบการวิเคราะห์โครงถักทั้ง 9 รูปแบบ นำค่าผลต่างของแรงภายใน และค่าการโก่งตัวเฉลี่ย มาสรุปได้ผลดังตารางที่ 5 และตารางที่ 6 ตามลำดับ



หมายเหตุ น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์จะเป็นครึ่งหนึ่งของน้ำหนักบรรทุกที่แสดงในกราฟ

รูปที่ 6 ตัวอย่างผลการเปรียบเทียบการวิเคราะห์งแรงภายในโครงถักรูปแบบ TU5

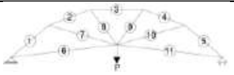
ตารางที่ 3 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น โครงถัก รูปแบบ TU5



TU5

ชิ้นส่วนที่	แรงภายในจากน้ำหนักบรรทุก (P) (kg)				
	10 kg	20 kg	30 kg	40 kg	50 kg
1	9.18	18.36	27.54	36.72	45.90
2	12.95	25.90	38.85	51.79	64.74
3	15.50	31.01	46.51	62.02	77.52
4	12.95	25.90	38.85	51.79	64.74
5	9.18	18.36	27.54	36.72	45.90
6	7.70	15.40	23.10	30.80	38.50
7	5.34	10.68	16.03	21.37	26.71
8	5.55	11.09	16.64	22.18	27.73
9	5.55	11.09	16.64	22.18	27.73
10	5.34	10.68	16.03	21.37	26.71
11	7.70	15.40	23.10	30.80	38.50
การโก่งตัว (mm)	0.58	1.16	1.74	2.33	2.91

ตารางที่ 4 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป ที่ได้จัดทำขึ้น โครงถัก รูปแบบ TU5



TU5

ชิ้นส่วนที่	แรงภายในจากน้ำหนักบรรทุก (P) (kg)				
	10 kg	20 kg	30 kg	40 kg	50 kg
1	9.02	18.03	27.05	35.07	45.08
2	12.64	25.29	37.93	50.57	63.21
3	15.22	30.44	45.67	60.89	76.11
4	12.64	25.29	37.93	50.57	63.21
5	9.02	18.03	27.05	35.07	45.08
6	6.94	13.88	20.83	27.77	34.71
7	5.38	10.28	15.41	20.55	25.69
8	5.57	11.14	16.71	22.28	27.84
9	5.57	11.14	15.41	22.28	27.84
10	5.38	10.28	16.71	20.55	25.69
11	6.94	13.88	20.83	27.77	34.71
การโก่งตัว (mm)	0.51	1.03	1.54	2.05	2.56

ตารางที่ 5 ผลการเปรียบเทียบค่าแรงภายในเฉลี่ยจากการ วิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น กับโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป

โครงถัก รูปแบบ	ผลต่างของแรงภายในเฉลี่ย (kg)	ร้อยละผลต่างของแรงภายในเฉลี่ย (%)
TU5	1.45	3.48
TU6	1.55	4.20
TU7	1.24	3.06
TH5	0.24	1.04
TH6	0.31	1.55
TH7	1.28	5.52
TI5	2.82	7.93
TI6	1.42	7.40
TI7	0.58	2.75
เฉลี่ย	1.21	4.10

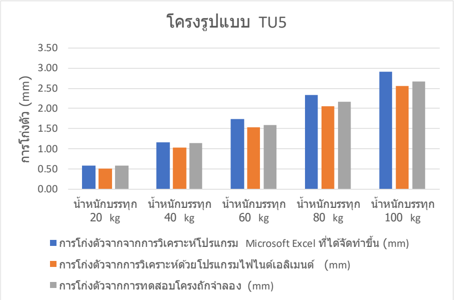
ตารางที่ 6 ผลการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของโครงถักที่น้ำหนักบรรทุก 50 กิโลกรัม จากการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้นกับโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป

โครงถักรูปแบบที่	การโก่งตัวจากวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม (mm)		ผลต่างของการโก่งตัว (mm)	ร้อยละผลต่างของการโก่งตัว (%)
	Microsoft Excel	ไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป		
TU5	2.91	2.56	0.35	12.03
TU6	1.89	2.34	0.45	19.23
TU7	1.80	2.23	0.43	19.28
TH5	4.38	3.95	0.43	9.82
TH6	2.55	3.63	1.08	29.75
TH7	2.82	3.38	0.56	16.57
TI5	3.03	2.34	0.69	22.77
TI6	2.56	2.21	0.35	13.67
TI7	1.65	2.01	0.36	17.91
เฉลี่ย	-	-	0.52	17.89

4.4 ผลการประกอบโครงถัก และผลการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก

คณะผู้จัดทำได้ทำการประกอบโครงถักจำลองจากวัสดุไม้ไอศกรีมขึ้นจำนวน 9 รูปแบบ รูปแบบละ 5 โครง เพื่อทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกที่ 20, 40, 60, 80 และ 100 กิโลกรัม และศึกษาพฤติกรรมการโก่งตัวของโครงถักจำลอง ทำการจดบันทึกค่าการโก่งตัวของโครงถัก และนำมาหาค่าเฉลี่ยของการโก่งตัวได้ ดังตารางที่ 7

รูปที่ 5 ตัวอย่างการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงถัก



รูปที่ 6 ตัวอย่างผลการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของโครงถัก รูปแบบ TU5

ตารางที่ 7 ผลการโก่งตัวเฉลี่ยจากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกต่างๆ

โครงถัก รูปแบบที่	การโก่งตัวเฉลี่ยที่วัดได้จากการทดสอบโครงถักที่น้ำหนักบรรทุกต่างๆ (mm)				
	20 kg	40 kg	60 kg	80 kg	100 kg
TU5	0.58	1.14	1.58	2.17	2.67
TU6	0.49	0.84	1.28	1.70	2.26
TU7	0.55	1.05	1.44	2.08	2.58
TH5	0.72	1.66	2.53	3.24	4.12
TH6	0.57	1.19	1.73	2.49	2.89
TH7	0.63	1.29	1.85	2.46	3.13
TI5	0.62	1.14	1.74	2.29	2.90
TI6	0.40	0.82	1.22	1.61	1.95
TI7	0.44	0.72	1.18	1.44	1.83

4.5 ผลการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของโครงถักที่ทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก กับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป

นำค่าการโก่งตัวที่ได้จากการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก 20, 40, 60, 80 และ100 กิโลกรัม ไปเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป ได้ดังตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ผลการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวเฉลี่ยของโครงถัก

รูปแบบโครงถัก	ผลต่างค่าการโก่งตัวระหว่างโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้นกับการทดสอบจริงเฉลี่ย	ผลต่างค่าการโก่งตัวระหว่างโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์กับการทดสอบจริงเฉลี่ย	ร้อยละผลต่างค่าการโก่งตัวระหว่าง Microsoft Excel กับการทดสอบจริงเฉลี่ย	ร้อยละผลต่างค่าการโก่งตัวระหว่างไฟไนต์เอลิเมนต์ กับการทดสอบจริงเฉลี่ย
	(mm)	(mm)	(%)	(%)
TU5	0.12	0.09	5.21	6.78
TU6	0.18	0.10	14.09	7.32
TU7	0.46	0.21	30.40	13.96
TH5	0.17	0.11	8.10	5.36
TH6	0.24	0.40	13.24	18.84
TH7	0.18	0.15	10.04	7.18
TI5	0.09	0.34	4.37	20.03
TI6	0.33	0.13	21.27	9.17
TI7	0.13	0.10	13.52	7.99
เฉลี่ย	0.21	0.18	13.36	10.74

หมายเหตุ การทดสอบจริงจะใช้น้ำหนักบรรทุกเป็นสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์

5. สรุปผลการศึกษา

จากการเลือกรูปแบบโครงถักที่สนใจมาจำนวนทั้งสิ้น 9 รูปแบบ สามารถสร้างสูตรการวิเคราะห์และออกแบบโครงถัก ในโปรแกรม Microsoft Excel ได้ 3 กลุ่ม คือกลุ่มที่มีชิ้นส่วนรับแรงอัด 5, 6 และ 7 ชิ้นส่วน

ผลจากการเปรียบเทียบโครงถักที่แตกต่างกันทั้งหมด 9 รูปแบบ ที่น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการวิเคราะห์สูงสุดเท่ากับ 50 กิโลกรัม พบว่าค่าแรงภายใน และค่าการโก่งตัว จากการวิเคราะห์โครงถักด้วยโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้นและโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป นั้นมีค่าที่แตกต่างเฉลี่ยอยู่ที่ 4.10 % และ 17.89 % ตามลำดับ

เมื่อนำโครงถักจำลองที่ประกอบขึ้นไปทำการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก และทำการเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวจากการทดสอบ กับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูป (โดยที่น้ำหนักจริงที่ใช้ในการทดสอบมีค่าเป็นสองเท่าของน้ำหนักที่ใช้ในการวิเคราะห์) ได้ผลต่างเฉลี่ยอยู่ที่ 13.36 % และ 10.74 % ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าผลการเปรียบเทียบการทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกของโครงถักเมื่อเทียบกับทั้ง 2 โปรแกรมนั้นต่างกันเพียงแค่ 2.62 % นั้น

จึงสรุปได้ว่าโปรแกรม Microsoft Excel ที่ได้จัดทำขึ้น สามารถนำมาใช้ในการวิเคราะห์หาค่าแรงภายในและค่าการโก่งตัวของโครงถักที่มีลักษณะ 9 รูปแบบคือ TU5, TU6, TU7, TH5, TH6, TH7, TI5, TI6 และ TI7 แทนการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำเร็จรูปได้

เอกสารอ้างอิง

[1] ณัฐวุฒิ ศุภรสิงห์ ไพศาล สุขรุ่งเรืองชัย และลลิตา ยั่งยืน ,การวิเคราะห์และออกแบบโครงถักจำลองด้วยวัสดุไม้ไอศกรีม , สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ , 2560

[2] สิทธิชัย แสงอาทิตย์, ทฤษฎีโครงสร้าง, พิมพ์ครั้งที่ 3, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ,นครราชสีมา, 2557

[3] วีระพงษ์ ไชยสถิตวานิช ,พัฒนาการคำนวณออกแบบอย่างเหมาะสม สำหรับโครงถักที่มีพฤติกรรมไม่เชิงเส้นด้วยวิธีงานสมมุติ, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, 2539

[4] ผศ.เสริมพันธ์ เอี่ยมจะบก ,คู่มือการออกแบบโครงสร้างเหล็กด้วย Multiframe 4D ,พิมพ์ครั้งที่ 1 , สถาบันฝึกอบรมทางวิศวกรรมและก่อสร้าง TumCivil.com Training Center , 2556

[5] วรพรรณ วงศ์สรรคกร ,พัฒนาการคำนวณและออกแบบโครงถักเหล็กระนาบอย่างเหมาะสมด้วยวิธีงานสมมุติ, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2538

[6] อิทธิพงศ์ พันธ์นิกุล, การศึกษาเปรียบเทียบชนิดของโครงข้อหมุนที่ใช้วัสดุน้อยที่สุด, มหาวิทยาลัยขอนแก่น, 2543

ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส

EFFECT OF CONFINING PRESSURE ON DUCTILITY OF SQUARE SECTION CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMN

ภัทรจีรา ไตรวงค์ย้อย[1],วัชรา โพธิ์สาวัง[2] และ วัจน์วงค์ กรีพละ[3]*

[1,2] นิสิตสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จ.สกลนคร
[3] อาจารย์สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จ.สกลนคร

**Corresponding author; E-mail address: patjeera.ta@ku.th,* wadchara.pos@gmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้มีจุดประสงค์เพื่อพัฒนาสมรรถนะของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยการให้แรงโอบรัดทางด้านข้าง เสาเหล็กกรอกคอนกรีตตัวอย่างจะถูกนำมาทดสอบเพื่อศึกษาสมรรถนะด้านความเหนียวซึ่งประกอบด้วย ตัวประกอบความเหนียว ตัวประกอบการดูดซับพลังงาน และดัชนีงาน ซึ่งคำนวณจากกำลังรับแรงอัด และความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวจากการทดสอบกำลังรับแรงอัด ตัวแปรหลักในการศึกษานี้คือ หน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง ซึ่งมีค่าตั้งแต่ 0, 2.4, 4.8 และ 7.2MPa คิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ปลอกเหล็ก มอก. SM490 ขนาด 98x98x350 มิลลิเมตร ถูกนำมาใช้ทำเป็นปลอกเสาเพื่อโอบรัดแกนคอนกรีตซึ่งมีกำลังอัด 20.98MPa. การให้แรงทางโอบรัดทางด้านข้างจะกระทำผ่านแจ็คเก็ต ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง 11.4%-34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ทำให้กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพิ่มขึ้น 3.0-19.3% อย่างไรก็ตามในช่วงที่มีการให้แรงโอบรัดด้านข้างต่ำกำลังรับแรงอัดของเสาตัวอย่างเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น นอกจากนี้ ยังพบว่า การเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างแก่เสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส โดยใช้แจ็คเก็ต ไม่มีประสิทธิภาพในการปรับปรุงสมรรถนะความเหนียวของเสาซึ่งแตกต่างจากกรณีหน้าตัดวงกลม

คำสำคัญ: แจ็คเก็ต, พารามิเตอร์ความเหนียว, กำลังรับแรงอัด, การให้แรงโอบรัด, การวิบัติ

Abstract

This paper aims to develop the performance of the square section of the CFT column using preconfining pressure. The square sections of CFT columns were experimentally investigated for its ductility performance including of ductility factor, energy absorption factor and work index, based on its compressive strength and load-deformation characteristics under uni-axial load test. The main parameter investigated was the confining pressure, which various from 0, 2.4, 4.8 and 7.2MPa corresponding to 0%, 11.4%, 22.9% and 34.3% of concrete strength. The steel tubes grade TIS SM490 with external dimensions of 98 mm, 98 mm and 350 mm were used to confine the core concrete having a compressive strength of 20.98 MPa. The confining pressure was applied by preconfining of the steel jacket. Test results showed that increasing of confining pressure of 11.4%-34.3% of concrete strength significantly improved the compressive strength of the square section of CFT column by 3.0-19.3%. However, at low confining pressure, the increase of confining pressure slightly increased the compressive strength. Moreover, it was found that the use of preconfining steel jacket for the square section of CFT column does not enhancing its ductility performance unlike the circular section.

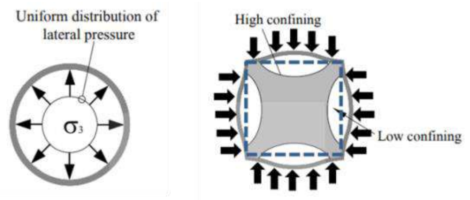
Keywords: Jacketing, Ductility Parameters, Compressive Strength, Preconfining, Failure

1. บทนำ

เสาเหล็กกรอกคอนกรีต (Concrete Filled Tube Column, CFT) เป็นเสาเชิงประกอบที่เกิดจากการบรรจุคอนกรีตลงในท่อเหล็ก ปัจจุบันได้ถูกนำมาใช้เป็นองค์อาคารในโครงสร้างขนาดใหญ่หลายโครงการเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องทั่วโลก เช่น Petronas Tower, World Financial Centre Shanghai, Sky Tree Tokyo เป็นต้น[1-4] เนื่องจากแกนคอนกรีตภายในเสาทำหน้าที่ในการรองรับแรงอัดในแนวแกนและยังช่วยป้องกันการเกิดการโก่งเดาะของปลอกเหล็ก ในทางกลับกันปลอกเหล็กทำหน้าที่รับแรงในแนวแกนร่วมกับคอนกรีตและป้องกันการเบ่งตัวด้านข้างของแกนคอนกรีต ทำให้แกนคอนกรีตอยู่ภายใต้สภาวะความเครียดแบบสามแกน อันเป็นผลส่งต่อให้เป็นผลทำให้เสาเหล็กกรอกคอนกรีตมีความแกร่ง (stiffness), กำลัง

(strength), ความเหนียว (ductility), และการดูดซับพลังงาน (energy absorption) เหนือกว่าเสาคอนกรีตและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก นอกจากนี้ปลอกเหล็กยังทำหน้าที่เป็นแบบหล่อ ซึ่งทำให้การก่อสร้างทำได้ง่าย รวดเร็วและประหยัด[5, 6]

อย่างไรก็ตาม การศึกษาที่ผ่านมาพบว่า เสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสและสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักน้อยว่าเสาเหล็กกรอกคอนกรีตที่มีหน้าตัดวงกลม เนื่องจากเสาหน้าตัดรูปวงกลมมีการกระจายของความเค้นโอบรัดที่สม่ำเสมอกว่าเสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม[7-13] ดังแสดงในรูปที่ 1 จึงมีหลายงานวิจัยที่พยายามเพิ่มประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักของเสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม



ก.หน้าตัดวงกลม ข.หน้าตัดสี่เหลี่ยม

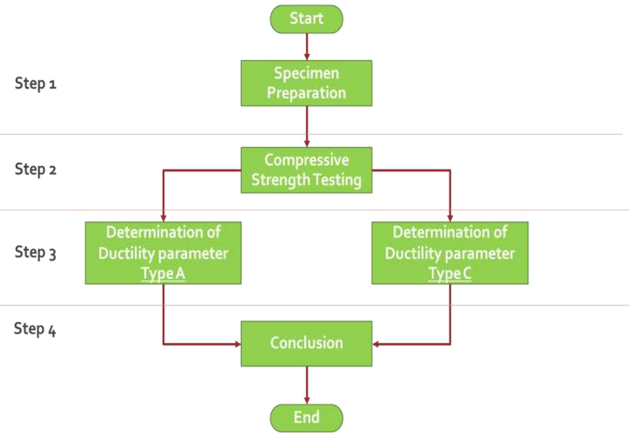
รูปที่ 1 การกระจายหน่วยแรงโอบรัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต[7, 12]

การเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้างก็เป็นวิธีหนึ่งที่นำมาใช้เพิ่มประสิทธิภาพในการรับน้ำหนักของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต แต่งานวิจัยที่ผ่านมาส่วนใหญ่มุ่งเน้นที่ผลของแรงโอบรัดทางด้านข้างต่อพฤติกรรมของเสาหน้าตัดวงกลม [12-20] สำหรับงานวิจัยที่ศึกษาผลของแรงโอบรัดทางด้านข้างต่อพฤติกรรมของเสาหน้าสี่เหลี่ยมยังมีไม่มาก[7-11] โดยเฉพาะอย่างยิ่งผลของแรงโอบรัดทางด้านข้างในลักษณะ Active Confinement ต่อพฤติกรรมของเสาหน้าสี่เหลี่ยมยังมีน้อยมาก[12, 13] ดังนั้น การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการเพิ่มแรงโอบรัดด้านข้างในลักษณะ Active Confinement ต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส

2. ตัวอย่างทดสอบและการทดสอบ

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของศึกษาผลของการเพิ่มแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส จึงได้แบ่งการทดลองเป็น 4 ขั้นตอน คือ การเตรียมตัวอย่างทดสอบ, ทดสอบกำลังรับแรงอัด, หาค่าพารามิเตอร์ความเหนียว และสรุปผล ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยตัวแปรหลักคือ หน่วยแรงโอบรัดทางด้านข้าง เท่ากับ 0, 2.4, 4.8, และ7.2 MPa คิดเป็น 0%, 11.4% 22.9% และ34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ตามลำดับ

รายละเอียดของชุดทดสอบได้สรุปและแสดงไว้ในตารางที่ 1 โดยชื่อตัวอย่างทดสอบที่ระบุถูกกำหนดในรูป CFT-XX ซึ่ง XX หมายถึง หน่วยแรงโอบรัดก่อนทางด้านข้างที่กระทำต่อตัวอย่างทดสอบคิดเป็นเปอร์เซ็นต์ (0%, 10%, 20% และ30%) สำหรับแต่ละชุดทดสอบจะประกอบด้วยเสาเหล็กกรอกคอนกรีตสองตัวอย่างซึ่งจะนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดและคำนวณพารามิเตอร์ความเหนียว โดยพิจารณาจากความสัมพันธ์ของความเค้นกับความเครียดตามแนวแกนของตัวอย่างทดสอบตามวิธีของ *Sheikh*และคณะ [21] ซึ่งกำลังรับแรงอัดและพารามิเตอร์ความเหนียวได้มาจากค่าเฉลี่ยของตัวอย่างทดสอบ สำหรับค่าพารามิเตอร์ความเหนียวที่ใช้พิจารณาในงานวิจัยนี้ ประกอบด้วย ตัวประกอบความเหนียว (Ductility factor, μ_{cu}), ตัวประกอบการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity factor, e_{cu}) และดัชนีงาน (Work index, W_{cu})



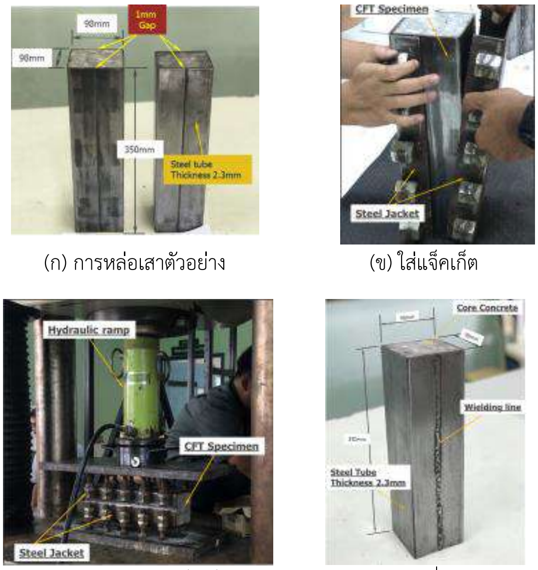
รูปที่ 2 แผนภูมิการดำเนินการทดลอง

ตารางที่ 1 รายละเอียดชุดตัวอย่างทดสอบ

Specimen series	$D \times H \times t \times L$ (mm)	Pre-Confining Ratio $\frac{f_{lp}}{f'_{co}} \times 100\%$	Pre-Confining Pressure f_{lp} (MPa)
CFT-00	98x98x2.3x350	0	0.0
CFT-10	98x98x2.3x350	11.4	2.4
CFT-20	98x98x2.3x350	22.9	4.8
CFT-30	98x98x2.3x350	34.3	7.2

2.1 การเตรียมตัวอย่าง

การวิจัยนี้ใช้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัด 20.98 MPa (BS1881-116 1983)[22] ปลอกเหล็กใช้เหล็กรูปพรรณเกรด TIS SM490 มีจุดคราก (f_y) และกำลังรับแรงดึง (f_u) ของปลอกเหล็กเท่ากับ 324 MPa และ 490 MPa ตามลำดับ มีขนาด 98x98 มม. หนา 2.3 มม. โดยการเตรียมตัวอย่างเริ่มจากการกรอกคอนกรีตลงในปลอกเหล็กที่มีช่องว่างตามยาว 1 มม. ยาว 350 มม. ดังแสดงในรูปที่ 3 (ก) หลังจากหล่อเป็นเสาคอนกรีตปลอกเหล็กแล้วทำการบ่มเป็นระยะเวลา 28 วัน และตั้งไว้ภายใต้สภาพแวดล้อมของห้องปฏิบัติการจนกว่าจะถึงเวลาให้แรงโอบรัด โดยประกอบตัวอย่างเข้ากับแจ็คเก็ต ดังแสดงในรูปที่ 3(ข) ใช้แม่แรงถ่ายแรงสู่แจ็คเก็ตอ่านค่าแรงบีบรัดตามที่กำหนด ดังแสดงในรูป 3(ค) แล้วเชื่อมปลอกเหล็กตลอดความยาวช่องว่าง จากนั้นถอดแจ็คเก็ตออกแทนการตรวจวัดค่าหน่วยแรงโอบรัดที่แท้จริงภายหลังจากการเชื่อมประกอบชิ้นตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 3(ง) แล้วตั้งไว้ภายใต้สภาพแวดล้อมของห้องปฏิบัติการจนถึงเวลาทดสอบกำลังรับแรงอัด



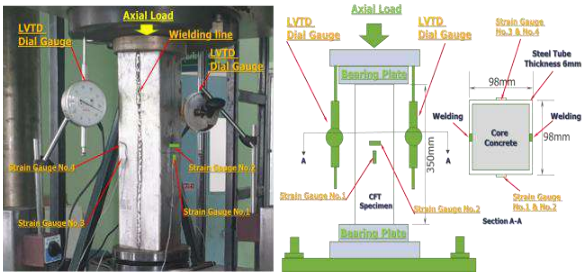
(ก) การหล่อเสาตัวอย่าง (ข) ใส่แจ็คเก็ต

(ค) ถ่ายแรงผ่านแจ็คเก็ต (ง) ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

รูปที่ 3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบเสาคอนกรีตปลอกเหล็ก[23]

2.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังรับแรงอัดใช้เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ขนาด 2,000 kN โดยแรงอัดในแนวแกนกระทำลงสู่ตัวอย่างทดสอบโดยตรงผ่าน Steel Bearing Plate ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มม. หนา 2.3 มม. และ Steel Ball-bearing Plate ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 160 มม. หนา 80 มม. ดังแสดงในรูปที่ 4 การหดตัวในแนวแกนถูกวัดด้วย Linear Variable Differential Transducers (LVDTs) จำนวน 2 ตัว การวัดการเคลื่อนที่จะวัดด้วย Strain Gauge สองด้านที่ไม่ได้เชื่อม ด้านละสองทิศทาง จำนวน 2 ตัวอย่างเพื่อวัดการเคลื่อนที่ตามแนวยาวและแนวขวางของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต ทั้งนี้เพื่อใช้ประกอบการวิเคราะห์ของผลการทดสอบในงานวิจัยนี้เท่านั้น เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ทำการอัดแรงในแนวแกนเบื้องต้น(Pre-loading) ประมาณ 50 kN และคลายแรง (Unloading) เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างหัวกดและตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 4 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ[23]

เสาเหล็กกรอกคอนกรีตทั้งหมดจะถูกทดสอบภายใต้แรงอัดในแนวแกน อัตราการเคลื่อนที่ของแรงเริ่มต้นคือ 0.5 มม. / นาที จากนั้นจะเพิ่มอัตราการเคลื่อนที่ของแรงช่วงละ 0.05 มม. / นาที สำหรับการเคลื่อนที่ในแนวแกนทุก 2 มม. หลังจากนั้นจะหยุดทดสอบเมื่อการเสียรูปตามแนวแกนมีการหดตัว 10 มม. หรือเมื่อแรงที่ใช้ลดลงน้อยกว่า 80 % ของแรงสูงสุดที่วัดได้หรือเมื่อแรงที่ใช้ถึง 90 % ของความสามารถของเครื่องทดสอบ ในระหว่างการทดสอบแรงอัดตามแนวแกนและการเปลี่ยนรูปตามแนวแกน จะมีการบันทึกค่าแรงกระทำและการหดตัวในแนวแกนอย่างต่อเนื่องจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ

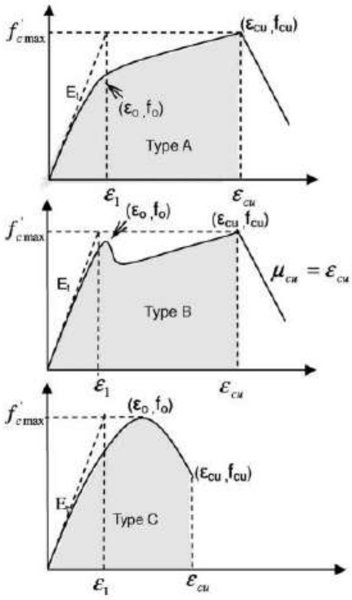
2.3 การหาค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด

กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต $f'_{c\ max}$ สามารถหาได้จากแรงในแนวแกนสูงสุด P_{max} และพื้นที่สัมผัสแรงอัดของตัวอย่างเสาเหล็กกรอกคอนกรีต A_{gross} ดังสมการที่ (1)

$$f'_{c\ max} = \frac{P_{max}}{A_{gross}} \tag{1}$$

2.4 การหาค่าพารามิเตอร์ความเหนียว

เพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์ความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต จึงใช้พารามิเตอร์ประเมินความเหนียวซึ่งประกอบด้วย ตัวประกอบความเหนียว (Ductility factor, μ_{cu}), ตัวประกอบการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity factor, e_{cu}) และดัชนีงาน (Work index, W_{cu}) โดยคำนวณจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดตามแนวแกนตามวิธีของ Sheikhและคณะ[21, 24] ซึ่งได้เสนอแนะวิธีการหาพารามิเตอร์ความเหนียว โดยพิจารณาพฤติกรรมของกราฟระหว่างความเค้นกับความเครียดของวัสดุ 3 ประเภท คือ ประเภท A มีรูปแบบลักษณะเป็นของ CFT, ประเภท B มีรูปแบบลักษณะเป็นของเหล็ก และ ประเภท C มีรูปแบบลักษณะเป็นของคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 5 อย่างไรก็ตามในงานวิจัยนี้จะหาพารามิเตอร์ความเหนียว จากกราฟประเภท A *และ* C เท่านั้น และในกรณี ประเภท C กำหนดให้ความเครียดที่เกิดการวิบัติเท่ากับ 0.012



รูปที่ 5 นิยามของพารามิเตอร์ความเหนียวตามพฤติกรรมของวัสดุ 3 ประเภท [21, 24]

ตัวประกอบความเหนียว (Ductility factor, μ_{cu}) คือ ค่าที่ใช้บ่งบอกเป็นเปอร์เซ็นการยืดตัว และความสามารถในการขึ้นรูปของวัสดุ สามารถคำนวณได้จากค่าความเครียดที่จุดคราก (ε_1) คือ ค่าเริ่มต้นความชันของกราฟไปตัดกับเส้นที่ความเค้นสูงสุด กับค่าความเครียดที่เกิดการวิบัติ (ε_{cu}) และในกรณี ประเภท C กำหนดให้ความเครียดที่เกิดการวิบัติเท่ากับ 0.012 ดังสมการที่ (2)

$$\mu_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_1} \quad (2)$$

ตัวประกอบการดูดซับพลังงาน (Energy absorption capacity factor, e_{cu}) คือ ค่าพลังงานที่ชิ้นงานสามารถดูดซับได้ตลอดการชนกระแทก หรือยุบตัว หาได้จากพื้นที่ใต้กราฟสะสมของพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมูของเส้นโค้งความเค้นกับความเครียดเล็กๆ จนถึงจุดวิบัติของเสา CFT ดังแสดงในรูปที่ 5 (ในกรณี ประเภท C กำหนดให้ความเครียดที่เกิดการวิบัติเท่ากับ 0.012)

ค่าดัชนีงาน (W_{cu}) เป็นพารามิเตอร์ที่ไม่มีมิติคำนวณได้จากค่าการดูดซึมพลังงาน ดังสมการที่ (3) ซึ่งถือว่าเป็นพารามิเตอร์ที่เหมาะสมในการวิเคราะห์ความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตที่ถูกโอบรัดด้านข้าง ทั้งนี้ค่าพารามิเตอร์ความเหนียวที่ได้จากการคำนวณที่มีค่ามากบ่งบอกถึงความเหนียวเพิ่มขึ้นและค่าที่ได้จากการคำนวณน้อยลงหมายถึงความเหนียวลดลง

$$W_{cu} = \frac{(e_{cu})}{(f'_{c\ max})(\varepsilon_1)} \quad (3)$$

ในขั้นตอนสุดท้าย กำลังรับแรงอัด และค่าพารามิเตอร์ความเหนียวของแต่ละชุดได้จากค่าเฉลี่ยของสองตัวอย่างทดสอบ

3. ผลการทดสอบ

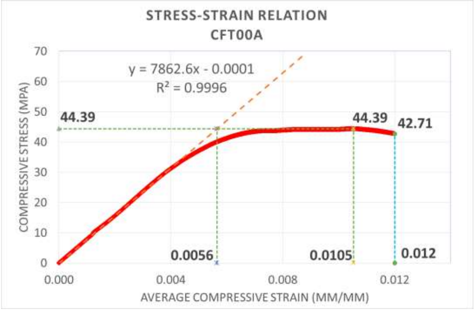
งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการเพิ่มแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด และพารามิเตอร์ความเหนียว ของแต่ละชุดทดสอบหาได้จากค่าเฉลี่ยของ 2 ตัวอย่าง ได้สรุปในตารางที่ 2 และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตได้ ดังแสดงในรูปที่ 6

ตารางที่ 2 สรุปผลการทดสอบ

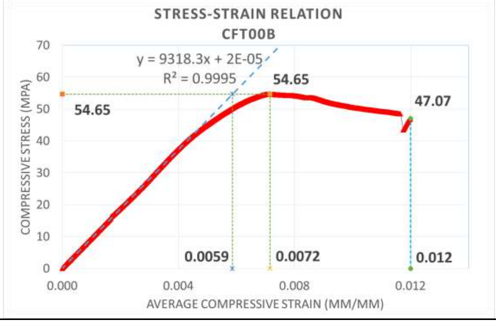
Specimen Series	Preconfining pressure (f_{lp}) MPa	Pre-Confining Ratio $\frac{f_{lp}}{f'_{co}}\times100\%$	$f'_{c\max}$ MPa	Ductility factor (μ_{cu}) MPa		Energy absorption capacity factor (e_{cu}) MPa		Work index (W_{cu})	
				Type A	Type C	Type A	Type C	Type A	Type C
CFT-00 (Control)	0.0 (0%)	0	49.52	1.543	2.086	0.280	0.408	1.019	1.448
CFT-10	2.4 (11.4%)	11.4	51.01	1.146	1.742	0.229	0.417	0.644	1.194
CFT-20	4.8 (22.9%)	22.9	51.15	1.278	2.591	0.189	0.457	0.767	1.931
CFT-30	7.2(34.3%)	34.3	59.04	1.510	2.126	0.256	0.490	0.769	1.468

Preconfining 0% (Control)

CFT00a

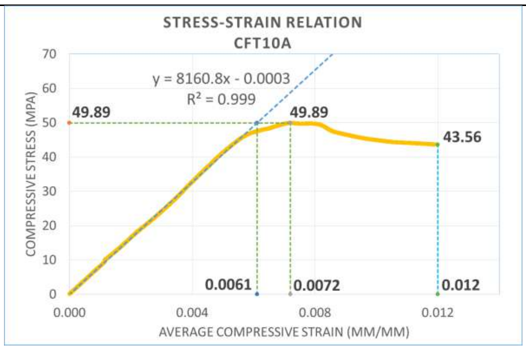


CFT00b

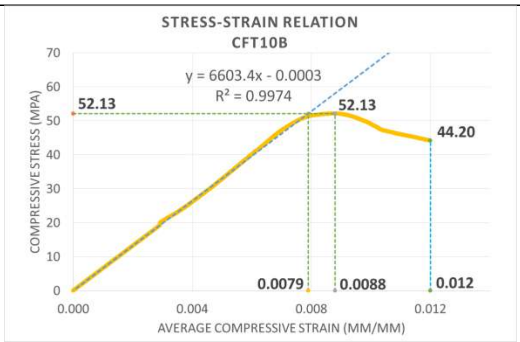


Preconfining 11.4%

CFT10a

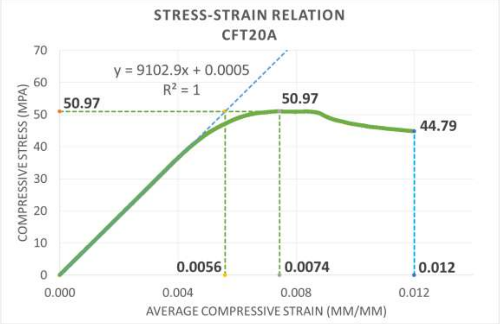


CFT10b

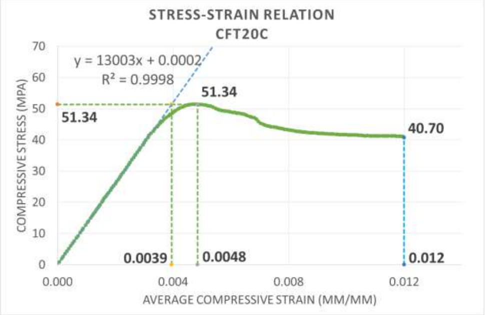


Preconfining 22.9%

CFT20a

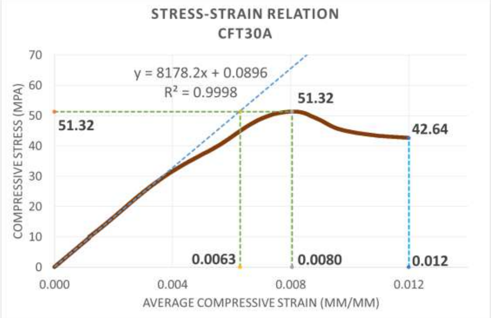


CFT20c

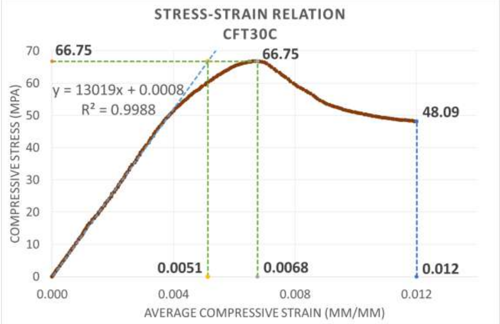


Preconfining 34.3%

CFT30a



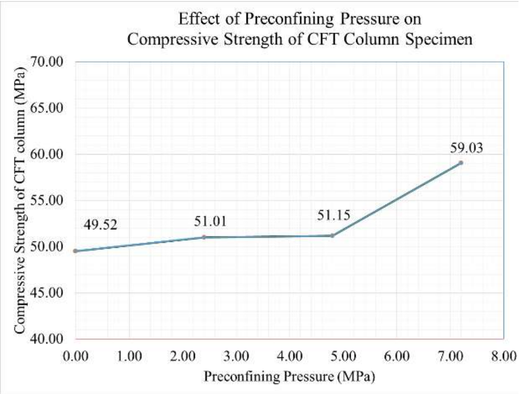
CFT30c



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต

3.1 กำลังรับแรงอัด

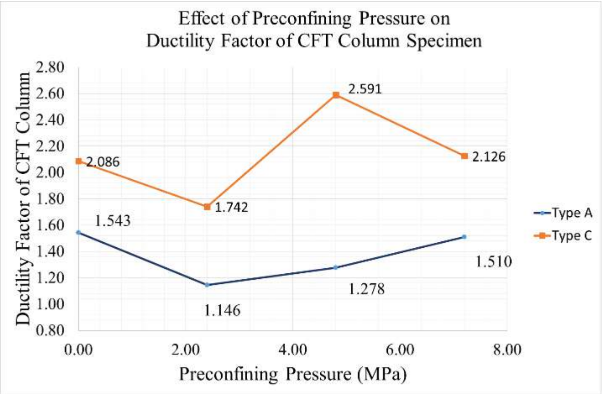
จากตารางที่ 2 พบว่า เมื่อเพิ่มความเค้นโอบรัดทางด้านข้างให้กับเสาเหล็กกรอกคอนกรีต เท่ากับ 0, 2.4, 4.8 และ 7.2 MPa ตามลำดับ ซึ่งคิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (20.98 MPa) กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตมีค่าเท่ากับ 49.52, 51.01, 51.15 และ 59.04 MPa ตามลำดับ อิทธิพลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อกำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต ได้แสดงในรูปที่ 7 จะเห็นได้ว่า ในช่วงที่มีหน่วยแรงโอบรัดต่ำ การเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง ตั้งแต่ 2.4-4.8 MPa ทำให้เสาเหล็กกรอกคอนกรีตพัฒนากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นเพียง 1.6 MPa คิดเป็น 3.0%ของตัวอย่างที่ไม่มีการให้แรงโอบรัดเท่านั้น อย่างไรก็ตาม เมื่อให้หน่วยแรงโอบรัดด้านข้างมากกว่า 22.9% (4.8MPa) ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยเมื่อให้แรงโอบรัด 34.3% (7.2 MPa) กำลังรับแรงอัดของเสาตัวอย่างเพิ่มขึ้นถึง 9.5MPa คิดเป็น 19.2%ของตัวอย่างที่ไม่มีการให้แรงโอบรัด แสดงให้เห็นว่าการให้แรงโอบรัดด้านข้างที่ไม่มากพอจะมีประสิทธิภาพต่ำในการพัฒนากำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยม ทั้งนี้ เนื่องจากความเค้นโอบรัดในแกนคอนกรีตมีการกระจายไม่สม่ำเสมอ จะมีความเค้นสูงบริเวณแกนกลางและมุมเท่านั้น[25] การที่จะทำให้บริเวณที่มีความเค้นต่ำได้รับอิทธิพลจากการโอบรัดจำเป็นต้องให้แรงโอบรัดด้านข้างที่มากพอ



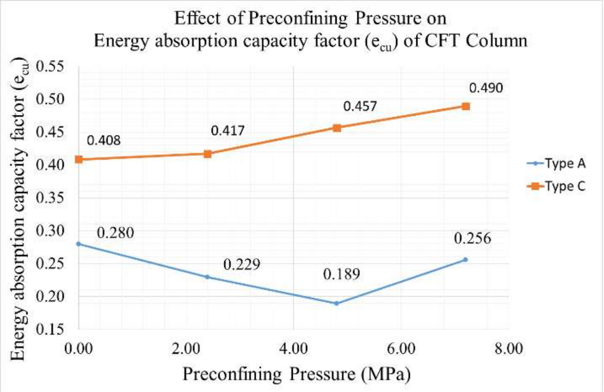
รูปที่ 7 ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อกำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต

3.2 พารามิเตอร์ความเหนียว

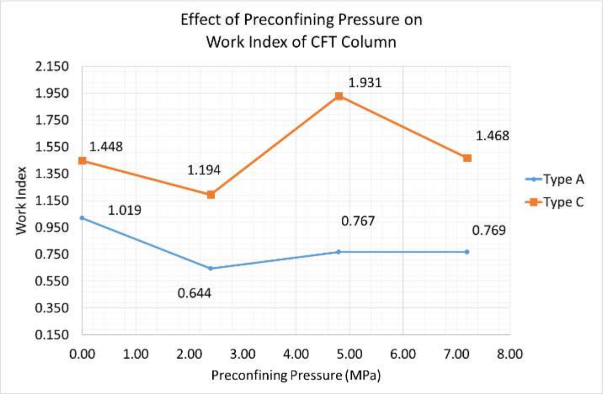
ค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตจากการทดสอบกำลังรับแรงอัด ในรูปที่ 6 ถูกนำมาคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ความเหนียวของเสา จากรูปที่ 6 จะเห็นว่าเมื่อมีการให้แรงโอบรัดด้านข้างรูปแบบของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดของเสาตัวอย่างมีการเปลี่ยนไปเล็กน้อย ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงพิจารณารูปแบบกราฟความเค้นกับความเครียดของเสาตัวอย่าง เป็นทั้งประเภท A และประเภท C เพราะรูปแบบลักษณะการวิบัติของตัวอย่างผลการทดสอบไม่ชัดเจน เนื่องจากอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของเหล็กกรอกคอนกรีตมากกว่า 30 (B/t > 30) เพื่อประเมินความเหนียวทั้งสองรูปแบบและได้สรุปค่าพารามิเตอร์ความเหนียวของเสาทั้งสองรูปแบบไว้ในตารางที่ 2 สำหรับอิทธิพลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อค่าพารามิเตอร์ความเหนียวของทั้งสองรูปแบบ ได้แสดงในรูปที่ 8-รูปที่ 10 ตามลำดับ



รูปที่ 8 ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อตัวประกอบความเหนียว



รูปที่ 9 ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อตัวประกอบการดูดซับพลังงาน



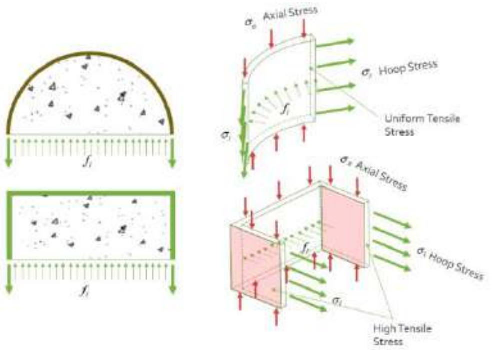
รูปที่ 10 ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อดัชนีงาน

จากรูปที่ 8-รูปที่ 10 พบว่า เมื่อพิจารณาค่าพารามิเตอร์ความเหนียวตามรูปแบบกราฟประเภท A ค่าพารามิเตอร์ความเหนียวทั้งสามมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับเสาตัวอย่างที่ไม่มีการให้แรงโอบรัด อย่างไรก็ตามพบว่า เมื่อเพิ่มแรงโอบรัดมากกว่า 2.4 MPa (11.4%) ค่าพารามิเตอร์ความเหนียวทั้งสาม มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อยแต่ยังคงน้อยกว่าตัวอย่างควบคุม

เมื่อพิจารณาค่าพารามิเตอร์ความเหนียวตามรูปแบบกราฟประเภท C มีเฉพาะค่าตัวประกอบการดูดซับพลังงานเท่านั้นที่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย สำหรับตัวประกอบความเหนียวและดัชนีงาน มีค่าลดลงในช่วงที่มี

แรงโอบรัดต่ำ แต่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อให้แรงโอบรัดทางด้านข้างมากกว่า 2.4 MPa (11.4%)

จากการพิจารณาค่าพารามิเตอร์ความเหนียวทั้งสองรูปแบบ จะเห็นได้ว่า การใช้แจ็คเก็ตเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้างให้กับเสาเหล็กกรอกคอนกรีตนั้น ไม่มีประสิทธิภาพในการปรับปรุงความเหนียว ทั้งนี้ ผลที่ได้อาจเกิดจากความเค้นโอบรัดในปลอกเหล็ก (Hoop Stress) มีการกระจายไม่สม่ำเสมอ ในระหว่างขั้นตอนให้กำลังรับแรงอัดแก่เสาตัวอย่าง การให้ความเค้นโอบรัดด้านข้างของเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสจะมีความเค้นสูงเฉพาะด้านที่ให้แรงโอบรัด[23] ซึ่งต่างจากเสาหน้าตัดวงกลมที่มีการกระจายความเค้นโอบรัดในปลอกเหล็กสม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 11 ดังนั้น เมื่อเสารับแรงอัด ความเค้นอัดในแนวดิ่งจะเสริมกับความเค้นดึงในแนวราบ ทำให้เสถียรภาพของผนังเหล็กด้านที่ให้แรงโอบรัดลดลง เป็นเหตุให้ปลอกเหล็กด้านนี้มีโอกาสเกิดวิบัติมากกว่าเมื่อเสามีการหดตัวจากแรงอัดเท่ากัน โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเสาที่มีค่าสัดส่วนความกว้างของเสา(B) ต่อความหนาของเหล็กปลอก(t) มากกว่า 30[26, 27] และเสาที่มีอัตราส่วนความยาว(L)ต่อความกว้างของเสา(B)สูง จะได้รับประโยชน์จากการโอบรัดทางด้านข้างน้อย[8, 28]



รูปที่ 11 รูปแบบการกระจายความเครียดของท่อเหล็กกลมและสี่เหลี่ยม[23]

4. บทสรุป

ผลของการเพิ่มแรงโอบรัดด้านข้างต่อความเหนียวของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1. การเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างในช่วง 11.4%-34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ทำให้กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพิ่มขึ้น 3.0-19.3% โดยจะเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อให้หน่วยแรงโอบรัดด้านข้างมากกว่า 22.9% (4.8 MPa) ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต

2. การเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้างแก่เสาเหล็กกรอกคอนกรีตโดยใช้แจ็คเก็ต ไม่มีประสิทธิภาพในการปรับปรุงความเหนียว

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยใคร่ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จ.สกลนคร ที่ให้การสนับสนุนวัสดุ สถานที่ และเครื่องมือทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] Cai, J. and Z.-Q. He. (2006). Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars. Journal of Constructional Steel Research, 2006. 62(5), pp. 472-483.

[2] Han, L.-H., W. Li, and R. (2014). Bjorhovde, Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. Journal of Constructional Steel Research, 2014. 100, pp. 211-228.

[3] Liu, D., W.-M. Gho, and J. Yuan. (2003). Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. Journal of Constructional Steel Research, 59(12), pp. 1499-1515.

[4] Sakai, J. (2018). Current State of Studies of Steel-Concrete Composite Structures. steel construction today & tomorrow, 55(3), pp. 1-4.

[5] Kalemi, B. (2016). Numerical modelling and assessment of circular concrete-filled steel tubular members. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia. pp. 54.

[6] ชุลีพร อุยยืนยงค์, สิทธิชัย แสงอาทิตย์ และ ศาสน์ สุขประเสริฐ (2553). การศึกษากำลังอัดของคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ถูกโอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, อุบลราชธานี, 12-14 พฤษภาคม 2553.

[7] Johansson, M. and Gylltoft, K. (2001). Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. Steel and Composite Structures, 1(4), pp. 393-410.

[8] Schneider, S. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. ASCE Journal of Structural Engineering, 124(10), pp. 1125-1138.

[9] Shams, M. and M. Saadeghvaziri. (1997). State of the art of concrete-filled steel tubular columns. ACI Structural Journal, 94(5), pp. 558–571.

[10] Shanmugam, N. and B. Lakshmi. (2001). State of the art report on steel-concrete composite columns. Journal of Constructional Steel Research, 57(10), pp. 1041–1080.

[11] Oliveira, W. L. A. d., et al. (2010). Evaluation of passive confinement in CFT columns. Journal of Constructional Steel Research, 66, pp. 487–495.

[12] Auyyuenyong, C. (2011). Strengthening of axial compressive square reinforced concrete columns by preconfining with steel jackets, Civil Engineering. Suranaree University of Technology. pp. 203.

[13] Namvijitr, N. (2011). Strengthening of axial compressive circular reinforced concrete columns by preconfining with steel jackets, Civil Engineering. Suranaree University of Technology. pp. 178.

[14] Elremaily, A. and A. Azizinamini. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research, 58(12), pp. 1567-1591.

[15] Nishiyama, I., et al. (2002). Summary of research on concrete-filled structural tube column system carried out under the USJapan cooperative research program on composite and hybrid structures, Building Research Institute (BRI).

[16] Sakino, K., et al. (2004). Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. ASCE Journal of Structural Engineering, 130 pp. 180–188.

[17] Seangatith, S. and J. Thumrongvut. (2009). Experimental investigation on square steel tubed rc columns under axial compression. Suranaree Journal of Science and Technology, 16(3), pp. 205-220.

[18] Kuranovas, A., et al. (2009). Load-bearing capacity of concrete-filled steel columns. Journal of civil engineering and management, 15(1), pp. 21–33.

[19] Xiao, Y, W. He, and K. Choi. (2005). Confined concrete filled tubular columns. Journal of Structural Engineering, ASCE, 131(3), pp. 488-497.

[20] Holmes, N., et al. (2014). Active confinement of weakened concrete columns. Materials and Structures,

[21] Sheikh, S. A., et al. (1994). Confinement of high strength concrete columns. ACI Structural Journal, 91(1), pp. 100-111.

[22] BS1881-116 (1983). Testing concrete in Part 116: Method for determination of compressive strength of concrete cubes. BS 1881-116.

[23] Greepala, V., Chareerat, T., Wongthong, P. and Kongna, P. (2019). Effect of confining pressure on compressive strength and ductility of square section concrete filled tube column. 1 6 th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC16), Brisbane, Australia, 3-6 December 2019.

[24] Cui, C. and S. A. Sheikh. (2010). Experimental study of normal- and high-strength concrete confined with fiber-reinforced polymers. Journal of Composites for Construction, 14. pp. 553-561.

[25] Nardin, S. D. and A. L. H. C. EL Debs. (2007). Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Structures and Building, 160. pp. 13-22.

[26] Uy, B. (1998). Concrete-filled fabricated steel box columns for multi-storey buildings behaviour and design. Progress in Structural Engineering and Materials, 1(12). pp. 150-158.

[27] Jamaluddin, N. (2001). Behaviour of elliptical concrete-filled steel tube (CFT) columns under axial compression load, in School of Civil Engineering. The University of Leeds. p. 44.

[28] Oliveira, W. L. A. d., et al. (2010). Evaluation of passive confinement in CFT columns, Journal of Constructional Steel Research, 66. pp. 487-495.

Post-Buckling Behavior of Variable-Arc-Length Pipe due to Internal Fluid Motion

Wichawat Nathabumrung[1] Panithan Padthomfang[1] Tanakorn Tima[1] and Karun Klaycham[2,*]

[1]Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering at Kamphaeng Saen, Kasetsart University, Nakhon Pathom, Thailand

[2] Lecturer, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering at Kamphaeng Saen, Kasetsart University, Nakhon Pathom, Thailand

**Corresponding author; E-mail address: karun.kl@ku.ac.th*

Abstract

This paper presents the instability and post-buckling behaviors of the variable-arc-length (VAL) pipe caused by internal transporting fluid motion, including the effects of the pipe weight and variation of internal fluid pressure. The set of governing equation of the pipe, which is nonlinear first-order differential equation is derived by considering the equilibrium of force and moment and the geometric relation of the differential pipe segment in two-dimensions. The variation of internal pressure inside the pipe is calculated from the energy conservation based on Bernoulli principle. The set of governing equation corresponds to the two-point boundary value problem, which is conveniently solved by using the shooting method. The present numerical results are found to be compatible with the elliptic integral solution provided in the available literature. The numerical results indicate that the effects of the pipe and internal fluid weight are to decrease the critical buckling fluid velocity and cause to lose the pipe stability.

Keywords: Critical Velocity, Large Deflection, Nonlinear Frist-Order Differential Equation, Shooting Method, Variable-Arc-Length Pipe

1. Introduction

From the literature review, the problem of large deflection of variable-arc-length (VAL) elastica structure has been investigated by many researchers. Concerning with variable-arc-length beam, the research examples are presented by Theppitak [1], Rodsungwal [2], and Klaycham [3]. The span length of the variable-arc-length beam is a fixed distance, while the arc-length can be varied due to the external load. For this reason, the model of this structure type can be applied for pipe transporting crude oil in offshore structure applications. The problem of variable arc-length pipe was investigated by Chucheepsakul and Monprapussorn [4] using the elliptic integral method. They reported that the dimensionless critical internal fluid velocity of the VAL pipe for the first four modes are 9.8696, 39.4784, 88.8264, and 157.9137, respectively. Their numerical results have shown that the effect of elastic rotational restraint at support is to stabilize the pipe and to increase critical velocity. However, their mathematical model has not captured the effect of pipe weight and the variation of internal pressure along the pipe.

This study developed a mathematical model for analyzing of VAL pipe concerning the effect of pipe and internal fluid weight, internal fluid pressure, and compression force at the support. The set of nonlinear first-order differential equation of VAL pipe is derived by the considering equilibrium of force and moment. The numerical solution is solved by the shooting optimization method, which is found to be agreeable in comparing with the elliptic integral method presented by Chucheepsakul and Monprapussorn [4].

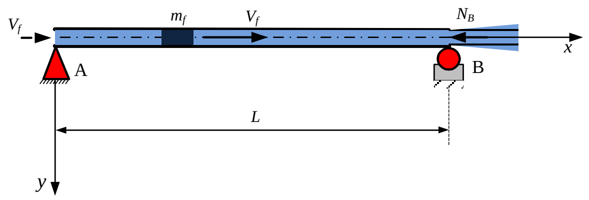


Fig. 1 The characteristic of variable arc-length pipe transporting fluid under applied compression at support B

2. Governing Equation and Numerical Method

Fig. 1 shows the schematic of variable-arc-length pipe transporting fluid in the two-dimensional Cartesian coordinate system (x , y). Both ends of the pipe are pinned support, which

located at the fixed position. The right end (point B) is subjected to a compression force (N_B) and can be slipped through the support. The span length is constant of length L , while total-arc-length (s_t) is an unknown length, which has to be investigated from the numerical solution.

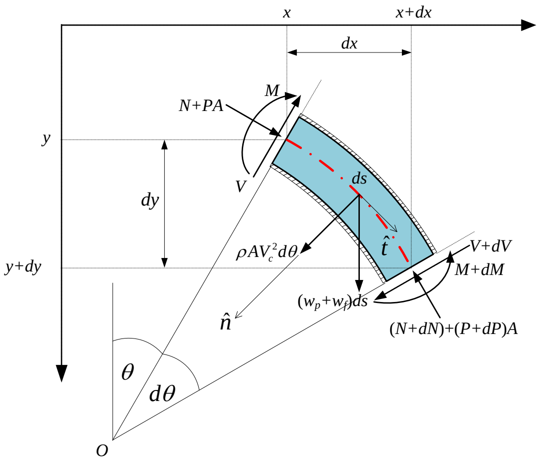


Fig. 2 Free body diagram of VAL pipe transporting fluid in effective system

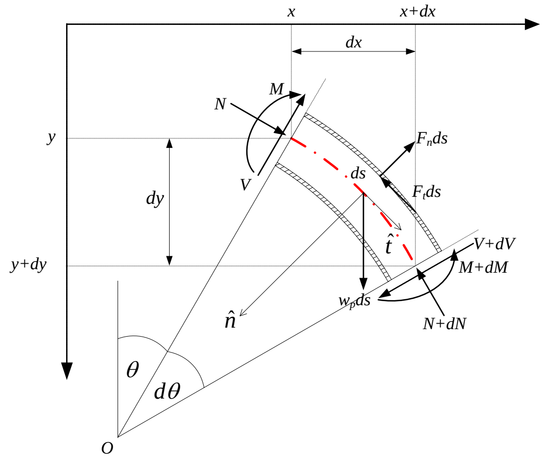


Fig. 3 Free body diagram of VAL pipe segment

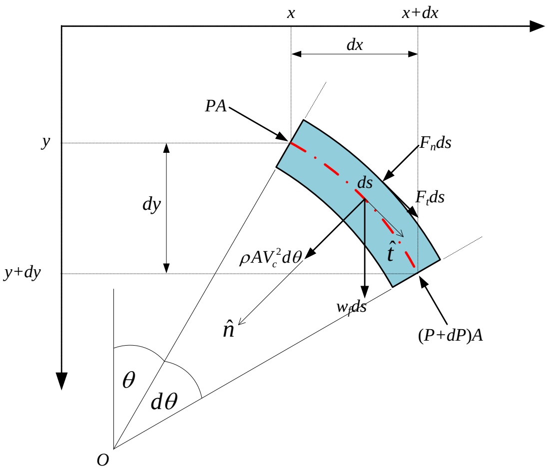


Fig. 4 Free body diagram of internal fluid segment

2.1 Geometric Relationship

Fig. 2 shows the free body diagram of a pipe transporting fluid in an effective system. Based on the differential geometry of the pipe segment with infinitesimal length (ds) in a plane curve, the geometric relations of the elastica pipe [5-6] can be expressed as follows.

$$\frac{dy}{ds} = \sin\theta \tag{1a}$$

$$\frac{dx}{ds} = \cos\theta \tag{1b}$$

$$\kappa = \frac{1}{r} = \frac{d\theta}{ds} = -\frac{M}{EI} \tag{1c}$$

where x and y are the horizontal and vertical coordinates; κ is the curvature of a pipe; r is the radius of curvature; θ is the angle measured from the horizontal direction to the tangent line of the pipe; M is the bending moment; and EI is the flexural rigidity of the pipe.

2.2 Equilibrium of Force and Moment

From the effective system of pipe segment shown in Fig. 2, it can be separated into the apparent systems of the pipe and the internal fluid as shown in Figs. 3 and 4, respectively. Considering the pipe segment, the equilibrium of force in tangential and normal directions are given in Eqs. (2a) and (2b); and the equilibrium of moment about point *O* can be given in Eq. (2c).

$$F_t = -\frac{dN}{ds} - V\frac{d\theta}{ds} + w_p \sin\theta \tag{2a}$$

$$F_n = \frac{dV}{ds} - N\frac{d\theta}{ds} + w_p \cos\theta \tag{2b}$$

$$\frac{dM}{ds} = V \tag{2c}$$

where F_t and F_n are the summation of fluid force in tangential and normal directions, respectively, acting on the pipe; w_p is the pipe weight per unit length; N , V , and M are the axial compression force, shear force, and bending moment, respectively. Similar to the above, considering Fig. 4, the equilibrium of force in tangential and normal directions of internal fluid segment are given in Eqs. (3a) and (3b), respectively.

$$F_t = A\frac{dP}{ds} - w_f \sin\theta \tag{3a}$$

$$F_n = PA\frac{d\theta}{ds} - \rho A V_c^{\,2}\frac{d\theta}{ds} - w_f \cos\theta \tag{3b}$$

in which $m_f = \rho A$ and $w_f = \rho A g$ are the mass and weight per unit length of internal fluid; V_c and ρ are the velocity and density of internal fluid; A is the inside cross-sectional area of the pipe; and g is the gravitational acceleration. To obtain the equilibrium equation of the effective pipe transporting fluid system, the method of superposition is applied to Eqs. (2) and (3). By equating Eq. (2a)=(3a) and Eq. (2b)=(3b), yield the Equilibrium of force in tangential and normal directions as given in Eqs. (4a) and (4b), respectively. Similarly, one obtains the moment equilibrium equation of the effective pipe system as given in Eq. (4c).

$$\frac{dN}{ds} = -V\frac{d\theta}{ds} - A\frac{dP}{ds} + \left(w_p + w_f\right)\sin\theta \tag{4a}$$

$$\frac{dV}{ds} = N\frac{d\theta}{ds} + PA\frac{d\theta}{ds} - \rho A V_c^{\,2}\frac{d\theta}{ds} - \left(w_p + w_f\right)\cos\theta \tag{4b}$$

$$\frac{dM}{ds} = V \tag{4c}$$

2.3 Variation of Internal Pressure

Considering internal pressure in Fig 4, when the internal fluid in the VAL pipe is moving it causes changes in internal pressure. Based on the energy conservation, the variation of internal pressure along the pipe can be calculated from the Bernoulli equation as follows.

$$\frac{dP}{ds} = \gamma\frac{dy}{ds} \tag{5}$$

where $\gamma = \rho g$ is the specific weight of the internal fluid.

2.4 Numerical Solution by Shooting Method

For convenience in the numerical computation, the set of first-order nonlinear differential equation should be written in nondimensional form, in which the following relations are used.

$$s^* = \frac{s_s}{s_t}, \hat{s}_t = \frac{s_t}{L}, \hat{x} = \frac{x}{L}, \hat{y} = \frac{y}{L} \tag{6a}$$

$$\hat{M} = \frac{ML}{EI}, \hat{P} = \frac{PAL^2}{EI}, \hat{w}_f = \frac{w_f L^3}{EI}, \hat{V} = \frac{VL^2}{EI} \tag{6b}$$

$$\hat{N} = \frac{NL^2}{EI}, \hat{w}_p = \frac{w_p L^3}{EI}, \hat{V}_c = \frac{\rho A V_c^2 L^2}{EI} \tag{6c}$$

where s^* and $\hat{s}_t$ are dimensionless arc-length coordinate and the total arc-length; $\hat{x}$ and $\hat{y}$ are dimensionless coordinate along horizontal and vertical directions; $\hat{w}_p$ and $\hat{w}_f$ are dimensionless pipe and internal fluid weights; $\hat{V}_c$ and $\hat{P}$ are dimensionless velocity and pressure of internal fluid; $\hat{M}$, $\hat{V}$, and $\hat{N}$ are bending moment, shear force, and axial compression force, respectively. Using Eq. (6), the set of governing equations of the pipe transporting fluid, including geometric relation (Eq. 1), equilibrium equation (Eq. 4), pressure variation (Eq. 5) can be transformed to dimensionless form as follows.

$$\frac{d\hat{x}}{ds^*} = \hat{s}_t \cos\theta \tag{7a}$$

$$\frac{d\hat{y}}{ds^*} = \hat{s}_t \sin\theta \tag{7b}$$

$$\frac{d\theta}{ds^*} = \hat{s}_t \hat{M} \tag{7c}$$

$$\frac{d\hat{V}}{ds^*} = \hat{N}\frac{d\theta}{ds^*} + \hat{P}\frac{d\theta}{ds^*} - \hat{V}_c\frac{d\theta}{ds^*} - \left(\hat{w}_p + \hat{w}_f\right)\hat{s}_t \cos\theta \tag{7d}$$

$$\frac{d\hat{N}}{ds^*} = \frac{d\hat{P}}{ds^*} - \hat{V}\frac{d\theta}{ds^*} + \left(\hat{w}_p + \hat{w}_f\right)\hat{s}_t \sin\theta \tag{7e}$$

$$\frac{d\hat{M}}{ds^*} = \hat{s}_t \hat{V} \tag{7f}$$

$$\frac{d\hat{P}}{ds^*} = \hat{w}_f \frac{d\hat{y}}{ds^*} \tag{7g}$$

Eqs. (7a)-(7g) are nonlinear first-order differential equations, which correspond to the two-point boundary value problem. Then the shooting optimization method is used to solve the numerical solution. From the support conditions, the coordinate of the left end support (point A) is located at $\hat{x}$ =0 and $\hat{y}$ =0, while the right support (point B) is at $\hat{x}$ =1 and $\hat{y}$ =0. Because the support is pinned, the bending moment at the pipe ends is

equal to zero. The inlet water pressure (point A) is specified according to the pump performance ($\hat{P} = \hat{P}_A$). Because both supports are at the same level and the water head loss is not considered, the outlet pressure is then equal to the inlet pressure ($\hat{P}_B = \hat{P}_A$). In the numerical implementation, the total arc-length ($\hat{s}_t$), which is the control variable is set the value. Then Eq. (7) is integrated from s^* =1 (point B) to s^* =0 (point A). Seven initial conditions at support B need to be given, which can be categorized into two groups. First is the specified condition such as $\hat{x}=1$, $\hat{y}=0$, $\hat{N}=\hat{N}_B$, $\hat{P}=\hat{P}_B$, and $\hat{M}=0$. The second group is the unknown conditions including θ and $\hat{V}$, which have to guess firstly, as θ_B and $\hat{V}_B$, respectively. Also, the fluid velocity ($\hat{V}_c$) is unknown and will be guessed for the first iteration. At the upper limit of integration (point A), the specified boundary conditions ($\hat{x}=0$, $\hat{y}=0$, and $\hat{M}=0$) should be set for the minimization process. Then the iteration process is repeated until the solution is satisfied the following objective function.

$$\underset{\theta_B,\hat{V}_B,\hat{V}_c}{\text{Min}}\ \Phi = |\hat{x}(0)| + |\hat{y}(0)| + |\hat{M}(0)| = 0 \qquad (8)$$

3. Numerical Results

3.1 Numerical Validation in Case of VAL Pipe without Effect of Pipe Weight and Internal Fluid Pressure

The numerical results obtained from the shooting method (SM) are checked with the result from the Elliptic integral method (EIM) presented by Chucheepsakul and Monprapussorn [4]. In this validation example, the effect of pipe and internal fluid weights ($\hat{w}_p = \hat{w}_f$ =0), and the inlet fluid pressure ($\hat{P}_A$ = 0) is not considered.

The load-displacement curve between the internal fluid velocity $(\hat{V}_c)$ and the support rotation at point B (θ_B) for the first four modes of VAL pipe are shown in Fig. 5. The numerical result shows that the pipe remains keeping undeformed shape until the fluid velocity reaches the maximum value at the critical state. At this state, the pipe is buckled. The maximum fluid velocity is called the critical buckling velocity. Beyond the critical state, the pipe is unstable and the post-buckling behavior occurs. At an unstable state, the support rotation is increased but the fluid velocity decreases. It is also found that the higher buckling mode requires a higher critical fluid velocity.

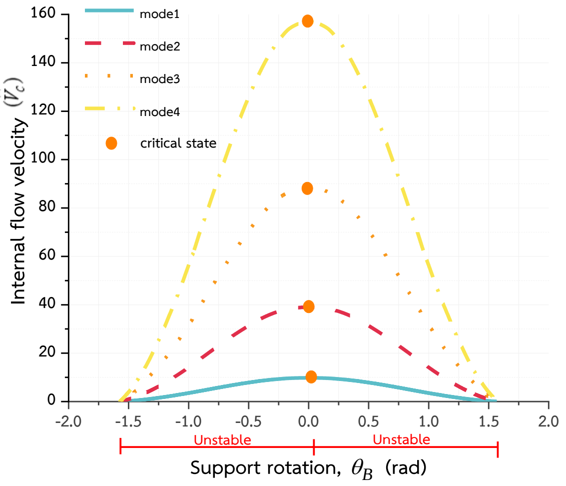


Fig. 5 Relations between internal fluid velocity ($\hat{V}_c$) and support rotation at point B (θ_B) for the first four buckling modes

The critical fluid velocity for the first four buckling modes of VAL pipe obtained in this study by using the shooting method (SM) is shown in Table 1. It is also compared with the results from the elliptic integral method (EIM) presented by Chucheepsakul and Monprapussorn [4]. The numerical results compared in Table 1 include the angle at support B (θ_B), the maximum deflection $(\hat{y}_{\max})$, the total arc-length $(\hat{s}_t)$, and the critical fluid velocity $(\hat{V}_{c\max})$. The critical velocity for the first four modes are found to be 9.869596, 39.476336, 88.780166, and 157.575295, respectively, which is agreeable with the result from EIM. Also, these critical values are acceptable with the theoretical buckling load of column derived from the linear analytical method, which equals to $n^2\pi^2$ (Exact solution), in which n is the buckling mode number.

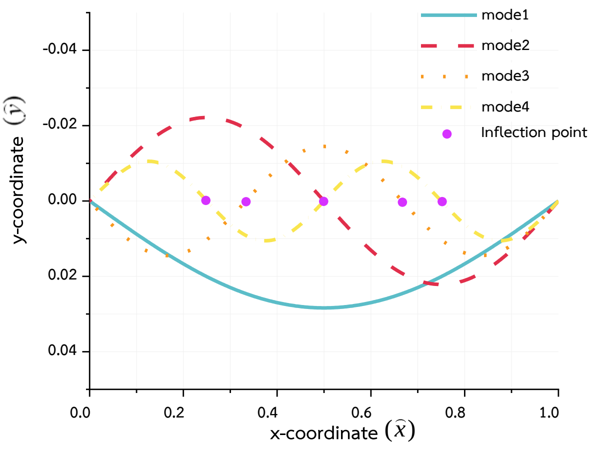


Fig. 6 Deformed shape of VAL pipe for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

Table 1 Comparison of numerical result at critical state of VAL pipe for the first four deformed mode shapes ($\hat{w}_p$ = 0.00, $\hat{w}_f$ = 0.00, $\hat{P}_A$ = 0.00 and $\hat{N}_B$ = 0.00)

Mode	θ_B		$\hat{y}_{\max}$		$\hat{s}_t$		$\hat{V}_{c\max}$	
	EIM	SM	EIM	SM	EIM	SM	EIM	SM
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	9.869604	9.869596
2	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	39.478418	39.476336
3	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	88.826440	88.780166
4	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	157.913670	157.575295

The post-buckling configuration of the VAL pipe for the first four modes subjected to the same fluid velocity ($\hat{V}_c$ =5) are shown in Fig. 6. It is found that, at this velocity, there are at least four buckled shapes, which depend on the number of an inflection point. The number of inflections point for each buckling mode is found to be n -1.

3.2 Effect of Pipe Weight and Fluid Pressure Variation

This section presents the instability of VAL pipe including the effect of pipe and internal fluid weights, internal pressure, and compression at the support. In this example, internal fluid weight $(\hat{w}_f)$ is set to be 4, while the pipe weight $(\hat{w}_p)$, the inlet fluid pressure $(\hat{P}_A)$, and the compression force at the support B $(\hat{N}_B)$ are specified to be 2.

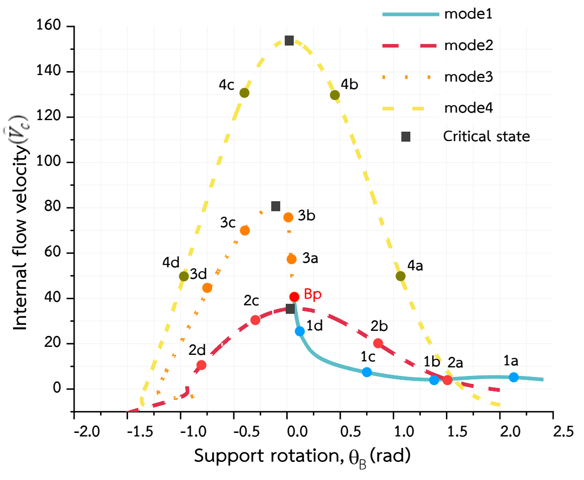


Fig. 7 Relations between internal fluid velocity ($\hat{V}_c$) and support rotation at point B (θ_B) for the first four buckling modes

The relations between the fluid velocity ($\hat{V}_c$) and the support rotation at point B (θ_B) for the first four modes of VAL pipe are shown in Fig. 7. As shown in this figure, the 1st mode obeys only unstable behavior, where the support rotation increases by decreasing the fluid velocity. The deformed shape becomes the 3rd mode when the fluid velocity reaches the transition point (Bp). For the 3rd mode, the fluid velocity is suddenly increased until it passes the point Bp and approaches the critical state. The maximum or critical velocity can be found from the critical state, which is equal to 81.429640. Beyond the critical state, the fluid velocity is decreased by increasing the support rotation. The post-buckling behavior of the 2nd and the 4th modes are the same, but the critical velocity of the 2nd mode is lower than the other one. The critical velocity of the 2nd and the 4th modes are found to be 35.506625 and 154.239955, respectively.

The deformed shape for the first four buckling modes along the load-displacement curve in Fig. 7 are shown in Figs. 8-11, respectively (the abbreviations 1a, 1b, 1c, …, and 4d are represented the point on the curves in Fig. 7). It is found that the number of inflections point for each buckling mode is found to be n -1, which is agreeable with the earlier result in previous section.

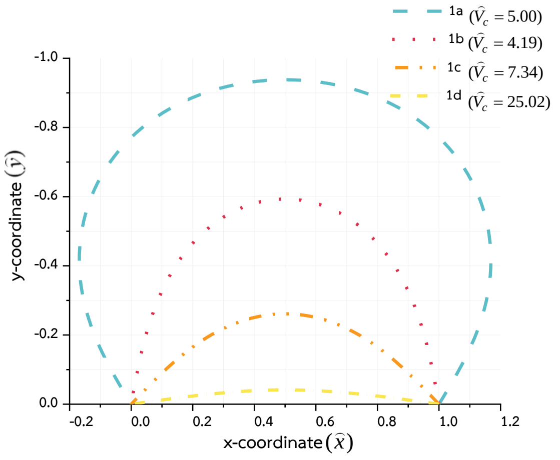


Fig. 8 Buckled shape of the 1st mode of VAL pipe for various fluid velocities

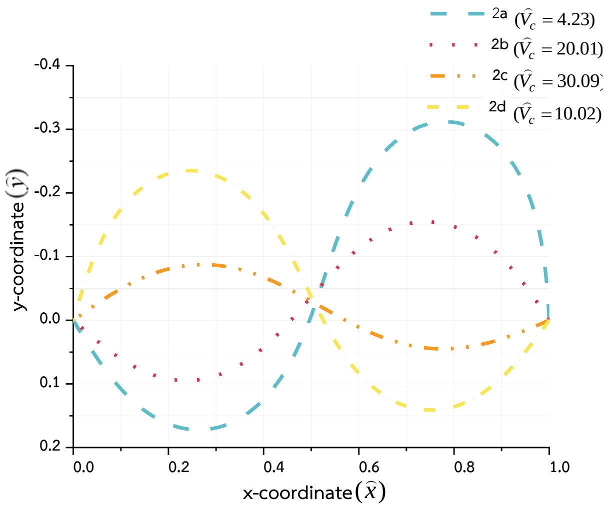


Fig. 9 Buckled shape of the 2nd mode of VAL pipe for various fluid velocities

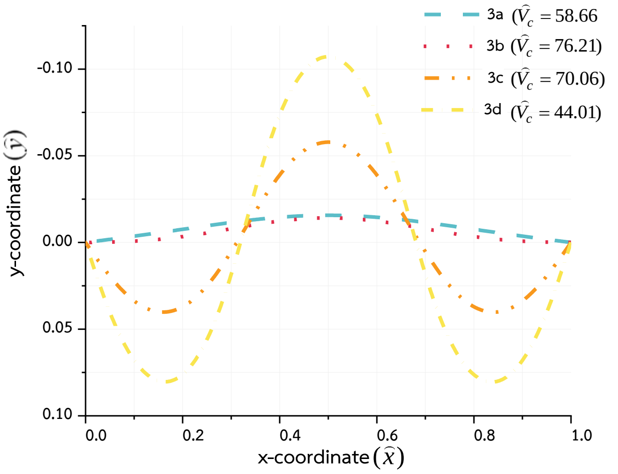


Fig. 10 Buckled shape of the 3rd mode of VAL pipe for various fluid velocities

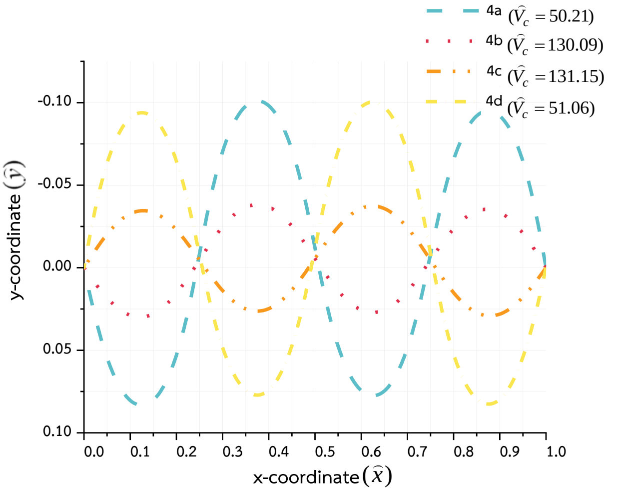


Fig. 11 Buckled shape of the 4th mode of VAL pipe for various fluid velocities

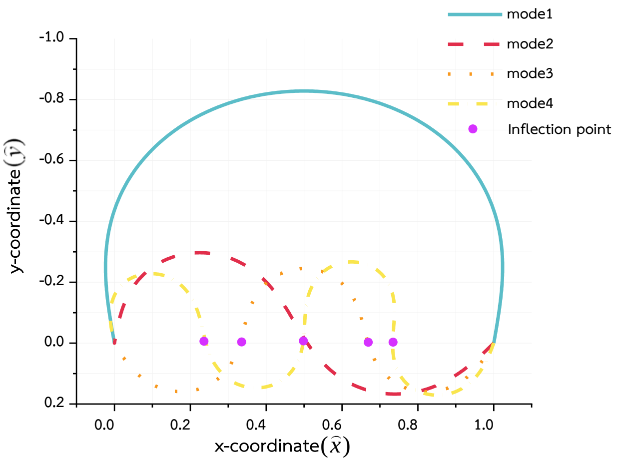


Fig. 12 Buckled shape of VAL pipe for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

Fig. 12 shows the first four buckled configuration under the same fluid velocity of $\hat{V}_c$ =5. Based on the buckled shapes in Fig. 12, the distributions of shear force $(\hat{V})$, bending moment $(\hat{M})$, axial force $(\hat{N})$, and the internal fluid pressure $(\hat{P})$ along the arc-length coordinate (s^*) are shown in Figs. 13-16, respectively. We find that the maximum shear force is located at the inflection point. The bending moment and axial compression force are maximum at the highest or lowest points on the buckled shape. However, the maximum internal pressure is located at the lowest point on a buckled shape, while the minimum pressure is located at the highest point on the buckled shape.

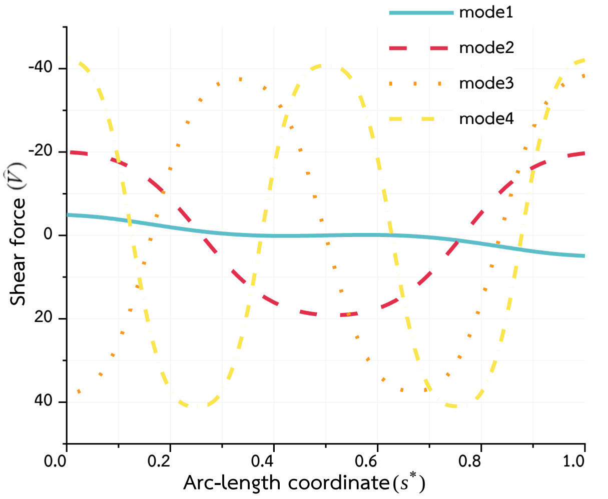


Fig. 13 Distribution of shear force $(\hat{V})$ along arc-length coordinate (s^*) for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

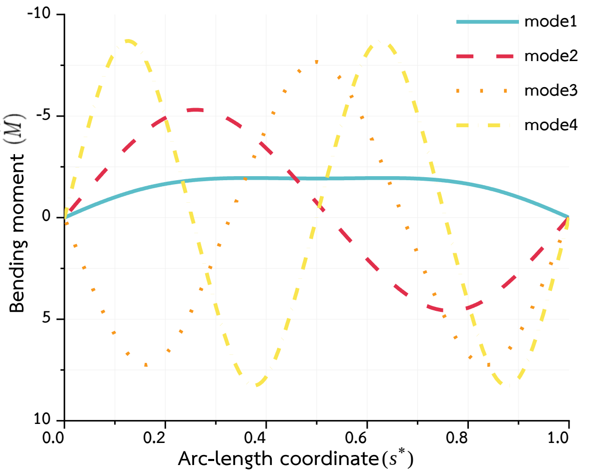


Fig. 14 Distribution of bending moment $(\hat{M})$ along arc-length coordinate (s^*) for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

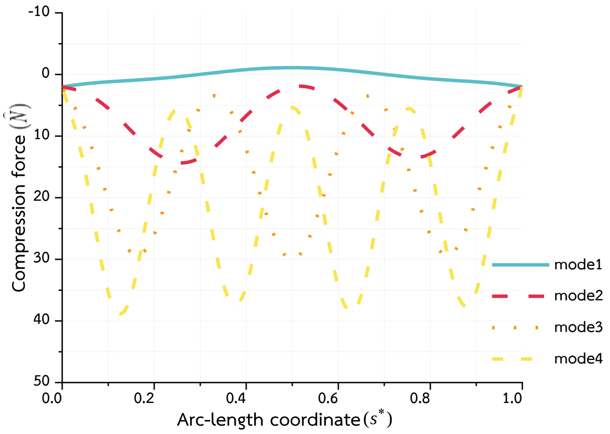


Fig. 15 Distribution of axial force $(\hat{N})$ along arc-length coordinate (s^*) for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

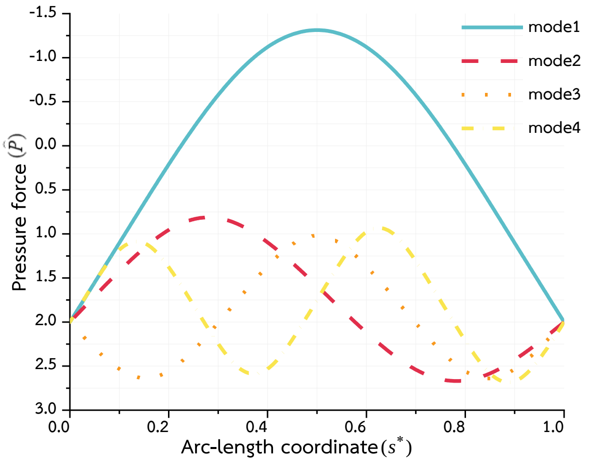


Fig. 16 Distribution of internal pressure $(\hat{P})$ along arc-length coordinate (s^*) for the first four modes ($\hat{V}_c$ =5)

4. Conclusions

This paper presents the large deflection of VAL pipe including the effect of pipe and internal fluid weights, internal pressure, and compression force at the support. The set of governing first-order differential equations of pipe is derived from the geometric relation and the equilibrium equation. Based on energy conservation, the variation of internal pressure is calculated from the Bernoulli equation. The numerical solution is solved by using the shooting method. The presented numerical results are found to be agreeable with the result from the elliptic integral method provided in the literature. Without the effect of pipe and internal fluid weight, the buckling behavior of a pipe under the centrifugal force of internal fluid behaves the theoretical buckling column behavior. The dimensionless maximum or critical fluid velocity is approached $(n\pi)^2$, in which n is the buckling mode number. Beyond the buckling state, the pipe obeys unstable behavior. Including the effect of pipe and internal fluid weights, internal pressure, and compression force at support, the buckled path of the 1st mode can be transited to the 3rd mode.

Acknowledgement

The authors would like to thank the Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering at Kamphaeng Saen, Kasetsart University for the financial support and the necessary facilities in this study.

References

[1] Theppitak, G. (1995). *Large Deflection Analysis of Simple Variable-Arc-Length Beam under Various Loading Condition*. King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand.

[2] Rodsungwal, S. (1999). *Large Deflections Analysis of Variable-Arc-Length Beams via the Finite Element Method*. M.Sc. Thesis, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand.

[3] Klaycham, K. (2019). Critical Self-Weight of Inclined Variable-Arc-Length Beam under Applied Tension at Support, *KMUTT Research and Development Journal*, Vol. 42, No. 3, pp. 263-278. (In Thai)

[4] Chucheepsakul, S. and Monprapussorn, T. (2000). Divergence Instability of Variable-Arc-Length Elastica Pipes

Transporting Fluid. *Journal of Fluid and Structures*, Vol.14, pp.895-916.

[5] Gormann, D.G., Reese, J.M. and Zhang, Y.L. (2000). Vibration of a Flexible Pipe Conveying Viscous Pulsating Fluid Flow. *Journal of Sound and Vibration*, Vol.2, pp.379-392

[6] Klaycham, K., Athisakul, C., and Chucheepsakul, S. (2014). Finite Element Method for Critical Top Tension Analysis of Neutrally Buoyant Riser. *KMUTT Research and Development Journal*, Vol.4, pp.429-446.

การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Shear Strength Models for Reinforced Concrete Squat Walls Under Seismic Loading: A Comparative Study

วีระพงษ์ ชมชายผล[1] ปนัสย์ชัย เชษฐ์โชติศักดิ์ [2,*] และ จารึก ถีระวงษ์ [3]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น จ.ขอนแก่น

[3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น จ.ขอนแก่น

**Corresponding author; E-mail address: panatchai.ch@rmuti.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้ได้รวบรวมและทำการประเมินวิธีการคำนวณออกแบบแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเปรียบเทียบกับฐานข้อมูลผลการทดสอบ 657 ข้อมูล ซึ่งครอบคลุมตัวแปรสำคัญ วิธีการคำนวณออกแบบแรงเฉือนประกอบไปด้วยวิธีการตาม ACI 318-19 [8] Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12] Gulec และ Whittaker[13] Kassem[14] Ning และ Lee [15] Hwang และคณะ[16] Baghi และคณะ[17] ผลการศึกษาพบว่า วิธีการของ Gulec และ Whittaker สามารถทำนายกำลังรับแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็กได้ถูกต้องกว่าวิธีการอื่น โดยมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนและค่าเฉลี่ยร้อยละของความคลาดเคลื่อนต่ำที่สุด ในขณะที่วิธีการตาม ACI 318-19 มีความไม่แน่นอนสูงที่สุด นอกจากนี้ยังพบว่า วิธีการคำนวณทั้งหมดนี้ ให้ผลการทำนายที่ต่ำกว่าผลการทดสอบ เมื่อกำแพงมีค่ากำลังอัดคอนกรีตต่ำ

คำสำคัญ: กำแพงเตี้ย, กำลังเฉือน, แผ่นดินไหว, คอนกรีตเสริมเหล็ก

Abstract

Seven state-of-the-art shear strength models for reinforced concrete squat walls available in the literature were reviewed and assessed against a large database of 657 test results covering a wide range of important parameters. The selected shear strength models compared in this study consist of ACI 318-19, Sánchez-Alejandre and Alcocer, Gulec and Whittaker, Kassem, Ning and Lee, Hwang et al., Baghi et al. The comparative results indicated that the approach of Gulec and Whittaker predicted the shear strength of squat walls more precisely than the other models with the lowest coefficient of variation and mean absolute error, while the ACI 318-19 method showed the largest error and uncertainty. It was also found that most of methods considered herein gave the relatively conservative predictions for the members with low concrete strength.

Keywords: squat wall, shear strength, earthquake, reinforced concrete

1. บทนำ

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งประกอบด้วยกำแพงรับแรงเฉือนนั้นมีประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวได้เป็นอย่างดี ดังจะเห็นได้จากเหตุการณ์แผ่นดินไหวในอดีต ซึ่งอาคารประเภทนี้ เกิดความเสียหายน้อยกว่าอาคารประเภทอื่น [1] กำแพงรับแรงเฉือนที่มีสัดส่วนความสูงต่อความยาวน้อยกว่า 2 นั้นเรียกว่า กำแพงเตี้ยรับแรงเฉือน (squat shear wall) นั้น นิยมใช้กันในอาคารเตี้ยไปจนถึงอาคารสูงปานกลางและโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยทางนิวเคลียร์เป็นต้น ทั้งนี้กำแพงเตี้ยนั้น มีพฤติกรรมเด่นชัดไปในลักษณะแรงเฉือนมากกว่าแรงดัด ดังนั้นจึงมีการศึกษาพฤติกรรมทางด้านการเฉือนของกำแพงเตี้ยกันอย่างแพร่หลาย [2-7] ในอดีตมาตรฐาน ACI 318-83 ได้กำหนดวิธีการคำนวณออกแบบกำแพงเตี้ยไว้และยังคงปรากฏอยู่ใน ACI 318-19 [8] ในปัจจุบัน อย่างไรก็ตาม Wood [9] และ Gulec และคณะ [10-11] ได้สรุปว่า การคำนวณออกแบบแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยตาม ACI 318 นั้นให้ผลที่ไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ ดังนั้นวิธีการคำนวณออกแบบที่ถูกต้องกว่าจึงยังคงเป็นที่ต้องการ

บทความนี้ได้รวบรวมวิธีการคำนวณออกแบบแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ ACI 318-19 [8] Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12] Gulec และ Whittaker [13] Kassem [14] Ning และ Lee [15] Hwang และคณะ [16] Baghi และคณะ [17] จากนั้นนำวิธีการดังกล่าวมาคำนวณแรงเฉือนเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ ซึ่งรวบรวมไว้โดย Gulec [18] Adorno-Bonilla [19] และ Usta [20] และโดยผู้เขียน

2. แบบจำลองกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ย

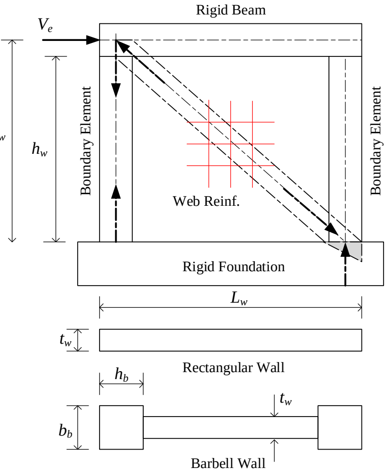
รายละเอียดของวิธีการคำนวณออกแบบแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้นำมาแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 แบบจำลองสำหรับการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็ก

แบบจำลอง	รายละเอียด
ACI 318-19	$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv}$ α_c = 0.25 for $H_w/L_w \le$ 1.5, α_c = 0.17 for $H_w/L_w \ge$ 2.0 For 1.5 $< H_w/L_w <$ 2.0, linear interpolation of α_c is permit.
Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12]	$V_n = \left(\left(\gamma \eta_v + 0.04 P/A_w\right)\sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_{yh}\right) A_w$ $\gamma = 0.42 - 0.08\, M/VL_w$, $\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_{yv}$, $\eta_h = 1 - 0.16 \rho_h f_{yh} \ge$ 0.20 MPa.
Gulec และ Whittaker [13]	$V_{nrec} = \dfrac{1.5\sqrt{f'_c}A_w + 0.25F_{vw} + 0.20F_{vbe} + 0.40P}{\sqrt{h_w/L_w}} \le 10\sqrt{f'_c}A_w$ $V_{nbe} = \dfrac{0.04 f'_c A_w + 0.40F_{vw} + 0.15F_{vbe} + 0.35P}{\sqrt{h_w/L_w}} \le 15\sqrt{f'_c}A_w$ where F_{vw} และ F_{vbe} are the forces developed in vertical web และ vertical boundary element reinforcement, respectively;
Kassem [14]	$V_{nrec} = 0.27 f'_c \left(\psi k_s \sin(2\alpha) + 0.11\omega_h H_w/L_w + 0.30\omega_h \cot\alpha\right) d_w t_w \le 0.83\sqrt{f'_c}\, d_w t_w$ $V_{nbe} = 0.47 f'_c \left(\psi k_s \sin(2\alpha) + 0.15\omega_h H_w/L_w + 1.76\omega_h \cot\alpha\right) d_w t_w \le 1.25\sqrt{f'_c}\, d_w t_w$ $\psi = 0.95 - f'_c/250$, $k_s = \dfrac{a_s}{d_w}$, $\alpha = \tan^{-1}\left(\dfrac{H_w}{d_w}\right)$ $a_s = \left(0.25 + 0.85\dfrac{N}{A_w f'_c}\right) L_w$, $\omega_h = \dfrac{\rho_h f_{yh}}{f'_c}$, $\omega_v = \dfrac{\rho_v f_{yv}}{f'_c}$
Ning และ Lee [15]	$V_n = \left(0.31\rho_{ybe} f_{ybe} t_f h_f + 0.27\rho_v f_{yv} t_w z_w + \dfrac{P}{2}\right)\dfrac{d_w}{h_w} + 0.46\rho_h f_{yh} t_w h_w$ $d_w = L_w - \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{0.31\rho_{be} f_{ybe} t_f h_f + P}{0.49 f'_c h_f}\right) - \dfrac{t_f}{2}$
Hwang และคณะ [16]	$V_n = K \nu f'_c A_{str} \sin\theta_s$, K is the strut-and-tie index based on the orthogonal web reinforcement $\nu = 3.35/\sqrt{f'_c} \le 0.52$, $A_{str} = \left(0.25 + 0.85\dfrac{N}{A_w f'_c}\right) L_w t_w$
Baghi และคณะ [17]	$V_n = 2\beta f'^{\,0.65}_c b_f t_f + \beta f'^{\,0.65}_c t_w L_w + 2\beta f'^{\,0.65}_c + \rho_h f_{yh} \cot\theta\, t_w L_w$ $\beta = \alpha\left(0.2x^{0.02} - 0.1y^{1.5}\right), \theta = 0.6\beta^{-0.8} + 60$ $x = \left(\dfrac{\rho_f f_{yf}}{f'_c} + \dfrac{\rho_v f_{yv}}{f'_c}\right)\dfrac{H_w}{L_w}$, $y = \left(\dfrac{\rho_h f_{yh}}{f'_c} + \dfrac{N}{A_w f'_c}\right)$

ทุกแบบจำลองใช้หน่วย SI ยกเว้น Gulec และ Whittaker [13] ใช้หน่วยฟุต-ปอนด์

โดยทั่วไปวิธีการคำนวณจะแบ่งออกเป็นสองประเภทคือ 1) วิธีการสำหรับกำแพงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า และ 2) วิธีการสำหรับกำแพงรูปท่อเหล็กยกน้ำหนัก (barbell wall) ทั้งนี้ กำแพงที่มีเสาล้อมรอบ กำแพงรูปตัว H และ กำแพงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีเหล็กเสริมที่ขอบทั้งสองด้าน จะถือว่าเป็นเป็นกำแพงในประเภทที่ 2



รูปที่ 1 รูปแบบทั่วไปของกำแพงเตี้ยรับแรงเฉือน

สมการแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยตาม ACI 318 นั้นพัฒนามาจากแบบจำลองโครงข้อหมุนที่ใช้สำหรับคาน ค.ส.ล. ทั่วไป ประกอบไปด้วยส่วนรับแรงเฉือนของคอนกรีตและส่วนของเหล็กปลอก ทั้งนี้สมการแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยได้ปรากฏอยู่ในภาคผนวกของมาตรฐาน ACI 318 ตั้งแต่ปี 1983 และยังปรากฏใน ACI 318-19 [8] ในปัจจุบันวิธีการของ Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12] นั้นมีรูปแบบเป็นสมการเชิงประสบการณ์ส่วน Gulec และ Whittaker [13] นั้นเป็นสมการกึ่งเชิงประสบการณ์ โดยพิจารณากลไกต้านทานแรงด้านข้างของกำแพงเตี้ย สำหรับ Kassem [14] Ning และ Lee [15] และ Hwang และคณะ [16] เป็นแบบจำลองแขนค้ำยันและตัวยึด (strut-and-tie model) ซึ่งสมมุติว่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงนั้นประกอบไปด้วยกำลังจากส่วนของแขนค้ำยันรับแรงอัด และกำลังจากเหล็กเสริมในแนวตั้งและแนวนอนและสุดท้าย Baghi และคณะ [17] พัฒนามาแบบจำลองจากทฤษฎีสนามแรงอัด (Modified Compression Field Theory, MCFT) ซึ่งสมมุติว่าหน่วยแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนผนังนั้นกระทำอย่างกระจายสม่ำเสมอและใช้กระบวนการหาคำตอบที่เหมาะสมที่สุดในการปรับเทียบแบบจำลอง สำหรับตารางที่ 2 แสดงถึงจำนวนข้อมูลผลการทดสอบสำหรับการปรับเทียบ (calibration) และพารามิเตอร์สำคัญ ในแต่ละวิธีการ ซึ่งได้แก่ กำลังอัดคอนกรีต(f'_c) อัตราส่วนความสูงต่อความยาว ($\dfrac{H_w}{L_w}$) เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในช่วงปีกหรือเสาริมของกำแพง (A_{be}) เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในแนวดิ่ง (A_v) เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในแนวนอน (A_h) และอัตราส่วนน้ำหนักในแนวดิ่ง ($\dfrac{N_c}{A_g f'_c}$)

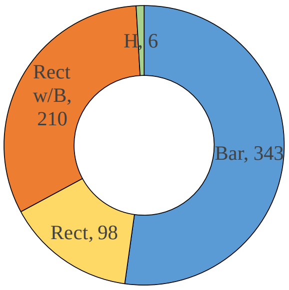
โดยภาพรวมแล้ว f_c' และ $\frac{H_w}{L_w}$ เป็นพารามิเตอร์สำคัญที่ทุกแบบจำลองนำมาพิจารณา และเป็นที่น่าสังเกตว่า สมการของ ACI 318-19 [8] มีพารามิเตอร์สำคัญจำนวนน้อยที่สุด ส่วน Kassem [14] ใช้ข้อมูลผลการทดสอบในการปรับเทียบจำนวนมากที่สุด ขณะที่ Hwang และคณะ [16] ใช้ข้อมูลน้อยที่สุด

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ที่สำคัญในแต่ละแบบจำลอง

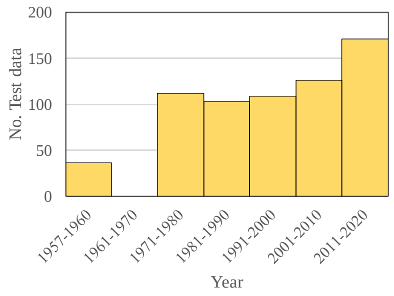
แบบจำลอง	จำนวนข้อมูลที่ใช้	พารามิเตอร์ที่สำคัญ					
		f_c'	$\frac{H_w}{L_w}$	A_{be}	A_v	A_h	$\frac{N_c}{A_g f_c'}$
ACI 318-19	–	✓	✓	–	–	✓	–
Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12]	372	✓	✓	–	✓	✓	✓
Gulec และ Whittaker [13]	227	✓	✓	✓	✓	–	✓
Kassem [14]	645	✓	✓	–	✓	✓	✓
Ning และ Lee [15]	182	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hwang และคณะ [16]	62	✓	✓	–	✓	✓	✓
Baghi และคณะ [17]	209	✓	✓	✓	✓	✓	✓

3. ฐานข้อมูลผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ย

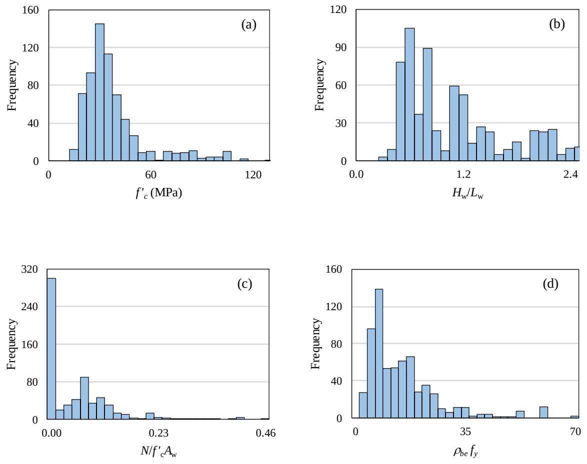
ข้อมูลผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยภายใต้แรงสลับทิศจากห้องปฏิบัติการ ซึ่งรวบรวมจากวารสารวิจัยนานาชาติโดย Gulec [18] Adorno-Bonilla [19] และ Usta [20] และโดยผู้เขียน รวมทั้งสิ้น 657 ข้อมูล จากข้อมูลทั้งหมด สามารถจำแนกประเภทของกำแพงได้ 4 ประเภท ดังรูปที่ 2 คือ 1) กำแพงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าจำนวน 98 ข้อมูล 2) กำแพงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีเหล็กเสริมที่ขอบทั้งสองด้านจำนวน 210 ข้อมูล 3) กำแพงที่มีเสาล้อมรอบ จำนวน 343 ข้อมูล และ 4) กำแพงรูปตัว H จำนวน 6 ข้อมูล รูปที่ 3 แสดงถึงจำนวนผลการทดสอบในแต่ละช่วงปี พบว่าในแต่ละช่วง 10 ปี มีจำนวนตัวอย่างทดสอบไม่ต่ำกว่าช่วงละ 100 ตัวอย่าง ซึ่งแสดงถึงความน่าสนใจและความต่อเนื่องของงานวิจัยในด้านนี้



รูปที่ 2 การจำแนกประเภทของกำแพงเตี้ย



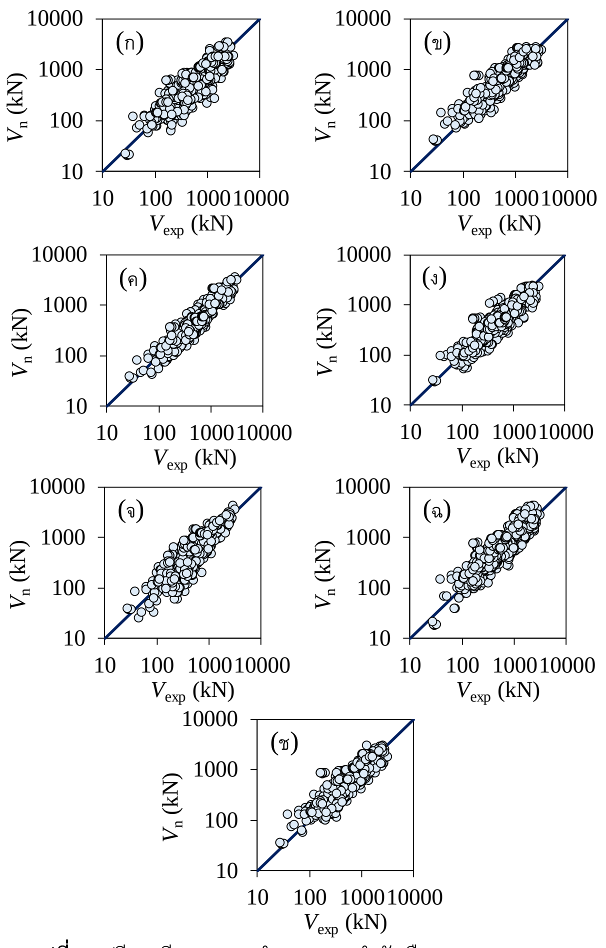
รูปที่ 3 จำนวนผลการทดสอบในแต่ละช่วง 10 ปี



รูปที่ 4 การกระจายของพารามิเตอร์สำคัญ

รูปที่ 4 แสดงการกระจายข้อมูลของพารามิเตอร์สำคัญได้แก่ f_c' $\frac{H_w}{L_w}$ $\frac{N_c}{A_g f_c'}$ และอัตราส่วนเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมในช่วงปีกของกำแพง $\rho_{be} f_y$ พบว่า ฐานข้อมูลครอบคลุมช่วงของคอนกรีตกำลังธรรมดาและกำลังสูง มีอัตราส่วน $\frac{H_w}{L_w}$ ตั้งแต่ 0.3 ถึง 2.4 มีอัตราส่วนน้ำหนักในแนวดิ่งไม่เกิน 0.46 แต่ข้อมูลส่วนใหญ่นั้นไม่มีน้ำหนักในแนวดิ่ง และสำหรับ $\rho_{be} f_y$ นั้นมีค่าไม่เกิน 70

4. ผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ย



รูปที่ 5 เปรียบเทียบผลการคำนวณและกำลังเฉือนจากการทดสอบของกำแพงเตี้ย (ก) ACI 318-19; (ข) Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12]; (ค) Gulec และ Whittaker [13]; (ง) Kassem [14]; (จ) Ning และ Lee [15]; (ฉ) Hwang และคณะ [16]; (ช) Baghi และคณะ [17]

ตารางที่ 3 ประสิทธิภาพในการทำนายของแต่ละแบบจำลอง

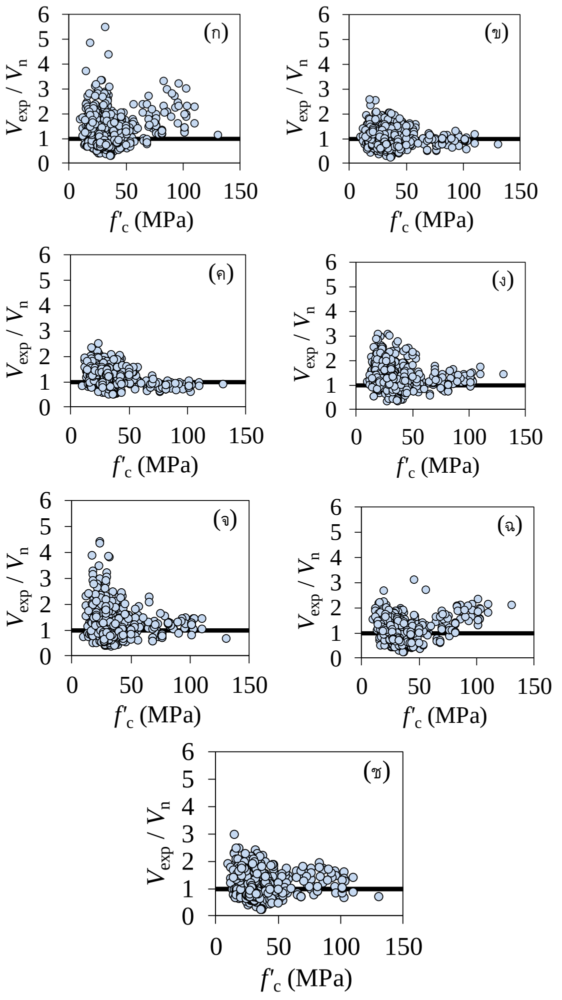
แบบจำลอง	AVG	%COV	MAPE
ACI 318-19	1.29	49.3	38.4
Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12]	1.00	35.1	32.9
Gulec และ Whittaker [13]	1.17	29.2	23.6
Kassem [14]	1.30	36.6	30.4
Ning และ Lee [15]	1.22	45.9	33.5
Hwang และคณะ [16]	1.12	38.6	37.3
Baghi และคณะ [17]	1.12	38.1	34.3

รูปที่ 5 แสดงการเปรียบเทียบผลการคำนวณกับผลการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ย ในขณะที่ตารางที่ 3 แสดงถึงค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการทดสอบต่อผลลัพธ์ที่ได้จากการคำนวณ AVG ค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน COV และค่าเฉลี่ยของร้อยละของความคลาดเคลื่อน MAPE โดยที่ค่าพารามิเตอร์ทางสถิติเหล่านี้จะใช้บ่งชี้ถึงประสิทธิภาพของแต่ละแบบจำลอง ยกตัวอย่างเช่น หากแบบจำลองใดมี ค่า AVG มีค่าเข้าใกล้หนึ่ง แสดงว่าโดยเฉลี่ยแล้วการคำนวณให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบ ในขณะที่ COV และ MAPE มีค่าน้อย แสดงถึงแบบจำลองมีความผันผวนและมีความคลาดเคลื่อนต่ำ ตามลำดับ จากรูปที่ 4 และตารางที่ 3 พบว่า โดยรวมแล้ว ทุกแบบจำลองมีความผันผวนหรือความไม่แน่นอนค่อนข้างสูงพอสมควรซึ่งดูได้จากค่า COV มีค่าราวๆ 30% ถึง 50% และ MAPE มีค่าราว 30 ถึง 38

สาเหตุที่แบบจำลองที่เลือกมาทั้งหมดนี้ มีความคลาดเคลื่อนและมีความไม่แน่นอนสูงสามารถอธิบายได้ดังต่อไปนี้ สมการแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยตาม ACI 318 นั้น พัฒนามาจากแบบจำลองโครงข้อหมุนที่ใช้สำหรับคาน ค.ส.ล. ทั่วไปเพื่อต้านทานแรงโน้มถ่วง แต่อย่างไรก็ตามเป็นที่ทราบกันดีว่าคาน ค.ส.ล. รับน้ำหนักในแนวดิ่งนั้น มีพฤติกรรมแตกต่างจากกำแพงเตี้ย ค.ส.ล. ภายใต้แรงแผ่นดินไหวโดยสิ้นเชิง นอกจากนี้ผลประเมินความคลาดเคลื่อนของสมการ ACI 318-19 [8] ที่ได้ในบทความนี้ สอดคล้องกับ Wood [9] ซึ่งใช้ข้อมูลผลการทดสอบเพียง 143 ตัวอย่าง สำหรับแบบจำลองที่เหลือนั้นมีทั้งแบบจำลองเชิงประสบการณ์ และกึ่งเชิงประสบการณ์ ดังนั้นความถูกต้องของแบบจำลองจึงขึ้นอยู่กับ กลไกการต้านทานแรงกระทำที่เหมาะสม จำนวนพารามิเตอร์สำคัญและจำนวนข้อมูลผลการทดสอบที่ใช้ในการปรับเทียบเป็นสำคัญ

Gulec และ Whittaker [13] ดูจะเป็นแบบจำลองที่มีความคลาดเคลื่อนและผันผวนต่ำที่สุด ซึ่งอาจจะเป็นเพราะว่าได้พิจารณากลไกต้านทานแรงกระทำของกำแพงและมีพารามิเตอร์สำคัญอย่างเหมาะสมกว่าแบบจำลองอื่น

สำหรับแบบจำลองแขนค้ำยันและตัวยึด ดูเหมือนว่าจะเป็นแบบจำลองที่มีกลไกการต้านทานแรงกระทำที่สมเหตุผลที่สุด [21-22] สำหรับองค์อาคารในบริเวณไร้ความต่อเนื่อง อย่างไรก็ตาม ความถูกต้องนั้นขึ้นอยู่กับขนาดของแขนค้ำยันรับแรงอัดเป็นสำคัญ [23-24] ทั้งนี้ การคำนวณหาขนาดของแขนค้ำยันในแบบจำลองของ Kassem [14] และ Hwang และคณะ [16] นั้นใช้วิธีประมาณซึ่งแนะนำโดย Paulay และ Priestley [25] สำหรับการคำนวณหาความลึกของส่วนรับแรงอัดจากการดัดของเสาในสภาวะยืดหยุ่น อย่างไรก็ตามสภาวะขอบเขตของเสาและกำแพงนั้นแตกต่างกันอย่างชัดเจน การกระจายของหน่วยแรงอัดจากการดัดของกำแพงอาจไม่เหมือนกับในเสาและเป็นที่น่าสนใจเป็นอย่างยิ่งว่า แบบจำลองของ Kassem [14] ใช้ข้อมูลผลการทดสอบมากถึง 645 ตัวอย่าง แต่ยังคงให้ผลการคำนวณที่คลาดเคลื่อนสูง อาจเป็นไปได้ว่า นอกจากการคำนวณหาขนาดของแขนค้ำยันรับแรงอัดที่ไม่สมเหตุผลแล้วดังที่กล่าวไปแล้วนั้น แบบจำลองของ Kassem [14] ไม่ได้พิจารณาเหล็กเสริมในช่วงปีกของกำแพงซึ่งถือว่าเป็นพารามิเตอร์สำคัญ [13] ตัวหนึ่ง แม้ว่าแบบจำลอง Baghi และคณะ [17] ได้พิจารณาพารามิเตอร์สำคัญครบถ้วนกว่าแบบจำลองอื่นแต่มีสมมุติฐานที่ว่าหน่วยแรงที่กระทำกับชิ้นส่วนผนังนั้นกระทำอย่างกระจายสม่ำเสมอ ทั้งนี้สมมุติฐานดังกล่าวนี้ ไม่เหมาะสมกับองค์อาคารในบริเวณไร้ความต่อเนื่องอย่างคานลึก และ กำแพงเตี้ยรับแรงเฉือน [21-22]



รูปที่ 6 ผลกระทบของกำลังอัดคอนกรีตที่มีต่อการคำนวณของแบบจำลอง (ก) ACI 318-19; (ข) Sánchez-Alejandre และ Alcocer [12]; (ค) Gulec และ Whittaker [13]; (ง) Kassem [14]; (จ) Ning และ Lee [15]; (ฉ) Hwang และคณะ [16]; (ซ) Baghi และคณะ [17]

รูปที่ 6 แสดงถึงผลกระทบของกำลังอัดคอนกรีตที่มีต่อการทำนายกำลังเฉือนของแต่ละแบบจำลอง จากรูปพบว่า โดยส่วนใหญ่แล้วเกือบทุกแบบจำลองจะให้ผลการคำนวณที่ต่ำกว่าผลการทดสอบและมีความแปรปรวนมากเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดต่ำและเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น แบบจำลองจะมีความสม่ำเสมอมากขึ้น ยกเว้น ACI 318-19 [8] และ Hwang และคณะ [16]

5. สรุปผลการศึกษา

จากการเปรียบเทียบผลการคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวจากแบบจำลองกับฐานข้อมูลผลการทดสอบ สามารถสรุปได้ดังนี้

5.1 วิธีการคำนวณตาม ACI 318-19 มีความคลาดเคลื่อนและผันผวนมากที่สุด เนื่องจากมีจำนวนพารามิเตอร์สำคัญน้อยเกินไป

5.2 แบบจำลองของ Gulec and Whittaker[13] ให้ผลการคำนวณที่คลาดเคลื่อน และมีความผันผวนน้อยที่สุด เนื่องจากได้พิจารณากลไกการต้านทานแรงกระทำที่สมเหตุผลและมีพารามิเตอร์สำคัญครบถ้วนกว่า

5.3 แบบจำลองโดยส่วนใหญ่จะให้ผลการคำนวณค่อนข้างไปในเชิงอนุรักษ์และมีความแปรปรวนมากเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดต่ำ

5.4 ผลที่ได้จากการศึกษานี้ ชี้ให้เห็นว่าการทำนายกำลังต้านทานแรงเฉือนของกำแพงเตี้ยคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มีความถูกต้องแม่นยำนั้นยังคงเป็นที่ต้องการอยู่ ซึ่งผู้เขียนจะได้นำเสนองานวิจัยในครั้งถัดไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น

เอกสารอ้างอิง

[1] Fintel M. Shearwalls – *an answer for seismic resistance? Concr Int* 1991;13(7):48–53.

[2] Lefas LD, Kotsovos MD, Ambraseys NN. Behaviour of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics, and failure mechanism. *ACI Structural Journal* 1990;87(1):23–31.

[3] Gupta A, Rangan BV. High-strength concrete (HSC) structural walls. *ACI Structural Journal* 1998;95(2):194–205.

[4] Salonikios NT, Kaos AJ, Tegos IA, Penelis GG. Cyclic load behaviour of low slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results. *ACI Structural Journal* 1999;96(4):649–660.

[5] Sittipunt C, Wood SL, Lukkunaprasit P, Pattararattanakul P. Cyclic behavior of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement. *ACI Structural Journal* 2001;98(4)

[6] Oh YH, Han SW, Lee LH. Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002;31(8):1583–1602.

[7] Liang X, Che J, Yang P, Deng M. Seismic behavior of high-strength concrete structural walls with edge columns. *ACI Structural Journal* 2013;110(6):953–963.

[8] American Concrete Institute. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)*, Farmington Hills, Michigan; 2019.

[9] Wood SL. Shear strength of low-rise reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 1990;87(1).

[10] Gulec CK, Whittaker AS, Stojadinovic B. Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 2008;105(4):488–497.

[11] Gulec CK, Whittaker AS, Stojadinovic B. Peak shear strength of squat reinforced concrete walls with boundary barbells or flanges. *ACI Structural Journal* 2009;106(3):368–377.

[12] Sánchez-Alejandre A, Alcocer SM. Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading – trends and models. *Engineering Structures* 2010;32(8):2466–2476.

[13] Gulec CK, Whittaker AS. Empirical equations for peak shear strength of low aspect ratio reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 2011;108(1):80–89.

[14] Kassem W. Shear strength of squat walls: a strut-and-tie model and closed-form design formula. *Engineering Structures* 2015; 84:430–438.

[15] Ning CL, Li B. Probabilistic development of shear strength model for reinforced concrete squat walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2017; 46:877–897.

[16] Hwang SJ, Tsai RJ, Lam WK, Moehle JP Simplification of softened strut-and-tie model for strength prediction of discontinuity regions. *ACI Structural Journal*. 2017; 114(5):1239–1248.

[17] Baghi H, Baghi H, Siavashi S.Novel Empirical expression to predict shear strength of reinforced concrete walls based on particle swarm optimization. *ACI Structural Journal*. 2019; 116(5): 247–260.

[18] Gulec CK. *Performance-based assessment and design of squat reinforced concrete shear walls*. New York (United States): State University of New York at Buffalo; 2009.

[19] Adorno-Bonilla CM. *Shear strength and displacement capacity of squat reinforced concrete shear walls*. University of Puerto Rico Mayagüez Campus; 2016.

[20] Usta, M. *Shear strength of structural walls subjected to load cycles*. MS thesis, Purdue University, West Lafayette, IN, 2017.

[21] Hwang SJ, Fang WH, Lee HJ, Yu HW. Analytical model for predicting shear strength of squat walls. *Journal of Structure Engineering ASCE* 2001;127(1):43–50.

[22] Yu HW, Hwang SJ. Evaluation of softened truss model for strength prediction of reinforced concrete squat walls. *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 2005;131(8): 839–846.

[23] Lim E, Hwang SJ. Modeling of the strut-and-tie parameters of deep beams for shear strength prediction. *Engineering Structure* 2016;108: 104–112.

[24] Chetchotisak P, Arjsri E, Teerawong J. Strut-and-tie model for shear strength prediction of RC exterior beam–column joints under seismic loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020; 18:1525–1546.

[25] Paulay T, Priestley M. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley; 1992.

ค่าสัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหวในทุกอำเภอของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ ตามมาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.1301/1302-61)

Seismic Response Coefficient in Every District of Steel Building from Code of Public Works and Town & Country Planning (DPT 1301/1302-61)

สิวะลักษมณ์ ขำนุรักษ์[1*] และ สรกานต์ ศรีตองอ่อน[2,]

[1, 2] *ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: siwalak@outlook.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอแนวทางการคำนวณโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว (C_S) 926 อำเภอทั่วประเทศสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอ เพื่อใช้เป็นข้อมูลเบื้องต้นหรืออ้างอิงสำหรับการออกแบบ โดยกำหนดข้อมูลเป็นอาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้น คำนวณที่ความสูง 6 เมตรและอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้น คำนวณที่ความสูง 50 เมตร ความสำคัญอาคารแบ่งเป็นน้อย ปกติ สูงและสูงมาก ระบบโครงสร้างที่ใช้ประกอบด้วย โครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวธรรมดา เหนียวปานกลาง และเหนียวพิเศษ ผลที่ได้คือค่า C_S ของ 926 อำเภอ ประเภทการออกแบบ ระบบโครงสร้างที่อนุญาตหรือห้ามใช้ และนำมาสรุปเป็นภาพรวมบริเวณที่จะต้องออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวในแต่ละภูมิภาคซึ่งสอดคล้องกับกฎกระทรวง พ.ศ. 2550 เป็นแนวทางในการปรับปรุงกฎหมายหรือมาตรฐานที่เกี่ยวข้องให้มีความง่ายในการนำไปใช้งานต่อไป

คำสำคัญ: แรงแผ่นดินไหว, สัมประสิทธิ์ผลตอบสนองแรงแผ่นดินไหว, มยผ. 1301/1302-61, กฎกระทรวง พ.ศ. 2550

Abstract

This article shows the guidelines for calculate the seismic response coefficient (C_S) by DPT. 1301/1302-61, equivalent lateral force procedure of all districts nationwide of regular structural steel buildings for being basic information or references by specifying information are that not over 2 storey building calculate at 6 meters height and more than 2 storey building calculate at 50 meters height. The building risk categories are low, normal, high and very high. Building systems are steel moment resisting frame include ordinary steel moment frame, intermediate steel moment frame and special steel moment frame. The results are the C_S value of 926 districts, seismic design category, prohibit or available building systems. The overview of the area that have to seismic design in each region consistent to the existing laws, Ministerial Regulation B.E. 2550. It is a guideline to improve the laws or related code and standard to be easy to use in the future.

Keywords: seismic load, seismic response coefficient, DPT 1301/1302-61, Ministerial Regulation BE.2550

1. บทนำ

การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้นได้ถูกกำหนดไว้ในกฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนักบรรทุก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวพ.ศ. 2550[1] ภายหลังได้มีมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมืองเป็นข้อกำหนดเพิ่มเติม ซึ่งได้มีการปรับปรุงจนถึงปัจจุบัน คือ มยผ. 1301/1302-61[2] มีการปรับปรุงให้ทันสมัยสอดคล้องกับมาตรฐานสากล และทำให้การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวมีความมั่นคงปลอดภัยมากขึ้น

การวิเคราะห์โครงสร้างสำหรับออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวนั้น ประกอบด้วย 3 วิธี คือ 1) วิธีแรงสถิตเทียบเท่า ซึ่งเป็นวิธีการที่มีระบุไว้ทั้งใน กฎกระทรวง ฉบับพ.ศ. 2550 และ มาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง เป็นวิธีการอย่างง่ายไม่ซับซ้อนผู้คำนวณสามารถคำนวณได้โดยง่าย ไม่ต้องอาศัยซอฟท์แวร์คอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ 2) วิธีเชิงพลศาสตร์ ประกอบ 3 วิธีคือ วิธีสเปคตรัมผลตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) วิธีวิเคราะห์การตอบสนองเชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Linear Response History Procedure) และ วิธีวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Procedure) ซึ่งจะเป็นวิธีการที่ซับซ้อนมากกว่า ต้องอาศัยซอฟท์แวร์คอมพิวเตอร์ในการสร้างแบบจำลองทาง

คณิตศาสตร์และการวิเคราะห์ ดังนั้นบทความนี้จะกล่าวถึงเฉพาะวิธีแรงสถิตเทียบเท่าเท่านั้น โดยจุดประสงค์หลักคือเป็นแนวทางการจัดทำเป็นข้อมูลให้ผู้ออกแบบสามารถนำไปใช้ได้ง่าย ลดเวลาหรือขั้นตอนในการคำนวณ การนำผลที่ได้จากการคำนวณเพื่อสรุปผลในภาพรวมสำหรับการออกแบบอาคารในภูมิภาคต่างๆ สามารถเปรียบเทียบกันได้กับข้อกำหนดจากกฎกระทรวง ฉบับพ.ศ.2550 รวมทั้งเป็นแนวทางสำหรับการปรับปรุงมาตรฐานหรือกฎหมายที่เกี่ยวข้องเพื่อให้ง่ายต่อการใช้งานต่อไป

2. วิธีแรงสถิตเทียบเท่า

การวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าเป็นการคำนวณเพื่อหาแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร (Seismic Base Shear, V) ซึ่งจะขึ้นอยู่สัมประสิทธิ์การตอบสนองของแผ่นดินไหว (C_S) และน้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร (W) โดยหาได้จากสมการ

$$V = C_S W \quad (1)$$

ค่า C_S คำนวณได้จากสมการ

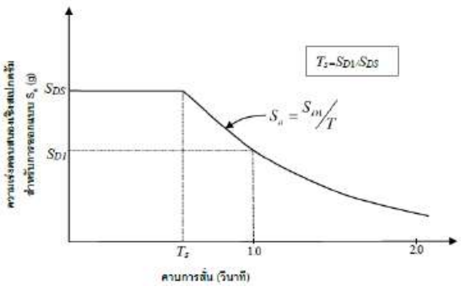
$$C_S = S_a\left(\frac{I}{R}\right) \quad (2)$$

S_a คือค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบ พื้นที่แอ่งกรุงเทพสามารถใช้ค่าโดยตรงจากตารางหรือกราฟภายในมาตรฐาน ส่วนพื้นที่อื่นนอกแอ่งกรุงเทพจะต้องคำนวณโดยอาศัยค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1.0 วินาที (S_1) ซึ่งจะต้องมีการปรับแก้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงเสปคตรัมด้วยสัมประสิทธิ์ของชั้นดินที่ตั้งอาคารที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (F_a) และสัมประสิทธิ์ชั้นดินที่คาบการสั่นที่ 1.0 วินาที (F_v) เพื่อให้ได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) คำนวณจากสมการ

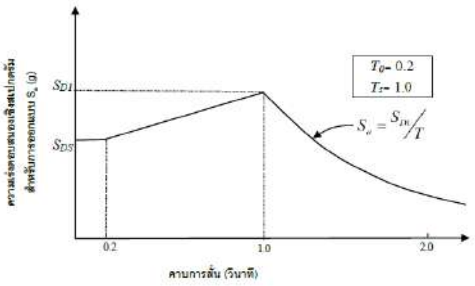
$$S_{DS} = \frac{2}{3}F_a \; S_s \quad (3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}F_v \; S_1 \quad (4)$$

หลังจากนั้นจึงทำการหาค่า S_a โดยใช้กราฟเพื่อคิดผลจากคาบการสั่นของอาคารใช้ตามรูปที่ 1 สำหรับพื้นที่ที่มีค่า $S_{D1} <= S_{DS}$ และใช้ตามรูปที่ 2 สำหรับพื้นที่ที่ $S_{D1} > S_{DS}$



รูปที่ 1 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสำหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} <= S_{DS}$



รูปที่ 2 ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าสาหรับพื้นที่ทั่วประเทศ (ยกเว้นแอ่งกรุงเทพ) ที่มีค่า $S_{D1} > S_{DS}$

เนื่องจากกราฟในรูปที่ 1 และ 2 มีพื้นฐานมาจากค่าความหน่วงของอาคารที่ 5% แต่อัตราส่วนความหน่วงสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณนั้นอยู่ที่ 2.5% จึงต้องหารค่าที่ได้ด้วย 0.85 กรณีคาบการสั่นของอาคาร $T>=T_0$ หรือ $T< T_0$ คำนวณ S_a ตามสมการ

$$S_a = S_{DS}\left[\; (3.88)\frac{T}{T_s} + 0.4 \;\right] \quad (5)$$

คาบของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณหาได้จากสมการ

$$T = 0.03H \quad (6)$$

I คือตัวประกอบความสำคัญของอาคาร จำแนกออกเป็น 4 ประเภทคือ สำคัญน้อย (1.0) ปกติ (1.0) มาก (1.25) และสูงมาก (1.5)

R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง จะเป็นค่าที่ขึ้นกับระบบโครงสร้างที่เลือกใช้ โดยมีค่ามากขึ้นตามความเหนียวที่เพิ่มขึ้นของระบบโครงสร้างที่เลือกใช้โดยสามารถดูได้จากตารางภายในมาตรฐาน

3. ค่า C_S ทุกอำเภอของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ

ในการคำนวณค่า C_S ของอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณของทุกอำเภอทั่วประเทศ จำนวน 926 อำเภอ กำหนดให้อาคารมีรูปทรงโครงสร้างสม่ำเสมอและแบ่งข้อมูลออกเป็น 2 ชุด คืออาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้น คิดที่ความสูง 6 เมตร และอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นคิดที่ความสูง 50 เมตร (ขีดจำกัดของวิธีแรงสถิตเทียบเท่า) การคำนวณใช้ระบบโครงต้านแรงดัดประกอบด้วย โครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวธรรมดา ความเหนียวปานกลาง และความเหนียวพิเศษ สภาพชั้นดินที่ตั้งอาคารเป็นประเภท D (ดินปกติหรือไม่มีข้อมูลดินและไม่สามารถทำการสำรวจดินได้) การคำนวณจะใช้ซอฟท์แวร์ DON_1302[3] ช่วยในการคำนวณเนื่องจากชุดข้อมูลและผลการคำนวณมีจำนวนมาก ผู้เขียนจะแสดงรายละเอียดเพียงบางส่วนของผลการคำนวณเท่านั้นดังรายละเอียด รูปที่ 3 และ รูปที่ 4 สำหรับผลการคำนวณทั้งหมดผู้สนใจสามารถดาวน์โหลดได้จาก http://www.sorakarn-kmutnb.com

รูปที่ 3 ตารางผลการคำนวณ Cs อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้น

รูปที่ 4 ตารางผลการคำนวณ Cs อาคารสูงมากกว่า 2 ชั้น

4. ภาพรวมของค่า C_s ทุกอำเภอสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กรูปพรรณ

4.1 ภาพรวมการคำนวณแรงแผ่นดินไหวสำหรับอาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้น

อาคารประเภทความสำคัญน้อย ความสำคัญปกติและความสำคัญสูงที่จะต้องออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ใน 125 อำเภอคิดเป็น 13.5% จากอำเภอทั่วประเทศ อยู่ในภาคเหนือ 86.4% ภาคกลางเฉพาะอำเภอศรีนคร 0.8% และภาคตะวันตก 12.8% โดยจำแนกประเภทการออกแบบ ได้เป็นประเภท ง ห้ามใช้ระบบโครงต้านแรงดัดความเหนียวธรรมดา ส่วนภาคใต้ ภาคตะวันออกและภาคตะวันออกเฉียงเหนือไม่ต้องออกแบบ (ประเภทการออกแบบ ก)

อาคารประเภทความสำคัญสูงมากจะต้องออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวอยู่ใน 183 อำเภอคิดเป็น 17.8% จากอำเภอทั่วประเทศ อยู่ในภาคเหนือ 60.7% ภาคกลาง 23.0% และภาคตะวันตก 16.3% โดยจำแนกประเภทการออกแบบได้เป็นประเภท ง ห้ามใช้ระบบโครงต้านแรงดัดความเหนียวธรรมดา ส่วนภาคใต้ ภาคตะวันออกและภาคตะวันออกเฉียงเหนือไม่ต้องออกแบบ รายละเอียดดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 จำนวนอำเภอที่ต้องออกแบบในแต่ละภาคแยกตามประเภทการออกแบบและความสำคัญอาคาร อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้น

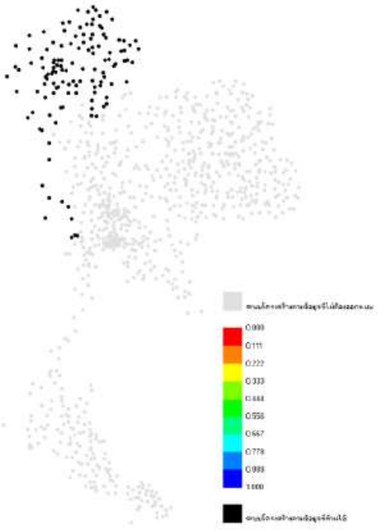
ประเภทการออกแบบ	ภาคเหนือ (111 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	-	-	-	-
ค	-	-	-	-
ง	108	108	108	111
รวม	108	108	108	111
	97.3%	97.3%	97.3%	100%

ประเภทการออกแบบ	ภาคกลาง (229 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	-	-	-	-
ค	-	-	-	-
ง	1	1	1	42
รวม	1	1	1	42
	0.4%	0.4%	0.4%	18%

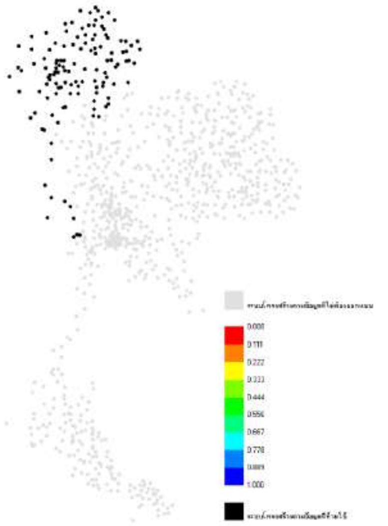
ประเภทการออกแบบ	ภาคตะวันตก (48 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	-	-	-	-
ค	-	-	-	-
ง	16	16	16	30
รวม	16	16	16	30
	33.3%	33.3%	33.3%	62.5%

อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้นภาคๆอื่นไม่ต้องออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว

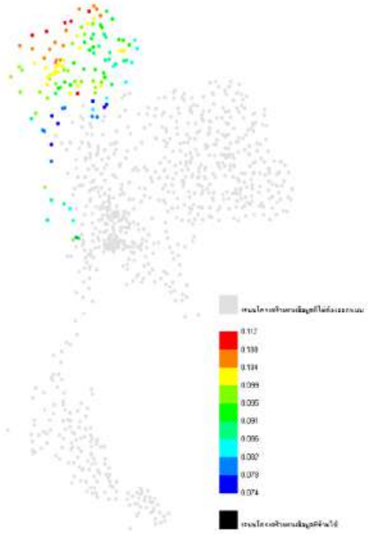
ภาพรวมข้างต้นสามารถแสดงโดยภาพสรุปจากซอฟท์แวร์ DON_1302 โดยแบ่งตามความสำคัญและระบบโครงสร้าง ตามรูปที่ 5 ถึง รูปที่ 8



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา

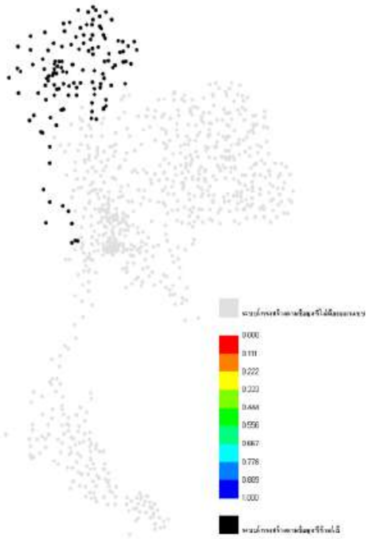


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

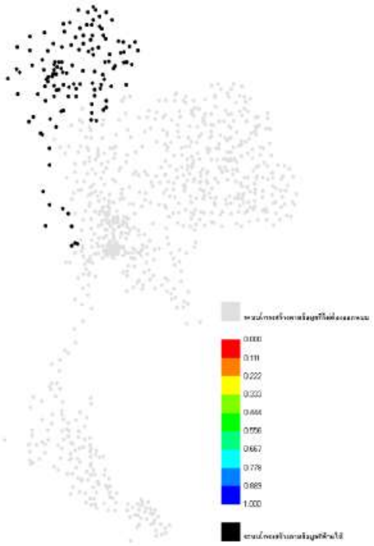


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

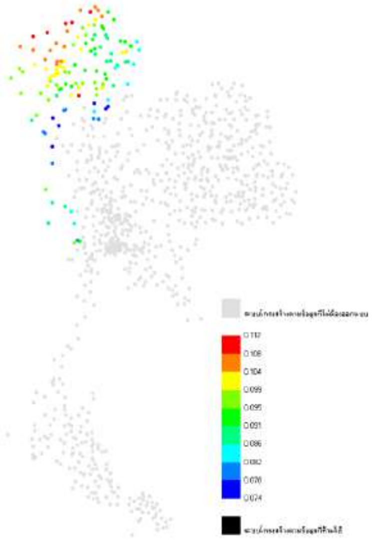
รูปที่ 5 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงไม่เกิน 2 ชั้น สำคัญน้อย



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา

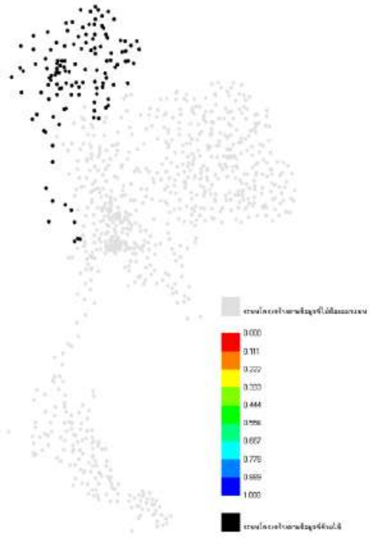


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

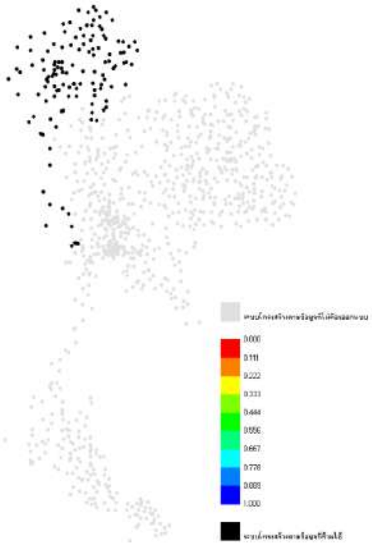


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

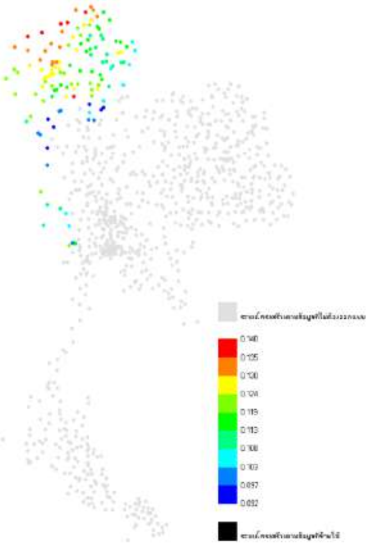
รูปที่ 6 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงไม่เกิน 2 ชั้น สำคัญปกติ



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา

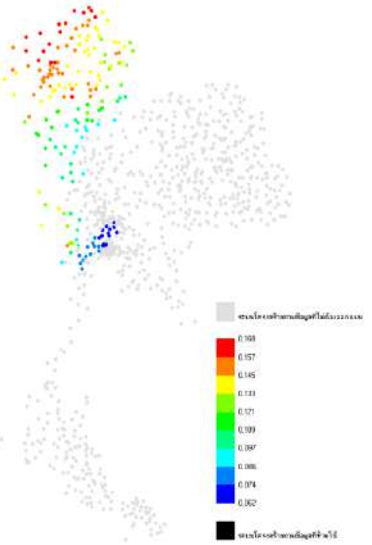


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง



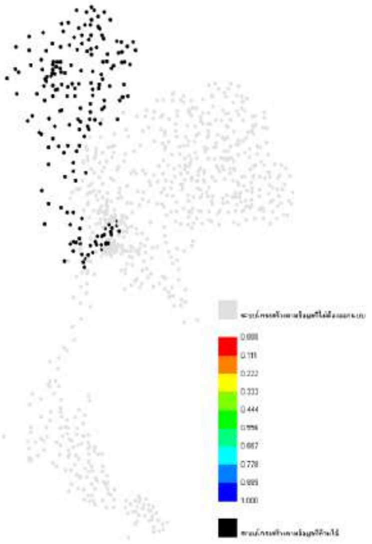
(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

รูปที่ 7 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงไม่เกิน 2 ชั้น สำคัญมาก

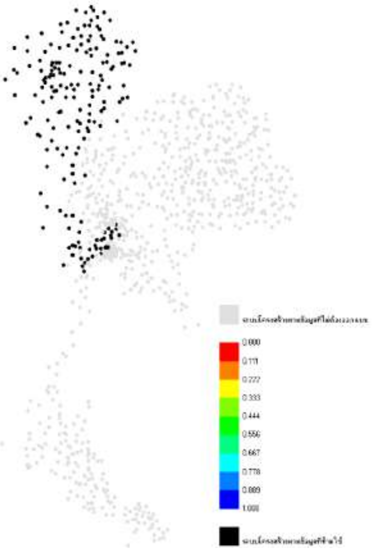


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

รูปที่ 8 ค่า Cs ทุกอำเภออาคารเหล็กสูงไม่เกิน 2 ชั้น สำคัญสูงมาก



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา



(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

4.2 ภาพรวมการคำนวณแรงแผ่นดินไหวสำหรับอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้น

อาคารที่อยู่ในพื้นที่ 606 อำเภอ (65.4%) จากทั่วประเทศจำเป็นจะต้องได้รับการออกแบบต้านทานแรงแผ่นดินไหวประกอบด้วย ภาคเหนือ 18.3% ภาคกลาง 37.8% ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ 8.6% ภาคตะวันออก 3.3% ภาคตะวันตก 7.9% และภาคใต้ 25.4% โดยในภาคเหนือเกือบทั้งหมดจะเป็นประเภทการออกแบบประเภท ง ต้องใช้ระบบโครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวพิเศษ ภาคกลางจะมีทั้งประเภท ข ค และ ง ซึ่งจะต้องเลือกระบบโครงสร้างให้สอดคล้องกับแต่ละประเภทการออกแบบ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือเกือบทั้งหมดจะเป็นการออกแบบประเภท ข และ ค สามารถใช้ระบบโครงสร้างได้ทั้งหมดโดยไม่มีข้อจำกัด ภาคตะวันตกประเภทความสำคัญน้อย ปกติและสูงประมาณกึ่งหนึ่งจะเป็นการออกแบบประเภท ง อาคารความสำคัญสูงมากส่วนใหญ่เป็นประเภท ง คือต้องใช้โครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวพิเศษ ภาคตะวันออกและภาคใต้ประเภทความสำคัญ น้อย ปกติและสูงจะเป็นประเภทการออกแบบ ข และ ค สามารถใช้ระบบโครงต้านแรงดัดเหล็กได้ทุกประเภท ส่วนความสำคัญสูงมากจะเป็นประเภทการออกแบบ ค และ ง ต้องเลือกใช้ระบบโครงสร้างให้เหมาะสม รายละเอียดดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 จำนวนอำเภอที่ต้องออกแบบในแต่ละภาค แยกตามประเภทการออกแบบและความสำคัญอาคาร

ประเภทการออกแบบ	ภาคเหนือ (111 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	-	-	-	-
ค	3	3	3	-
ง	108	108	108	111
รวม	111	111	111	111
	100%	100%	100%	100%

ประเภทการออกแบบ	ภาคกลาง (229 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	91	91	91	0
ค	45	45	45	91
ง	85	85	85	130
รวม	221	221	221	221
	96.5%	96.5%	96.5%	96.5%

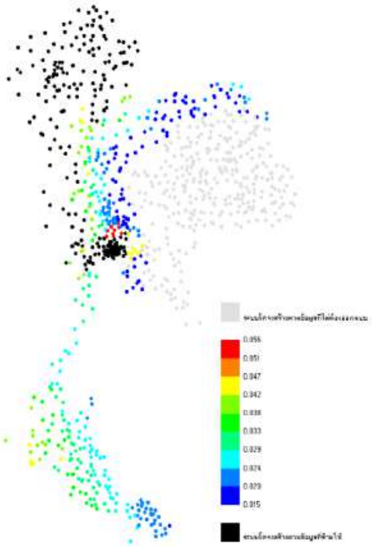
ประเภทการออกแบบ	ภาคตะวันออก (53 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	12	12	12	-
ค	8	8	8	12
ง	-	-	-	8
รวม	20	20	20	20
	37.7%	37.7%	37.7%	37.7%

ประเภทการออกแบบ	ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ (321 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	49	49	49	-
ค	3	3	3	49
ง	-	-	-	3
รวม	52	52	52	52
	16.2%	16.2%	16.2%	16.2%

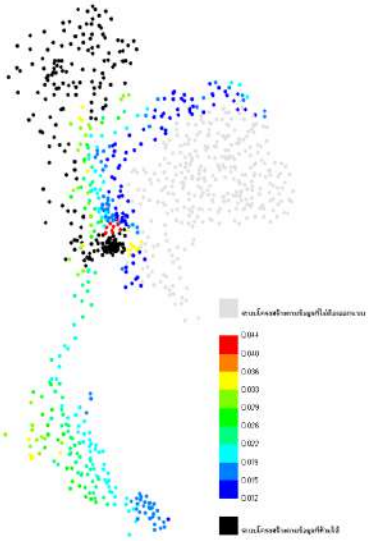
ประเภทการออกแบบ	ภาคตะวันตก (48 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	6	6	6	-
ค	12	12	12	6
ง	30	30	30	42
รวม	48	48	48	48
	100%	100%	100%	100%

ประเภทการออกแบบ	ภาคใต้ (164 อำเภอ)			
	สำคัญน้อย	สำคัญปกติ	สำคัญสูง	สำคัญสูงมาก
ข	94	94	94	-
ค	57	57	57	94
ง	3	3	3	60
รวม	154	154	154	154
	93.9%	93.9%	93.9%	93.9%

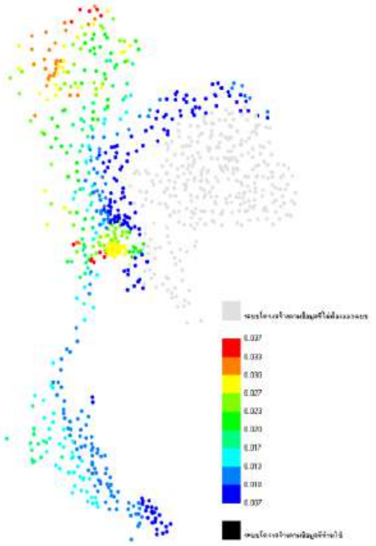
ภาพรวมข้างต้นสามารถแสดงโดยภาพสรุปจากซอฟท์แวร์ DON_1302 โดยแบ่งตามความสำคัญและระบบโครงสร้าง ตามรูปที่ 9 ถึงรูปที่ 12



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา

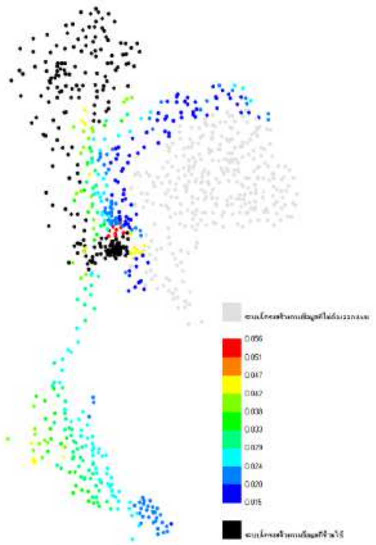


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

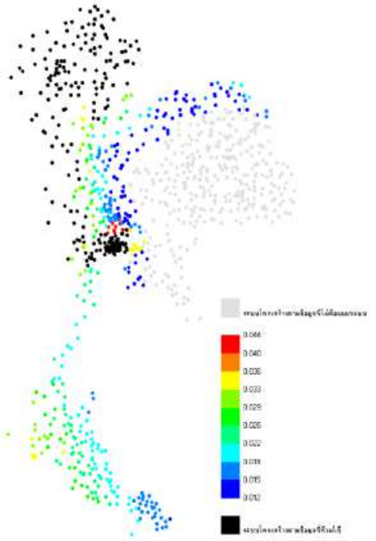


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

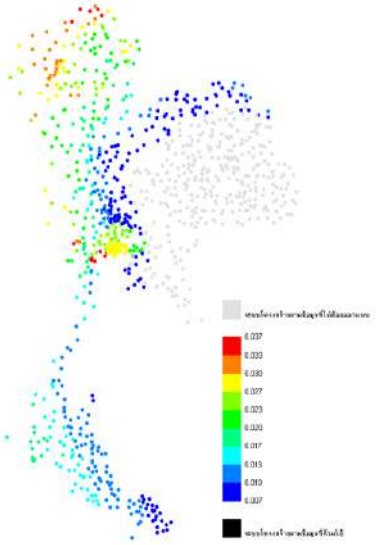
รูปที่ 9 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงมากกว่า 2 ชั้น สำคัญน้อย



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความปกติ

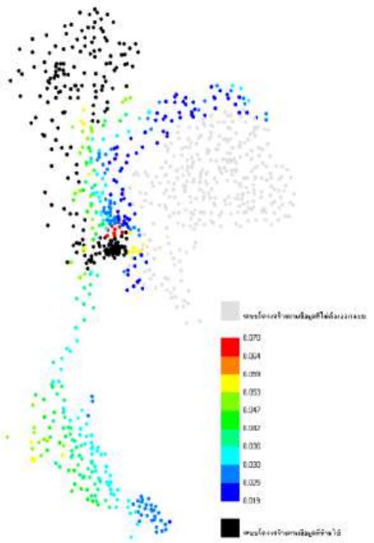


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

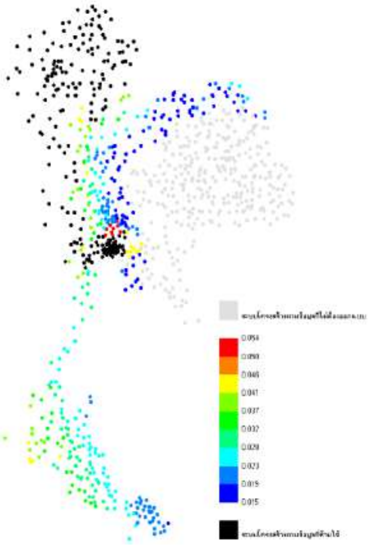


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

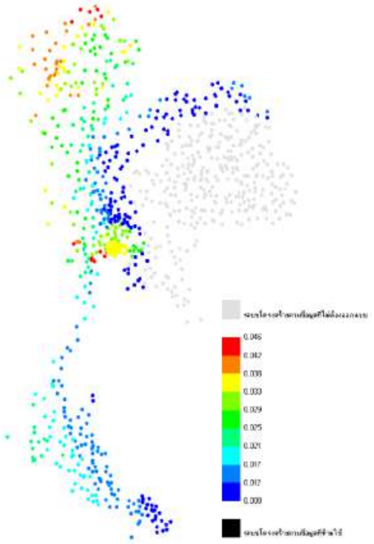
รูปที่ 10 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงมากกว่า 2 ชั้น สำคัญปกติ



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความปกติ

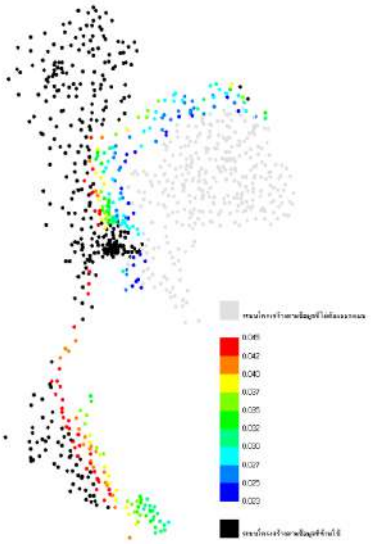


(ข) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง

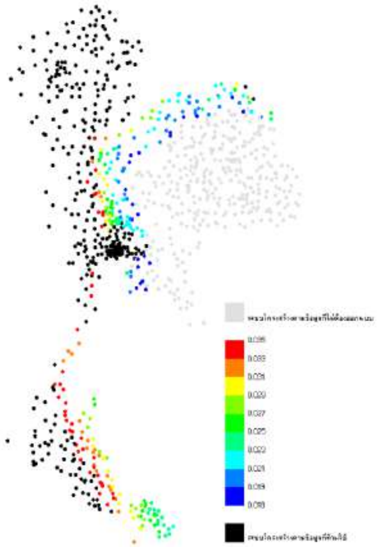


(ค) โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

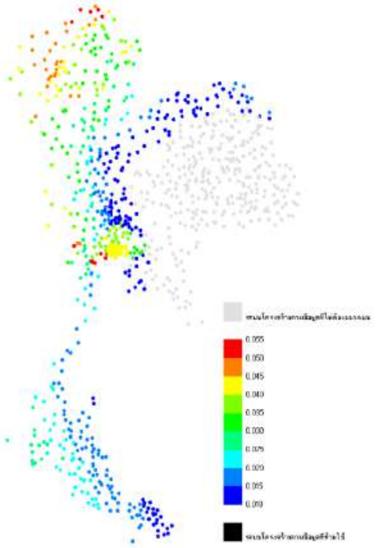
รูปที่ 11 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงมากกว่า 2 ชั้น สำคัญสูง



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กธรรมดา



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวปานกลาง



(ก) โครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวพิเศษ

รูปที่ 12 ค่า Cs ทุกอำเภอ อาคารเหล็กสูงมากกว่า 2 ชั้น สำคัญสูงมาก

5. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ข้อมูล อาคารเหล็กรูปพรรณสูงไม่เกิน 2 ชั้นใช้ความสูงที่ 6 เมตร และอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นใช้ความสูงที่ 50 เมตร เป็นความสูงอ้างอิงสรุปได้ว่า

1. อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้นในภาคเหนือทุกระดับความสำคัญจะต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว ห้ามใช้ระบบโครงต้านแรงดัดเหล็กความเหนียวธรรมดา ส่วนอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นเกือบทุกอำเภอจะต้องใช้ระบบโครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวพิเศษ

2. อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้นในภาคกลางที่จะต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวส่วนใหญ่เป็นอาคารความสำคัญสูงมาก อาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นจะต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวเกือบทุกอำเภอ

3. อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้นในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ภาคตะวันออกและภาคใต้ไม่ต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว อาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวในบางส่วนของภาคตะวันออกเฉียงเหนือและภาคตะวันออก ภาคใต้ต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวทุกอำเภอ

4. อาคารสูงไม่เกิน 2 ชั้นในภาคตะวันตกต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวในบางส่วนของพื้นที่ อาคารสูงมากกว่า 2 ชั้นต้องออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหวทุกอำเภอ

5. สำหรับอาคารสูงมากกว่า 2 ชั้น ซึ่งใช้ตัวแทนความสูงที่ 50 เมตร กรณีประเภทการออกแบบ ง จะใช้ได้เพียงระบบโครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวพิเศษเท่านั้น ตามข้อกำหนด 2.3.1.2 ของมาตรฐาน ซึ่งระบุว่า โครงต้านแรงดัดเหล็กที่มีความเหนียวปานกลาง ประเภทการออกแบบ ง สามารถใช้ได้กับอาคารที่มีความสูงไม่เกิน 40 เมตร

6. ค่า C_S ที่ได้จากงานวิจัยนี้ถือเป็นงานเริ่มต้นเพราะอาจมีคำถามเกี่ยวกับความเหมาะสมในการใช้ความสูงที่เป็นตัวแทนของแต่ละกรณี ซึ่งจะต้องมีการศึกษาเพิ่มเติม แต่เป็นแนวทางในการปรับปรุงมาตรฐานหรือกฎหมายที่เกี่ยวข้องกับแรงแผ่นดินไหวให้สามารถใช้งานได้ง่ายขึ้นซึ่งอาจจะเป็นในรูปตารางหรืออย่างอื่นที่เหมาะสม

เอกสารอ้างอิง

[1] กระทรวงมหาดไทย. *กฎกระทรวงกำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ.2550*

[2] กรมโยธาธิการและผังเมือง. *มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ. 1301/1302-61)*. ดิจิตอลออฟเซต เอเชีย แปซิฟิค, 2561

[3] DON_1302 เวอร์ชัน 1.01 ซอฟต์แวร์สำหรับวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหว วิธีแรงสถิตเทียบเท่า ตามมยผ. 1301/1302-61 พัฒนาโดย สรกานต์ ศรีตองอ่อน, ณพงศ์ โรจนอุดมพร, พรรณระพี ประสงค์กูล, ศุภชัย สุทธิธรรมพานิช และสารัช คงชยะนันท์.

การศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลองความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดเมื่อใช้แบบจำลองจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17

Comparative Study of Moment-Plastic Rotation Model of Wide Flange Steel Columns Subjected to Axial Load and Moment by Using ASCE41-13 and ASCE41-17

เพทาย อุดมการเกษตร[1] เมธี บุญพิเชฐวงศ์[2] และ ธันยดา พรรณเชษฐ์[3,*]

[1,2,3] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น จ.ขอนแก่น*
**Corresponding author; E-mail address: tanpan@kku.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้ได้ทำการศึกษาแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกที่ใช้ในการวิเคราะห์ด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างเมื่อรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดตามมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 โดยการศึกษาเปรียบเทียบเสาหน้าตัดปีกกว้างจำนวน 10 หน้าตัดจะพบว่า ตัวแปรที่มีความสำคัญและส่งผลต่อแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในเสาประกอบด้วย 1) ขนาดหน้าตัดของเสา 2) ความยาวของชิ้นส่วนเสาที่ปราศจากการค้ำยัน และ 3) อัตราส่วนแรงในแนวแกน การศึกษานี้ชี้ให้เห็นว่าแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกในเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างที่อ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE41-13 จะไม่ได้ให้ค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกในเสาที่อนุรักษ์กว่าค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกที่อ้างอิงตามมาตรฐาน ASCE41-17 เสมอไป เสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างที่มีหน้าตัดตั้งแต่ W300x150x36.7 กก./ม. และขนาดเล็กกว่าลงไป มาตรฐาน ASCE41-17 อาจจะมีความอนุรักษ์กว่า ASCE41-13

คำสำคัญ: โครงสร้างเหล็ก, แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุน, จุดหมุนพลาสติก

Abstract

In this paper, model of plastic hinge for non-linear static analysis of 10 wide-flange steel column sections under axial load and bending are comparatively studied based on both ASCE41-13 and ASCE 41-17 standards. It is found that parameters affecting the backbone of plastic hinge of wide-flange steel columns comprise of size of steel sections, unbraced length of members and axial load ratios. This study shows that the backbone response of moment-plastic rotation for wide-flange steel columns according to ASCE41-13 is not always conservative in comparison with ASCE41-17. For wide-flange steel sections that are not larger than W300x150x36.7 kg/m, ASCE41-17 instead of ASCE41-13 may yield the conservative backbone response.

Keywords: steel structures, moment-rotation model, plastic hinge

1. คำนำ

งานวิจัยที่ผ่านมาชี้ให้เห็นว่า มาตรฐาน ASCE41-13 มีข้อจำกัดเกี่ยวกับข้อกำหนดของโครงสร้างเหล็กในบางประการ โดยในงานวิจัยของ D.G. Lignos และคณะ (2016) ได้ทำการทดสอบเพื่อดูพฤติกรรมรับแรงแบบเป็นวัฏจักรของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างในโครงต้านแรงดัด โดยเสาตัวอย่างถูกทดสอบภายใต้แรงด้านข้างที่เปลี่ยนแปลงภายใต้แรงอัดคงที่ตามแนวแกนโดยพบว่าเมื่ออัตราส่วนแรงในแนวแกน (P_g/P_{ye}) มีค่าตั้งแต่ 0.50 ถึง 0.75 โดยที่ P_g คือ แรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกและ P_{ye} มีค่าเท่ากับผลคูณของพื้นที่หน้าตัดเสา (A_g) และค่าความเค้นคาดหวังที่จุดคราก (F_{ye}) เสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างภายหลังรับแรงด้านข้างถึงจุดครากยังมีความสามารถในการเสียรูปพลาสติก (Plastic Deformation) ชิ้นส่วนยังสามารถรับแรงแบบเป็นวัฏจักรต่อไปจนชิ้นส่วนเกิดการโก่งเดาะและสูญเสียความสามารถในการรับแรงในแนวแกนท้ายที่สุด ในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-13 ได้กำหนดให้ชิ้นส่วนเสามีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง (Force-Controlled) เมื่อแรงในแนวแกนของเสามีค่าตั้งแต่ $0.5P_{ye}$ จะสูญเสียความสามารถในการรับแรงของเสาทันทีเมื่อเสารับแรงด้านข้างจนถึงจุดคราก

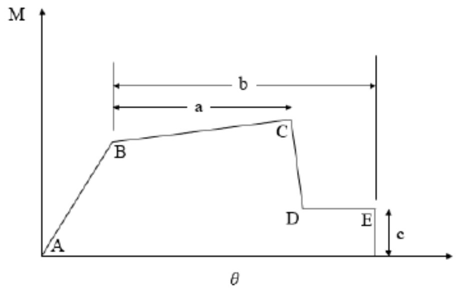
ในงานวิจัยของ Bech และคณะ (2015) ซึ่งได้ประเมินอาคารโครงสร้างเหล็กสูงที่ก่อสร้างระหว่างปี 1973 และ 1985 ก่อนเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เมืองนอร์ทริดจ์ ประเทศสหรัฐอเมริกา จำนวน 3 อาคาร โดย

ให้แรงแผ่นดินไหวทั้งหมด 11 ชุด ซึ่งถูกเลือกจากฐานข้อมูลของ PEER NGA จากผลการศึกษาพบว่า เกณฑ์การยอมรับของมาตรฐาน ASCE41-13 นั้นมีสิ่งที่ต้องแก้ไขหลายประการ เช่น สมการการหามุมหมุนที่จุดคราก (Yield Rotation) ของเสาเหล็กควรจะรวมผลของการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือน (Shear Deformation) ด้วย ถึงแม้ว่าตัวอย่างส่วนมากของเสาในอาคารที่นำมาวิจัยจะถูกควบคุมโดยการเสียรูปเนื่องจากการดัด แต่ในบางตัวอย่างการรวมผลของการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนก็ส่งผลกระทบที่สำคัญ ซึ่งในงานวิจัยของ Newell (2008) พบว่า การรวมผลของการเสียรูปเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดครากนั้นจะเพิ่มค่าของมุมหมุนที่จุดครากจากสมการปัจจุบันของ ASCE41-13 มากถึง 10-50% ยิ่งไปกว่านั้น เร็ว ๆ นี้ D.G.Lignos และคณะ (2019) ได้รวบรวมข้อมูลการทดสอบของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างเพื่อนำมาใช้ในการทำนายสมการสำหรับการตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหว และจากผลการทดสอบมากกว่า 151 ตัวอย่างภายใต้การทดสอบแบบแรงผลักทางเดียว (Monotonic) และแรงผลักแบบเป็นวัฏจักร (Reversed Cyclic) เมื่อทำการศึกษาผลกระทบของตัวแปรที่เกี่ยวข้อง (Parametric Study) พบว่า ค่าการเสียรูปพลาสติกนั้นจะถูกกระทบโดยตัวแปรดังต่อไปนี้คือ อัตราส่วนความชะลูดของเอว (Web Slenderness Ratio, h/t_w โดยที่ h คือ ความลึกของหน้าตัดและ t_w คือ ความหนาของเอว) อัตราส่วนความชะลูดของปีก (Flange Slenderness Ratio, $b_f/2t_f$ โดยที่ b_f คือความกว้างของปีกและ t_f คือความหนาของปีก) อัตราส่วนความชะลูดของชิ้นส่วน (Member Slenderness Ratio, L_b/r_y โดยที่ L_b คือความยาวของชิ้นส่วนที่ปราศจากการค้ำยันและ r_y คือ รัศมีไจเรชั่นของแกนอ่อน) และอัตราส่วนแรงในแนวแกน (Axial Load Ratio, P_g/P_{ye}) ซึ่งจากแนวโน้มของผลการทดสอบชี้ให้เห็นว่า เมื่อค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่กล่าวมาข้างต้นมีค่าเพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้มุมหมุนพลาสติกมีค่าลดลง เนื่องจากเมื่ออัตราส่วนความชะลูดของเอวเพิ่มขึ้นก็จะเกิดการวิบัติแบบโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local Buckling) ได้รวดเร็วกว่า และจะรุนแรงขึ้นเมื่ออัตราส่วนแรงในแนวแกนมีค่ามากและเมื่ออัตราส่วนความชะลูดของชิ้นส่วนเพิ่มมากขึ้น การลดลงของกำลังจะเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วเนื่องจากการวิบัติร่วมกันของโก่งเดาะเฉพาะที่และการโก่งเดาะด้านข้างเนื่องจากการบิด (Lateral Torsional Buckling) ซึ่งในมาตรฐาน ASCE41-13 นั้น ค่าตัวแปร a, b และ c ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนไม่ได้จับผลของตัวแปรข้างต้น ในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-17 ได้มีการรวมเอาผลของตัวแปรเหล่านี้ในสมการการสร้างแบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนของเสาเหล็กเช่นเดียวกัน

ในบทความนี้จะรายงานผลการศึกษาของความแตกต่างในแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกของเสาเหล็กระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 และตัวแปรที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงของมุมหมุนพลาสติกของเสาเหล็กที่มีขนาดหน้าตัดต่าง ๆ ส่วนแบบจำลองของชิ้นส่วนคานจะไม่ได้ถูกกล่าวถึงในบทความนี้ เนื่องจากไม่มีการเปลี่ยนแปลงที่มีนัยสำคัญของสมการการสร้างแบบจำลองมุมหมุนพลาสติกและเกณฑ์การยอมรับ (Acceptance Criteria) ระหว่างมาตรฐานเดิมและมาตรฐานใหม่

2. แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนของเสาเหล็ก

แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนของมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 แสดงดังรูปที่ 1 โดยเส้น AB แสดงพฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) ของชิ้นส่วนโครงสร้าง และพฤติกรรมในช่วงพลาสติกจะถูกแบ่งออกเป็น 3 ส่วน โดยในส่วนแรก เส้น BC จะแสดงพฤติกรรมพลาสติกช่วงก่อนถึงจุดสูงสุด (Pre-peak Plastic) ซึ่งในช่วงนี้กำลังของชิ้นส่วนจะเพิ่มขึ้น ต่อมาในช่วงของเส้น CD แสดงพฤติกรรมของชิ้นส่วนในช่วงหลังจุดสูงสุด (Post-peak Plastic) ซึ่งเป็นช่วงที่กำลังของชิ้นส่วนและความแข็ง (Stiffness) ของชิ้นส่วนลดลง สุดท้าย เส้น DE แสดงกำลังคงค้าง (Residual Strength) ของชิ้นส่วนและในจุด E ชิ้นส่วนสูญเสียความสามารถในการแบกรับน้ำหนัก



รูปที่ 1 แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนของชิ้นส่วนเหล็กที่ใช้ในมาตรฐาน ASCE

โดยที่โมเมนต์พลาสติกและมุมหมุนที่จุดคราก (Yield Rotation, θ_y) หรือค่ามุมหมุนที่จุด B ในรูปที่ 1 รวมทั้งตัวแปร a, b, c และเกณฑ์การยอมรับของชิ้นส่วนเสาสามารถคำนวณได้ตามบทที่ 10 ในมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17

ข้อกำหนดของเสาเหล็กในมาตรฐาน ASCE41-13 นั้นถูกพบว่ายังมีข้อจำกัดอยู่หลายประการ เนื่องจากในมาตรฐาน ASCE 41-13 นั้น ตัวแปรที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองและเกณฑ์การยอมรับขึ้นอยู่กับค่ามุมหมุนที่จุดครากเพียงอย่างเดียวแต่ไม่ได้รวมผลของอัตราส่วนความชะลูดของเอว อัตราส่วนความชะลูดของปีก อัตราส่วนความชะลูดของชิ้นส่วน และอัตราส่วนแรงในแนวแกน ซึ่งถูกพบว่ามีความสำคัญต่อค่ามุมหมุนพลาสติก (Plastic Rotation) จากการศึกษาพบว่า ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการสร้างแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกขององค์อาคารเสาและการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อมุมหมุนพลาสติกระหว่างแบบจำลองจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 มีดังต่อไปนี้

2.1 ขนาดของหน้าตัดเสา

มุมหมุนพลาสติกที่ถูกเสนอในมาตรฐาน ASCE41-13 จะสัมพันธ์กับค่าของมุมหมุนที่จุดครากเพียงอย่างเดียว โดยหากเปรียบเทียบเสาที่มีความเค้นที่จุดคราก (F_y) เดียวกัน มีความยาวของเสาและอัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากัน ค่ามุมหมุนที่จุดครากจะแปรผันตรงกับค่าอัตราส่วนโมดูลัสพลาสติก (Plastic Modulus, Z) ต่อโมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of Inertia, I) ของ

ระนาบที่ถูกดัด โดยที่สมการการหาค่ามุมหมุนที่จุดครากของมาตรฐาน ASCE41-13 เป็นไปตามสมการที่ 1

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c}\left(1-\frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (1)$$

โดยที่ F_{ye} คือ ความเค้นจุดครากที่คาดหวัง (Expected Yield Stress)

E คือ โมดูลัสยืดหยุ่น

L_c คือ ความยาวของชิ้นส่วนเสา

I_c คือ โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา

เมื่อทำการสร้างแบบจำลองด้วยมาตรฐาน ASCE41-13 พบว่า หากหน้าตัดมีขนาดใหญ่ อัตราส่วน Z_x/I_x มีแนวโน้มที่จะมีค่าน้อยกว่าหน้าตัดที่มีขนาดเล็กกว่า ส่งผลให้มุมหมุนพลาสติกของหน้าตัดขนาดใหญ่มีค่าน้อยกว่า และค่ามุมหมุนที่จุดครากของมาตรฐาน ASCE41-17 เป็นไปตามสมการที่ 2

$$\theta_y = \frac{M_{pce}L_c}{6\tau_b EI_c}\left(1+\frac{12EI_c}{L_c^2 GA_s}\right) \quad (2)$$

โดยที่ M_{pce} คือ โมเมนต์พลาสติกที่คาดหวังของชิ้นส่วน

G คือ โมดูลัสแรงเฉือนของเหล็ก

A_s คือ พื้นที่รับแรงเฉือนของหน้าตัด ($A_s = (d_b - 2t_f)t_w$)

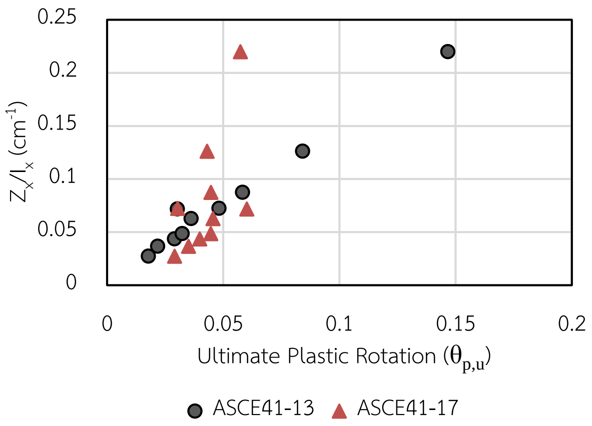
τ_b คือ 1 เมื่อ $\frac{|P|}{P_{ye}} \le 0.5$

หรือ $4\frac{|P|}{P_{ye}}\left(1-\frac{|P|}{P_{ye}}\right)$ เมื่อ $\frac{|P|}{P_{ye}} > 0.5$

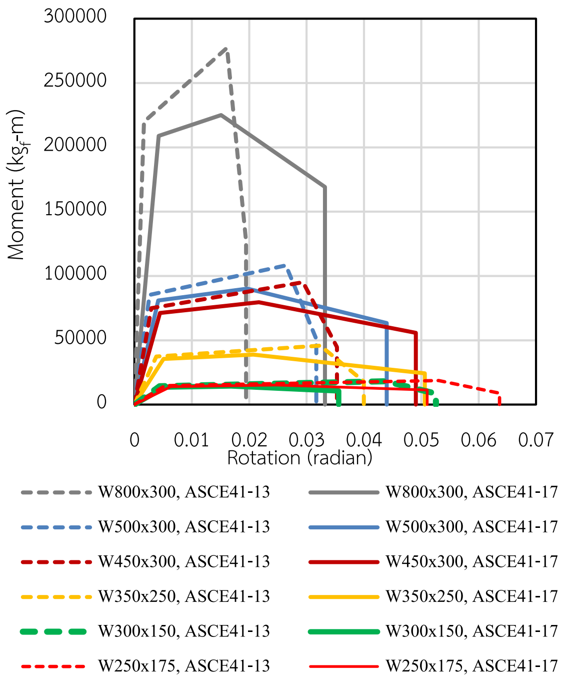
สำหรับมาตรฐาน ASCE41-17 นั้น ค่ามุมหมุนพลาสติกไม่ได้สัมพันธ์กับมุมหมุนที่จุดครากแต่จะสัมพันธ์กับตัวแปร h/t_w, $b_f/2t_f$, L_b/r_y และ P_g/P_{ye} ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติของหน้าตัดปีกกว้างที่นำมาศึกษาเปรียบเทียบจำนวน 10 ตัวอย่าง โดยที่ $\theta_{p,u}$ คือ มุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติ หรือเท่ากับระยะ b ในรูปที่ 1 และในรูปที่ 2 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Z_x/I_x และมุมหมุนพลาสติกเมื่อชิ้นส่วนถูกดัดรอบแกนแข็ง (Strong Axis) โดยที่ชิ้นส่วนมีความยาว 3 เมตร F_y มีค่าเท่ากับ 2,500 กก./ซม.^{2} และ P_g/P_{ye} มีค่าเท่ากับ 0.1 และรูปที่ 3 แสดงการเปรียบเทียบความแตกต่างของแบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 ของเสาหน้าตัดปีกกว้างขนาดต่าง ๆ เมื่ออยู่ภายใต้อัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากัน

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของตัวอย่างหน้าตัดปีกกว้างที่นำมาศึกษาเปรียบเทียบ

หน้าตัด	Z_x/I_x	$b_f/2t_f$	h/t_w	$\theta_{p,u}$ (ASCE41-13)	$\theta_{p,u}$ (ASCE41-17)
W800x300x210 กก./ม.	0.0274	5.77	49.43	0.0178	0.0290
W600x300x137 กก./ม.	0.0367	8.82	41.00	0.0218	0.0350
W500x300x128 กก./ม.	0.0437	8.33	36.36	0.0290	0.0398
W450x300x124 กก./ม.	0.0486	8.33	32.36	0.0323	0.0446
W350x250x79.7 กก./ม.	0.0627	8.93	30.22	0.0362	0.0456
W300x300x94 กก./ม.	0.0718	10.00	23.40	0.0302	0.0601
W300x150x36.7 กก./ม.	0.0724	8.33	39.38	0.0481	0.0303
W250x175x44.1 กก./ม.	0.0874	7.95	27.14	0.0583	0.0447
W175x125x23.3 กก./ม.	0.1261	7.81	23.45	0.0842	0.0430
W100x100x17.2 กก./ม.	0.2198	6.25	10.67	0.1467	0.0574



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Z_x/I_x และมุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติ เมื่อใช้แบบจำลอง ASCE41-13 และ ASCE41-17

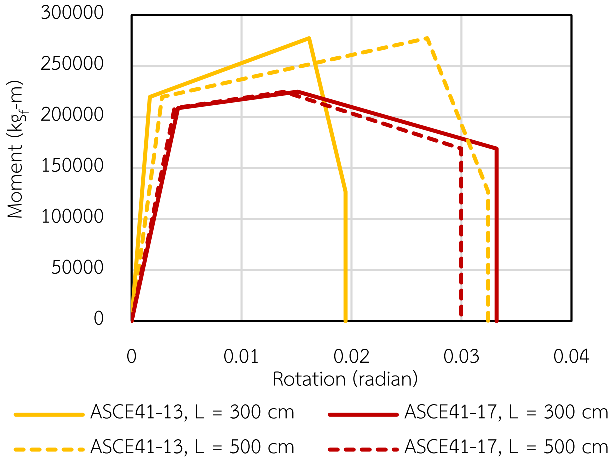


รูปที่ 3 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนของเสาหน้าตัดปีกกว้างขนาดต่าง ๆ ภายใต้อัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากับ 0.1

จะเห็นได้ว่า กรณีที่ชิ้นส่วนมีความยาวและความเค้นที่จุดครากเท่ากันและถูกกระทำภายใต้อัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากันพบว่า หน้าตัด W800x300, W500x300, W450x300 และ W350x250 เมื่อทำการสร้างแบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนด้วยมาตรฐาน ASCE41-13 นั้นพบว่ามีความอนุรักษ์กว่ามาตรฐาน ASCE41-17 แต่หน้าตัด W300x150 และ W250x175 ซึ่งมีขนาดเล็กกว่า พบว่า มาตรฐาน ASCE41-17 นั้นมีความอนุรักษ์กว่า ASCE41-13

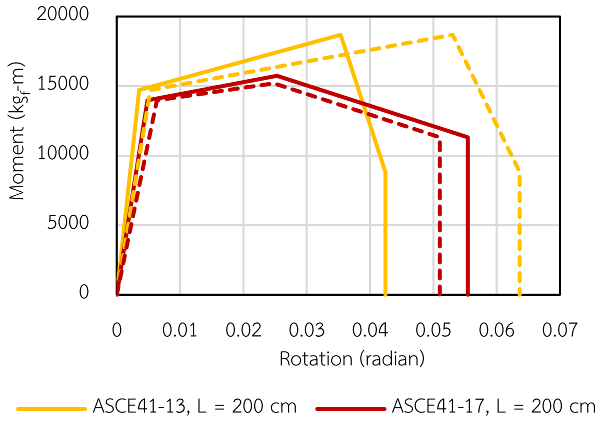
2.2 ความยาวของชิ้นส่วนเสาที่ปราศจากการค้ำยัน

กรณีที่พิจารณาเสาหน้าตัดเดียวกัน (h/t_w และ r_y เดียวกัน) และมี P_g/P_{ye} เท่ากัน จะเห็นได้ว่า ตัวแปรสำคัญที่ทำให้มุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติของทั้งสองมาตรฐานมีค่าแตกต่างกันคือ ความยาวของชิ้นส่วน (L_b) ในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-13 มุมหมุนพลาสติกจะแปรผันตรงกับความยาวชิ้นส่วน แต่มาตรฐาน ASCE41-17 มุมหมุนพลาสติกจะแปรผกผันกับตัวแปรนี้ ซึ่งค่ามุมหมุนพลาสติกที่ได้จากมาตรฐาน ASCE41-17 นั้น จะขึ้นอยู่กับ h/t_w, L_b/r_y, $b_f/2t_f$ และ P_g/P_{ye} โดยเมื่อตัวแปรเหล่านี้มีค่ามาก มุมหมุนพลาสติกก็ยิ่งมีค่าน้อย ดังแสดงในรูปที่ 4 ในกรณีของการเปรียบเทียบระหว่างหน้าตัดเสาที่มีขนาดใหญ่ W800x300 ที่มีความยาวชิ้นส่วนแตกต่างกัน สำหรับกรณีที่ P_g/P_{ye} มีค่าเท่ากับ 0.1 จะเห็นได้ว่า กรณีที่ความยาวเสาน้อยกว่า (L_b มีค่าเท่ากับ 300 เซนติเมตร) แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนจากมาตรฐาน ASCE41-13 จะมีความอนุรักษ์กว่า แต่เมื่อเปลี่ยนความยาวเสาเป็น 500 เซนติเมตร มาตรฐาน ASCE41-13 มุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติจะมีค่าสูงขึ้นในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-17 มุมหมุนพลาสติกจะให้ค่าน้อยลงทำให้กรณีนี้มาตรฐาน ASCE41-17 จะมีความอนุรักษ์กว่า



รูปที่ 4 การเปรียบเทียบความแตกต่างของมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 ของเสาหน้าตัด W800x300 เมื่อมีความยาวชิ้นส่วนที่ต่างกัน

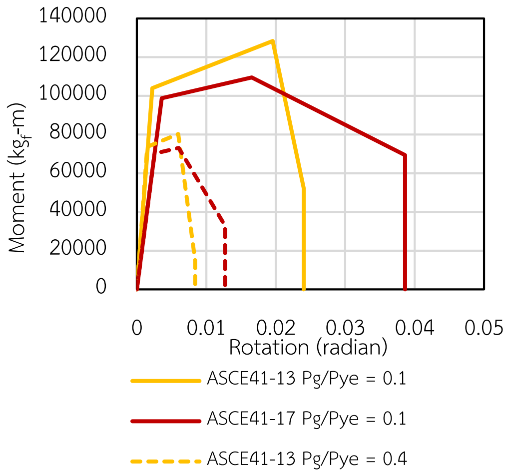
ในอีกสถานการณ์หนึ่ง รูปที่ 5 แสดงการเปรียบเทียบระหว่างหน้าตัดของเสาที่มีขนาดเล็ก W250x175 ที่มีความยาวชิ้นส่วนแตกต่างกัน สำหรับกรณีที่ P_g/P_{ye} มีค่าเท่ากับ 0.1 จะเห็นได้ว่า กรณีที่ความยาวเสามากกว่า (L_b มีค่าเท่ากับ 300 เซนติเมตร) แบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนจากมาตรฐาน ASCE41-17 จะมีความอนุรักษ์กว่า แต่เมื่อเปลี่ยนความยาวเสาเป็น 200 เซนติเมตร มาตรฐาน ASCE41-13 มุมหมุนพลาสติกจะมีค่าน้อยลงในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-17 มุมหมุนพลาสติกจะมีค่ามากขึ้น ทำให้กรณีนี้มาตรฐาน ASCE41-13 จะมีความอนุรักษ์กว่า



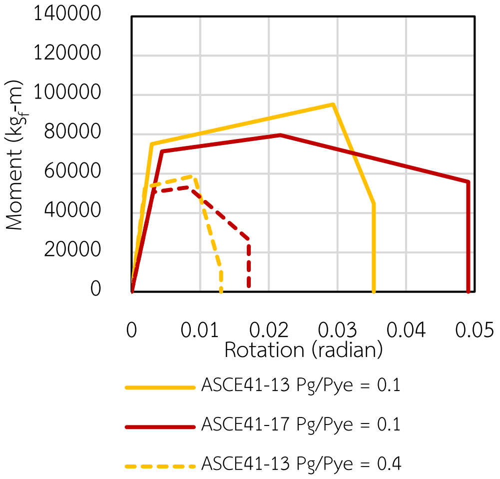
รูปที่ 5 การเปรียบเทียบความแตกต่างของมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 ของเสาหน้าตัด W250x175 เมื่อมีความยาวชิ้นส่วนที่ต่างกัน

2.3 อัตราส่วนแรงในแนวแกน (Axial Load Ratio)

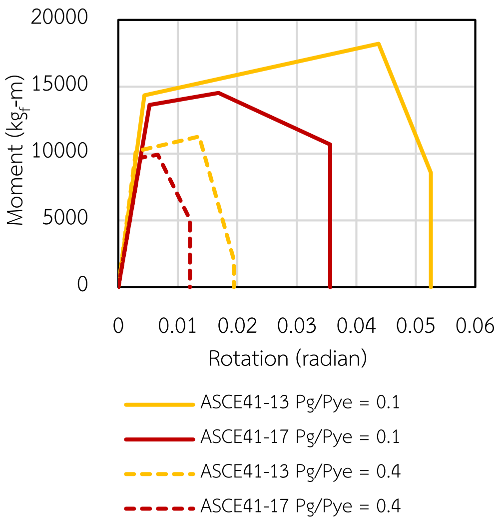
จากการศึกษาพบว่า หากอัตราส่วนแรงในแนวแกนมีค่ามาก มุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติก็ยิ่งมีค่าน้อย รูปที่ 6 ถึงรูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนเมื่อเปรียบเทียบหน้าตัดด้วยแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 เมื่อมีอัตราส่วนแรงในแนวแกนที่แตกต่างกัน จะเห็นได้ว่า ทั้งสองมาตรฐานให้ผลลัพธ์ที่เหมือนกันคือ เมื่ออัตราส่วนแรงในแนวแกนลดลง ค่ามุมหมุนพลาสติกที่จุดวิบัติก็จะลดลงด้วย



รูปที่ 6 การเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 เมื่ออยู่ภายใต้ P_g/P_{ye} ที่แตกต่างกันของหน้าตัด W600x300

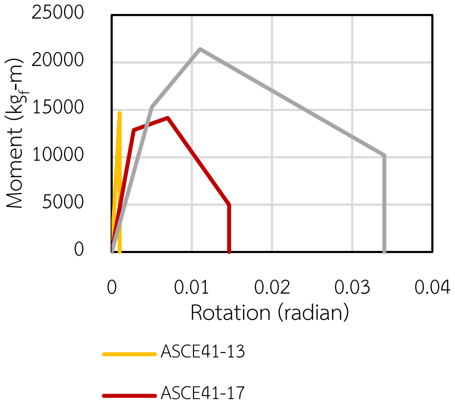


รูปที่ 7 การเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 เมื่ออยู่ภายใต้ P_g/P_{ye} ที่แตกต่างกันของหน้าตัด W450x300



รูปที่ 8 การเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 เมื่ออยู่ภายใต้ P_g/P_{ye} ที่แตกต่างกันของหน้าตัด W300x150

มาตรฐาน ASCE41-13 ได้กำหนดให้ ชิ้นส่วนเสาที่มีอัตราส่วนแรงในแนวแกนมากกว่า 0.5 นั้นจะมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรง ทำให้ชิ้นส่วนนั้นไม่มีช่วงการเสียรูปพลาสติก แต่ในผลการทดสอบเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างจาก Macrae และคณะ (1989) พบว่า เมื่อเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างถูกทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร ที่ P_g/P_{ye} มีค่าเท่ากับ 0.5 พบว่าชิ้นส่วนยังคงมีการเสียรูปพลาสติกเกิดขึ้น ซึ่งหากยึดตาม ASCE41-13 นั้นชิ้นส่วนควรจะไม่มีระยะการเสียรูปพลาสติก แต่ในมาตรฐาน ASCE41-17 นั้นได้มีข้อกำหนดให้ชิ้นส่วนเสาจะมีพฤติกรรมที่ถูกควบคุมโดยแรงเมื่อ P_g/P_{ye} มีค่ามากกว่า 0.6 รูปที่ 9 แสดงการเปรียบเทียบเสาที่ถูกทดสอบภายใต้แรงในแนวแกนมีค่าเท่ากับ 0.5 กับแบบจำลองจุดหมุนพลาสติกเมื่อใช้สมการของมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17

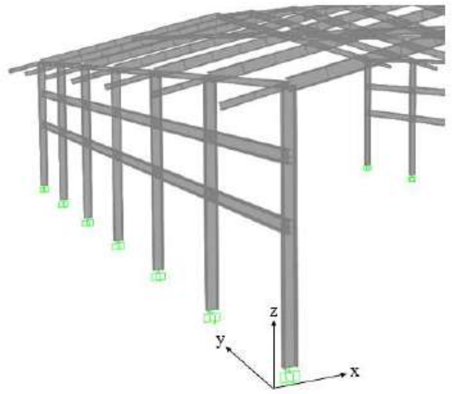


รูปที่ 9 การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13, ASCE41-17 และค่าจากการทดสอบ (MacRae et al., 1990) ของเสาหน้าตัด CA-250UC73 (W254x254 มม.) ภายใต้อัตราส่วนแรงในแนวแกนมีค่าเท่ากับ 0.5

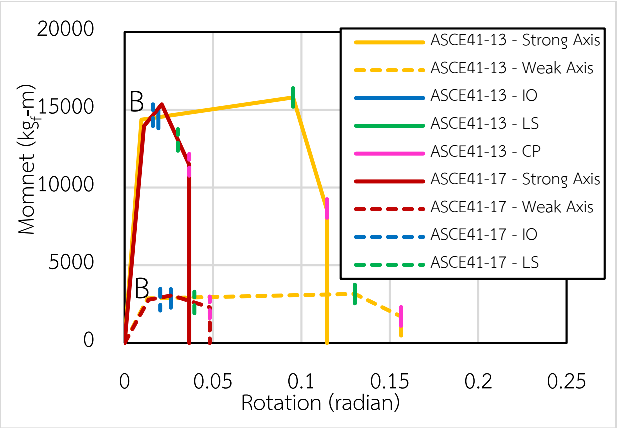
3. เสากรณีศึกษาโครงสร้างโรงงานอุตสาหกรรมเหล็ก

เมื่อทำการจำลองชิ้นส่วนเสาโครงสร้างโรงงานอุตสาหกรรมเหล็กที่ได้รับแรงกระทำเนื่องจากผลของแผ่นดินไหว โดยใช้เสาตัวอย่างหน้าตัด W300x150x36.7 กก./ม. และกำหนดให้เป็นเหล็กรูปพรรณชั้นคุณภาพ A36 ที่มีอัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากับ 0.02 พบว่า มาตรฐาน ASCE41-17 จะให้ค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์และมุมหมุนพลาสติกมีความอนุรักษ์กว่าค่าที่ได้จากมาตรฐาน ASCE41-13 นอกจากนี้ยังพบว่าเกณฑ์การยอมรับในมาตรฐาน ASCE41-17 และ ASCE41-13 มีความแตกต่างกัน โดยที่ในมาตรฐาน ASCE41-13 เกณฑ์การยอมรับจะสัมพันธ์กับค่ามุมหมุนที่จุดครากในขณะที่มาตรฐาน ASCE41-17 นั้น เกณฑ์การยอมรับจะสัมพันธ์กับตัวแปร a และ b ในรูปที่ 1

หากพิจารณาชิ้นส่วนเสาเดียวกันที่การดัดรอบแกนดัดหลักและแกนดัดรอง ค่าโมเมนต์พลาสติกและมุมหมุนที่จุดครากจะมีค่าแตกต่างกัน ซึ่งทั้งมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 กำหนดให้โมเมนต์พลาสติกแปรผันตรงกับค่าโมดูลัสพลาสติกของทิศทางที่ถูกดัด ส่วนมุมหมุนที่จุดครากจะแปรผกผันกับโมเมนต์ความเฉื่อย เมื่อนำเสาหน้าตัดปีกกว้างที่มีการวางแนวเสาดังรูปตัวอย่างที่ 10 มาพิจารณา จะเห็นว่าเมื่อเสาถูกผลักในทิศทาง X ชิ้นส่วนจะถูกดัดรอบแกนแข็ง (Strong axis) และเมื่อเสาถูกผลักในทิศทาง Y ชิ้นส่วนจะถูกดัดรอบแกนอ่อน (Weak axis) รูปที่ 11 แสดงการเปรียบเทียบแบบจำลองโมเมนต์และมุมหมุนและเกณฑ์การยอมรับ โดยเปรียบเทียบระหว่างแกนแข็งและแกนอ่อนของมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17



รูปที่ 10 การวางแนวของเสาในอาคารตัวอย่าง



รูปที่ 11 การเปรียบเทียบโมเมนต์และมุมหมุนที่สร้างจากมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 ระหว่างแกนแข็งและแกนอ่อนของหน้าตัด W300x150x36.7 กก./ม. ที่มีอัตราส่วนแรงในแนวแกนเท่ากับ 0.02

จากรูปที่ 11 จะเห็นได้ว่า ค่าโมเมนต์ที่จุดคราก (จุด B) รอบแกนแข็งมีค่าสูงกว่าแกนอ่อน เนื่องจากโมดูลัสพลาสติกของแกนแข็ง (Z_x) ซึ่งเท่ากับ 522 ซม.^{3} นั้นมีค่ามากกว่าแกนอ่อน (Z_y) ซึ่งเท่ากับ 104 ซม.^{3} ส่วนมุมหมุนที่จุดครากในกรณีนี้ รอบแกนอ่อนจะมีค่ามากกว่าค่ามุมหมุนที่จุดครากรอบแกนแข็ง เนื่องจาก โมเมนต์ความเฉื่อยของแกนอ่อน (I_y) มีค่าน้อยกว่าแกนแข็ง (I_x)

4. บทสรุป

บทความนี้ได้ทำการศึกษาเปรียบเทียบตัวแปรในการจำลองโมเมนต์และมุมหมุนของเสาเหล็กหน้าตัดปีกกว้างระหว่างมาตรฐาน ASCE41-13 กับมาตรฐาน ASCE41-17 ซึ่งเป็นมาตรฐานใหม่ โดยพบว่าในบางกรณีนั้นมาตรฐาน ASCE41-13 ก็มีความอนุรักษ์กว่า ASCE41-17 และในบางกรณีมาตรฐาน ASCE41-17 กลับถูกพบว่ามีความอนุรักษ์กว่า ซึ่งจากการศึกษาโดยเปรียบเทียบเสาหน้าตัดปีกกว้างจำนวน 10 หน้าตัด พบว่า ตัวแปรที่สำคัญที่ส่งผลให้เกิดความแตกต่างกันของทั้ง 2 มาตรฐานประกอบไปด้วย

1) ขนาดหน้าตัดของเสา ซึ่งพบว่า เสาหน้าตัดปีกกว้างที่มีขนาดใหญ่กว่า W300x150x36.7 กก./ม. (มีค่า Z/I น้อยกว่า) มาตรฐาน ASCE41-13 จะมีความอนุรักษ์กว่า ASCE41-17 ในขณะที่เสาหน้าตัดปีกกว้างที่มีขนาดตั้งแต่ W300x150x36.7 กก./ม. ลงมา (มีค่า Z/I มากกว่า) มาตรฐาน ASCE41-17 อาจจะมีความอนุรักษ์กว่า ASCE41-13

2) ความยาวของชิ้นส่วนเสาที่ปราศจากการค้ำยัน ในกรณีนี้ หากความยาวชิ้นส่วนมากขึ้น มาตรฐาน ASCE41-13 ก็จะมีค่ามุมหมุนพลาสติกที่สูงขึ้น แต่มาตรฐาน ASCE41-17 นั้น หากความยาวของชิ้นส่วนมากขึ้น ค่ามุมหมุนพลาสติกกลับมีค่าน้อยลง ทำให้ความอนุรักษ์ของทั้งสองมาตรฐานอาจเกิดความเปลี่ยนแปลงได้เมื่อความยาวของชิ้นส่วนเปลี่ยนไป

3) อัตราส่วนแรงในแนวแกน ซึ่งทั้งมาตรฐาน ASCE41-13 และ ASCE41-17 นั้นมีแนวโน้มไปในทางเดียวกันคือ หากอัตราส่วนแรงในแนวแกนมีค่าสูงขึ้น จะทำให้ค่ามุมหมุนพลาสติกน้อยลงเนื่องจากชิ้นส่วนมีโอกาสเกิดการโก่งเดาะเร็วมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยขอนแก่นที่ได้มอบทุนสนับสนุนงานวิจัยจากทุนวิจัยสำหรับคณาจารย์บัณฑิตศึกษาเพื่อให้สามารถรับนักศึกษาที่มีความสามารถและศักยภาพสูงเข้าศึกษาในหลักสูตรและทำวิจัยในสาขาที่อาจารย์มีความเชี่ยวชาญประจำปีการศึกษา 2561

เอกสารอ้างอิง

[1] ASCE. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, ASCE 41-13*. (2014). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, United States.

[2] ASCE. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41-17*. (2017). American Society of Civil Engineers, Reston, Virgnia, United States.

[3] A. Elkady and D.G.Lignos. (2014). *Analytical investigation of the cyclic behavior and plastic hinge formation in deep wide-flange steel beam-columns*. Bulletin of Earthquake Engineering.

[4] A. Hartloper and D.G. Lignos. (2017) *Updates to the ASCE 41-13 provisions for the nonlinear modeling of steel wide-flange columns for performance-based earthquake engineering*. Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland.

[5] D. Bech, J. Houston and B. Tremayne. (2015). *Proposed Changes to Steel Column Evaluation Criteria for Existing Building*. Second ATC & SEI Conference 2015.

[6] D. Bech, J. Houston and B. Tremayne. (2017). *ASCE 41-17 Steel Column Modeling and Acceptance Criteria*. Structures Congress 2017.

[7] D.G. Lignos, J. Cravero and A. Elkady. (2016). *Experimental investigation of the hysteretic behavior of wide-flange steel columns under high axial load and lateral drift demands*.

11th Pacific Structural Steel Conference Shanghai, China. 29-31 October, 2016.

[8] D.G. Lignos, Alexander R. Hartloper, A. Elkady, Gregory G. Deierlein and R. Hamburger. (2019). *Proposed update to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic engineering*. J. Struct. Eng.

[9] MacRae G. (1989). *The seismic response of steel frame*. Ph.D. Dissertation. University of Canterbury Christchurch New Zealand.

A Study of the Reinforcement of Steel Plates into RC Cantilever Stairs to Reduce Vibration Effects from Human Walking Activities

Lythean Mao[1] Sopheak Seng[2] and Amornchai Jaiyong[3*]

[1,2,3] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Burapha University, Chonburi, THAILAND*
**Corresponding author; E-mail address: jaiyong@eng.buu.ac.th*

Abstract

Static loadings resistance is always the first design criteria. However, further investigation should also be conducted for a structure like floors, bridges, and stairs which are subjected to dynamic loadings in the form of human activities such as walking, running, or jumping; these loadings often result in vibrational effects associated with the user's comfort. While most researches were mostly about walking force on flat surfaces, this study will mainly focus on reinforced concrete cantilever staircase which has been reported to encounter a significant level of vibration due to periodic walking motion. Therefore, this paper presents the attempt to study the characteristics and response of RC cantilever stair design once being subjected to human-induced vibration and to propose the application of extra reinforcing steel used to lessen the dynamic effects. Numerical analysis is done on an RC cantilever stairs model having dimensions of 100 centimeters in length, and 25 centimeters in width. To keep the concept of "modern" structures, the thickness is maintained to be only 10 centimeters. Both ascending and descending motions are performed, and acceleration data is collected for evaluation. The analysis is mainly done based on the equation of motion; thus, it is important to determine all the associated parameters such as single lumped mass, static force, damping force, and the human walking force. To obtain all these parameters, several theories are used such as force-displacement relation, composite materials (FEM), virtual work method, and Fourier series. A little experiment has to be conducted before we can use the Fourier series to get the equation that represents human walking force with respect to time. With the help of Matlab software, the equation of motion which is in the function of second order differential equation could be easily solved. For the proposed reinforcement measures to be proven effective, several parameters must satisfy the recommended design criteria which are shear force, bending moment, deflection, and acceleration. The benefits of implementing this project are reducing user's discomfort due to vibration within the staircase structure by introducing innovative reinforcement patterns while still maintaining slender dimensions as specified in the architectural plans.

Keywords: RC cantilever stair, human walking load, vibration on stair, human comfort vibration

1. Introduction

In civil engineering works, structures are often designed to withstand static loadings; that is uniformly distributed force. This type of force can result in deformation which every engineer must consider during the designing stage to finalize the dimensions and shapes. However, it is important to take dynamic behavior into account as well because it also imposes some noticeable deflection once being subjected to vibration due to human activities such as walking, running, jumping or intentional swaying. Not only that dynamic loadings can create significant deformation of the structures just like how static loadings do, but they are also associated with the comfort of the users and therefore fall under the serviceability limit state. This indicates that to perform design base on the static loads is not enough anymore regarding vibration issues.

Over the last decade, researchers have been very interested in studying the relationship between human-induced vibration and the response of structures toward this dynamic phenomenon. Bijan, O., and Aalami. (2010) researched design of concrete floor systems and its vibrational responses on his 8-

inch thick. The concept of modern lightweight structures has led Mohammed, AS., and Pavic, A. (2017) to conduct a study regarding the effects of walking people on dynamic properties of floors. Gaile, L. and Radinsh, I. (2013) saw that only a few works were done on slender stairs, so they decided to conduct some experiments to see their characteristics and responses. They discovered that there were excessive vibrations within the structures; that is why Pedro Andrade and Jose Santos proposed a case study about the most effective reinforcement measures in September 2017. Another relevant work was recently done by two Burapha University students in 2018; it was about the dynamic response of concrete stairs with various dimensions, but only the one with a thickness of 16 centimeters proved to be effective in reducing the dynamic effects. Because most of the previous researches are done focusing on human walking forces on a flat surface, there is little work done on stairs. The reinforced concrete structures prove to be safe, but the vibrational acceleration is just too much that humans can still perceive it. In short, the lack of comfort provided by the existing stairs design is the main target which is needed to be studied in this project. The specific type of stairs that is chosen to be focused on is cantilever stairs because they are usually the one that poses the greatest problem. This paper presents a new method of reducing dynamic response where extra reinforcement of steel plates are installed into RC cantilever stairs with a stepped thickness of only 10 centimeters. It can be done by utilizing two objectives which are: (1) To study the characteristics and response of RC cantilever stair design once being subjected to dynamic loading which is human-induced vibration and (2) To investigate and propose the application of extra reinforcing steel plates which are used to lessen the effects of dynamic loading developed within the structure.

2. Background

Before proceeding with any further analysis, it is very important to go through some brief background of the research in order to get a clearer understanding of the whole study. Regarding all factors, RC cantilever stair system can be best represented by a simple spring system. The equation governing the displacement can be derived from Newton's second law.

$$\Sigma F = ma \tag{1.1}$$

$$-f_s(t) - f_D(t) + p(t) = ma(t) \tag{1.2}$$

$$ma + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \tag{1.3}$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u} + ku(t) = p(t) \tag{1.4}$$

Where, $\boldsymbol{m}$ is the mass of cantilever stair under single lump mass system, $\boldsymbol{a}$ is acceleration of structure after applying walking load force, $\boldsymbol{f_s}$ is the static force, $\boldsymbol{f_D}$ is damping force, $\boldsymbol{p}$ is force from human walking motion, $\boldsymbol{u}$ is the displacement of structure due to walking load motion.

These parameters of each term can then be elaborated by applying several of the following theories:

2.1 Single Lumped Mass

In practical works, engineers often tend to formulate the structural problems, especially dynamics ones, into simple structures which can be idealized for more convenient analysis. Obviously, the forces vertically subjected to the cantilever stairs are considered to be uniformly distributed forces, but it is then simplified into a simpler structure by having a concentrated or lumped mass m supported by a massless structure in the vertical direction.

Clearly, it is better to consider the distributed loading which are more likely to capture the true behavior of the structure. However, such idealization is claimed to be appropriate because it is still capable of maintaining some certain level of accuracy which reflects the behaviors and response of real structures as well as ensuring more safety by considering the worst case of having the load at the end of the cantilever stairs.

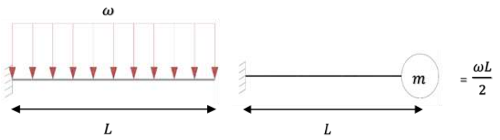


Fig. 1 Free body diagram of cantilever stairs

2.2 Force-Displacement Relation

Suppose there is a system which is subjected to an external static force fs with no dynamic excitation. Since the initial deformation is proportional to the applied force, the relationship between force fs and the displacement u is linear.

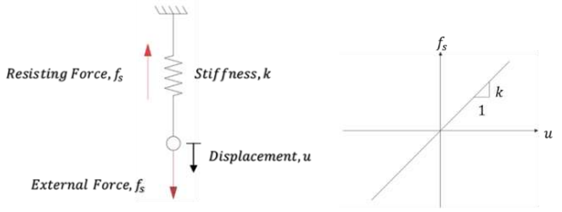


Fig. 2 Free body diagram of simple spring system

Therefore,

$$f_s = ku(t) \tag{2}$$

where k is the stiffness of the system.

2.3 Damping Force

Damping is the process that vibration steadily reduces in amplitude. In damping, the energy of the vibrating system is dissipated by various mechanisms. For real structures, there are often more than one mechanism that contribute to the energy dissipation. Because it is almost impossible to mathematically represent all of these energy dissipating mechanisms, the actual damping, especially for SDF structures, is usually idealized by a linear viscous damper. By assuming that the vibrational energy the damper dissipates is equivalent to the energy dissipated in all the damping mechanisms, the damping coefficient is then selected accordingly.

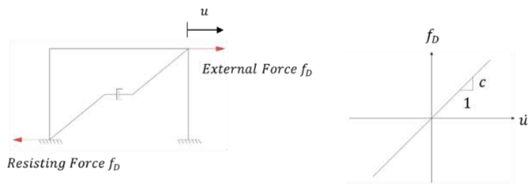


Fig. 3 Free body diagram of a damping System

$$f_D = c\dot{u}(t) \tag{3}$$

where $c = 2m\omega\xi$ is the viscous damping coefficient. m is the lumped mass, ω is the angular velocity, and ξ is the damping ration = 2%

2.4 Walking load on stair

Fourier series is a mathematic method to represent a periodic function as the summation of sine and cosine functions. In the study of human walking motion, the induced motion is shown as periodic movements of stepping and swinging if the movement is natural without any impact from external factor. Force that applied onto the surface of the structure during the stepping phase could be identified as the characteristic of double camel hump graph (shown as black line of Fig.4). Yet for simplifying the study, a new graph (red line of Fig.4) is given and used for numerical analysis with the studied magnitude of weight and same period as the stepping phase.

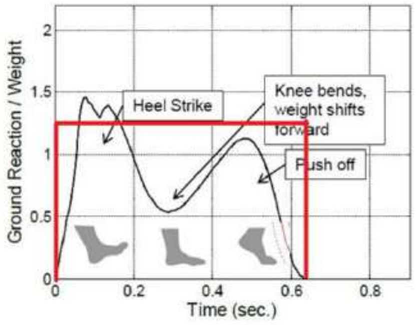


Fig. 4 Graph of walking load

Therefore, such motion can be express in term of the sine and cosine function using Fourier series method.

$$P(t) = W_p(C_0 + \sum_{n=1}^{4} r_n \sin(2n\pi f_p t + \emptyset_n)) \tag{4}$$

Where *P(t)* is the walking load varying on time, W_p is the weight of a single person = 80 kgf, n is the harmonic number of the Fourier series, r_n is the n[th] Fourier coefficient, t is the time unit in millisecond, f_p is the walking frequency, and ϕ_n is the phase lag.

This equation, however, still requires a simple experiment to achieve two main controlling parameters which are the time period of the stepping phase, and that of the swinging phase.

Fig. 5 Experimental testing of a person ascending and descending a staircase

The graphs demonstrate the idealized loading of stepping phase and swinging phase of both ascending and descending directions in function of time. The motion presented as a continuous characteristic with the record point locating around the center of the stair height where the natural motion of human walking motion received least impact from the structure

geometry. Since descending motion takes less time, its graph is also smaller than the ascending motion's.

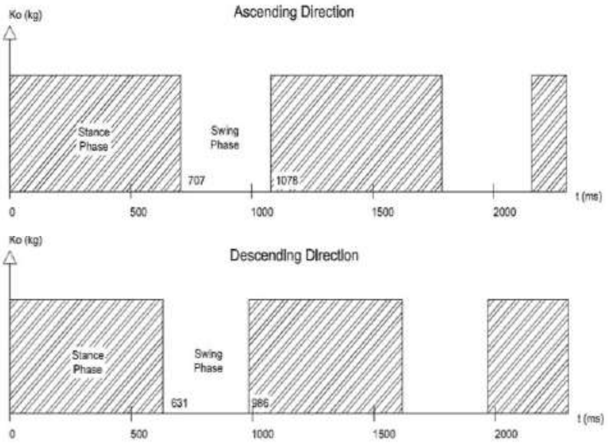


Fig. 6 Idealized loading of ascending and descending motions

However, both graphs are in the form of periodic function meaning that the walking cycles are considered to be identical by repeatedly maintaining the same time period all the times. In addition, force magnitudes decrease with increasing harmonic number and are insignificant beyond the third or fourth harmonic ([11] Murray TM et al). In order to convert the graph above into a Fourier series, 4th harmonic terms would be able to cover necessities of further analysis. As a result, it can be best written as a mathematic function by making the use of the Fourier series to create a function in form of sine and cosine function.

Table 1 Parameters of walking load of ascending and descending motions.

Parameter	Ascending				Descending			
	n=1	n=2	n=3	n=4	n=1	n=2	n=3	n=4
C_0	0.656				0.640			
r_n	0.56	0.26	0.02	0.15	0.58	0.25	0.05	0.16
f_p	0.927 Hz.				1.014 Hz.			
ϕ_n	-1.08	0.98	-0.10	-1.18	1.61	2.64	-0.26	1.65
Parameter	Ascending				Descending			
	n=1	n=2	n=3	n=4	n=1	n=2	n=3	n=4
C_0	0.656				0.640			
r_n	0.56	0.26	0.02	0.15	0.58	0.25	0.05	0.16
f_p	0.927 Hz.				1.014 Hz.			
ϕ_n	-1.08	0.98	-0.10	-1.18	1.61	2.64	-0.26	1.65

2.5 Virtual work method

The principle of virtual work method is used to formulate the deflection of the cantilever stairs system. The external virtual work done by the unit load $1.\Delta$ which can be presented by below function:

$$\Delta = \int_0^L \frac{mM}{EI} dx \qquad (5)$$

Where, Δ is displacement, ***m*** is virtual load, ***M*** is real load, ***E*** is elasticity of modulus of system and ***I*** is moment of inertia of stair.

The main actual goal is to determine the stiffness of the cantilever system by first obtaining the displacement of the system and converting it afterwards. The displacement at the end of the cantilever system is:

$$P = \frac{3EI}{L^3}\Delta \qquad (6)$$

Where, ***P*** is applied load at the end of the cantilever stair.

Therefore, we can deduce that the stiffness of the cantilever system is:

$$k = \frac{3EI}{L^3} \qquad (7)$$

where E is the elastic modulus of the system. I is the moment of inertia of stair, and L is span length of stair.

3. Methodology

The dimension of the RC. Cantilever stair used in this study is 1.0 meter in length, the width of the stair is 0.25 meters and the thickness is 0.10 meters. The details of the reinforcing steel in the cross-section of stairs are shown in Fig. 7

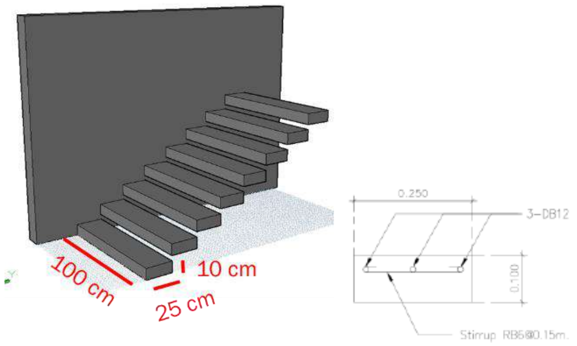


Fig. 7 Conceptual image of RC. cantilever stairs and its steel reinforcement

3.1 Reinforcing steel plates

The extra reinforcements which are used to lessen the dynamic effect of the RC cantilever stair system are steel plates with the yield strength of 4000 ksc and various dimensions as following:

- Flat bar 50mm x 4.5mm
- Flat bar 50mm x 6.0mm
- Flat bar 50mm x 8.0mm
- Flat bar 50mm x 9.0mm
- Flat bar 100mm x 6.0mm
- Flat bar 100mm x 8.0mm
- Flat bar 100mm x 9.0mm

The purpose of choosing the above sizes is to ensure that the size of the plate will not exceed the thickness of the thread of staircase which accounted for 10 cm when the bar is reinforced in lateral pattern. It is also ensured to allow at least 5 cm gaps between each reinforcement when installing on top surface pattern.

The position of the steel plate reinforcement toward the sample subject plays a major role in improving strength of the structure and reducing the vibration effect of the structure. Optimal positioning of the reinforcement will not only reduce the difficulties of installation, but also will increase the moment of inertia which will result more stable and stiffer staircase. In this study, there are two alternative choices of installation, whereas the plate will either be installed flat onto the top surface of the staircase or onto the side of the staircase (Lateral surface). The typical details for steel plate reinforcement are shown in Fig. 8

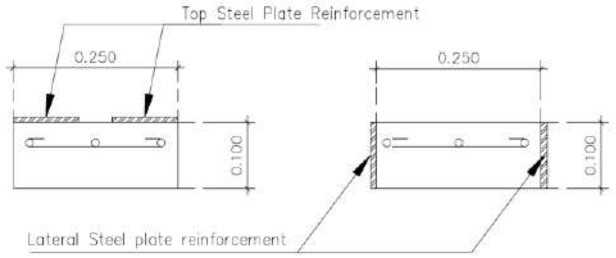


Fig. 8 Top and lateral steel plate reinforcement patterns.

3.2 Evaluations

The criteria that govern the design of the stairs system are strength and serviceability. Strength refers to the fact whether the structure can safely support and resist loadings or not, particularly shear stress and bending stress. The structure meets the strength criterion once the shear stress and bending stress induced by loadings do not exceed the capacity of the reinforced concrete design.

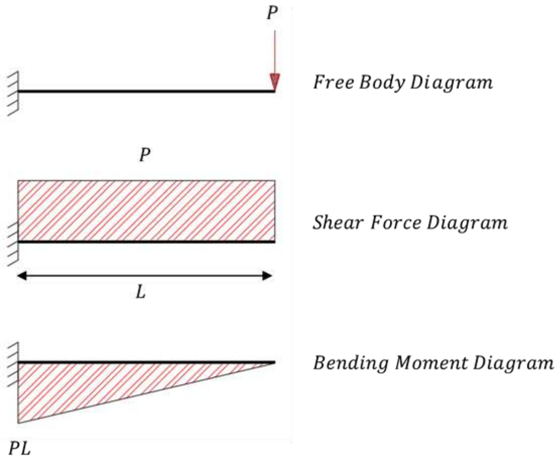


Fig. 9 Diagrams of cantilever beams

Serviceability, on the other hand, refers to deflection and dynamic response (acceleration) of the structure which are both dependent on stiffness. With the reinforcing steel plates, the structure's stiffness is expected to increase in order to have acceptable deformation as well as dynamic response under loading.

$$u \leq \frac{L}{360} \tag{8}$$

where u is dynamic deflection from the governing equation, L is span length of structural element.

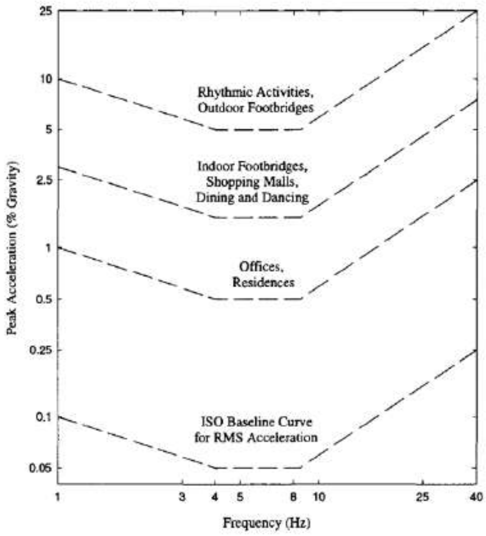


Fig. 10 Recommended peak acceleration for human comfort vibrations due to human activities

However, if the peak acceleration is chosen to be the governing parameter of the human perception of vibration occurring in the stair structure, it would be able to cover most of the discomfort felt by the users. The amount of time the system is subjected to this level of acceleration is too short for the human to actually perceive. Instead, the root-mean square acceleration is used.

$$a_{rms} = \frac{a_{peak}}{\sqrt{2}} \quad (9)$$

4. Results and discussions

4.1 Properties of structures depending on Installation patterns of steel plates

In this section, all parameters necessary for the equation of motion are determined.

4.1.1 No Reinforcement

Table 2 Parameters for model without extra reinforcement

	m (kg)	EI (N.m^2)	k = 3EI/L^3	c = 2mωξ
	"Single Lumped Mass"	"From Xtract"	(kg/m)	"Damping Coefficient"
No Reinforcement	3.06	149400	45688	14.95

Table 3 Parameters for model with lateral reinforcement

Plate Sizes	m (kg)	EI (N.m^2)	k = 3EI/L^3	c = 2mωξ
	"Single Lumped Mass"	"From Xtract"	(kg/m)	"Damping Coefficient"
5cm 4.5mm	3.24	179,100	54,771	16.84
5cm 6mm	3.30	186,900	57,175	17.37
5cm 8mm	3.38	198,800	60,816	18.13
5cm 9mm	3.42	204,500	62,560	18.50
10cm 6mm	3.54	373,200	114,167	25.42
10cm 8mm	3.70	444,800	136,071	28.37
10cm 9mm	3.78	476,100	145,646	29.67

Table 4 Parameters for model with top reinforcement

Plate Sizes	m (kg)	EI (N.m^2)	k = 3EI/L^3	c = 2mωξ
	"Single Lumped Mass"	"From Xtract"	(kg/m)	"Damping Coefficient"
3@ 5cm 4.5mm	3.33	572,700	175,138	30.54
3@ 5cm 6mm	3.42	672,300	205,596	33.53
3@ 5cm 8mm	3.54	802,700	245,474	37.28
3@ 5cm 9mm	3.6	861,400	263,425	38.94
2@ 10cm 6mm	3.54	782,000	239,144	36.79
2@ 10cm 8mm	3.7	916,100	280,153	40.71
2@ 10cm 9mm	3.78	973,800	297,798	42.42

4.2 Analysis results

In this section, the analytical results in term of equation of motion for all installation pattern will be provided. The important results include the root mean square acceleration, the acceleration at the end of one cycle period of human motion, the maximum displacement. All of the results will be divided into ascending and descending motion type.

4.2.1 Lateral patterns

	Freq (Hz)	RMS a (m/s^2)	End Per. a (m/s^2)	Max. u (mm)	Vu (kg)	Mu (kg.m)
5cm 4.5mm	20.7	83.8 ✗	0.019 ✓	1.6 ✓	119.4 ✓	119.4 ✓
5cm 6mm	21.0	82.3 ✗	0.018 ✓	1.6 ✓	123.8 ✓	123.8 ✓
5cm 8mm	21.4	80.4 ✗	0.018 ✓	1.6 ✓	124.4 ✓	124.4 ✓
5cm 9mm	21.5	79.4 ✗	0.019 ✓	1.4 ✓	121.1 ✓	121.1 ✓
10cm 6mm	28.6	76.7 ✗	0.026 ✓	0.8 ✓	124.8 ✓	124.8 ✓
10cm 8mm	30.5	73.4 ✗	0.028 ✓	0.7 ✓	126.4 ✓	126.4 ✓
10cm 9mm	31.3	71.9 ✗	0.028 ✓	0.6 ✓	127.2 ✓	127.2 ✓

4.2.2 Top patterns

	Freq (Hz)	RMS a (m/s^2)	End Per. a (m/s^2)	Max. u (mm)	Vu (kg)	Mu (kg.m)
3@ 5cm 4.5mm	36.5	80.0 ✗	0.031 ✓	0.5 ✓	122.7 ✓	122.7 ✓
3@ 5cm 6mm	39.0	77.9 ✗	0.035 ✓	0.4 ✓	123.6 ✓	123.6 ✓
3@ 5cm 8mm	41.9	76.7 ✗	0.038 ✓	0.4 ✓	124.8 ✓	124.8 ✓
3@ 5cm 9mm	43.1	75.4 ✗	0.038 ✓	0.3 ✓	125.4 ✓	125.4 ✓
2@ 10cm 6mm	41.4	76.7 ✗	0.037 ✓	0.4 ✓	124.8 ✓	124.8 ✓
2@ 10cm 8mm	43.8	73.4 ✗	0.040 ✓	0.3 ✓	126.4 ✓	126.4 ✓
2@ 10cm 9mm	44.7	71.9 ✗	0.038 ✓	0.3 ✓	127.1 ✓	127.1 ✓

For the strength parameters, the results show that the loadings such as shear and moment which are obtained from the dynamic force due to human walking motion are all less than the capacity of the RC cantilever stairs can provide despite the ascending or descending direction.

Regarding the serviceability, both reinforced and non-reinforced structures satisfy the deflection parameter, meaning that the maximum value of the walking induced displacement is within the range of the acceptable deflection of the structure which is 2.7 mm. It is, however, a different case for the acceleration parameter. When checking the human perception of vibration, it is found that the RMS acceleration, which is the 70% of the peak acceleration and occurs in the transient state, is too high that it does not pass the design criteria proposed by the standard for all reinforcement patterns. Since the transient state of the vibration happens so fast within five milliseconds, the users might not be able to feel the vibrational acceleration yet. On the other hand, the acceleration drops abruptly to an

acceptable value during the steady state. It is so small that even the non-reinforced structure passes the criteria. Therefore, it is difficult to make decision on which time phase, the amount of time that human can process the vibration information, should be considered.

For the installation, the steel plates reinforcing before or after construction does not make much difference at all. It can be easily observed that the outcome reduction in vibrational acceleration are quite similar to each other. What matters more is how the steel plates are reinforced. From the result, it is clearly that the top patterns lead to smaller acceleration, meaning that they are more effective in increasing the structure's stiffness and thus reducing the dynamic effects.

Last but not least, the result also shows that there is a big difference between the natural frequency of the structure and the frequency exerted from the human walking motion. The natural frequency of the structure is in the range of 20 to 50 Hz, whereas the force frequency is only 0.92 Hz for ascending motion, and 1.01 Hz for descending motion. It can be assured that the resonance disaster within the structure will never happen.

5. Conclusions

The presented study of the reinforcement of steel plates into RC cantilever stairs is mostly based on numerical analysis with the assistance of XTRACT, and MATLAB software. Several solutions and results have been found and described as below:

- The loading frequency of ascending and descending motions are 0.92 and 1.01 Hz respectively. This leads to no resonance disaster as the structure's is in the range of 20 to 50 Hz.
- It can be confirmed that there is no issue regarding the strength parameters, and the deflection of the structure.
- Top installation patterns prove to be more effective in reducing the dynamic effects.
- Accelerations in the steady state pass while those in the transient state don't. It is suggested that further research and experimentation should be done for more precise discovery.

Acknowledgement

The outcome of this research could not be achieved without the supervision and guidance from great professors and all other involved people whom we would like to show our gratitude too.

First and foremost, we are sincerely and deeply grateful to Dr. Amornchai Jaiyong, our project supervisor in Burapha University, for providing us with an opportunity to work with him in this research study. We are also thankful to Dr. Jarun Srechai, and Dr. Taweechai Sumranwanich for their comments and suggestions which are useful for research development. Last but not least, we would like to thank the department of civil engineering of Burapha University, and SSYI company for their financial support during the project work.

References

[1] Andrade P, Santos J, et al. (2017). Reinforcement Measures to Reduce the Human Induced Vibrations on Stair Steps–A Case Study. *2nd International Conference on Structural Integrity, ICSI 2017,* Funchal, Madeira, Protugal, 4-7 September 2017, pp.1310-1317

[2] Chopra AK (1995). *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering.* Prentice-Hall, Inc. pp.1-118

[3] Gaile L and Radinsh I. (2013). Footfall Induced Forces on Stairs. *CIVIL ENGINEERING'13 4th International Scientific Conference Proceedings, Vol.4,* Jelgava, Latvia University of Argriculture, 16-17 May 2013.

[4] Hibbeler RC. (2005). *Mechanics of materials*. Mechanical Engineering, 9th Edtition. Pearson, Prentice Hall, Pearson Education, Inc, pp.316-318.

[5] Kerr SC (1998). *Human induced loading on staircases*. Ph.D. Dissertation, University of London, UK.

[6] Mohammed AS and Pavic A. (2017). Effect of Walking people on Dynamic Properties of Floors. *X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017,* Rome, Italy, 10-13 September 2017, pp.2856-2863.

[7] Murray TM (2016). Structural vibrations due to human activity. What's old? What's new? What's hot?, *61st Structural Engineering Conference,* Lawrence, KS, United State of America, 3 March 2016.

[8] Murray TM, Allen DE, et al. (1997). *Floor vibrations due to human activity*. American Institute of Steel Construction, Inc. pp.1-10

[9] Natchanon Sukjam PW (2018). *A study of vibration of ladder concrete due to human behavior*. Civil engineering, Burapha University. Bachalor Engineering: 79.

[10] Nguyen H (2013). *Walking induced floor vibration design and control*, Ph. D. Thesis, Swinburne University of Technology, Melbourne, VIC, Australia.

[11] Murray TM, Allen DE, et al.(2016). *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity, 2nd Edition.* American Institute of Steel Construction, Inc. pp.1-18.

การศึกษาจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังรับแรงคอนกรีตสำเร็จรูปที่ถูกใช้ในอาคารพักอาศัยภายใต้แรงถอน
The Study of the Vertical Connection of Precast Concrete Bearing Wall Used in Residential Buildings Under Pull-Out Load

สุรัตน์ เสมสวัสดิ์[1] ชูชัย สุจิวรกุล[2,*]

[1]หัวหน้าแผนกออกแบบและเขียนแบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป บริษัทพรอสเพอริตี้ จำกัด จ.ราชบุรี
[2]ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; csujivorakul@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการถอน และประเมินสมรรถนะของจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังรับแรงคอนกรีตสำเร็จรูป จุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งที่นิยมใช้ในปัจจุบันและได้ทำการศึกษามี 2 รูปแบบซึ่งประกอบด้วย จุดเชื่อมต่อโดยใช้เหล็กข้ออ้อย (Dowel connection) และจุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อมเหล็กเส้นกับแผ่นเหล็ก (Plate connection) ผนังคอนกรีตที่ใช้ทดสอบมีขนาดหน้าตัด 1200mm x600mm ความหนา 100 mm ติดตั้งเหล็กตะแกรง 6mm@100mm ตรงกึ่งกลางความหนาผนัง และมีเหล็กเสริมพิเศษ 1-DB12 รัดรอบเพื่อป้องกันการแตกร้าว จุดเชื่อมต่อของผนังทั้ง 2 รูปแบบมีการเชื่อมต่อโดยใช้เหล็กเสริมขนาด DB12 สำหรับใช้ในการทดสอบการถอนของจุดเชื่อมต่อผนัง ผลที่ได้จากการทดสอบคือ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนตัวซึ่งวัดโดยอุปกรณ์ LVDT ที่ติดตั้งบนหัวของเหล็กเสริม ตัวแปรที่ทำการศึกษาคือรูปแบบของจุดเชื่อมต่อ และระยะฝังต่าง ๆ ของเหล็กเสริมที่ใช้ในจุดเชื่อมต่อแต่ละแบบ จากผลการศึกษาพบว่าแรงถอนสูงสุดจะเพิ่มขึ้นเมื่อระยะฝังเพิ่มมากขึ้น โดยผลที่ได้รับจะช่วยให้ผู้ออกแบบเข้าพฤติกรรมการถอนรูปแบบการวิบัติจากการถอน และให้ทราบถึงระยะฝังที่เหมาะสมเพื่อนำไปใช้ในการออกแบบจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งต่อไป

คำสำคัญ : จุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่ง, ผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ, แรงถอน

Abstract

The purpose of this research was to study the pull-out behavior and to evaluate the performance of vertical connection of the precast concrete bearing wall. Two types of vertical connection of the wall commonly used in construction were investigated in this study, including dowel connection and plate connection. Precast wall concrete samples had 1200mm x 600mm in cross section and 100 mm in thickness. All samples were reinforced with steel wire mesh of 6mm@100 mm in the middle of the thickness and 12-mm deformed bar were added around the edge of the wall to prevent the edge crack. The 12mm deformed bar was used as a vertical connector between precast walls for these two types of connection, and it would be used to evaluate the pull-out behavior. The main results from this test was the relationship between pull-out load and the displacement measured by LVDT installed at the top of the connector bar. Investigated parameters were types of connection and embedded lengths of rebar in concrete used as a vertical connector. It was found that the maximum pull-out load increased as the embedded length of rebar was increased. Furthermore, the results would help designers to better understand pull-out behavior, failure mode of pull-out, and suitable embedded length of rebar for the design of vertical of connection in future.

Keywords: Vertical Connection, Precast concrete wall, Pull-out load

1. บทนำ

ในปัจจุบัน การก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปได้รับความนิยมมากขึ้น ดังนั้นระบบนี้จึงได้กลายเป็นตัวเลือกยอดนิยมของอาคารขนาดเล็กถึงอาคารขนาดใหญ่รวมถึงอาคารสูง การก่อสร้างระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีข้อได้เปรียบเมื่อเปรียบเทียบการก่อสร้างแบบหล่อในที่ ได้แก่ การหล่อชิ้นงานหล่อสำเร็จแบบซ้ำกันทำให้ประหยัดไม้แบบ การควบคุมคุณภาพการผลิตและวัตถุดิบในโรงงานก่อนนำส่งออกไปก่อสร้างจริง การก่อสร้างด้วยระบบชิ้นส่วนสำเร็จรูปจะให้ความรวดเร็วในการก่อสร้างที่มากกว่า อย่างไรก็ตามปัญหาหลักการก่อสร้างระบบหล่อสำเร็จคือ การควบคุมคุณภาพในการก่อสร้างหรือการติดตั้งหน้างาน เนื่องจากคุณภาพของแรงงานที่มีความรู้ความเข้าใจในติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีจำนวนน้อยและมีจำนวนไม่เพียงพอ ดังนั้นในอนาคตปัญหาเหล่านี้จะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างสำเร็จรูปไม่มาก

ก็น้อยเมื่อมีความต้องการใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จรูปในการก่อสร้างมากขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า วิศวกรโยธายังขาดความรู้ความเข้าใจเชิงลึกในการออกแบบชิ้นส่วนสำเร็จรูป โดยเฉพาะจุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนสำเร็จรูป

ระบบผนังรับแรงสำเร็จรูป (precast bearing wall system) เป็นระบบของโครงสร้างชนิดหนึ่งที่เป็นที่นิยม เนื่องจากผนังคอนกรีตนอกจากจะใช้ประโยชน์จากการเป็นโครงสร้างอาคารเพื่อรับน้ำหนัก ยังใช้เป็นผนังทางสถาปัตยกรรมเพื่อกั้นส่วนต่างๆ ภายในอาคาร ชิ้นส่วนผนังรับน้ำหนักสำเร็จรูปจะถูกผลิตในโรงงานและนำไปประกอบหรือติดตั้งในพื้นที่การก่อสร้างจริง โดยชิ้นงานผนังแต่ละชิ้นจะมีจุดเชื่อมต่อระหว่างผนังในแนวดิ่งหลายรูปแบบ ทั้งนี้ขึ้นกับผู้ออกแบบและผู้ผลิตจะเลือกรูปแบบจุดเชื่อมต่อที่เหมาะสมที่นำไปใช้ในการก่อสร้างจริง

การออกแบบจุดเชื่อมต่อจะพิจารณาจากการทำให้โครงสร้างผนังสำเร็จรูปมีความต่อเนื่องในการรับแรงต่างๆ เพื่อให้สามารถรับน้ำหนักเสมือนกับโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ โดยทั่วไปผู้ออกแบบจะทำการวิเคราะห์โครงสร้างสำเร็จรูปเสมือนเป็นโครงสร้างที่เป็นเนื้อเดียวกัน โดยอาจไม่ได้คำนึงถึงความสามารถของจุดเชื่อมต่อในแนวดิ่งที่จะทำให้ผนังมีความสามารถในการรับแรงได้อย่างต่อเนื่อง สิ่งสำคัญของการออกแบบจุดเชื่อมต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูปคือ จุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นคอนกรีตจะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอต่อการรับแรงทางแนวราบ (แรงลม หรือแผ่นดินไหว) แรงทางแนวดิ่ง (น้ำหนักตายตัว และน้ำหนักจร) แรงจากการทรุดตัวที่แตกต่างกัน และแรงจากการเปลี่ยนแปลงปริมาตร นอกจากนี้จุดเชื่อมต่อของชิ้นส่วนสำเร็จรูปจะต้องมีการยึดรั้งขั้นต่ำเพื่อให้เกิดความเป็นบูรณาภาพของโครงสร้าง (Structural Integrity) จุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังรับแรงคอนกรีตสำเร็จรูปจะทำหน้าที่ส่งถ่ายแรงทางแนวดิ่งซึ่งอาจจะเป็นแรงอัดและแรงดึง โดยแรงดึงที่เกิดขึ้นที่จุดเชื่อมต่อนี้จะถูกส่งถ่ายผ่านเหล็กเสริมที่ฝังในผนังคอนกรีต รูปแบบเฉพาะของจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งที่ใช้ในมาตรฐานอเมริกา [1, 2] จะใช้การต่อเหล็กจากการทาบหรือการเชื่อม การต่อเหล็กจากอุปกรณ์เชื่อมต่อทางกล (Mechanical Splice หรือ Couple)) และการเชื่อมต่อโดยใช้ท่อสังกะสี ดังนั้นงานวิจัยส่วนใหญ่จะมุ่งเน้นไปยังประเภทของจุดเชื่อมต่อเหล่านี้ [3, 4] สำหรับในประเทศไทย จุดเชื่อมต่อที่นิยมใช้ในอาคารขนาดเล็ก (สูงไม่เกิน 3 ชั้น) ได้แก่ จุดเชื่อมต่อโดยใช้เหล็กข้ออ้อย (Dowel connection) และจุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อมเหล็กเสริมกับแผ่นเหล็ก (Plate connection) โดยจุดต่อนี้ไม่ได้มีการแนะนำในมาตรฐานสากลอย่างชัดเจน จึงจำเป็นต้องมีการทดสอบเพื่อพิสูจน์สมรรถนะของจุดเชื่อมต่อดังกล่าวนี้ นอกจากนี้ ที่ผ่านมาผู้ออกแบบยังขาดความเข้าใจเชิงลึกที่เกี่ยวกับกำลังและพฤติกรรมของจุดเชื่อมต่อนี้ ด้วยเหตุนี้จึงนำไปสู่การศึกษาสมรรถนะจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งโดยใช้เหล็กข้ออ้อย (Dowel connection) และจุดเชื่อมต่อโดยการเชื่อมเหล็กเสริมกับแผ่นเหล็ก (Plate connection) เพื่อให้เกิดความมั่นใจในการออกแบบให้โครงสร้างที่ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปมีแข็งแรงและมีความเป็นบูรณาภาพของโครงสร้าง

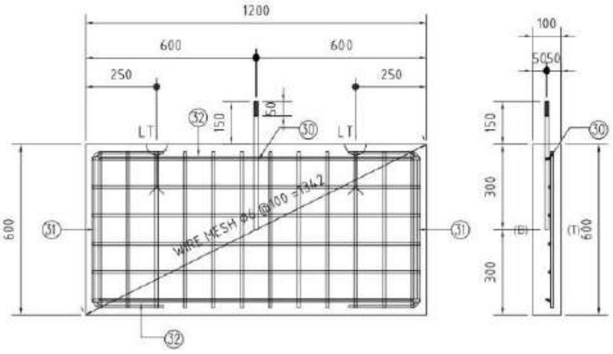
การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมและกำลังยึดเหนี่ยวภายใต้แรงถอนของจุดเชื่อมต่อระหว่างผนังกับผนังทางแนวดิ่ง 2 รูปแบบ ที่นิยมใช้ในปัจจุบัน คือ Dowel connection และ Plate connection และเพื่อศึกษาระยะฝังที่เหมาะสมในความสามารถรับแรงถอนของจุดเชื่อมต่อระหว่างผนังกับผนังทางแนวดิ่งทั้ง 2 รูปแบบ

2. การดำเนินการวิจัย

2.1 รูปแบบของจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังคอนกรีตที่ใช้ในวิจัย

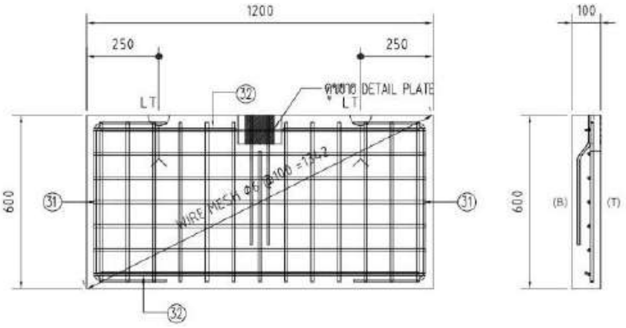
ทำการศึกษาพฤติกรรมการรับแรงถอนของจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของชิ้นส่วนผนังสำเร็จรูปที่นิยมใช้ในปัจจุบัน จำนวน 2 รูปแบบ ดังนี้

2.1.1 Dowel connection (ดังรูปที่ 1 และ 3)



รูปที่ 1 จุดเชื่อมต่อผนังสำเร็จรูปแบบ Dowel connection

2.1.2 Plate connection (ดังรูปที่ 2 และ 4)



รูปที่ 2 จุดเชื่อมต่อผนังสำเร็จรูปแบบ Plate connection

2.2 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

2.2.1 คอนกรีตผสมเสร็จ

คอนกรีตผสมเสร็จ เป็นการผสมปูนซีเมนต์ หิน ทราย น้ำ และน้ำยาผสมคอนกรีตที่ผสมเสร็จภายในโรงงานผลิต คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดเท่ากับ 300 กก/ตร.ซม.

2.2.2 เหล็กเสริมประเภท wire mesh

เหล็กเสริม wire mesh คือเหล็กตะแกรงกล้าเชื่อมติดกันเป็นตะแกรงทำการติดตั้งที่กึ่งกลางผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ ผลิตจากเหล็กรีดเย็น

(Cold-draw steel wire) เส้นลวดที่ใช้มีขนาด 6@150 mm ตามมาตรฐาน ม.อ.ก.747-2549 [4] หรือ ASTM A185-79

2.2.3 เหล็กเสริมข้ออ้อย (Deformed bar)

เหล็กข้ออ้อยเป็นเหล็กเสริมที่มีการขึ้นรอยนูนเป็นบั้งพันวนรอบตลอดเส้นเหล็กเพื่อเป็นการเพิ่มการยึดเหนี่ยวกับคอนกรีต เหล็กชนิดนี้ถูกใช้ในจุดเชื่อมต่อระหว่างผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ โดยมีขนาด DB12 และมีชั้นคุณภาพ SD40 ตามมาตรฐาน ม.อ.ก. 24-2548 [5]

2.3 การเตรียมตัวอย่างผนังหล่อสำเร็จที่ใช้ในการทดสอบ

2.3.1 ตัวอย่างผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่ใช้ในการทดสอบ

ผนังคอนกรีตมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 60X120 ซม. และความหนาเท่ากับ 10 ซม. ทำการเสริมเหล็ก wire mesh 6@150 mm ที่กึ่งกลางของผนัง และเหล็กเสริม DB12 รัดรอบผนัง โดยมีรูปแบบจุดเชื่อมต่อที่กลางความหนาของผนังทั้ง 2 รูปแบบ โดยรายละเอียดของตัวอย่างทั้งหมดที่ใช้ในการทดสอบแสดงในตารางที่ 1

ระยะฝังของรูปแบบจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel connection มีระยะฝังของเหล็กข้ออ้อยที่ฝังในผนังคอนกรีตแตกต่างกัน 5 ระดับ ได้แก่ 5, 10, 15, 20 และ 30 ซม. ส่วนระยะฝังของรูปแบบจุดเชื่อมต่อแบบ Plate connection มีระยะฝังของเหล็กหนวดกุ้ง 2 เส้นที่เชื่อมติดกับแผ่นเหล็กที่ฝังในผนังคอนกรีตแตกต่างกัน 4 ระดับ ได้แก่ 5, 10, 20 และ 30 ซม.

ตารางที่ 1 รายละเอียดผนังหล่อสำเร็จในงานวิจัยนี้

ชื่อชิ้นงาน	ระยะฝังของเหล็กในคอนกรีต (ซม.)	รายละเอียดการฝังเหล็ก
จุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection (ดูรูปที่ 1 และ 3)		
DW-5	5 ซม	1-DB12 ฝังกลางความหนาผนัง
DW-10	10 ซม	1-DB12 ฝังกลางความหนาผนัง
DW-15	15 ซม	1-DB12 ฝังกลางความหนาผนัง
DW-20	20 ซม	1-DB12 ฝังกลางความหนาผนัง
DW-30	30 ซม	1-DB12 ฝังกลางความหนาผนัง
จุดเชื่อมต่อแบบ Plate Connection (ดูรูปที่ 2 และ 4)		
PW-15	15 ซม	เพลทเชื่อมกับ 2-DB12 บล็อกโฟม 5 ซม. ฝังในผนัง
PW-20	20 ซม	เพลทเชื่อมกับ 2-DB12 บล็อกโฟม 5 ซม. ฝังในผนัง
PW-30	30 ซม	เพลทเชื่อมกับ 2-DB12 บล็อกโฟม 5 ซม. ฝังในผนัง
PW-40	40 ซม	เพลทเชื่อมกับ 2-DB12 บล็อกโฟม 5 ซม. ฝังในผนัง

2.3.2 การเตรียมตัวอย่างผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จที่ใช้ในการทดสอบ

1.ทำการประกอบแบบเหล็กสำหรับผนังสำเร็จรูปหนา 10 ซม

2.ทำการวางเหล็กเสริม wire mesh 6@150 mm ที่กึ่งกลางของผนังและเสริมเหล็ก DB12 รัดรอบผนัง จากนั้นทำการวางจุดเชื่อมต่อรูปแบบต่าง ๆ ที่จะทำการศึกษาทั้ง 2 แบบ

3.เทคอนกรีตลงในแบบเหล็กที่มีการวางเหล็กเสริมและอุปกรณ์จุดเชื่อมต่อไว้แล้ว

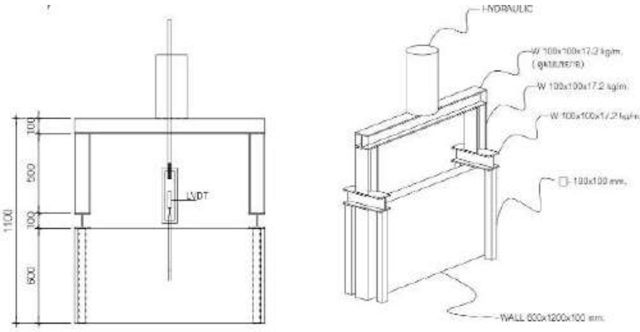
4.เทคอนกรีตที่ใช้ลงในแบบหล่อรูปทรงลูกบาศก์ เพื่อเป็นตัวอย่างในการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

5.ทำการถอดแบบและยกผนังหล่อสำเร็จเมื่อคอนกรีตมีอายุอย่างน้อย 12 ชม. และนำไปเก็บชิ้นงานตามสภาพการผลิตจริง

รูปที่ 3 ตัวอย่างจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection โดยฝังเหล็ก 1-DB12

รูปที่ 4 ตัวอย่างจุดเชื่อมต่อแบบ Plate Connection โดยฝังแผ่นเหล็กเชื่อมกับเหล็กหนวดกุ้ง 2-DB12

2.4 การทดสอบและการเก็บข้อมูล



รูปที่ 5 ชุดทดสอบการการถอนของจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งของผนังคอนกรีตสำเร็จรูป

2.4.1 นำโครงเหล็กที่ใช้ในการทดสอบ (Testing frame) มาวางค่อมชิ้นงานผนังหล่อสำเร็จให้ตรงกับตำแหน่งที่ได้กำหนดไว้ ดังแสดงในรูปที่ 5

2.4.2 ติดตั้งโหลดเซลล์ (Load cell) บนโครงเหล็กทดสอบบริเวณกึ่งกลางผนัง และ ติดตั้งกระบอกไฮดรอลิกบนโหลดเซลล์ พร้อมกับติดตั้งไฮดรอลิกแบบมือโยก ดังแสดงในรูปที่ 6

รูปที่ 6 โหลดเซลล์ ขนาด 20 tons พร้อมชุดไฮดรอลิก

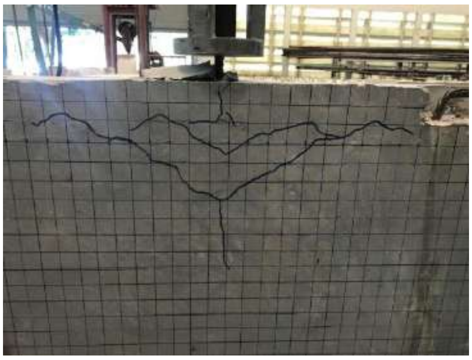
2.4.3 ติดตั้งจุดเชื่อมต่อเหล็ก (Steel connection) เพื่อใช้สำหรับส่งถ่ายแรงระหว่างกระบอกไฮดรอลิกกับเหล็กเสริม DB12 ที่ฝังในผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ พร้อมกับติดตั้งอุปกรณ์ LVDT บนผิวด้านบนของเหล็กเสริม DB12 ที่ฝังในผนังคอนกรีตสำเร็จรูป เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 7

2.4.4 บันทึกค่าการทดสอบ เมื่อทำการทดสอบโดยให้แรงโดยกดปั๊มไฮดรอลิกแบบมือโยก ค่อยๆ เพิ่มแรงถอนไปที่จุดเชื่อมต่อของผนังหล่อสำเร็จอย่างช้าๆ

รูปที่ 7 ติดตั้ง LVDT บนหัวเหล็ก DB12

2.4.5 ทำการเพิ่มแรงถอนที่จุดเชื่อมต่อผนังคอนกรีตสำเร็จรูปจนจุดเชื่อมต่อเกิดการวิบัติ พร้อมกับสังเกตพฤติกรรมและรอยร้าวที่เกิดขึ้นแล้วใช้ปากกาบันทึกตามรอยร้าว ดังแสดงในรูปที่ 8 และ 9

2.4.6 เมื่อทดสอบเสร็จแล้ว นำข้อมูลที่ได้จากโปรแกรมบันทึกค่าที่ได้จากการทดสอบมาประมวลผลเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมที่ใช้เป็นจุดเชื่อมต่อ



รูปที่ 8 บันทึกรอยร้าวที่เกิดขึ้นโดยใช้ปากกา

รูปที่ 9 ภาพการวิบัติของชิ้นตัวอย่าง

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

การทดสอบการถอน (pull-out test) ของจุดเชื่อมต่อผนังคอนกรีตสำเร็จรูปเป็นการจำลองสภาพการยึดรั้งทางแรงดึง (Tension tie) ที่เกิดขึ้นที่จุดเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ 2 ชิ้นมาต่อกันในแนวดิ่ง ซึ่งจากการทดสอบได้พบว่าผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จที่มีระยะฝังแตกต่างกันจะให้พฤติกรรมการถอนที่แตกต่างกัน ซึ่งสามารถแสดงผลการทดสอบและการวิเคราะห์ แยกเป็น 2 ส่วน คือ ผลการทดสอบของการถอนของจุดเชื่อมต่อผนังคอนกรีตสำเร็จรูปแบบ Dowel Connection และแบบ Plate Connection

3.1 การทดสอบการถอนของจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection

พฤติกรรมของการถอนที่ได้จากการทดสอบการถอนของจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection ที่ระยะฝังในคอนกรีตแตกต่างกัน ได้แสดงในรูปที่ 10 นอกจากนี้ ตารางที่ 2 ได้ให้รายละเอียดที่สำคัญ ได้แก่ ค่าแรงถอนสูงสุด และการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมที่แรงถอนสูงสุด และลักษณะการวิบัติเมื่อเกิดแรงถอนสูงสุด

3.1.1 ผลการทดสอบ Dowel connection ที่ระยะฝัง 5–15 cm

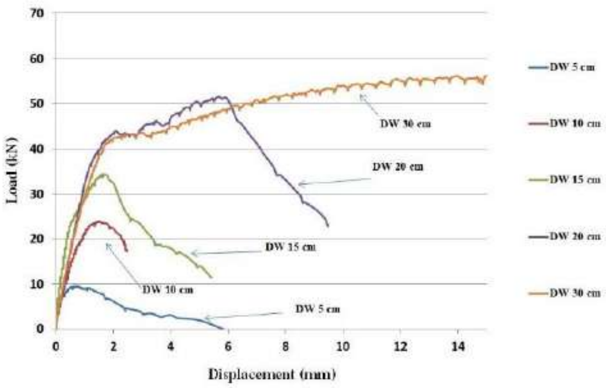
จากตารางที่ 2 และรูปที่ 10 พบว่า ในช่วงแรกมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนที่ของจุดเชื่อมต่อเป็นเชิงเส้น (Linear Elastic) เมื่อเพิ่มแรงถอนมากขึ้นจนถึงแรงถอนสูงสุดจะเกิดการวิบัติแบบ Concrete

Breakout (รูปที่ 11) แรงถอนสูงสุดหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตสูงสุดมีค่าเท่ากับ 9.57, 23.88, 33.46 kN ที่ระยะฝัง 5, 10, 15 cm ตามลำดับ

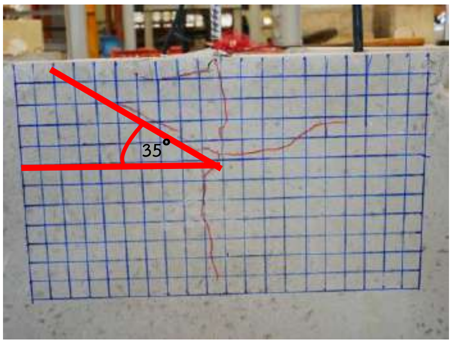
หากพิจารณาลักษณะการแตกของคอนกรีตที่ระยะฝังไม่มาก (5 cm – 15 cm) พบว่ารอยแตกอยู่ที่ระดับความลึกสูงสุดใกล้เคียงกับระยะฝังเหล็กเสริม คือประมาณร้อยละ 90 ของระยะฝังเหล็กเสริ่มในผนังคอนกรีต และรอยแตกทำมุมประมาณ 35 องศา ซึ่งระนาบรอยแตกที่พบมีลักษณะสอดคล้องกับที่รายงานในมาตรฐาน ACI318 [1] ในเรื่องการวิบัติแบบ Concrete Breakout จากการถอนของพุกในคอนกรีต

ตารางที่ 2 รายละเอียดผลการทดสอบ Dowel connection

ชื่อตัวอย่าง	ระยะฝัง (cm)	แรงถอนสูงสุด (kN)	การเคลื่อนตัวที่แรงถอนสูงสุด (mm)	รูปแบบการวิบัติ
DW-5	5	9.57	0.72	Concrete Breakout Failure
DW-10	10	23.88	1.49	Concrete Breakout Failure
DW-15	15	33.46	1.64	Concrete Breakout Failure
DW-20	20	51.51	5.66	Bond Failure
DW-30	30	57.85	12.7	Steel Failure



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนตัวของจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel connection ของทุกระยะฝัง

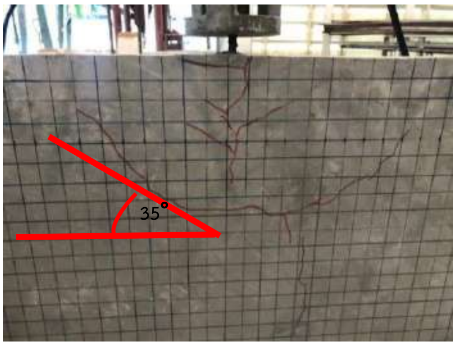


รูปที่ 11 การวิบัติของ Dowel connection ฝัง 5–15cm

3.1.2 ผลการทดสอบ Dowel connection ที่ระยะฝัง 20 cm

จากตารางที่ 2 และรูปที่ 12 พบว่าในช่วงแรกมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนที่ของจุดเชื่อมต่อเป็นเชิงเส้น และเมื่อเพิ่มแรงถอนมากขึ้นจนถึงแรงถอนสูงสุดจะเกิดการวิบัติแบบ Bond Failure (รูปที่ 12) โดยเหล็กเสริมจะถูกถอนออกมา แรงถอนสูงสุดหรือแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตสามารถรับได้มีค่าเท่ากับ 51.51 kN

ที่ระยะฝัง 20 cm จะมีแรงต้านทานแรงถอนมากขึ้น ซึ่งส่งผลให้เกิดการยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมกับคอนกรีตมากขึ้นตาม แต่ยังไม่เพียงพอที่จะยึดรั้งเหล็กกับคอนกรีตไว้ได้ จะทำให้เกิดลักษณะการวิบัติของจุดเชื่อมต่อเกิดขึ้นเป็นแบบเหล็กรูดออกจากคอนกรีต ซึ่งเป็นการวิบัติแบบ “Bond Failure” ค่าแรงยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมสามารถหาได้จากเอกสารอ้างอิง [7], [8]



รูปที่ 12 การวิบัติของ Dowel connection ฝัง 20 cm

3.1.3 ผลการทดสอบ Dowel connection ที่ระยะฝัง 30 cm

ตารางที่ 2 และรูปที่ 13 พบว่า ในช่วงแรกมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนที่ของจุดเชื่อมต่อเป็นเชิงเส้น และเมื่อเพิ่มแรงถอนมากขึ้นจนถึงค่าสูงสุดจะสังเกตุการวิบัติของจุดเชื่อมต่อแบบการขาดที่เหล็กเสริม “ Steel Failure in Tension” ดังแสดงในรูปที่ 13 ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีตที่ได้รับเท่ากับ 57.85 kN

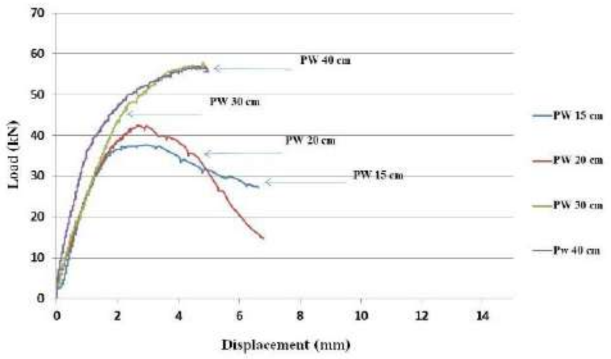
รูปที่ 13 การวิบัติของ Dowel connection ระยะฝัง 30 cm

ตารางที่ 3 รายละเอียดผลการทดสอบ Plate connection

ชื่อตัวอย่าง	ระยะฝัง (cm)	แรงถอนสูงสุด (kN)	การเคลื่อนตัวที่แรงถอนสูงสุด (mm)	รูปแบบการวิบัติ
PW-15	15	37.69	2.88	Concrete Breakout Failure
PW-20	20	42.43	2.62	Concrete Breakout Failure
PW-30	30	56.85	4.8	Steel failure
PW-40	40	56.85	4.6	Steel failure

3.2 การทดสอบการถอนของจุดเชื่อมต่อแบบ Plate connection

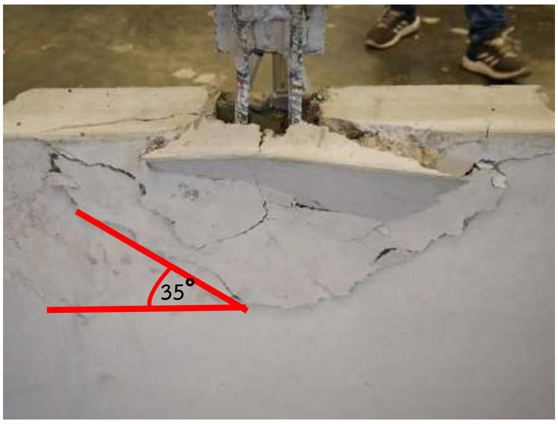
รายละเอียดผลที่ได้จากการทดสอบการถอนของจุดเชื่อมต่อแบบ Plate connection ที่ระยะฝังในคอนกรีตแตกต่างกัน ได้แสดงในรูปที่ 14 โดยแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของการถอน นอกจากนี้ ตารางที่ 3 ได้ทำการสรุปค่าแรงถอนสูงสุด และการเคลื่อนตัวของเหล็กเสริมสำหรับใช้เป็นจุดเชื่อมต่อที่ค่าแรงถอนสูงสุด และลักษณะการวิบัติเมื่อเกิดแรงถอนสูงสุดของจุดเชื่อมต่อ



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนตัวของจุดเชื่อมต่อ ในทุกระยะฝัง

3.2.1 ผลการทดสอบ Plate connection ที่ระยะฝัง 15–20 cm

จากตารางที่ 3 และรูปที่ 14 พบว่า ในช่วงแรกมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับกับระยะการเคลื่อนที่ของจุดเชื่อมต่อเป็นเชิงเส้น เนื่องจากแรงถอนที่จุดเชื่อมต่อมีค่าแรงไม่เกินแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กกับคอนกรีต เมื่อเพิ่มแรงถอนมากขึ้นจะเกิดการวิบัติเป็นแบบ “Concrete Breakout” ดังแสดงในรูปที่ 15 โดยค่าแรงถอนสูงสุดที่ได้รับเท่ากับ 37.69 และ 42.43 kN ที่ระยะฝัง 15 และ 20 cm ตามลำดับ ลักษณะการวิบัติของคอนกรีตจะเกิดรอยแตกคอนกรีตที่ระดับความลึกสูงสุดใกล้เคียงกับระยะฝังเหล็กเสริม (ประมาณร้อยละ 90 ของระยะฝัง) โดยทำมุมกับระนาบประมาณ 35 องศาถึงที่ผิวผนังด้านบน ซึ่งลักษณะรอยแตกคล้ายกับที่พบในจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection แต่ขนาดความกว้างรอยแตกที่ปลายล่างสุดมีขนาดกว้างกว่า โดยมีความกว้างเท่ากับระยะห่างของเหล็กหนวดกุ้งทั้งสองที่ฝังในคอนกรีต



รูปที่ 15 การวิบัติของ Plate connection ระยะฝัง 15–20 cm

3.2.2 ผลการทดสอบ Plate connection ที่ระยะฝัง 30–40 cm

จากตารางที่ 3 รูปที่ 14 พบว่าในช่วงแรกมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงถอนกับระยะการเคลื่อนที่ของจุดเชื่อมต่อเป็นเชิงเส้น เมื่อเพิ่มแรงถอนมากขึ้นพฤติกรรมการถอนจะเป็นแบบไร้เชิงเส้นจนกระทั่งเหล็กเสริมเกิดการขาด ซึ่งเป็นการวิบัติแบบ “ Steel Failure in Tension” ค่าแรงถอนสูงสุดได้รับเท่ากับ 56.85 และ 56.85 kN ที่ระยะฝัง 30 และ 40 cm ตามลำดับ ถ้าหากพิจารณาที่ระยะฝังที่ 30–40cm นี้ จะเห็นว่าจุดเชื่อมต่อจะมีระยะฝังมากเพียงพอต่อการต้านทานแรงถอน แต่พฤติกรรมการยึดตัวของเหล็กเสริมค่อนข้างสั้น โดยไม่สังเกตเห็นเหมือนที่ได้รับในจุดเชื่อมต่อแบบ Dowel Connection ซึ่งเห็นว่าเหล็กยืดออกอย่างมาก (Ductile) เนื่องจากเหล็กเสริมเหล็กได้ผ่านความร้อนสูงจากการเชื่อมและเย็นตัวอย่างรวดเร็วจึงเกิดความเปราะ

4. สรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองภายใต้แรงถอนบริเวณจุดเชื่อมต่อในแนวดิ่งของผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่มีระยะฝังของ

เหล็กเสริมที่ใช้เชื่อมต่อแตกต่างกัน จากผลการทดสอบสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้

- ระยะฝังที่แตกต่างกันของเหล็กเสริมหรืออุปกรณ์ยึดรั้งที่จุดเชื่อมต่อผนังแต่ละแบบจะส่งผลพฤติกรรมและกำลังถอนที่จุดเชื่อมต่อที่แตกต่างกัน โดยผู้ออกแบบจะต้องเลือกขนาดเหล็กเสริมและระยะฝังที่เพียงพอและเหมาะสมเพื่อให้ผนังคอนกรีตสำเร็จรูปมีจุดเชื่อมต่อที่รับแรงดึงยึดรั้งเป็นไปตามการวิเคราะห์โครงสร้าง หรือมีค่าขั้นต่ำตามมาตรฐานออกแบบอาคาร ดังเช่นมาตรฐาน ACI318 [1] ได้กำหนดไว้ในส่วนของความเป็นบูรณาภาพของโครงสร้างไว้ว่า "ผนังคอนกรีตสำเร็จรูปจะต้องมีจุดเชื่อมต่อทางแนวดิ่งอย่างน้อยสองจุดต่อชิ้น และมีกำลังรับแรงดึงระบุไม่น้อยกว่า 45 kN ต่อจุด"
- การใช้ระยะฝังของเหล็กเสริมหรืออุปกรณ์ยึดรั้งที่น้อยจะส่งผลให้จุดเชื่อมต่อสามารถรับแรงถอนได้น้อยเนื่องจากการวิบัติจะเป็นแบบคอนกรีตแตกร้าว (Concrete Breakout Failure) หรือ เหล็กเสริมถูกถอนออก (Bond Failure) ดังเช่น จุดเชื่อมต่อแบบ Dowel connection ที่ระยะฝังน้อยกว่า 15 ซม. หรือจุดเชื่อมต่อแบบ Plate connection ที่ระยะฝัง 15 และ 20 ซม. จะเกิดการวิบัติแบบคอนกรีตแตกออก และส่งผลทำให้เกิดการวิบัติทันทีทันใด ซึ่งควรหลีกเลี่ยง
- การใช้ระยะฝังของเหล็กเสริมหรืออุปกรณ์ยึดที่เหมาะสมและมีความยาวที่เพียงพอ ดังเช่น จุดเชื่อมต่อแบบ Dowel connection ที่ระยะฝังมากกว่า 30 ซม. จะส่งผลให้จุดเชื่อมต่อการรับแรงถอนได้สูงสุดเท่ากับกำลังดึงของเหล็กเสริม และจุดเชื่อมต่อจะแสดงพฤติกรรมที่เหนียว โดยเหล็กเสริมจะเกิดการยืดอย่างมาก นอกจากนี้ จุดต่อนี้มีกำลังดึงมากกว่า 45 kN
- จุดเชื่อมต่อแบบ Plate connection จะทำให้เหล็กเสริมมีความเปราะขึ้นเนื่องจากการเย็นตัวอย่างรวดเร็วภายหลังการเชื่อม ซึ่งสังเกตเห็นได้จากการวิบัติขณะทดสอบที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมบริเวณรอยเชื่อม โดยแรงดึงสูงสุดที่ได้รับมีค่าใกล้เคียงกับกำลังดึงของเหล็กเสริม

5. ข้อเสนอแนะ

- ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมเกี่ยวกับขนาดของผนังสำเร็จรูป และขนาดเหล็กเสริม ที่แตกต่างกันโดยเฉพาะจุดเชื่อมต่อในอาคารขนาดใหญ่กว่านี้ เพื่อเพิ่มความมั่นใจให้กับวิศวกรในการออกแบบอาคารระบบผนังรับแรงให้ต่อเนื่องเสมือนกับการหล่อในที่ ซึ่งเป็นความรู้เฉพาะทางจึงควรระมัดระวังในการออกแบบให้มากยิ่งขึ้น
- ควรมีการศึกษาความสามรถในการรับแรงถอนของอุปกรณ์ฝังยึดผลิตภัณฑ์อื่น ๆ ที่แตกต่างกัน เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบให้กับวิศวกรในปัจจุบัน
- ควรมีการศึกษาการซ่อมแซมหรือเสริมกำลังผนังสำเร็จรูปทางแนวดิ่งด้วยวิธีต่างๆ ปัจจุบันมีความต้องการระบบโครงสร้างผนังหล่อสำเร็จจำนวนมาก จำเป็นต้องเร่งงานก่อสร้างเพื่อให้ทันต่อความต้องการของผู้อยู่อาศัย ทำให้การก่อสร้างขาดความรอบคอบระมัดระวัง ทำให้เกิดความเสียหายจากการก่อสร้างขณะติดตั้งขึ้นที่ต้องดำเนินการแก้ไข

เอกสารอ้างอิง

[1] ACI Committee 318, 2019, **Building Code Requirement for Structural Concrete** (ACI318-19), Detroit, MI

[2] Precast/ Prestressed Concrete Institute, 2010, **PCI Design Handbook 7th Edition**, Chicago, IL

[3] Einea, A., Yehia, S., & Tadros, M. K., 1999, "Lap splices in confined concrete," **ACI Structural Journal**, 96(6), 947–955.

[4] Steuck, K. P., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F., 2009, "Anchorage of large-diameter reinforcing bars in ducts," **ACI Structural Journal**, 106(4), 506–513.

[5] มาตรฐานอุตสาหกรรม, **ตะแกรงเหล็กกล้าเชื่อมติดคอนกรีต มอก. 747-2549,** [Online], http://research.rid.go.th/vijais/moa/fulltext/TIS737-2549.pdf [2018, June 9]

[6] มาตรฐานอุตสาหกรรม, **เหล็กเส้นเสริมคอนกรีตเหล็กข้ออ้อย มอก. 24-2548,** [Online], http://www.ratchakitcha.soc.go.th/DATA/PDF/2559/E/119/12.PDF [2018, August 16]

[7] คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา, 2555, **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง**, สำนักพิมพ์ โกลบอล กราฟฟิค จำกัด, กรุงเทพมหานคร.

[8] Wight, James K. and Macgregor. James G., 2011, **Reinforced Concrete Mechanics and Design 6th**, Pearson Education, pp.367-426.

การวิเคราะห์อุณหภูมิของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่สัมผัสกับไฟ
Thermal Analysis of Reinforced Concrete Section Exposed to Fire

ณัฐนุช พูนปาน[1] ปาณัสม์ อุปละ[2] สพลเชษฐ์ อัตตะการอังกูร[3] และ ชนะชัย ทองโฉม[4,*]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและการบริหารการก่อสร้าง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี
[4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: Tchanach@engr.tu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้ได้เสนอการวิเคราะห์อุณหภูมิในสภาวะชั่วครู่แบบไร้เชิงเส้น 2 มิติเพื่อศึกษาการกระจายอุณหภูมิของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก การศึกษาเป็นการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้โปรแกรม ANSYS ในแบบจำลองใช้คุณสมบัติเชิงความร้อน ประกอบด้วย สภาพการนำความร้อน ความร้อนจำเพาะ และความหนาแน่น อ้างอิงจากมาตรฐาน EN-1992-1-2 งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาอัตราการทนไฟของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่สัมผัสความร้อนตามมาตรฐาน ISO 834 ภายใต้เกณฑ์อุณหภูมิวิกฤติที่ตำแหน่งเหล็กเสริมเป็นเกณฑ์ โครงสร้างที่ศึกษาประกอบด้วย โครงสร้างคาน พื้น และเสา โดยใช้ระยะหุ้มเหล็กตามตามกฎกระทรวงฉบับที่ 60 พ.ศ. 2549 เพื่อตรวจสอบความเหมาะสมระยะหุ้มคอนกรีตต่ออัตราการทนไฟที่กฎกระทรวงกำหนด จากผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองมีผลการกระจายตัวของอุณหภูมิที่สอดคล้องกับผลการทดสอบในอดีต และระยะหุ้มคอนกรีตตามกฎกระทรวงให้ค่าอัตราการทนไฟที่สอดคล้องตามที่กฎกระทรวงกำหนด

คำสำคัญ: การวิเคราะห์อุณหภูมิ, อัตราการทนไฟ, คอนกรีตเสริมเหล็ก, ไฟไหม้

Abstract

This article proposes the simplified two-dimensional non-linear transient thermal analysis for temperature distribution in the reinforced concrete structure. The finite element method (FEM) is performed using the ANSYS software. In the model, the thermal properties of concrete such as thermal conductivity, specific heat, and density are used according to EN-1992-1-2. The purpose of the research is to investigate the fire resistance time of reinforced concrete structures exposed to the ISO834 standard fire curve under the temperature criteria. The beam, slab, and column with have the concrete covering according to the Thai Building Control Act (B.E. 2549) are considered. Based on the FEM results, the obtained temperature distributions are in agreement with the past experimental results. And, the concrete covering in accordance with the Thai Building Control Act provides the fire resistance rate consistent with the value of fire resistance time proposed by the Thai Building Control Act.

Keywords: Temperature analysis, fire resistance time, reinforced concrete structure, fire.

1. คำนำ

การเกิดอัคคีภัยมีสาเหตุจากหลายปัจจัย เช่น การตั้งใจส่งผลให้ไฟฟ้าลัดวงจร หรือไม่ตั้งใจก็ตาม สาเหตุต่างๆเหล่านี้ล้วนก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมาก รวมถึงส่งผลกระทบต่อโครงสร้างหลัก โครงสร้างรอง หรือวัสดุที่ไม่ใช่ตัวโครงสร้างได้ โดยความเสียหายของโครงสร้างเป็นหนึ่งในปัจจัยที่สำคัญต่อความปลอดภัยของผู้ใช้อาคาร ซึ่งจำเป็นต้องประเมิณความเสียหาย เพื่อเป็นแนวทางการตัดสินใจเลือกวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง ในการทดสอบสำหรับโครงสร้างที่เสียหายจากอัคคีภัยอาจมีค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูงและสูญเสียเวลามาก ดังนั้นวิธีการวิเคราะห์เพื่อทำนายอัตราการทนไฟของโครงสร้างอาคารจึงเป็นสิ่งที่จำเป็น

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการวิเคราะห์อุณหภูมิในสภาวะชั่วครู่แบบไร้เชิงเส้น 2 มิติ (Non-linear transient thermal analysis) จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite element model, FEM) ซึ่งจะจำลองอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นจากกราฟเพลิงไหม้ตามมาตรฐาน ISO 834 [1] ที่เวลาต่าง ๆ โดยใช้คุณสมบัติเชิงความร้อนของคอนกรีตอ้างอิงจากมาตรฐาน EN-1992-1-2 [2] เพื่อวิเคราะห์การกระจายอุณหภูมิภายในหน้าตัดคาน โดยทำการเปรียบเทียบกับผลทดสอบในอดีตเพื่อศึกษาความเหมาะสมของแบบจำลอง จากนั้นได้ทำการตรวจสอบค่าอัตราการทนไฟของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้ระยะหุ้มคอนกรีตตามกฎหมายควบคุมอาคาร ได้แก่ กฎกระทรวงฉบับที่ 60 (พ.ศ. 2549) ที่ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 [3]

2. การวิเคราะห์อุณหภูมิของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

2.1 คุณสมบัติเชิงความร้อนของคอนกรีต (Thermal properties of concrete)

คุณสมบัติเชิงความร้อนของคอนกรีตปรกติ (Normal weight concrete) ที่มีความหน่าแน่นในช่วง 2000-2600 kg/m^3 จะแปรผันตามอุณหภูมิ [4] และชนิดของมวลรวม (Aggregate Type) โดยสามารถแบ่งมวลรวมออกเป็น 2 กลุ่ม ได้แก่ มวลรวมเนื้อซิลิกา และมวลรวมเนื้อปูน โดยมวลรวมเนื้อปูนมีองค์ประกอบหลักคือแร่โดโลไมต์ (Dolomite) มีสูตรโครงสร้างเป็น $CaMg(CO_3)_2$ หรือ แร่คาร์บอเนต (Calcite) มีสูตรโครงสร้างเป็น $CaCO_3$ ได้แก่ หินปูน หินโดโลไมต์ หินบะซอลต์ เป็นต้น ส่วนมวลรวมเนื้อซิลิกามีแร่ซิลิกา (Silica) เป็นองค์ประกอบหลัก โดยมีสูตรโครงสร้างเป็น SiO_2 ได้แก่ ได้แก่ หินควอตไซต์ หินแกรนิต และกรวดแม่น้ำ เป็นต้น สำหรับการวิเคราะห์การกระจายอุณหภูมิในงานวิจัยนี้อ้างอิงคุณสมบัติเชิงความร้อนของคอนกรีตปรกติตามมาตรฐาน EN 1992-1-2 [2] ได้แก่ การนำความร้อน (Thermal conductivity) ความร้อนจำเพาะ (Specific heat) และความหนาแน่น (Density) ของคอนกรีตภายใต้อุณหภูมิสูง โดยมีรายละเอียดดังนี้

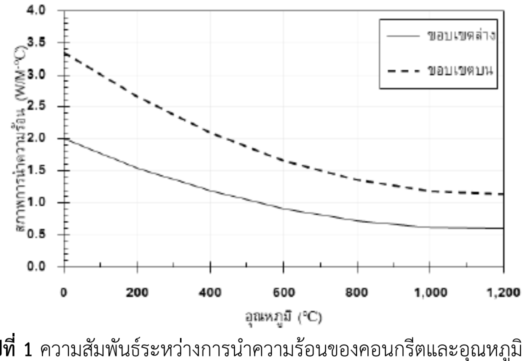
2.1.1 การนำความร้อน (Thermal conductivity)

คุณสมบัติการนำความร้อนของคอนกรีตกำลังปรกติได้มีการนำเสนอให้ใช้ค่าที่อยู่ระหว่างช่วงขีดจำกัดบน (Upper limit) และขีดจำกัดล่าง (Lower limit) ในช่วงอุณหภูมิ 30-1200°C เนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุผสม (Composite material) ดังสมการที่ (1) และ (2) ตามลำดับ และรูปที่ 1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการนำความร้อนของคอนกรีตและอุณหภูมิ

$$k = 2.0 - 0.2451\left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0107\left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad (1)$$

$$k = 1.36 - 0.136\left(\frac{T_c}{100}\right) + 0.0057\left(\frac{T_c}{100}\right)^2 \quad (2)$$

โดย k คือ สภาพการนำความร้อนของคอนกรีต (W/m-K); T_c คือ อุณหภูมิของคอนกรีต (°C)



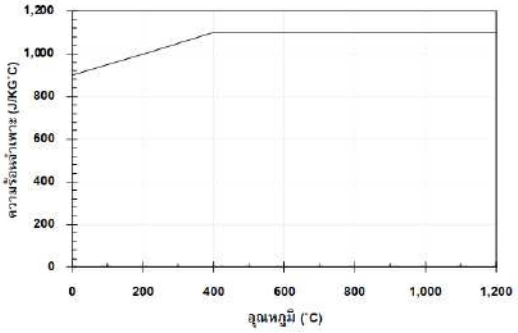
รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างการนำความร้อนของคอนกรีตและอุณหภูมิ [1]

2.1.2 ความร้อนจำเพาะ (Specific heat)

ความร้อนจำเพาะของคอนกรีตปรกติจะแปรผันตามค่าความชื้นในคอนกรีตและอุณหภูมิ สำหรับคอนกรีตในภาวะแห้ง (ความชื้น 0%) ในช่วงอุณหภูมิ 30-1200°C ได้เสนอดังสมการที่ (3) และแสดงดังรูปที่ 2

$$\begin{aligned} c_c &= 900 && ;\ 30°C \le T_c \le 100°C \\ c_c &= 900 + (T_c - 100) && ;\ 100°C < T_c \le 200°C \\ c_c &= 1000 + \frac{(T_c - 200)}{2} && ;\ 200°C < T_c \le 400°C \\ c_c &= 1100 && ;\ 400°C < T_c \le 1200°C \end{aligned} \quad (3)$$

โดย c คือ สภาพการนำความร้อนของคอนกรีต (J/kg.K)



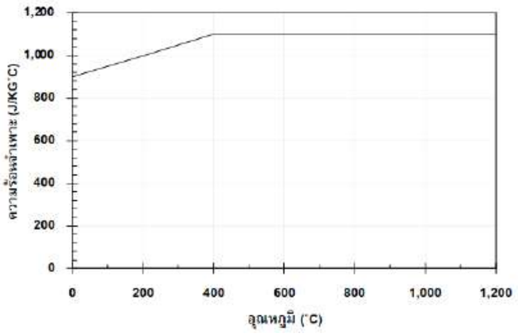
รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความร้อนจำเพาะของคอนกรีตและอุณหภูมิ [1]

2.1.3 ความหนาแน่น (Density)

ความหนาแน่นของคอนกรีตจะมีการแปรผันตามอุณหภูมิโดยมีค่าลดลงเล็กน้อย เนื่องจากการสูญเสียน้ำภายในของคอนกรีตดังแสดงในสมการที่ (4) และรูปที่ 3

$$\begin{aligned} p_c &= p_{c,30°C} && ;\ 30°C \le T_c \le 115°C \\ p_c &= p_{c,30°C}\left(1 - 0.02\frac{T_c - 115}{85}\right) && ;\ 115°C < T_c \le 200°C \\ p_c &= p_{c,30°C}\left(0.98 - 0.03\frac{T_c - 200}{200}\right) && ;\ 200°C < T_c \le 400°C \\ p_c &= p_{c,30°C}\left(0.98 - 0.03\frac{T_c - 200}{200}\right) && ;\ 400°C < T_c \le 1200°C \end{aligned} \quad (4)$$

โดย p_c คือ คือ ความหนาแน่นของคอนกรีตที่อุณหภูมิ (kg/m^3); $p_{c,30^o C}$ คือ คือ ความหนาแน่นของคอนกรีตที่อุณหภูมิ 30 °C โดยในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่าเท่ากับ 2,400 kg/m^3



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นของคอนกรีตและอุณหภูมิ [1]

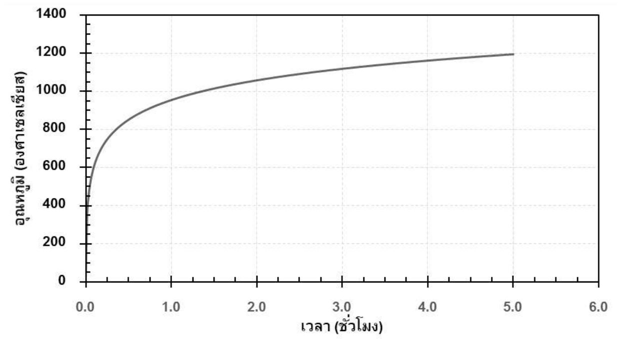
2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิและเวลา

ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอุณหภูมิกับเวลาที่ใช้ในการทดสอบการหาอัตราการทนไฟ เพื่อประเมินค่าความสามารถของชิ้นส่วนโครงสร้างของ

อาคารเรียกว่าเพลิงไหม้มาตรฐาน ซึ่งค่ามาตรฐานของการทดสอบอัตราการทนไฟ ที่มีการอ้างอิงจากการออกแบบโครงสร้างของประเทศไทย ได้แก่ ISO 834 [1] หรือ ASTM E119 [5]

ในการวิจัยนี้จะใช้ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาและอุณหภูมิที่ใช้สำหรับการวิเคราห์หาอัตราการทนไฟ ตามมาตรฐาน ISO 834 [1] โดยแสดงในสมการที่ (5) และรูปที่ 4

$$T_t = 30 + 345\log_{10}(480t+1) \qquad (5)$$



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างการนำความร้อนของคอนกรีตและอุณหภูมิตามมาตรฐาน ISO 834 [1]

2.3 สมการควบคุมสำหรับวิเคราะห์อุณหภูมิ

ในการส่งผ่านความร้อน ความร้อนจะมีการส่งผ่านจากกราฟไฟสู่พื้นผิวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการการแผ่รังสีความร้อน และพาความร้อน จากพื้นที่ผิวของตัวคานคอนกรีตเสริมเหล็กเข้าไปด้านในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยวิธีการนำความร้อน ซึ่งเป็นการนำความร้อนชั่วครู่ (Transient heat conduction) ในปริภูมิ 2 มิติ (x, y) ของคอนกรีต [6] เป็นไปดังสมการที่ (6)

$$k(T)\left[\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}\right]=\rho(T)c(T)\frac{\partial T}{\partial t} \qquad (6)$$

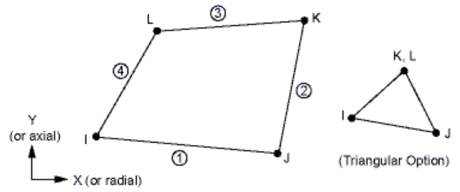
โดยมีเงื่อนไขขอบเขตของสมการสามารถแสดงในสมการที่ (7)

$$-k(T)\left[\frac{\partial T}{\partial x}n_x+\frac{\partial T}{\partial y}n_y\right]=h\left[T_f-T_s\right]+\varepsilon_{res}\sigma\left[\left(T_f+273\right)^4-\left(T_s+273\right)^4\right] \qquad (7)$$

โดย $k(T)$ คือ สภาพนำความร้อนของตัวคอนกรีตที่แปรผันตามอุณหภูมิ $(W/m\cdot°C)$, $\rho(T)$ คือ ความหนาแน่นของตัวคอนกรีตที่แปรผันตามอุณหภูมิ (kg/m^3), $c(T)$ คือ ความร้อนจำเพาะของตัวคอนกรีตที่แปรผันตามอุณหภูมิ $(J/kg\cdot°C)$, h คือ สัมประสิทธิ์การพาความร้อน $(W/m^2\cdot°C)$, T_f คือ ความร้อนจากกราฟไฟที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยแปรผันตามเวลา (°C), T_s คือ ความร้อนที่พื้นผิวของตัวคอนกรีต (°C) , ε_{res} คือ สภาพเปล่งรังสีสัมพัท (ไม่มีหน่วย), σ คือ ค่าคงที่ของสเตฟาน-โบลต์ซมันน์ $(5.67\times10^8\,W/m^2\cdot k^4)$, n_x, n_y คือ ทิศทางตั้งฉากกับพื้นผิวของคอนกรีตในทิศทาง *x* และ *y* ตามลำดับ

2.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์อุณหภูมิกำหนดโดยสมการ (6) และ (7) ซึ่งเป็นสมการแบบไร้เชิงเส้นและในสภาวะชั่วขณะ (Nonlinear Transient equation) จะใช้การวิเคราะห์จากโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ANSYS [7] แบบ 2 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ (Element) ของคอนกรีตเป็น PLANE 55 [7] ซึ่งเป็นเอลิเมนต์ที่มี 4 จุดต่อ (nodes) และมีระดับขั้นความเสรีคืออุณหภูมิที่แต่ละจุดต่อดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ลักษณะของเอลิเมนต์ PLANE 55 ที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิ [7]

การสร้างแบบจำลองนั้นมีสมมุติฐานให้อุณหภูมิของคอนกรีตที่ตำแหน่งเหล็กเสริมเท่ากับอุณหภูมิของเหล็กเสริม เนื่องจากเหล็กเสริมไม่มีผลต่อการกระจายอุณหภูมิในหน้าตัดอย่างมีนัยสำคัญ [8] การให้ความร้อนแก่หน้าตัดคอนกรีตจะกำหนดให้หน้าตัดคอนกรีตมีอุณหภูมิสม่ำเสมอ ซึ่งเป็นอุณหภูมิห้อง ต่อมาได้กำหนดให้มีการส่งผ่านความร้อนสู่เอลิเมนต์ ในรูปแบบของการพาความร้อนที่ขอบพื้นผิว สำหรับพื้นผิวที่ได้รับความร้อนและไม่ได้รับความร้อน มีสัมประสิทธิ์การพาความร้อนเท่ากับ 9 W/m^2 °C และ 30 W/m^2 °C ตามลำดับ [9,10] แต่ไม่คำนึงถึงผลของการแผ่รังสีความร้อน เนื่องจากโปรแกรม ANSYS สามารถกำหนดรูปแบบการแผ่รังสีได้เฉพาะจากแหล่งกำเนิดความร้อนซึ่งไม่ใช่ความร้อนรอบ ๆ ของตัวคอนกรีต [11]

2.5 ระยะหุ้มเหล็กตามกฎกระทรวงฉบับที่ 60 (พ.ศ. 2540)

อัตราการทนไฟ คือระยะเวลาของชิ้นส่วนโครงสร้างที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัยภายใต้อุณหภูมิสูง สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้น อัตราการทนไฟสามารถหาได้โดยใช้เกณฑ์อุณหภูมิวิกฤติ [5] และ เกณฑ์การโก่งตัว [12] สำหรับงานวิจัยนี้จะพิจารณาอัตราการทนไฟภายใต้เกณฑ์อุณหภูมิวิกฤติคือ อุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมเป็นเกณฑ์เมื่ออุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมถึงค่า 593°C [5]

สำหรับประเทศไทยนั้น กฎกระทรวงฉบับที่ 60 (พ.ศ. 2540) [3] ได้กำหนดความหนาของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วยโครงสร้างเสา คาน และพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กในตารางที่ 1 และในกรณีที่โครงสร้างมีขนาดระหว่างขนาดที่กำหนดในตารางที่ 1 ให้สามารถคำนวณหาความหนาน้อยสุดของคอนกรีตหุ้มเหล็กโดยวิธีเทียบอัตราส่วน โดยโครงสร้างหลักจะต้องมีอัตราการทนไฟทนไฟได้ไม่น้อยกว่าสองชั่วโมง ส่วนโครงสร้างตงหรือพื้นจะต้องมีอัตราการทนไฟได้ไม่น้อยกว่าสองชั่วโมง ในกรณีที่ไมได้ใช้คอนกรีตหุ้มต่องปองกันโดยวิธีอื่นที่มีอัตราการ

ทนไฟไมนอยกวาที่กําหนดเชนเดียวกัน โดยจะตองมีเอกสารรับรองอัตราการทนไฟจากสถาบันที่เชื่อถือไดประกอบการขออนุญาต

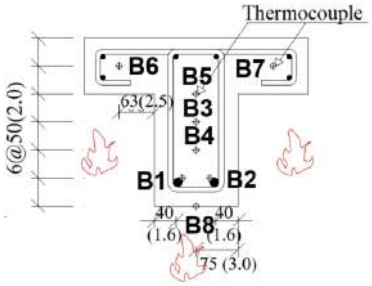
ตารางที่ 1 ความหนาของคอนกรีตหุ้มเหล็ก [3]

คอนกรีตเสริมเหล็ก	ความหนาน้อยสุดของคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมหรือคอนกรีตหุ้มเหล็ก (มิลลิเมตร)
เสาสี่เหลี่ยมที่มีด้านแคบขนาด 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	40
คานและโครงข้อหมุนคอนกรีตขนาดกว้างตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป	40
พื้นหนาไม่น้อยกว่า 115 มิลลิเมตร	20

3. การตรวจสอบความเหมาะสมของแบบจำลอง

3.1 ผลการทดสอบการกระจายอุณหภูมิ

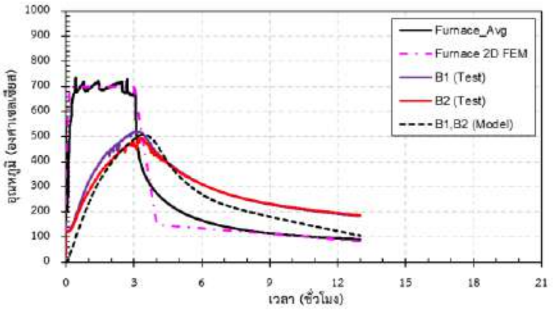
ชนะชัย ทองโฉมและคณะ [13] ได้ศึกษาการเสียรูปของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวทีขณะเผาไฟ โดยที่หน้าตัดคานมีความกว้างเอว 15 เซนติเมตร ความกว้างปีก 40 เซนติเมตร ความหนาปีก 10 เซนติเมตร ความสูง 30 เซนติเมตร และความหนาปีกเท่ากับ 10 เซนติเมตร รายละเอียดดังรูปที่ 6 โดยทำการเผาไฟบริเวณใต้ปีกคานและเอวโดยตรงที่อุณหภูมิ 700°C และ 900°C เป็นระยะเวลา 3 ชั่วโมง ภายในคานได้ติดตั้งตัววัดอุณหภูมิ (Thermocouple) ที่คอนกรีตและเหล็กเสริมดังรูปที่ 6



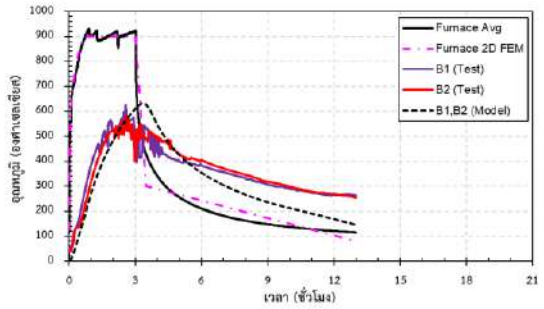
รูปที่ 6 รายละเอียดคานรูปตัวทีและตำแหน่งตัววัดอุณหภูมิ [9]

3.2 ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิ

รูปที่ 7 และรูปที่ 8 แสดงการเปรียบเทียบการกระจายอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมจากผลการทดสอบและแบบจำลองของคานที่ได้รับความร้อนที่อุณหภูมิ 700 และ 900 องศาเซลเซียสตามลำดับ โดยผลที่ได้จากแบบจำลองมีความใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยมีอัตราส่วนของอุณหภูมิสูงสุดของแบบจำลองต่อผลการทดสอบอยู่ระหว่าง 0.98-1.09 โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.03 ดังนั้นแบบจำลองมีความเหมาะสมต่อการทำนายอุณหภูมิภายในหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 7 การกระจายอุณหภูมิภายในหน้าตัดภายใต้การเผาไฟที่อุณหภูมิ 700°C



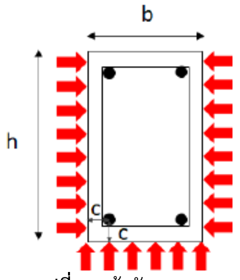
รูปที่ 8 การกระจายอุณหภูมิภายในหน้าตัดภายใต้การเผาไฟที่อุณหภูมิ 900°C

4. ผลการศึกษา

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการตรวจสอบอัตราการทนไฟภายใต้เกณฑ์อุณหภูมิวิกฤติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วยเสา คาน และพื้น โดยใช้ระยะหุ้มเหล็กกฎกระทรวงฉบับที่ 60 มีรายละเอียดดังนี้

4.1 คานคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการออกแบบโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยตามกฎกระทรวงโดยคานและโครงข้อหมุนคอนกรีตขนาดกว้างตั้งแต่ 300 มิลลิเมตรขึ้นไป มีอัตราการทนไฟ 3 ชั่วโมง โดยงานวิจัยนี้สร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดตามกฎกระทรวง โดยหน้าตัดที่ทำการศึกษามีรายระเอียดดังตารางที่ 2 โดยจะศึกษา 3 หน้าตัด (30x50, 40x60 และ 50x70 เซนติเมตร) โดยใช้ระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 40 เซนติเมตร คานดังกล่าวสัมผัสกับความร้อนสามด้านดังรูปที่ 9

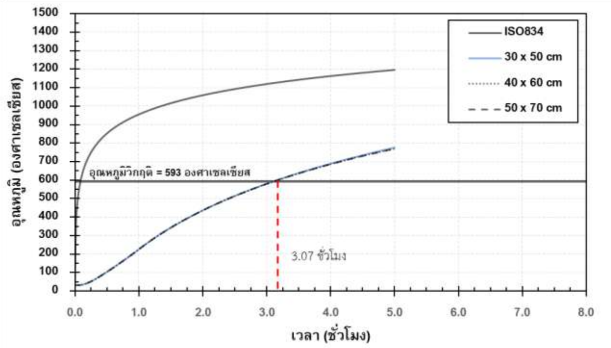


รูปที่ 9 หน้าตัดคาน

ตารางที่ 2 รายละเอียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ระยะหุ้ม, c (ซม.)	ความหนา, b (ซม.)	ความลึก, h (ซม.)
1	4.0	30	50
2	4.0	40	60
3	4.0	50	70

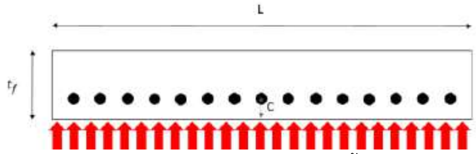
รูปที่ 10 แสดงการกระจายตัวขอบอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมของหน้าตัดคานต่างๆที่ทำการศึกษา โดยอัตราการทนไฟของหน้าตัด 30×50 40×60 และ 50×70 เซนติเมตร มีค่าเท่ากับ 3.07 ชั่วโมง ซึ่งมีค่าอัตราการทนไฟใกล้เคียงกับค่าที่กฎกระทรวงกำหนดคือ 3 ชั่วโมง



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมกับเวลาของคาน

4.2 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการออกแบบโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยตามกฎกระทรวง พื้นหนาไม่น้อยกว่า 115 มิลลิเมตร อัตราการทนไฟมากกว่าหรือเท่ากับ 2 ชั่วโมง โดยงานวิจัยนี้สร้างแบบจำลองพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดตามกฎกระทรวง โดยหน้าตัดที่ทำการศึกษามีรายละเอียดดังตารางที่ 3 โดยจะศึกษา 3 ความหนา (11.5, 12.0 และ 15.0 เซนติเมตร) โดยใช้ระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 2.0 เซนติเมตร พื้นดังกล่าวสัมผัสกับความร้อน ดังรูปที่ 11

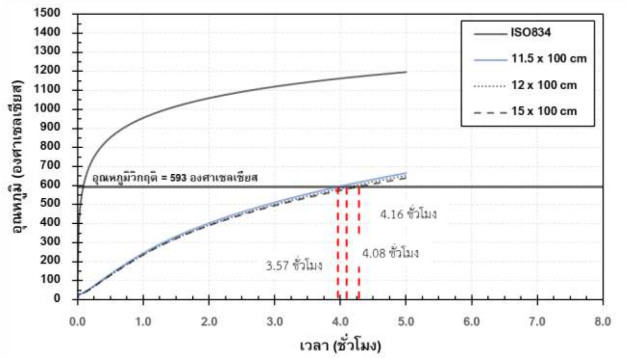


รูปที่ 11 หน้าตัดพื้น

ตารางที่ 3 รายละเอียดของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ระยะหุ้ม, c (ซม.)	ความหนา, t (ซม.)
1	2.0	11.5
2	2.0	12.0
3	2.0	15.0

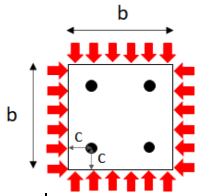
รูปที่ 12 แสดงการกระจายตัวขอบอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมของพื้นที่ความหนาต่างๆที่ทำการศึกษา โดยอัตราการทนไฟพื้นที่มีความหนาเท่ากับ 11.5, 12.0 และ 15.0 เซนติเมตร มีค่าเท่ากับ 3.57 4.08 และ 4.16 ชั่วโมง ตามลำดับ ซึ่งมีค่ามากกว่าอัตราการทนไฟที่กฎกระทรวงกำหนดคือ 2 ชั่วโมง



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์แสดงอุณหภูมิกับเวลาของพื้น

4.3 เสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

จากการออกแบบโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยตามกฎกระทรวง เสาสี่เหลี่ยมที่มีด้านแคบขนาด 300 มิลลิเมตรขึ้นไป มีอัตราการทนไฟ 3 ชั่วโมง โดยงานวิจัยนี้สร้างแบบจำลองเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหน้าตัดตามกฎกระทรวง โดยหน้าตัดที่ทำการศึกษามีรายละเอียดดังตารางที่ 4 โดยจะศึกษา 3 หน้าตัด (30x30 40x40 และ 50x50 เซนติเมตร) โดยใช้ระยะหุ้มเหล็กเท่ากับ 4.0 เซนติเมตร โดยเสาสัมผัสกับความร้อนสี่ด้านดังรูปที่ 13

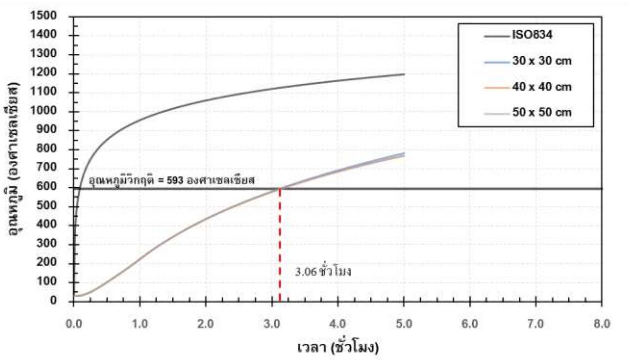


รูปที่ 13 หน้าตัดเสา

ตารางที่ 4 รายละเอียดของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

กรณี	ระยะหุ้ม, c (ซม.)	ความหนา, b (ซม.)	ความยาว , b (ซม.)
1	4	30	30
2	4	40	40
3	4	50	50

รูปที่ 14 แสดงการกระจายตัวขอบอุณหภูมิที่ตำแหน่งเหล็กเสริมของเสาที่หน้าตัดต่างๆที่ทำการศึกษา โดยอัตราการทนไฟของเสาขนาด 30x30 40x40 และ 50x50 เซนติเมตร มีค่าอัตราการทนไฟเท่ากับ 3.06 ชั่วโมง ซึ่งมีค่าอัตราการทนไฟใกล้เคียงกับค่าที่กฎกระทรวงกำหนดคือ 3 ชั่วโมง



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์แสดงอุณหภูมิกับเวลาของเสา

5. บทสรุป

งานวิจัยนี้ได้เสนอการวิเคราะห์อุณหภูมิจากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้เพลิงไหม้ โดยแบบจำลองใช้คุณสมบัติเชิงความร้อน ประกอบด้วย สภาพการนำความร้อน ความร้อนจำเพาะ และความหนาแน่น อ้างอิงจากมาตรฐาน EN-1992-1-2 จากการศึกษาพบว่า แบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้เพลิงไหม้มีความเหมาะสมเมื่อเทียบกับผลการทดสอบในอดีต และจากการตรวจสอบความเหมาะสมของอัตราการทนไฟของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กประกอบด้วย คาน พื้น และเสา โดยอ้างอิงระยะหุ้มเหล็กตามกฎกระทรวงฉบับที่ 60 พ.ศ. 2549 ภายใต้เกณฑ์อุณหภูมิวิกฤตินั้น ผลการศึกษาพบว่า ระยะหุ้มเหล็กของโครงสร้างคาน พื้น และเสาตามกฎกระทรวงฉบับที่ 60 พ.ศ. 2549 ให้ค่าอัตราการทนไฟสอดคล้องกับค่าที่ระบุในกฎกระทรวง

เอกสารอ้างอิง

[1] ISO 834-1, (1999). *Fire Resistance Tests—Elements of Building Construction. Part 1: General Requirement*, International Standards Organization, Geneva, Switzerland.

[2] Eurocode 2, (2004). *EN 1992-1-2: Design of Concrete Structures, Part 1-2: General Rules—Structural Fire Design.* European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[3] กฎกระทรวงฉบับที่ 60. (2549) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522.

[4] ธัญวัฒน์ โพธิศิริ (2558). *การออกแบบโครงสร้างเพื่อความปลอดภัยด้านอัคคีภัย.* สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. 401 หน้า.

[5] ASTM E119-08a, (2008). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 31 pp.

[6] Kreith, F., Manglik, R.M. and Bohn M.S., (2011). *Principles of Heat Transfer*. Cengage Learning, Colorado, USA.

[7] ANSYS Inc, (2011) ANSYS: A Finite Element Computer software and User Manualfor Nonlinear Structural Analysis. Canonsburg, Pennsylvania.

[8] Lie, T. T. and Irwin, R. J. (1993). Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, 90(1), pp. 52-60.

[9] Wade, C. A. (1993). *Summary report on a finite element program for modeling the thermal response of building components exposed to fire.* Building Research Association of New Zealand., BRANZ Study Report No. 51, Judgeford, New Zealand.

[10] Gao, W. Y., Dai, J. G., Teng, J. G., and Chen, G. M. (2013). Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. *Engineering Structures*, 52, pp. 488-501.

[11] Emberley, R. L. (2013). *A study into the behavior of reinforced-concrete columns under fire exposures using spreadsheet-based numerical model*. M.S. Thesis, Worcester Polytechnic Institute, Worcester.

[12] BS 476-20, (1987) Fire Tests on Building Materials and Structures – Part 20: Method for Determination of the Fire Resistance of Elements of Construction (General Principles). British Standards Institute, London, UK.

[13] Thongchom, C. Lenwari, A. and Aboutaha, R. (2019). Effect of Sustained Service Loading on Post-Fire Flexural Response of Reinforced Concrete T-Beams. *ACI Structural Journal,* 116(3), pp. 243-254.

ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส

Effect of Confining Pressure on Failure Patterns of Square Section Concrete Filled Steel Tube Column

วัชรา โพธิ์สาวัง,[1]เปรมปรีดา กงนะ[2] และ วัจน์วงศ์ กรีพละ[3,*]

[1-3] สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิทยาศาสตร์และวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จ.สกลนคร

**Corresponding author; E-mail address: wadchara.pos@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีจุดประสงค์เพื่อพัฒนาสมรรถนะของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยการให้แรงโอบรัดทางด้านข้าง ตัวอย่างเสาเหล็กกรอกคอนกรีตจะถูกนำมาทดสอบเพื่อศึกษากำลังและรูปแบบการวิบัติภายใต้การรับแรงอัดตามแนวแกน ตัวแปรหลักในการศึกษานี้คือหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง ซึ่งมีค่าตั้งแต่ 0, 2.4, 4.8 and 7.2 MPa คิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ปลอกเหล็ก มอก. SM490 ขนาด 98x98x350 มิลลิเมตร ถูกนำมาใช้ทำเป็นปลอกเสาเพื่อโอบรัดแกนคอนกรีตซึ่งมีกำลังอัด 20.98 MPa. การให้แรงทางโอบรัดทางด้านข้างจะกระทำผ่านแจ็คเก็ต ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มหน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง 11.4%-34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ทำให้กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพิ่มขึ้น 3.01-19.21% สาเหตุหลักของการวิบัติเกิดจากการวิบัติแบบเฉือนในแกนคอนกรีตดันให้ปลอกเหล็กโก่งออกด้านนอก นอกจากนี้ ยังพบว่า หน่วยแรงโอบรัดด้านข้างส่งผลให้ระนาบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตเปลี่ยนไป โดยระนาบวิบัติทำมุมกับแนวราบต่ำสุดเมื่อให้หน่วยแรงโอบรัดด้านข้างเท่ากับ 11.4% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต

คำสำคัญ: แจ็คเก็ต, ระนาบวิบัติ, กำลังรับแรงอัด, การให้แรงโอบรัด, การวิบัติ

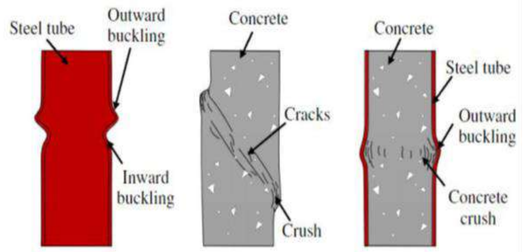
Abstract

This paper aims to develop the performance of the square section of the CFT column using preconfining pressure. The square sections of CFT columns were experimentally investigated for its compressive strength and failure patterns under uni-axial load test. The main parameter investigated was the confining pressure, which various from 0, 2.4, 4.8 and 7.2 MPa corresponding to 0%, 11.4%, 22.9% and 34.3% of concrete strength. The steel tubes grade TIS SM490 with external dimensions of 98 mm, 98 mm and 350 mm were used to confine the core concrete having a compressive strength of 20.98 MPa. The confining pressure was applied by preconfining of the steel jacket. Test results revealed that increasing of confining pressure of 11.4%-34.3% of concrete strength significantly improved the compressive strength of the square section of CFT column by 3.01-19.21%. The main failure mode of the test specimen was due to shear failure in the concrete core which induced outward buckling in steel tube. Moreover, it was also found that changing of confining pressure affected the failure plane angle of CFT column. The minimum failure plane angle occurred at the confining pressure of 11.4% of concrete strength.

Keywords: Jacketing, Failure Plane, Compressive Strength, Preconfining, Failure

1. คำนำ

เสาเหล็กกรอกคอนกรีต (Concrete Filled Steel Tube Column, CFT) เป็นเสาเชิงประกอบที่เกิดจากการบรรจุคอนกรีตลงในท่อเหล็ก ปัจจุบันได้ถูกนำมาใช้ในโครงสร้างขนาดใหญ่หลายโครงการ [1-5] เนื่องจากการทำงานร่วมกันระหว่างคอนกรีตและปลอกเหล็ก ทำให้รูปแบบการวิบัติของเสาเชิงประกอบเปลี่ยนไปดังแสดงในรูปที่ 1 [6] และเป็นผลทำให้เสาเหล็กกรอกคอนกรีตมีความแกร่ง (stiffness) กำลัง (strength) ความเหนียว (ductility) และการดูดซึมพลังงาน (energy absorption) เหนือกว่าเสาเหล็กรูปพรรณและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก [7-12]



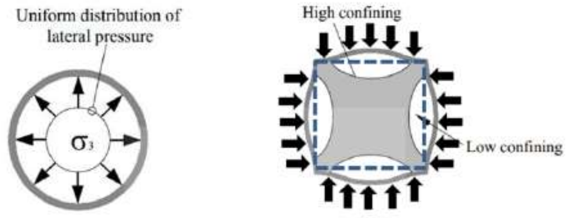
รูปที่ 1 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็ก เสาคอนกรีตและเสา CFT [6]

เสาเหล็กกรอกคอนกรีตจะมีแกนคอนกรีตทำหน้าที่ในการรองรับความเค้นในแนวแกนบางส่วนและยังช่วยป้องกันการเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปลอกเหล็กในลักษณะการโก่งเข้า (Inward buckling) ในทางกลับกันปลอกเหล็กยังทำหน้าที่เสริมแรงตามแนวแกนและป้องกันการเบ่งตัวของคอนกรีตตามขวาง ซึ่งทำให้แกนคอนกรีตอยู่ภายใต้สภาวะความเครียดแบบสามแกน อันเป็นผลส่งต่อให้เสาเหล็กกรอกคอนกรีตเป็นเสาที่ใช้ปริมาณเหล็กลดลง เมื่อเปรียบเทียบกับเสาเหล็กรูปพรรณที่รับน้ำหนักเท่ากัน ปลอกเหล็กยังทำหน้าที่เป็นแบบหล่อและค้ำยัน ซึ่งทำให้การก่อสร้างดำเนินการได้ง่ายและช่วยทำให้ราคาค่าก่อสร้างโครงสร้างลดลง [6, 13]

การออกแบบเสาเหล็กกรอกคอนกรีตสามารถทำได้ตามมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้อง เช่น Manual of steel construction: Load and Resistance Factor Design (AISCILRFD) และมาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ว.ส.ท. 1008-38 ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ ปี พ.ศ. 2538 โดยถูกจำแนกได้ 2 ประเภทได้แก่ 1) CFT column เสาประเภทนี้จะถูกออกแบบให้ท่อปลอกเหล็กรับหน่วยแรงในแนวแกนโดยตรงร่วมกับคอนกรีต ซึ่งเสาจะถูกก่อสร้างให้มีความสูงหลายชั้นต่อเนื่องกันหรือสูงตลอดความสูงของอาคาร 2) Tubed column ท่อปลอกเหล็กของเสาประเภทนี้จะไม่ถูกออกแบบรับหน่วยแรงในแนวแกน แต่จะถูกออกแบบให้ท่อเหล็กเป็นเหล็กเสริมเพื่อรองรับแรงกระทำในแนวขวาง [33]

จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่า เสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีกำลังรับแรงอัดน้อยกว่าเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดวงกลมที่มีขนาดใกล้เคียงกัน อันเป็นผลมาจากแกนคอนกรีตในเสาหน้าตัดรูปวงกลมมีการกระจายของความเค้นจากการโอบรัดของปลอกเหล็กสม่ำเสมอกว่าเสาหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยม ดังแสดงในรูปที่ 2 ดังนั้น จึงมีหลายงานวิจัยพยามศึกษา อิทธิพลของแรงโอบรัด พฤติกรรมการรับน้ำหนักและรูปแบบการวิบัติของเสากรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยม [13-17] เพื่อหาวิธีลดข้อด้อยดังกล่าว

การศึกษาส่วนใหญ่จะมุ่งเน้นไปที่แรงโอบรัดในลักษณะ Passive Confinement ของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต [18-23] ซึ่งเป็นแรงปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นจากการเบ่งตัวของคอนกรีตหลังจากที่เสารับน้ำหนักแล้ว สำหรับการศึกษาพฤติกรรมของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตเนื่องจากแรงโอบรัดในลักษณะ Active Confinement ซึ่งเป็นการให้แรงโอบรัดก่อนที่เสาจะรับน้ำหนักนั้น ยังมีน้อย [16, 24-26] ดังนั้น ในการศึกษานี้จึงมุ่งเน้นศึกษาอิทธิพลของแรงโอบรัดลักษณะ Active Confinement ที่มีผลต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส



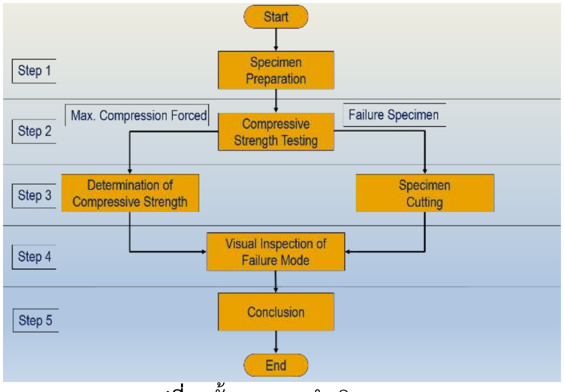
ก. หน้าตัดวงกลม ข. หน้าตัดสี่เหลี่ยม

รูปที่ 2 การกระจายความเค้นโอบรัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต [8, 16]

2. ตัวอย่างและการทดลอง

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของการศึกษาผลของการให้แรงโอบรัดต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส จึงได้แบ่งการทดลองเป็น 5 ขั้นตอนคือ การเตรียมตัวอย่าง, ทดสอบกำลังรับแรงอัด, การหากำลังรับแรงอัด/การผ่าตัดตัวอย่าง, การตรวจพินิจรูปแบบการวิบัติ และสรุปผล ดังที่แสดงในรูปที่ 3 ตัวอย่างสำหรับการทดสอบแบ่งออกเป็น 4 ชุดทดสอบ ชุดทดสอบละ 2 ตัวอย่าง โดยตัวแปรหลักคือ แรงโอบรัดทางด้านข้าง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0, 2.4, 4.8 และ 7.2 MPa ตามลำดับ คิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต (20.98 MPa)

รายละเอียดของชุดทดสอบได้สรุปและแสดงไว้ในตารางที่ 1 ชุดทดสอบแต่ละชุดประกอบด้วยเสาเหล็กกรอกคอนกรีต 2 ตัวอย่าง ซึ่งหลังจากให้แรงโอบรัดแล้ว จะนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดจนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ ตัวอย่างที่วิบัติแล้วจะถูกผ่าตัดตามความยาวเสาตามแนวเชื่อม (แนวให้แรงโอบรัด) 1 ตัวอย่าง และตัดตามแนวที่ไม่ได้เชื่อม (แนวที่ไม่ได้ให้แรงโอบรัด) 1 ตัวอย่าง จากนั้นดำเนินการตรวจพินิจลักษณะวิบัติพร้อมบันทึกและสรุปผล



รูปที่ 3 ขั้นตอนการดำเนินการทดลอง

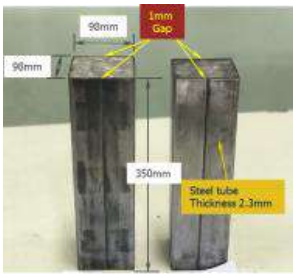
ตารางที่ 1 รายละเอียดของตัวอย่างเสาเหล็กกรอกคอนกรีต

Specimen series	D x H x t x L (*mm*)	Pre-Confining Ratio $\left(\frac{f_{lp}}{f_{co}} \times 100\%\right)$	Pre-Confining Pressure $\left(f_{lp}\right)$ (MPa)
CFT00 (Control)	98x98x2.3x350	0	0.0
CFT10	98x98x2.3x350	11.4	2.4
CFT20	98x98x2.3x350	22.9	4.8
CFT30	98x98x2.3x350	34.3	7.2

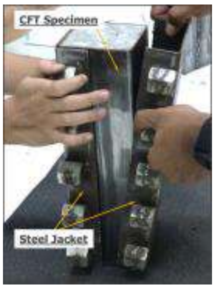
2.1 การใช้วัสดุและเตรียมตัวอย่าง

การวิจัยนี้ใช้คอนกรีตมีกำลังรับแรงอัด 20.98 MPa (BS1881-116 1983) [27] ปลอกเหล็กใช้เหล็กรูปพรรณเกรด TIS SM490 มีขนาด 98x98 มม. หนา 2.3 มม. โดยการเตรียมตัวอย่างเริ่มจากการกรอกคอนกรีตลงใน

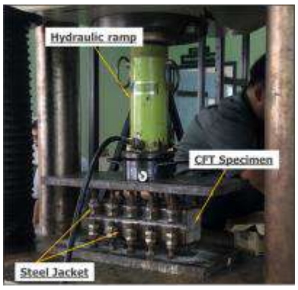
ปลอกเหล็กที่มีช่องว่างตามยาว 1 มม. ยาว 350 มม. ดังแสดงในรูปที่ 4 (ก) หลังจากนั้นบ่มตัวอย่างด้วยวิธีการพันด้วยแผ่นพลาสติกเป็นระยะเวลา 28 วันและตั้งไว้ภายใต้สภาพแวดล้อมของห้องปฏิบัติการจนกว่าจะถึงเวลาให้แรงโอบรัดทางด้านข้างก่อนรับน้ำหนัก (Pre confining) สู่แกนคอนกรีต หลังจากบ่มตัวอย่าง ประกอบตัวอย่างเข้ากับแจ็คเก็ต ดังแสดงในรูปที่ 4 (ข) ใช้แม่แรงถ่ายแรงสู่แจ็คเก็ต ดังแสดงในรูปที่ 4 (ค) จนกว่าจะได้แรงโอบรัดตามที่ต้องการ แล้วเชื่อมปลอกเหล็กตลอดความยาวช่องว่าง จากนั้นถอดแจ็คเก็ตออกเพื่อถ่ายแรงเข้าสู่ปลอกเหล็กและแกนคอนกรีต ดังแสดงในรูปที่ 4 (ง) หลังจากนั้นตั้งไว้ภายใต้สภาพแวดล้อมของห้องปฏิบัติการจนถึงเวลาของการทดสอบกำลังรับแรงอัด [14]



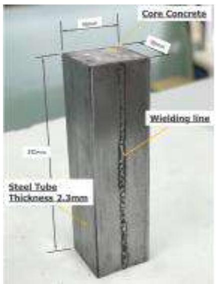
(ก) การหล่อเสาตัวอย่าง



(ข) ใส่แจ็คเก็ต



(ค) ถ่ายแรงผ่านแจ็คเก็ต



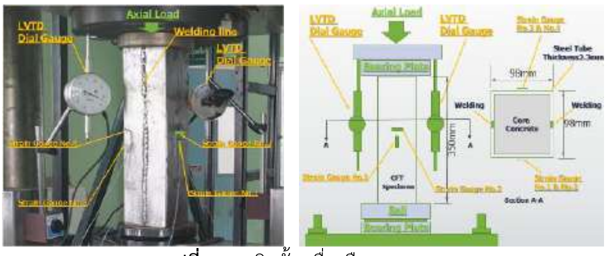
(ง) ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

รูปที่ 4 การเตรียมตัวอย่างเสาเหล็กกรอกคอนกรีต [14]

2.2 *การทดสอบกำลังรับแรงอัด*

การทดสอบกำลังรับแรงอัดใช้เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ขนาด 2,000 kN โดยแรงอัดในแนวแกนกระทำลงสู่ตัวอย่างทดสอบโดยตรง ดังแสดงในรูปที่ 5 การหดตัวในแนวแกนถูกวัดด้วย Linear Variable Differential Transducers (LVDTs) จำนวน 2 ตัว การวัดความเครียด (Strain) จะวัดด้วย Strain Gauge สองด้านที่ไม่ได้เชื่อม ด้านละสองทิศทาง จำนวน 2 ตัวอย่างเพื่อวัดความเครียดตามแนวแกนและแนววงรอบของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต เมื่อติดตั้งตัวอย่างทดสอบเข้าที่แล้ว ทำการอัดแรงในแนวแกนเบื้องต้น (Pre-loading) ประมาณ 50 kN และคลายแรง (Unloading) เพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างหัวกดและตัวอย่างทดสอบ

เสาเหล็กกรอกคอนกรีตทั้งหมดจะถูกทดสอบภายใต้แรงอัดในแนวแกน อัตราการเคลื่อนที่ของแรงเริ่มต้นคือ 0.5 มม. / นาที จากนั้นจะเพิ่มอัตราการเคลื่อนที่ของแรงช่วงละ 0.05 มม. / นาที สำหรับการเคลื่อนที่ในแนวแกนทุก 2 มม. หลังจากนั้นจะหยุดทดสอบเมื่อการเสียรูปตามแนวแกนมีการหดตัว 10 มม. หรือเมื่อแรงที่ใช้ลดลงน้อยกว่า 80 % ของแรงสูงสุดที่วัดได้หรือเมื่อแรงที่ใช้ถึง 90 % ของความสามารถของเครื่องทดสอบ ในระหว่างการทดสอบกำลังรับแรงอัด ค่าแรงกระทำและการหดตัวในแนวแกนจะถูกบันทึกอย่างต่อเนื่องจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ



รูปที่ 5 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ [14]

2.3 *การคำนวณค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างทดสอบ*

กำลังรับแรงอัดสูงสุดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต ($f'_{c\max}$)สามารถหาได้จากแรงในแนวแกนสูงสุด ($P_{\max}$) และพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของตัวอย่างเสาเหล็กกรอกคอนกรีต (A_{gross}) โดยใช้สมการ (1):

$$f'_{c\max} = \frac{P_{\max}}{A_{gross}} \tag{1}$$

2.4 *การผ่าตัดตัวอย่างทดสอบ*

การผ่าตัดตัวอย่างที่วิบัติแล้วใช้เครื่องตัดกระเบื้องแบบแท่นสไลด์ขนาด 10 นิ้ว ตัดแบ่งตัวอย่างตามความยาวเสาตามแนวเชื่อม (แนวให้แรงโอบรัด) และตัดแบ่งตัวอย่างตามแนวที่ไม่ได้เชื่อม (แนวที่ไม่ได้ให้แรงโอบรัด) ดังแสดงในรูปที่ 6

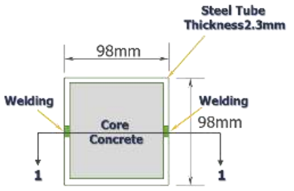
(ก) ผ่าปลอกเหล็ก (ข) ยึดตัวอย่างกับเครื่องตัด .(ค) ผ่าตัดตัวอย่าง (ง) ตัวอย่างที่ผ่าตัดแล้ว

รูปที่ 6 การผ่าตัดตัวอย่าง

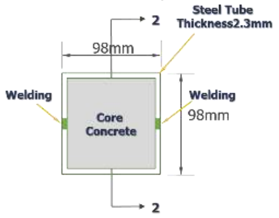
2.5 *การตรวจพินิจรูปแบบการวิบัติ*

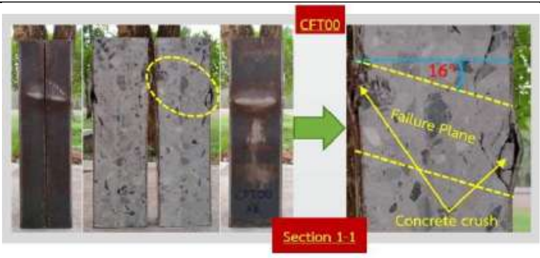
ในการตรวจพินิจรูปแบบการวิบัติ ตัวอย่างที่ผ่าตัดแล้วจะถูกนำมาพิจารณาทั้งลักษณะการวิบัติภายนอก เช่น การบวมตัวของปลอกเหล็ก การโก่งงอและการเสียรูปของเสา ฯลฯ และลักษณะการวิบัติภายใน เช่น การโก่งเดาะเฉพาะที่ของปลอกเหล็ก การเสียรูปของปลอกเหล็กเนื่องจากคอนกรีตเบ่งตัว ระนาบการวิบัติของคอนกรีต ฯลฯ เพื่อนำมาวิเคราะห์และสรุปผลต่อไป

หน้าตัดตัวอย่างตามความยาวเสาตามแนวเชื่อม (แนวให้แรงโอบรัด)



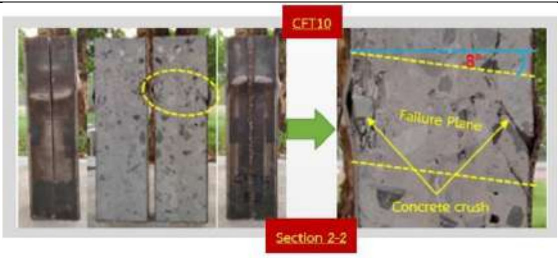
หน้าตัดตัวอย่างตามแนวที่ไม่ได้เชื่อม (แนวที่ไม่ได้ให้แรงโอบรัด)





(ก) CFT00

แรงโอบรัดทางด้านข้างก่อนรับน้ำหนักสู่แกนคอนกรีต 0 MPa กำลังรับแรงอัดเฉลี่ย 49.52 MPa

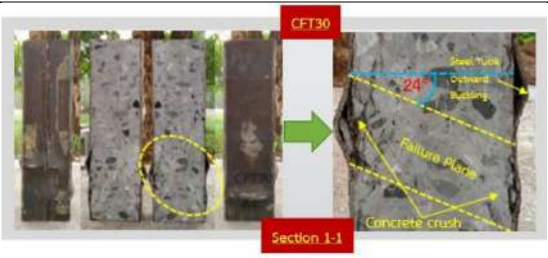


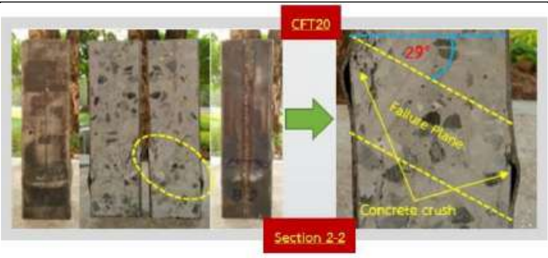
(ข) CFT10

แรงโอบรัดทางด้านข้างก่อนรับน้ำหนักสู่แกนคอนกรีต 2.4 MPa กำลังรับแรงอัดเฉลี่ย 51.01 MPa

(ค) CFT20

แรงโอบรัดทางด้านข้างก่อนรับน้ำหนักสู่แกนคอนกรีต 4.8 MPa กำลังรับแรงอัดเฉลี่ย 51.15 MPa





(ง) CFT30

แรงโอบรัดทางด้านข้างก่อนรับน้ำหนักสู่แกนคอนกรีต 7.2 MPa กำลังรับแรงอัดเฉลี่ย 59.03 MPa

รูปที่ 7 รูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต

3. ผลการทดสอบและวิจารณ์ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดและรูปแบบการวิบัติ เพื่อศึกษาผลของการให้แรงโอบรัดต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส หาได้จากค่าเฉลี่ยของ 2 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 2 และรูปที่ 7 ตามลำดับ

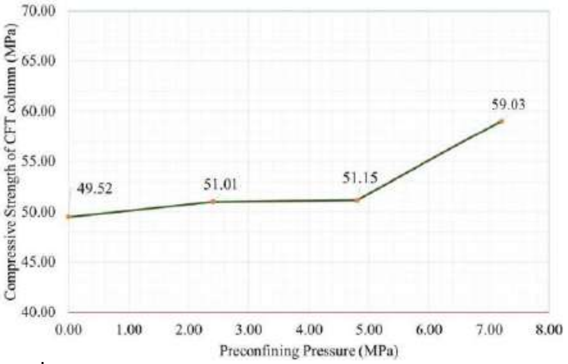
ตารางที่ 2 กำลังรับแรงอัดเสาเหล็กกรอกคอนกรีต

ชุดทดสอบ	หน่วยแรงโอบรัดด้านข้าง (MPa)	กำลังรับแรงอัดของเสา (MPa)	ลักษณะการวิบัติ		มุมของระนาบวิบัติ
			ปลอกเหล็ก	แกนคอนกรีต	
CFT00 (ควบคุม)	0.0	49.52	คอนกรีตดันบวมออก, โก่งเดาะเฉพาะที่	การเฉือน, การอัดแตกบริเวณที่ติดกับปลอกเหล็ก	16°-41°
CFT10	2.4	51.01	คอนกรีตดันบวมออก	การเฉือน, การอัดแตกบริเวณที่ติดกับปลอกเหล็ก	2°-8°
CFT20	4.8	51.15	คอนกรีตดันบวมออก	การอัดแตกบริเวณที่ติดกับปลอกเหล็ก	17°-30°
CFT30	7.2	59.03	คอนกรีตดันบวมออก, โก่งเดาะเฉพาะที่	การเฉือน, การอัดแตกบริเวณที่ติดกับปลอกเหล็ก	24°-29°

3.1 กำลังรับแรงอัดสูงสุด

จากตารางที่ 2 พบว่า การให้แรงโอบรัดทางด้านข้างสู่แกนคอนกรีตเท่ากับ 0, 2.4, 4.8 และ 7.2 MPa ตามลำดับ ซึ่งคิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (20.98 MPa) ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตมีค่าเป็น 49.52, 51.01, 51.15 และ 59.03 MPa ตามลำดับ สามารถสรุปได้ว่า การให้แรงโอบรัดทางด้านข้างตั้งแต่ 2.4-7.2 MPa ทำให้เสาเหล็กกรอกคอนกรีตพัฒนากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น 1.49-9.51 MPa คิดเป็น 3.01%-19.21% ของตัวอย่างที่ไม่ได้เพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้าง

อิทธิพลของแรงโอบรัดทางด้านข้างต่อกำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตได้แสดงไว้ในรูปที่ 8 จะเห็นได้ว่า ในช่วงที่มีการให้แรงโอบรัดทางด้านข้างต่ำ คือตั้งแต่ 2.4-4.8 MPa กำลังรับแรงอัดของเสาตัวอย่างเพิ่มขึ้นเพียง 1.63 MPa (3.01%) เท่านั้น อย่างไรก็ตามเมื่อให้แรงโอบรัดทางด้านข้างมากกว่า 22.9% (4.8MPa) ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต กำลังรับแรงอัดของเสาตัวอย่างจะเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ โดยเมื่อให้แรงโอบรัดทางด้านข้าง 34.3% (7.2MPa) กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตเพิ่มขึ้นถึง 9.51MPa คิดเป็น 19.21% ของชุดตัวอย่างควบคุม แสดงให้เห็นว่าการให้แรงโอบรัดทางด้านข้างที่ไม่มากพอจะให้ผลในการพัฒนากำลังรับแรงอัดน้อย ทั้งนี้ เนื่องจากความเค้นโอบรัดในแกนคอนกรีตมีการกระจายตัวไม่สม่ำเสมอ โดยจะมีความเค้นโอบรัดสูงบริเวณแกนกลางและมุมเท่านั้น [28] การที่จะทำให้บริเวณที่มีความเค้นโอบรัดต่ำได้รับอิทธิพลจากการโอบรัด จำเป็นต้องให้แรงโอบรัดด้านข้างที่มากพอ



รูปที่ 8 ผลของแรงโอบรัดด้านข้างต่อกำลังรับแรงอัดของเสาตัวอย่าง

3.2 รูปแบบการวิบัติ

จากรูปที่ 7 พบว่าการเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้างจาก 0, 2.4, 4.8 และ 7.2 MPa ซึ่งคิดเป็น 0%, 11.4%, 22.9% และ 34.3% ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต (20.98 MPa) จะทำให้รูปแบบการวิบัติเสาเหล็กกรอกคอนกรีตเปลี่ยนไปดังนี้

ในกรณีของเสาตัวอย่างควบคุมซึ่งไม่มีการเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้าง (CFT00) พบว่า ปลอกเหล็กมีการวิบัติสองรูปแบบคือ วิบัติจากการเบ่งดันตัวของแกนคอนกรีตและวิบัติจากการโก่งเดาะเฉพาะที่ออกทางด้านนอกจากแรงอัดตามแนวแกน สำหรับแกนคอนกรีตพบว่ามีการวิบัติเป็นแนวระนาบจากการเฉือน มีระนาบการวิบัติเอียงทำมุม 16° (แนวเชื่อม) และ 41° (แนวที่ไม่ได้เชื่อม) ดังแสดงในรูปที่ 7 (ก) ซึ่งลักษณะการวิบัติดังกล่าว สอดคล้องกับงานวิจัยของ Johansson ที่พบว่า รูปแบบการวิบัติของคอนกรีตภายใต้แรงอัดในแนวแกนในกรณีที่มีแรงโอบรัดด้านข้างถึงแม้จะต่ำ จะมีลักษณะการวิบัติแบบเฉือน (Shear Failure) เป็นหลัก [29, 30] และเมื่อเปรียบเทียบกับการวิบัติของเสาคอนกรีตที่ไม่มีปลอกเหล็กหุ้ม [6] (รูปที่ 1) พบว่ามีลักษณะใกล้เคียงกัน แสดงให้เห็นว่าปลอกเหล็กไม่มีประสิทธิภาพในการต้านทานการเบ่งตัวของคอนกรีตได้ ซึ่งงานวิจัยที่ผ่านมาก็พบว่าอิทธิพลของแรงโอบรัดแบบ Passive Confinement จะมีผลน้อยเมื่ออัตราส่วนความกว้างของเสาต่อความหนาของปลอกเหล็กมากกว่า 30 (B/t>30) [31, 32] ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยนี้ที่มีอัตราส่วน B/t เท่ากับ 42.6

อย่างไรก็ตาม เมื่อเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้าง 11.4 % (2.4 MPa) ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต (CFT10) พบว่า ปลอกเหล็กมีการวิบัติจากการเบ่งดันตัวของแกนคอนกรีตเท่านั้น สำหรับแกนคอนกรีตพบว่ามีการวิบัติแบบเฉือนและมีการอัดแตกบริเวณใกล้ปลอกเหล็ก โดยระนาบการวิบัติเอียงทำมุม 2° (แนวเชื่อม) และ 8° (แนวที่ไม่ได้เชื่อม) ดังแสดงในรูปที่ 7 (ข) จะสังเกตได้ว่า มุมของระนาบวิบัติลดลงเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม ซึ่งใกล้เคียงกับรูปแบบการวิบัติโดยทั่วไปของเสาเหล็กกรอกคอนกรีต [6] (รูปที่ 1)

เมื่อเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้างเป็น 22.9% (4.8 MPa) ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต (CFT20) พบว่า ปลอกเหล็กมีการบวมจากการเบ่งดันตัวของแกนคอนกรีตเท่านั้น สำหรับแกนคอนกรีตพบว่ามีการวิบัติแบบเฉือนเป็นหลัก โดยระนาบเฉือนเอียงทำมุม 30° (แนวเชื่อม) และ 17° (แนวที่ไม่ได้เชื่อม) ดังแสดงในรูปที่ 7 (ค) จะสังเกตได้ว่า มุมของระนาบเฉือนเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่าง CFT10 ที่ให้แรงโอบรัด 11.4 % (2.4 MPa)

เมื่อเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้างเป็น 34.3% (7.2 MPa) ของกำลังรับแรงอัดของแกนคอนกรีต (CFT30) พบว่า ปลอกเหล็กมีการวิบัติจากการเบ่งตัวแกนคอนกรีตและมีวิบัติจากการโก่งเดาะเฉพาะที่ออกทางด้านนอกเนื่องจากแรงอัดตามแนวแกน สำหรับแกนคอนกรีตพบว่ามีการวิบัติแบบเฉือน โดยระนาบการวิบัติเอียงทำมุม 24° (แนวเชื่อม) และ 29° (แนวที่ไม่ได้เชื่อม) ดังแสดงในรูปที่ 7 (ง) ซึ่งใกล้เคียงกับมุมของระนาบเฉือนของเสาตัวอย่างทีมีการให้แรงโอบรัด 22.9% (CFT20)

จากรูปแบบการวิบัติทั้งหมดข้างต้น จะเห็นได้ว่า การวิบัติแบบเฉือนเป็นรูปแบบที่เกิดขึ้นอย่างเด่นชัดในแกนคอนกรีตของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส นอกจากนี้ ยังพบว่า อิทธิพลของการโอบรัดทางด้านข้างทำให้ มุมของระนาบการวิบัติเปลี่ยนไป โดยมุมของระนาบเฉือนลดลงเมื่อให้แรงโอบรัด 0%-11.4 % แต่เมื่อเพิ่มแรงโอบรัดมากขึ้น 11.4 %-34.3% มุมของระนาบการวิบัติกลับเพิ่มขึ้น สำหรับการวิบัติของปลอกเหล็กพบว่า เกิดจากแกนคอนกรีตเบ่งตัวดันจนวิบัติเป็นหลัก และพบเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่เนื่องจากแรงในแนวแกนเมื่อให้แรงโอบรัด 0% และ 34.3% เท่านั้น

4. บทสรุป

ผลของแรงโอบรัดทางด้านข้างต่อรูปแบบการวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส สามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

1) การเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้าง 11.4% -34.3% ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ทำให้กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส เพิ่มขึ้น 3.01%-19.21% โดยเมื่อให้แรงโอบรัดทางด้านข้าง 34.3% (7.2 MPa) กำลังรับแรงอัดของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

2) การวิบัติของเสาเหล็กกรอกคอนกรีตมีลักษณะการวิบัติแบบเฉือนเป็นหลัก การเพิ่มแรงโอบรัดทางด้านข้าง ทำให้มุมของระนาบการวิบัติเปลี่ยนไป โดยการใช้หน่วยแรงโอบรัดที่ 11.4 % (2.4 MPa) ของกำลังอัดของแกนคอนกรีต ทำให้ระนาบเฉือนทำมุมกับแนวราบน้อยที่สุด

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยใคร่ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตเฉลิมพระเกียรติ จ.สกลนคร ที่ให้การสนับสนุนวัสดุ สถานที่ และเครื่องมือทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] Han, L.-H., Li, W. and Bjorhovde, R. (2014). Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. Journal of Constructional Steel Research, 100, pp. 211-228.

[2] Cai, J. and He, Z.-Q. (2006). Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars. Journal of Constructional Steel Research, 62(5), pp. 472-483.

[3] Liew, J.Y.R., Xiong, M. and Xiong, D. (2016). Design of concrete filled tubular beam-columns with high strength steel and concrete. structures, pp. 213-226.

[4] Sakai, J. (2018). Current state of studies of steel-concrete composite structures. Steel Construction Today & Tomorrow, 55(3), pp. 1-4.

[5] กมลวรรณ ประทุมวงศ์, จักษดา ธำรงวุฒิ, เด่น รักซ้อน และ วัชรินทร์ แซ่เตีย (2562). พฤติกรรมรับแรงในแนวแกนของเสาท่อเหล็กหน้าตัดกลมกรอกคอนกรีตหลังจากสัมผัสกับอุณหภูมิสูง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24, อุดรธานี, 11-12 กรกฎาคม 2562.

[6] Kalemi, B. (2016). Numerical modelling and assessment of circular concrete-filled steel tubular members. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia. pp. 54.

[7] Schneider, S.P. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. Journal of Structural Engineering, 124(10), pp. 1125-1138.

[8] Johansson, M. and Gylltoft, K. (2001). Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. Steel and Composite Structures, 1(4), pp. 393-410.

[9] Liu, D., Gho, W.-M. and Yuan, J. (2003). Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. Journal of Constructional Steel Research, 59(12), pp. 1499-1515.

[10] Lai, Z. and Varma, A.H. (2016). Effective stress-strain relationships for analysis of noncompact and slender filled composite (CFT) members. Engineering Structures, 124, pp. 457-472.

[11] Han, L.-H., Yang, Y.-F. and Tao, Z. (2003). Concrete-filled thin-walled steel SHS and RHS beam-columns subjected to cyclic loading. Thin-walled Structures, 41(9), pp. 801-833.

[12] Zhang, S. and Liu, J. (2007). Seismic behavior and strength of square tube confined reinforced-concrete (STRC) columns. Journal of Constructional Steel Research, 63(9), pp. 1194-1207.

[13] ชุลีพร อุยยืนยงค์, สิทธิชัย แสงอาทิตย์ และ ศาสน์ สุขประเสริฐ (2553). การศึกษากำลังอัดของคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ถูก

โอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 15, อุบลราชธานี, 12-14 พฤษภาคม 2553.

[14] Greepala, V., Chareerat, T., Wongthong, P. and Kongna, P. (2019). Effect of confining pressure on compressive strength and ductility of square section concrete filled tube column. 16th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC1 6), Brisbane, Australia, 3-6 December 2019.

[15] สิทธิชัย แสงอาทิตย์ (2554). การศึกษาพฤติกรรมของคอนกรีตและเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก, หน้า 2-13.

[16] ชุลีพร อุยยืนยงค์ (2554). การเสริมกำลังอัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยการโอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[17] ชุลีพร อุยยืนยงค์, สิทธิชัย แสงอาทิตย์, จักษดา ธำรงค์วุฒิ และ ศาสน์ สุขประเสริฐ (2554). พฤติกรรมการรับแรงอัดของคอนกรีตหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่ถูกโอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16, นครปฐม, 18-20 พฤษภาคม 2554.

[18] Elremaily, A. and Azizinamini, A. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research, 58(12), pp. 1567-1591.

[19] Nishiyama, I., Morino, S., Sakino, K., Nakahara, H., Fujimoto, T., Mukai, A., Inai, E., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., Mori, K., Yoshioka, K., Mori, O., Yonezawa, K., Uchikoshi M. and Hayashi Y. (2002). Summary of research on concrete-filled structural steel tube column system carried out under the US-JAPAN cooperative research program on composite and hybrid structures. Building Research Institute.

[20] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. and Nishiyama, I. (2004). Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns. Journal of Structural Engineering, 130(2), pp. 180-188.

[21] Morino, S. and Tsuda, K. (2005). Design and construction of concrete-filled steel tube column system in japan. Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 4(1), pp. 51-74.

[22] Kuranovas, A., Goode, D., Kvedaras, A.K. and Zhong, S. (2009). Load-bearing capacity of concrete-filled steel columns. Journal of Civil Engineering and Management, 15(1), pp. 21-33.

[23] Seangatith, S. and Thumrongvut, J. (2009). Experimental investigation on square steel tubed RC columns under axial compression. Suranaree Journal of Science and Technology, 16(3), pp. 205-220.

[24] Xiao, Y., He, W. and Choi, K.-k. (2005). Confined concrete-filled tubular columns. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 131(3), pp. 488-497.

[25] Holmes, N., Niall, D. and O'Shea, C. (2014). Active confinement of weakened concrete columns. Materials and Structures, 48, pp. 2759–2777.

[26] นันทิกา นามวิจิตร (2554). การเสริมกำลังอัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กหน้าตัดกลม โดยการโอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[27] BS1881-116 (1983). Testing concrete - Part 116: Method for determination of compressive strength of concrete cubes.

[28] Nardin, S.D. and Debs, A.L.H.C.E. (2006). Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, pp. 1–10.

[29] Johansson, M. (2002). Composite action and confinement effects in tubular steel–concrete columns, Göteborg (Sweden), Chalmers University of Technology.

[30] Oliveira, W.L.A.d., S.D. Nardin, Debs, A.L.H.d.C.E. and Debs, M.K.E. (2009). Influence of Concrete Strength and Length/Diameter on the Axial Capacity of CFT columns. Journal of Constructional Steel Research, 65, pp. 2103-2110.

[31] Be, U. (1998). Concrete-filled fabricated steel box columns for multi-storey buildings: behaviour and design. Progress in Structural Engineering and Materials, 1(12), pp. 150-158.

[32] Jamaluddin, N. (2011). Behaviour of elliptical concrete-filled steel tube (CFT) columns under axial compression load, School of Civil Engineering, The University of Leeds. pp. 44.

[33] นันทิกา นามวิจิตร, สิทธิชัย แสงอาทิตย์, จักษดา ธำรงค์วุฒิ และ ศาสน์ สุขประเสริฐ (2554). พฤติกรรมและกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตหน้าตัดกลมที่ถูกโอบรัดก่อนด้วยปลอกเหล็ก. วารสารวิชาการ วิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ.. ปีที่ 4(1).

ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน

Nonlinear Static Response and Free Vibration of Pressurized Semi-Torus Shell

คมกร ไชยเดชาธร[1] จีรศักดิ์ สุพรมวัน[2] กิ่งสมร ทิพย์โยธา[3] และ วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา[4,*]

[1,2,3,4] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา

**Corresponding author; E-mail address: weeraphan.ji@rmuti.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้เสนอผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันโดยใช้ทฤษฎีเรขาคณิตเชิงอนุพันธ์ ฟังก์ชันพลังงานของระบบโครงสร้างได้โดยใช้หลักการของงานเสมือนในเทอมของค่าการเสียรูป การหาค่าการเสียรูปและค่าความถี่ธรรมชาติจะสามารถทำได้โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ผลการศึกษาเชิงตัวเลขพบว่ารูปร่างของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันคงที่จะเกิดลักษณะความไม่ต่อเนื่องของค่าการเสียรูปที่จุดบนสุดของโครงสร้าง นอกจากนั้นยังพบว่าการเปลี่ยนแปลงค่าของความหนา และความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงโดนัทจะส่งผลกระทบโดยตรงต่อค่าการเสียรูปและค่าความถี่ธรรมชาติ

คำสำคัญ: ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์, การสั่นอิสระ, โครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยาง, หลักการของงานเสมือน, วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

Abstract

This paper presents the nonlinear static response and free vibration of pressurized semi-torus shell by using differential geometry. Energy functional of pressurized semi-torus shell system can be performed by principle of virtual work. Deformed configuration and natural frequencies of pressurized semi-torus shell can be obtained by finite element method. Numerical results indicate that the deformed configuration has a dis-continuity at the apex point of pressurized semi-torus shell. Moreover, the changes of thickness and cross-sectional radius have a large effect on the deformed configurations and natural frequencies.

Keywords: nonlinear static response, free vibration, pressurized semi-torus shell, principle of virtual work, finite element method

1. คำนำ

โครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน (pressurized semi-torus shell) จะมีลักษณะแตกต่างจากโครงสร้างเปลือกบางแบบสมมาตรตามแนวแกนทั่วไปคือจะไม่มีการตัดกันรอบแกนหมุน (axis of revolution) นิยมใช้ในภาคอุตสาหกรรมเช่น ถังบรรจุปิโตรเลียมเหลว, ท่อยืดลมร้อน, เรือดำน้ำ และยางสำหรับรถยนต์หรือเครื่องบิน เป็นต้น

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ทางสถิตศาสตร์ของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันจะเริ่มต้นจากงานวิจัยของ Timoshenko and Woinowsky-Krieger [1], Flügge [2], Sanders and Liepins [3], Young and Budynas [4], วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา [5] โดยเป็นการศึกษาค่าการเสียรูปของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางแบบเต็มใบ Wilson et al. [6] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางติดตั้งใต้ทะเลโดยใช้ทฤษฎีเชลล์แบบเชิงเส้น หลังจากนั้นงานวิจัยของวีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา และคณะ [7] ได้เสนอผลตอบสนองแบบเชิงเส้นของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางแบบครึ่งใบติดตั้งใต้ทะเลโดยใช้ทฤษฎีเมมเบรน สำหรับวิเคราะห์ค่าความถี่ธรรมชาติและและโหมดการสั่นอิสระของของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางรับแรงดันจะเริ่มจากงานวิจัยของ Llepins [8] ที่ใช้วิธีผลต่างสืบเนื่อง (finite difference method) ในการแก้ปัญหาสมการควบคุม (governing equation) เพื่อหาความถี่ธรรมชาติและโหมดการสั่นต่อมา Jha et al. [9] ได้ใช้วิธีของกาเลอร์คิน (Galerkin's method) ในการหาคำตอบและเปรียบเทียบกับผลของ Llepins [8] นอกจากนี้ยังมีงานวิจัยของ Balderes and Armenakas [10] และ Wang et al. [11] ที่ใช้วิธี Runge-Kutta และ differential quadrature ในการหาค่าความถี่ธรรมชาติและโหมดการสั่น ตามลำดับ

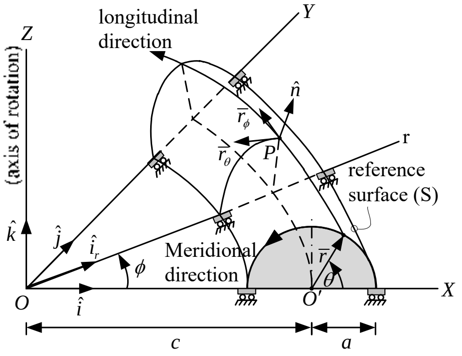
จากงานวิจัยที่ผ่านมาในอดีตพบว่าการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันยังมีน้อยมากเมื่อเทียบกับโครงสร้างโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางแบบเต็มใบ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อหาผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์และการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน โดยการจำลองโครงสร้างที่ตำแหน่งอิเควเตอร์เป็นแบบสมมาตรครึ่งใบหรือเรียกว่าฐานรองรับแบบสไลเดอร์ (slider boundary condition)

2. แบบจำลองของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยาง

2.1 รูปทรงเรขาคณิตของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยาง

พิจารณารูปที่ 1 กำหนดให้ความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยาง และความยาวรัศมีจากแกนหมุนถึงจุดศูนย์กลางของรูปทรงห่วงยางมีค่าเท่ากับ a และ c ตามลำดับ ภายใต้แรงดันที่มีค่าคงที่สม่ำเสมอเท่ากันตลอดหน้าตัดที่สภาวะอ้างอิงจะสามารถนิยามได้ดังสมการ

$$\left(c-\sqrt{X^2+Y^2}\right)^2+Z^2=a^2 \tag{1}$$



รูปที่ 1 ระยะพิกัดของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบ

โดยที่ (X,Y,Z) คือระบบพิกัดฉาก (rectangular coordinate) ซึ่งสามารถนิยามได้ด้วยสมการ

$$X=(c+a\cos\theta)\cos\phi \tag{2}$$
$$Y=(c+a\cos\theta)\sin\phi \tag{3}$$
$$Z=a\sin\phi \tag{4}$$

ค่าเวคเตอร์ระบุตำแหน่งบนพื้นผิวอ้างอิง $(\bar{r})$ และพื้นผิวหลังการเสียรูปหรือการสั่น $(\bar{R})$ จะสามารถนิยามได้ดังสมการ

$$\bar{r}=r\cos\phi\,\hat{i}+r\sin\phi\,\hat{j}+Z\,\hat{k} \tag{5}$$
$$\bar{R}=\bar{r}+\frac{\bar{r}_\theta}{\sqrt{E}}u+\hat{n}w \tag{6}$$

โดยที่ $(\hat{i},\hat{j},\hat{k})$ คือเวคเตอร์หนึ่งหน่วยตามแนวพิกัดฉาก และ (u,w) คือค่าการเสียรูปตามแนวเส้นเมอร์ริเดียนและแนวตั้งฉากกับเส้นเมอร์ริเดียน ตามลำดับ สำหรับค่าความเร็วและความเร่งของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงโดนัทจะสามารถหาได้โดยการอนุพันธ์สมการที่ (6) เทียบกับเวลาจะได้ดังสมการ

$$\bar{v}=\dot{\bar{R}}=\frac{\bar{r}_\theta}{\sqrt{E}}\dot{u}+\hat{n}\dot{w} \tag{7}$$
$$\bar{a}=\ddot{\bar{R}}=\frac{\bar{r}_\theta}{\sqrt{E}}\ddot{u}+\hat{n}\ddot{w} \tag{8}$$

จากหลักการของเรขาคณิตเชิงอนุพันธ์ (differential geometry) [12] สามารถคำนวณส่วนประกอบของเมตริกซ์เทนเซอร์ (metric tensor) ได้จากสมการ

$$E=\bar{r}_\theta\cdot\bar{r}_\theta=a^2 \tag{9}$$
$$F=\bar{r}_\theta\cdot\bar{r}_\phi=0 \tag{10}$$
$$G=\bar{r}_\phi\cdot\bar{r}_\phi=(c+a\cos\theta)^2 \tag{11}$$

และส่วนประกอบของเมตริกซ์ความโค้ง (metric curvature) ได้จากสามารถนิยามได้ด้วยสมการ

$$e=\bar{r}_{\theta\theta}\cdot\hat{n}=a \tag{12}$$
$$f=\bar{r}_{\theta\phi}\cdot\hat{n}=0 \tag{13}$$
$$g=\bar{r}_{\phi\phi}\cdot\hat{n}=(R+a\cos\theta)\cos\theta \tag{14}$$

โดยที่ $\hat{n}$ คือเวคเตอร์ในแนวตั้งฉากกับพื้นผิวอ้างอิง สามารถนิยามได้จากสมการ

$$\hat{n}=\frac{\bar{r}_\theta\times\bar{r}_\phi}{\left|\bar{r}_\theta\times\bar{r}_\phi\right|}=\frac{-rZ_\theta\cos\phi\,\hat{i}-rZ_\theta\sin\phi\,\hat{j}+rr_\theta\,\hat{k}}{D} \tag{15}$$

โดยที่ $D=\sqrt{EG-F^2}$

2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการเสียรูป

พิจารณาความยาวชิ้นส่วนใด ๆ บนพื้นผิวที่สถานะเริ่มต้นปราศจากความเครียดและหลังการเสียรูปหรือการสั่น จะสามารถนิยามได้จากค่าความเครียดแบบโททอลลากรองจ์ (total Lagrange strains) ดังสมการ

$$\varepsilon_\theta^L=\frac{1}{2}\left(\frac{E^*}{E_0}-1\right) \tag{16}$$
$$\varepsilon_\phi^L=\frac{1}{2}\left(\frac{G^*}{G_0}-1\right) \tag{17}$$

จากสมการที่ (16) และ (17) จะสามารถเขียนได้ในรูปเมตริกซ์ดังนี้

$$\{\varepsilon^L\}=[T]\left(\{\varepsilon_0\}+\{\varepsilon\}\right) \tag{18}$$

เมื่อ $(\{\varepsilon_0\},\{\varepsilon\})$ คือค่าความเครียดเริ่มต้นแบบออยเลอร์ (initial Eulerian strains) และค่าความเครียดเพิ่มขึ้น (added strains) ตามลำดับ

3. ฟังก์ชันพลังงานของระบบโครงสร้าง

เราสามารถเขียนฟังก์ชันพลังงานของระบบโครงสร้างได้โดยใช้หลักการของงานเสมือนในเทอมของค่าการเสียรูป โดยเป็นผลรวมของพลังงานความเครียดของโครงสร้างเปลือกบาง พลังงานศักย์ของแรงดันจากภายใน และงานเสมือนเนื่องจากแรงเฉื่อยของโครงสร้าง จากหลักการของงานเสมือน [13] จะได้ผลรวมของงานเสมือนของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันดังสมการ

$$\delta U+\delta\Omega-\delta I=0 \tag{19}$$

3.1 พลังงานความเครียดของโครงสร้างเปลือกบาง

โครงสร้างเปลือกบางที่มีสมบัติยืดหยุ่นแบบเชิงเส้น และความหนาของโครงสร้างเปลือกบาง (h) มีค่าคงที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงทั้งก่อนและหลังการเสียรูปหรือการสั่น จะสามารถเขียนค่าพลังงานความเครียดสามารถแสดงได้ดังสมการ

$$U=\frac{1}{2}\int_{\theta_1}^{\theta_2}\int_0^{2\pi}\{\varepsilon^L\}^T\left[C\right]\{\varepsilon^L\}h\,D_0\,d\phi\,d\theta \tag{20}$$

โดยที่ $\left[C\right]$ คือเมตริกซ์คุณสมบัติของวัสดุโครงสร้างเปลือกบางซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$[C]=\frac{E'}{1-\mu^2}\begin{bmatrix}1 & \mu\\ \mu & 1\end{bmatrix} \tag{21}$$

และ $D_0=D\sqrt{(1-2\varepsilon_{0\theta})\,(1-2\varepsilon_{0\phi})}$

3.2 พลังงานศักย์ของแรงดันจากภายใน

พลังงานศักย์ของแรงดันจากภายในเป็นแรงแบบอนุรักษ์ (conservative force) สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\Omega=-\frac{p_0}{3}\int_{\theta_1}^{\theta_2}\int_0^{2\pi}\left(\bar{R}_\theta\times\bar{R}_\phi\cdot\bar{R}-\bar{r}_\theta\times\bar{r}_\phi\cdot\bar{r}\right)d\phi\,d\theta \tag{22}$$

โดยที่ p_0 คือค่าแรงดันภายในคงที่

3.3 งานเสมือนเนื่องจากแรงเฉื่อยของโครงสร้าง

งานเสมือนเนื่องจากแรงเฉื่อยของโครงสร้างเปลือกบางสามารถคำนวณได้จากสมการ

$$\delta I=-2\pi\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left(\rho\ddot{u}\{\delta u\}+\rho\ddot{w}\{\delta w\}\right)h\,D\,d\theta \tag{23}$$

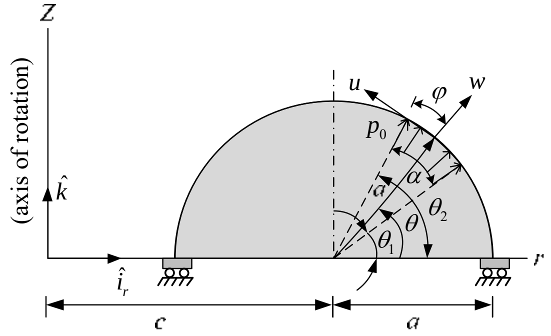
โดยที่ ρ คือความหนาแน่นของวัสดุ และ $(\ddot{u},\ddot{w})$ คือองค์ประกอบสำหรับเวคเตอร์ความเร่งของโครงสร้างเปลือกบางตามแนวเส้นเมอร์ริเดียนและแนวตั้งฉากกับเส้นเมอร์ริเดียน ตามลำดับ

4. วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การแก้ปัญหาโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ [14-18] ทำได้โดยการจำลองโครงสร้างเปลือกบางด้วยชิ้นส่วนของคาน 1 มิติ และแบ่งเป็นชิ้นส่วนของโครงสร้างเปลือกบางออกเป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ ตามแนวพิกัดเมอร์ริเดียน ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยมีค่าดังสมการ

$$\{g\}=[\psi]\{d\} \tag{24}$$

โดยที่ $[\psi]$ คือเมตริกซ์ฟังก์ชันรูปร่างโพลีโนเมียลอันดับที่สาม และ $\{d\}$ คือเวคเตอร์ของดีกรีอิสระที่จุดต่อ



รูปที่ 2 การแบ่งชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบ

ดังนั้นผลรวมของงานเสมือนสำหรับระบบโครงสร้างเปลือกบางสามารถรวมได้โดยตรงโดยใช้สมการที่ (20), (22) และ (23) และจัดรูปใหม่โดยใช้สมการที่ (19) จะสามารถแสดงได้ดังนี้

$$\left[m\right]\left\{\ddot{d}\right\}+\left[k\right]\left\{d\right\}=\left\{f\right\} \tag{25}$$

โดยที่ $\left[m\right]$ คือเมตริกซ์มวลของชิ้นส่วนย่อย, $\left[k\right]$ คือเมตริกซ์สติฟเนสของชิ้นส่วนย่อย, $\left\{f\right\}$ คือเวคเตอร์แรงของชิ้นส่วนย่อย สามารถนิยามได้ดังสมการ

$$\left[m\right]=2\pi\left\{\delta u\right\}^T\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left\{\psi_u\right\}\rho_s\left\{\psi_u\right\}^T h\,D\,d\theta + 2\pi\left\{\delta w\right\}^T\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left\{\psi_w\right\}\rho_s\left\{\psi_w\right\}^T h\,D\,d\theta \tag{26}$$

$$\left[k\right]=\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left[\psi\right]^T\left[\left[k\ \right]+\frac{1}{2}\left[n^1\right]+\frac{1}{3}\left[n^2\right]\right]\left[\psi\right]hDd\theta + \frac{p_o}{3}\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left[\psi\right]^T\left[\left[v^K\right]+\frac{1}{2}\left[v^N\right]\right]\left[\psi\right]d\theta \tag{27}$$

$$\left\{f\right\}=\frac{p_o}{3}\int_{\theta_1}^{\theta_2}\left[\psi\right]^T\left\{v^c\right\}d\theta \tag{28}$$

แต่เนื่องจากดีกรีอิสระเฉพาะที่ (local degree of freedom) เหมือนกับดีกรีอิสระรวม (global degree of freedom) ดังนั้นสมการที่ (25) จะสามารถเขียนใหม่ได้ดังนี้

$$[M]\{\ddot{D}\}+[K]\{D\}=\{F\} \tag{29}$$

จากสมการที่ (29) จะสามารถคำนวณหาค่าการเสียรูปทางสถิตศาสตร์ได้จาก $[K]\{D\}=\{F\}$ และค่าความถี่ธรรมชาติได้จากสมการ

$$\left|[K]-\omega_n^2[M]\right|=0 \tag{30}$$

เมื่อ ω_n คือความถี่ธรรมชาติ (natural frequency) ของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน เนื่องจากโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันที่มีความสมมาตรตามแนวแกนรัศมีถูกนำมาพิจารณา ดังนั้นเงื่อนไขขอบเขตที่ตำแหน่งอิเควเตอร์ด้านใน (intrados equator) และด้านนอก (extrados equator) ของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงโดนัทจะเป็นลักษณะสไลเดอร์มีค่าดังนี้

$$u=w_\theta=0 \tag{31}$$

5. ผลการศึกษา

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันในบทความนี้จะแบ่งออกเป็นสองส่วนคือผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์ กับการสั่นอิสระแบบไม่เป็นเชิงเส้นของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน ซึ่งจะมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

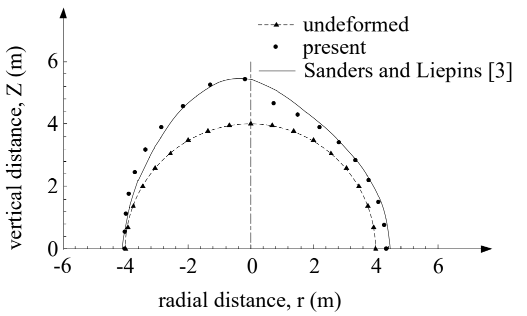
5.1 ผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์

ในการวิเคราะห์ทางสถิตศาสตร์แบบไม่เป็นเชิงเส้นจะเริ่มต้นจากการตรวจสอบค่าการลู่เข้าของจำนวนชิ้นส่วนย่อยโดยเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Sanders and Liepins [3] ซึ่งมีสมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ c = 6 ม., a = 4 ม., h = 0.075 ม., p_0 = 5x10^6 นิวตัน/ตร.ม., E' = 200x10^9 นิวตัน/ตร.ม. และ μ = 0.3 พบว่าค่าการเสียรูปในแนวรัศมีที่ตำแหน่งอิเควเตอร์ด้านในและด้านนอกที่ได้จากงานวิจัยนี้คือ 0.026675 และ 0.346605 ซม. ตามลำดับ จากนั้นทำการเปรียบเทียบกับสูตรของ Roark [4] ดังสมการ

$$\Delta r=\frac{1}{2}\frac{p_0 a}{E't}\left[r-\nu\left(r+c\right)\right] \tag{32}$$

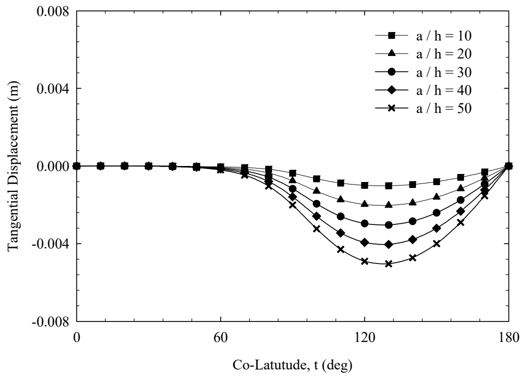
ซึ่งคำนวณได้เท่ากับ 0.026667 และ 0.346667 ซม. ตามลำดับสำหรับค่าการเสียรูปในแนวรัศมีที่ตำแหน่งอิเควเตอร์ด้านในและด้านนอก ดังนั้นร้อยละความแตกต่างจะอยู่ที่ 0.03 และ 0.02 ตามลำดับ โดยทั้งหมดจะมีค่าน้อยกว่าร้อยละ 0.05 แสดงว่าคำตอบที่ได้จากงานวิจัยนี้มีความถูกต้องสูงมาก

การเปรียบเทียบรูปร่างของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันที่สภาวะหลังการเสียรูปกับงานวิจัยของ Sanders and Liepins [3] ดังแสดงในรูปที่ 3 พบว่ามีค่าการเสียรูปมีลักษณะใกล้เคียงกัน แต่จะมีความแตกต่างกันในบริเวณจุดบนสุดของโครงสร้าง (θ = 90°) เนื่องจากเป็นปัญหาที่ไม่สามารถของหาค่าได้ (singularity) ในเทอมของความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการเสียรูป (strain-displacement relations) ซึ่งทำให้เกิดลักษณะความไม่ต่อเนื่องของค่าการเสียรูปดังที่ได้อธิบายในงานวิจัยของ Vick and Gramoll [19]

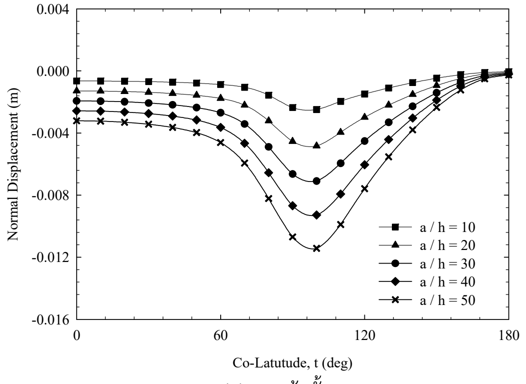


รูปที่ 3 รูปร่างของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันที่สภาวะหลังการเสียรูป (ตัวคูณขยายการเสียรูป = 100)

รูปที่ 4 แสดงผลของการเปลี่ยนแปลงความหนาที่มีต่อค่าการเสียรูปในแนวเส้นสัมผัสกับแนวเส้นตั้งฉากของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน โดยการแปรเปลี่ยนอัตราส่วนของ a/h พบว่าเมื่อค่าอัตราส่วน a/h มีค่าสูงขึ้นจะส่งผลให้ค่าการเสียรูปมีค่าเพิ่มสูงขึ้นไปด้วย เพราะโครงสร้างดังกล่าวจะมีสติฟเนสลดลงเนื่องจากค่าความหนาของโครงสร้างลดลง ในขณะที่ผลของการแปรเปลี่ยนอัตราส่วน c/a จะพบว่ามีความแตกต่างจากกรณีของการอัตราส่วนของ a/h นั่นคือค่าการเสียรูปจะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วน c/a มีค่าลดลง ดังแสดงในรูปที่ 5 เนื่องจากค่าสติฟเนสลดลงในขณะที่หน้าตัดของโครงสร้างใหญ่ขึ้น

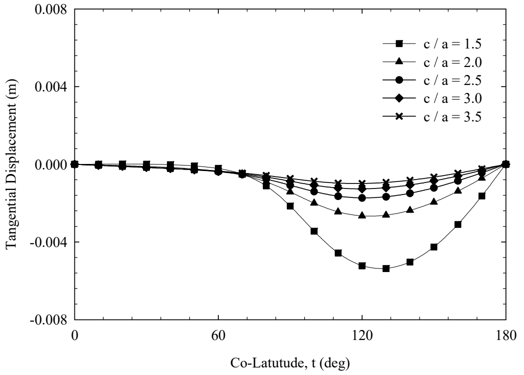


(ก) แนวเส้นสัมผัส

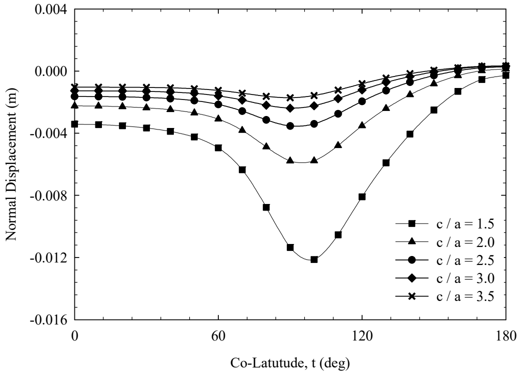


(ข) แนวเส้นตั้งฉาก

รูปที่ 4 ผลของอัตราส่วนของ a/h ที่มีต่อค่าการเสียรูป



(ก) แนวเส้นสัมผัส



(ข) แนวเส้นตั้งฉาก

รูปที่ 5 ผลของอัตราส่วนของ c/a ที่มีต่อค่าการเสียรูป

5.2 การสั่นอิสระแบบไม่เป็นเชิงเส้น

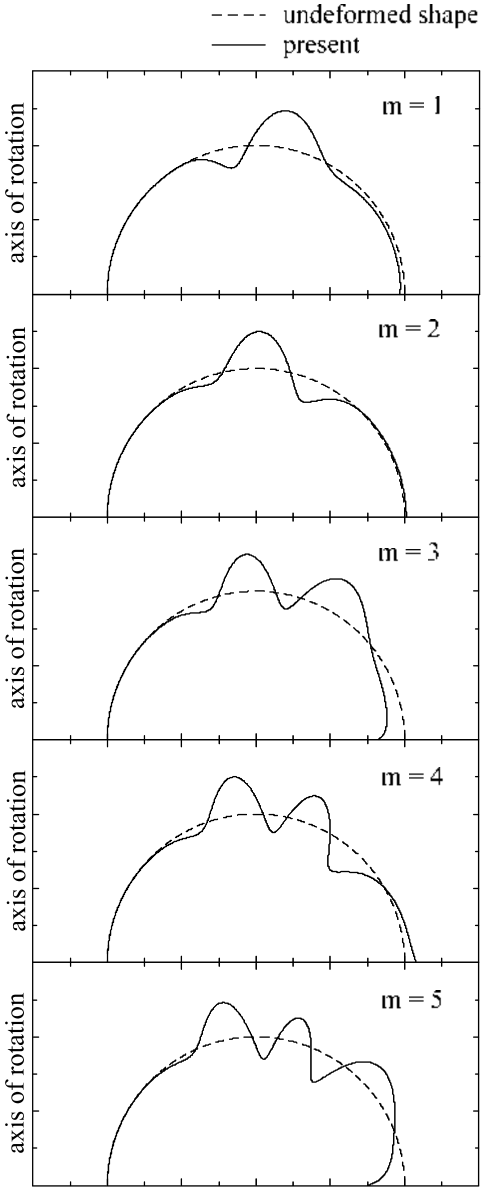
จากการศึกษาผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์พบว่าโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ให้ผลลัพธ์เป็นที่น่าพึงพอใจ ดังนั้นในการหาค่าการสั่นของโครงสร้างการวิเคราะห์การสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันจะสามารถทำได้โดยการใช้สมบัติ *สมบัติที่ใช้ในการวิเคราะห์คือ* c = 6 ม., a = 4 ม., h = 0.01 ม., ρ = 7850 กก./ลบ.ม., p_0 = 1x10^6 นิวตัน/ตร.ม., E' = 200x10^9 นิวตัน/ตร.ม. และ μ = 0.3 ทำการทดสอบการลู่เข้าของค่าความถี่ธรรมชาติ เพื่อหาจำนวนของชิ้นส่วนย่อยที่เหมาะสม ดังแสดงในตารางที่ 1 เพื่อให้ได้คำตอบที่มีค่าความถูกต้องสูงสุด โดยพบว่าถ้าใช้จำนวนชิ้นส่วนย่อยระหว่าง 60 กับ 70 ชิ้นส่วนจะให้ค่าถูกต้องสูงสำหรับค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นที่ 1 ถึง 5 ไม่เกินร้อยละ 0.50 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าความถี่ธรรมชาติที่มีจำนวนชิ้นส่วนย่อยสูงกว่านี้ ดังนั้นงานวิจัยนี้จะเลือกใช้แบบจำลองที่มีจำนวนชิ้นส่วนย่อยเท่ากับ 60 ชิ้นส่วนเท่านั้น จากนั้นนำมาพล็อตกราฟความสัมพันธ์ของโหมดการสั่นอิสระของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันดังแสดงในรูปที่ 6

ตารางที่ 1 ค่าการลู่เข้าของค่าความถี่ธรรมชาติกับจำนวนชิ้นส่วนย่อย

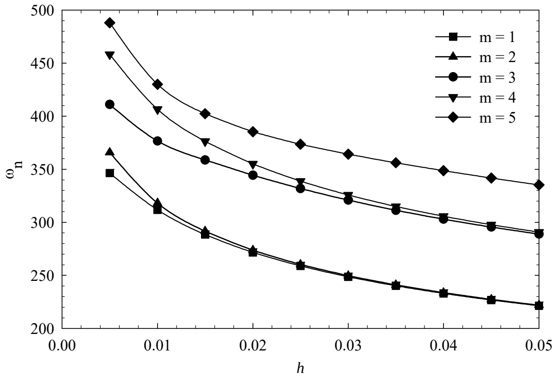
โหมดที่	จำนวนชิ้นส่วนย่อย	ค่าความถี่ธรรมชาติ (เรเดียน/วินาที)	ความแตกต่าง (ร้อยละ)
1	10	261.92	-13.97
	20	304.44	-1.61
	30	309.41	-0.46
	40	310.85	-0.20
	50	311.46	-0.10
	60	311.77	-0.06
	70	311.96	-0.04
2	10	302.76	-2.33
	20	309.99	-1.81
	30	315.70	-0.48
	40	317.22	-0.19
	50	317.84	-0.10
	60	318.14	-0.05
	70	318.31	-0.03
3	10	313.80	-9.04
	20	344.98	-5.46
	30	364.89	-1.93
	40	372.08	-0.80
	50	375.08	-0.41
	60	376.63	-0.24
	70	377.54	-0.16
4	10	357.05	-5.15
	20	376.45	-5.17
	30	396.96	-1.55
	40	403.23	-0.56
	50	405.51	-0.26
	60	406.59	-0.15
	70	407.18	-0.09
5	10	391.47	1.40
	20	386.06	-5.35
	30	407.90	-2.83
	40	419.79	-1.58
	50	426.51	-0.84
	60	430.13	-0.49
	70	432.23	-0.31

การศึกษาผลของการเปลี่ยนแปลงความหนาโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันที่มีต่อค่าความถี่ธรรมชาติ พบว่าการเปลี่ยนแปลงค่าความหนาของโครงสร้างจะส่งผลต่อค่าความถี่ธรรมชาติโดยตรง ดังแสดงในรูปที่ 7 สำหรับทุกโหมดการสั่นของโครงสร้างนั้นคือเมื่อ

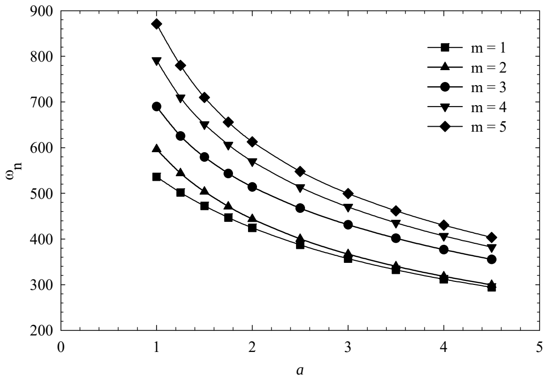
ความหนาของโครงสร้างเพิ่มสูงขึ้นจะทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติมีค่าลดลง ดังแสดงในรูปที่ 6 นอกจากนี้ยังพบว่าที่ความหนาสูง ๆ ส่งผลทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติในโหมดการสั่นที่ 1 และ 2 มีค่าลู่เข้าหากัน ซึ่งรวมไปถึงโหมดการสั่นที่ 3 และ 4 ที่ให้ผลลัพธ์ในลักษณะเช่นเดียวกันกับโหมดการสั่นลำดับที่ 1 และ 2 รูปที่ 8 แสดงให้เห็นว่าเมื่อความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงห่วงยางมีค่าเพิ่มสูงขึ้นจะทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันมีค่าลดลง กล่าวคือค่าความชันของค่าความถี่ธรรมชาติจะมีค่าลดลงเมื่อความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงห่วงยางมีค่าเพิ่มสูงขึ้น และมีค่าความชันของค่าความถี่ธรรมชาติจะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นเมื่อความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงห่วงยางมีค่าลดลง



รูปที่ 6 โหมดการสั่นของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน



รูปที่ 7 ผลของการเปลี่ยนแปลงความหนาที่มีต่อค่าความถี่ธรรมชาติ



รูปที่ 8 ผลของการเปลี่ยนแปลงความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงห่วงยางที่มีต่อค่าความถี่ธรรมชาติ

6. บทสรุป

บทความนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดันในบทความนี้จะแบ่งออกเป็นสองส่วนคือผลตอบสนองไม่เป็นเชิงเส้นทางสถิตศาสตร์ กับการสั่นอิสระแบบไม่เป็นเชิงเส้นของโครงสร้างเปลือกบางครึ่งใบรูปทรงห่วงยางรับแรงดัน โดยใช้หลักการเรขาคณิตเชิงอนุพันธ์และหลักการของงานเสมือนในการสร้างฟังก์ชันพลังงานและใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการแก้ปัญหาเชิงตัวเลข ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่า ค่าระยะการเสียรูปสูงสุดในแนวเส้นสัมผัสกับแนวเส้นตั้งฉากของโครงสร้างเปลือกบางไร้แรงดัดรูปทรงโดนัทจะเกิดขึ้นที่จุดสูงสุดและต่ำสุดในช่วงบริเวณด้านในของโครงสร้าง สำหรับค่าพารามิเตอร์ทั้งสองค่า ได้แก่ความหนาและความยาวรัศมีของรูปหน้าตัดทรงห่วงยางจะส่งผลโดยตรงต่อค่าการเสียรูปและค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานที่ได้สนับสนุนการวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill Companies.

[2] Flügge, W. (1960). *Stresses in Shells*. Springer.

[3] Sanders Jr, J.L., and Liepins, A. (1963). Toroidal membrane under internal pressure. *AIAA Journal*. 1(9), pp. 2105-2110.

[4] Young, W.C. and Budynas. R.G. (2002). *Roark's formulas for stress and strain*, 7th ed., McGraw-Hill.

[5] วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา (2559). การวิเคราะห์โครงสร้างเปลือกบางไร้แรงดัดรูปทรงโดนัทภายใต้แรงดันจากภายนอกโดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. *วารสารวิชาการ วิศวกรรมศาสตร์ ม.อบ.*, ปีที่ 9, ฉบับที่ 2, หน้า 47-56.

[6] Wilson, E.L., Hsueh, T.M. and Jones, J.R. (1971). Nonlinear analysis of deep ocean structures. In Proc., 1971 Symp. of the Int. Association for Shell Structures Pacific Symp., University of Press of Hawaii, pp. 457-474.

[7] วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา, กมล ตรีผอง และ จิระยุทธ สืบสุข (2560). การวิเคราะห์ทางสถิตศาสตร์ของโครงสร้างเปลือกบางรูปทรงห่วงยางสำหรับเก็บของเหลวภายใต้แรงดันน้ำสถิตสูงมาก. *วารสารวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ*, ปีที่ 12, ฉบับที่ 2, หน้า 36-47.

[8] Liepins, A.A. (1965). Free vibrations of prestressed toroidal membrane, *AIAA Journal*, 3(10), pp. 1924-1933.

[9] Jha, A.K., Inman, D.J. and Plaut, R.H. (2002). Free vibration analysis of an inflated toroidal shell. *Journal of Vibration and Acoustics*. 124(3), pp. 387-396.

[10] Balderes, T. and Armenakas, A.E. (1973). Free vibration of ring-stiffened toroidal shells, *American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal*. 11(12), pp. 1637-1644.

[11] Wang, X.H. Xu, B. and Redekop, D. (2006). Theoretical natural frequencies and mode shapes for thin and thick curved pipes and toroidal shells. *Journal of Sound and Vibration*, 292(1-2), pp. 424-434.

[12] Langhaar, H.L. (1964). *Foundations of Practical Shell Analysis*. Department of Theoretical and Applied Mechanics, University of Illinois at Urbana-Champaign, United States.

[13] Langhaar, H.L. (1962). *Energy Methods in Applied Mechanics*. John Wiley & Sons.

[14] Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E. and Witt, R.J. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley & Sons.

[15] Jiammeepreecha, W., Chucheepsakul, S. and Huang, T. (2014). Nonlinear static analysis of an axisymmetric shell storage container in spherical polar coordinates with constraint volume. *Engineering Structures*, 68, pp. 111-120.

[16] Jiammeepreecha, W., Chucheepsakul, S. and Huang, T. (2015). Parametric study of an equatorially anchored deepwater fluid-filled periodic symmetric shell with constraint volume. *Journal of Engineering Mechanics*, 141, pp. 04015019.

[17] Jiammeepreecha, W. and Chucheepsakul, S. (2017). Nonlinear axisymmetric free vibration analysis of liquid-filled spherical shell with volume constraint. *Journal of Vibration and Acoustics*, 139, pp. 051016.

[18] Jiammeepreecha, W. and Chucheepsakul, S. (2017). Nonlinear static analysis of an underwater elastic semi-toroidal shell. *Thin-Walled Structures*, 116, pp. 12-18.

[19] Vick, M.J. and Gramoll, K. (2012). Finite Element Study on the Optimization of an Orthotropic Composite Toroidal Shell. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 134, pp. 051201.

พฤติกรรมโครงสร้างจุดต่อพื้น-เสาเสริมหมุดเหล็กภายใต้แรงด้านข้างแบบวัฏจักร

STRUCTURAL PERFORMANCE OF SLAB-COLUMN CONNECTION UNDER CYCLIC LATERAL LOADING

ธนกร ขุนฤทธิ์[1], พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์[2,*] ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์[3] อดิศร โอวาทศิริวงศ์[4] และอำนาจ คำพานิช[5]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพมหานคร

[4,5] บริษัท โพสเท็ค พรีสเตรสซิ่ง จำกัด ถ.พระราม 9 สวนหลวง กรุงเทพฯ

**Corresponding author; E-mail address: pisontit@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมตัวอย่างทดสอบโครงสร้างอาคารขนาดจริงของจุดต่อแผ่นพื้นและเสาที่ตั้งอยู่บริเวณกลางพื้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว แผ่นพื้นทดสอบเป็นแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-Tension) ที่ติดตั้งลวดอัดแรงภายในแผ่นพื้นทดสอบจำนวน 8 เส้น ซึ่งมีค่า Pre-compression $\left(f_{pc}\right)$ 2.3 MPa และ เสริมกำลังด้วยหมุดเหล็ก (Stud rail) ในลักษณะเป็นมุมฉาก (Orthogonal layout) เพื่อต้านทานแรงเฉือนทะลุ ตามมาตรฐาน ACI 318 การทดสอบจะกระทำในลักษณะ Displacement-controlled method โดยออกแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร (Cyclic loading test) จนกระทั่งเกิดการวิบัติ จากการทดสอบสามารถหาความสัมพันธ์ของระยะการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นและแรงที่กระทำด้านข้าง ในรูปแบบของกราฟ Hysteretic ซึ่งพบว่าตัวอย่างทดสอบมีความเหนียวสามารถต้านทานต่อการเฉือนทะลุ โดยมีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift ratio) ประมาณ 7.5% ที่จุดวิบัติ การเสริมกำลังแผ่นพื้นทดสอบด้วยหมุดเหล็ก (Stud rail) สามารถเพิ่มความเหนียวให้กับตัวอย่างทดสอบทดสอบได้อย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: แผ่นดินไหว, แรงเฉือนทะลุ, จุดต่อแผ่นพื้นและเสา, หมุดเหล็กรับแรงเฉือน

Abstract

The purpose of this research is to study and analyze the seismic behavior of a full-scale interior slab-column connection specimen. The post-tensioned flat slab was installed by 8 bonded tendons, which pre-compression $\left(f_{pc}\right)$ equals to 2.3 MPa, and shear reinforcements, i.e., stud rails to protect punching shear, were placed in an orthogonal layout according to ACI 318. The specimen was tested under cyclic lateral loading by displacement-controlled method until failure. The test results were presented in terms of relationship between lateral load and lateral drift ratio as hysteretic loop behavior. It was found that the specimen can resist the punching shear, and showed a lateral drift ratio about 7.5% at ultimate load. The specimen with the stud rails can improve ductility substantially.

Keywords: Seismic, Punching shear, Slab-column connection, Stud rail

1. คำนำ

การก่อสร้างอาคารด้วยระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง (Post-Tension) มีการใช้งานอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน ระบบพื้นคอนกรีตอัดแรงเป็นโครงสร้างแผ่นพื้นที่เชื่อมต่อกับเสาโดยตรงไม่มีคานรองรับ ซึ่งจุดอ่อนที่สำคัญของอาคารที่ก่อสร้างด้วยระบบพื้นคอนกรีตอัดแรง คือการรับแรงกระทำด้านข้างเกิดขึ้นที่บริเวณจุดต่อของแผ่นพื้นและเสา โดยวิศวกรจะต้องออกแบบให้บริเวณจุดต่อมีความเหนียวที่มากพอ เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching shear) ซึ่งเป็นการวิบัติที่นำไปสู่การวิบัติแบบต่อเนื่อง (Progressive failure) แต่อย่างไรก็ดีการออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-14 [1] เพื่อป้องกันการวิบัติแบบเฉือนทะลุจะไม่ได้คำนึงถึงความเหนียวของโครงสร้างจึงควรต้องศึกษาเพิ่มเติม Pan และ Moehel [2] ได้ศึกษาปัจจัยที่ส่งผลต่อความเหนียวของจุดต่อของแผ่นพื้นและเสา พบว่าความเหนียวของโครงสร้างจะเปลี่ยนแปลงตามอัตราส่วนของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นต่อกำลังรับแรงเฉือน (Gravity shear ratio)

ACI 318-14 [1] ได้มีการนำเสนอวิธีการเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนให้กับจุดต่อของแผ่นพื้นและเสา โดยการเพิ่มขนาดความหนาของพื้นบริเวณรอบหัวเสา (Drop panel) [3-4] ซึ่งการศึกษาแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่เสริมแป้นหัวเสาและไม่เสริม ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรพบว่า แผ่นพื้นที่เสริมแป้นหัวเสาสามารถทนแรงด้านข้างได้มากกว่า 1.8 เท่า และมีค่า Drift ratio มากกว่าประมาณ 4.2% ซึ่งการเสริมแป้นหัวเสาส่งผลให้ความเหนียวของโครงสร้างเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดเจน อย่างไรก็ตามวิธีการเพิ่มขนาด

ความหนาของพื้นบริเวณรอบหัวเสา (Drop panel) ยังเป็นข้อจำกัดที่สำคัญในการออกแบบเพื่อให้สอดคล้องกับงานทางด้านสถาปัตยกรรม

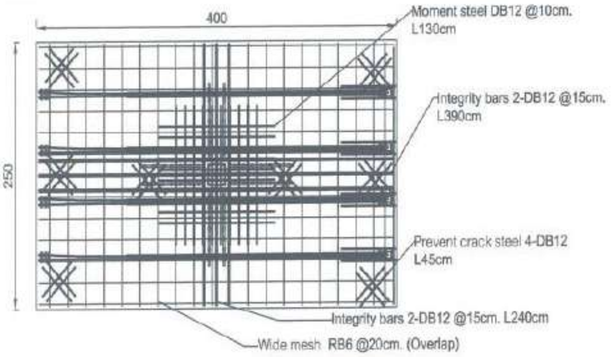
ACI 318-14 [1] ยังได้นำเสนอวิธีการเสริมรางหมุดเหล็กรับแรงเฉือน (Stud rail) บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างแผ่นพื้นและเสา ซึ่งเป็นอีกทางเลือกในการเพิ่มความเหนียวให้กับโครงสร้าง ในปัจจุบันการเสริมรางหมุดเหล็กรับแรงเฉือนเป็นที่นิยมมากขึ้นในการก่อสร้างอาคารในประเทศไทย Posai [5] ได้ทำการทดสอบแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่เสริมด้วยรางหมุดเหล็กรับแรงเฉือนชนิด Single headed stud บริเวณหัวเสา ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร และได้ทำการสำรวจค่า Gravity shear ratio ของอาคารประเภทต่างๆในประเทศไทย จากผลการทดสอบ Gravity shear ratio มีค่าเท่ากับ 0.48 พบว่าแผ่นพื้นตัวอย่างสามารถรับแรงด้านข้างได้ 109 kN และ Drift ratio มีค่าประมาณ 3% และเมื่อเปรียบเทียบกับแผ่นพื้นทดสอบที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน [6] ในช่วง Gravity shear ratio ที่ใกล้เคียงกัน พบว่า แผ่นพื้นทดสอบที่เสริมด้วยรางหมุดเหล็กรับแรงเฉือนมีค่าความเหนียวมากกว่า 1.5 เท่า

งานวิจัยนี้ได้ทำศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมตัวอย่างทดสอบของโครงสร้างขนาดจริงที่บริเวณจุดต่อของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงและเสา ภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักร โดยได้ทำการเสริมกำลังรับแรงเฉือนด้วยรางหมุดเหล็กชนิด Double headed stud จากการทดสอบทำให้เห็นถึงประสิทธิภาพของแผ่นพื้นที่มีการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน และดัชนีความเหนียวที่เพิ่มขึ้นของตัวอย่างทดสอบเมื่อเปรียบเทียบกับฐานข้อมูลแผ่นพื้นที่ไม่มีการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน

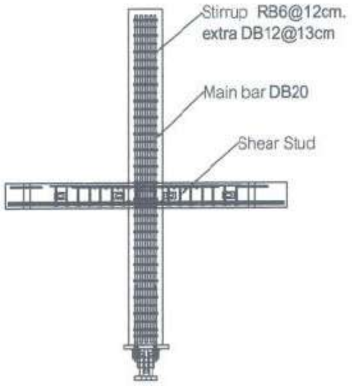
2. ตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1 ตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบได้จำลองจุดต่อของพื้นและเสาขนาดจริง ซึ่งตำแหน่งของเสาตั้งอยู่กลางแผ่นพื้น แผ่นพื้นคอนกรีตทดสอบมีขนาด 2.5 x 4.0 m. หนา 0.2 m. และ เสาคอนกรีตมีขนาด 0.3 x 0.3 m. ความสูง 2.66 m. โดยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทรงกระบอกที่ 28 วัน มีค่า 32 MPa. และมีการเสริมเหล็กตามมาตรฐานการออกแบบ การเสริมเหล็กในแผ่นพื้นทดสอบประกอบไปด้วย ก) ท่อลวดจำนวน 4 ท่อห่างกันท่อละ 0.5 m โดยแต่ละท่อมีลวด 2 เส้น ซึ่งติดตั้งในทิศทางเดียวกับแรงกระทำด้านข้าง โดยใช้แรงดึงเส้นละ 14.6 Ton ซึ่งส่งผลให้มีค่า Pre-compression $\left(f_{pc}\right)$ 2.3 MPa. ข) เหล็กเสริมบนเพื่อรองรับโมเมนต์ลบ (Negative Moment) ด้วยเหล็ก DB12 ยาว 1.3 m. ค) เหล็กเสริมล่าง Wide mesh ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 mm. และ ง) เหล็ก Integrity bar ขนาด DB12 เพื่อช่วยให้แผ่นพื้นยังมีเสถียรภาพภายหลังเกิดการวิบัติ สำหรับการเสริมเหล็กในเสาได้ทำการออกแบบเสาให้มีความเหนียวกว่าปกติ โดยเหล็กเสริมในเสาประกอบไปด้วย เหล็ก DB20 ยาว 2.45 m. จำนวน 10 เส้นในแนวตั้ง และเหล็กปลอก RB6 และ DB12 ใส่สลับกันทุกช่วง 0.05 m. ตลอดความสูงเพื่อป้องกันไม่ให้เสาวิบัติระหว่างการทดสอบ ซึ่งได้แสดงรายละเอียดของเหล็กเสริมและลักษณะการเสริมเหล็กในรูปที่ 1

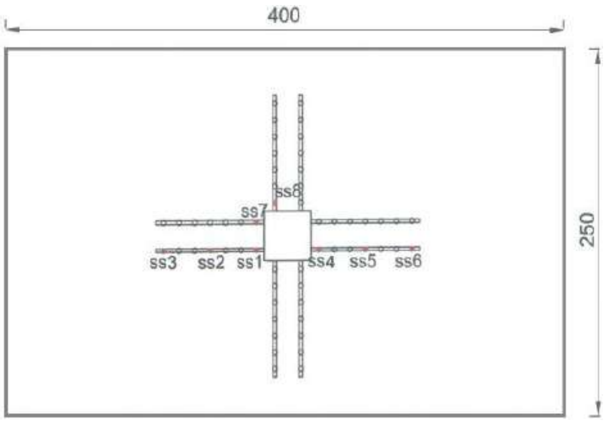


ก) ลักษณะการเสริมเหล็กในแผ่นพื้น



ข) ลักษณะการเสริมเหล็กในเสา

รูปที่ 1 ลักษณะการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ



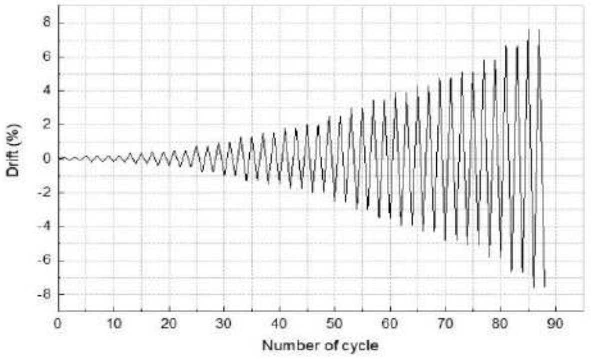
รูปที่ 2 ลักษณะการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน

การเสริมหมุดรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นเป็นแบบชนิด Double headed stud ของ บริษัท โพสเท็ค พรีสเตรสซิ่ง จำกัด โดยจะจัดเรียงหมุดเหล็กแบบ Orthogonal layout ตามมาตรฐานการออกแบบ ACI 318 [1] จำนวน 8 แถว แต่ละแถวยาว 0.7 m. ระยะห่างของแต่ละหมุดห่างกัน 0.1

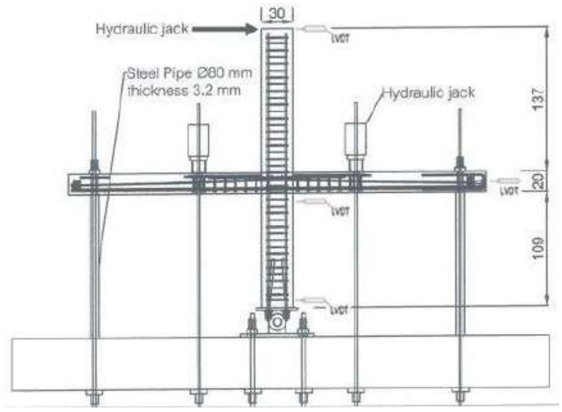
m. โดยติดตั้ง Strain gauge ในแนวตั้งของหมุดจำนวน 8 ตำแหน่ง ซึ่งแสดงในรูปที่ 2 สำหรับคุณสมบัติของเหล็กเสริมและหมุดเหล็กรับแรงเฉือน จะแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเหล็กเสริมและหมุดเหล็กรับแรงเฉือน

Material type	Elastic modulus (GPa)	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
6-mm-diameter steel bars	200	360	550
12-mm-diameter steel bars	200	375	560
20-mm-diameter steel bars	200	400	620
Shear stud	200	560	608



รูปที่ 3 ลักษณะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ

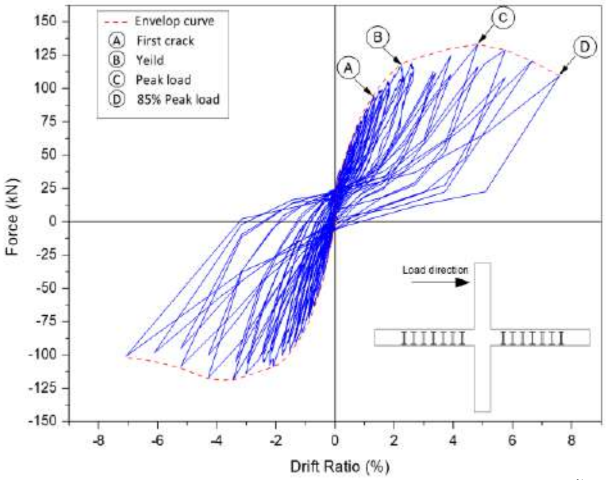


รูปที่ 4 รูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ

2.2 รูปแบบการทดสอบ

ในการทดสอบได้กำหนดให้มีแรงกระทำคงที่ในแนวดิ่งขนาด 16 Ton ด้วย Hydraulic Jack เพื่อให้มีค่า Gravity shear ratio เท่ากับ 0.49 ตามมาตรฐานการออกแบบ โดยลักษณะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบได้ทำการควบคุมอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift ratio) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างระยะการเคลื่อนตัวที่ปลายเสากับ ความสูงของเสา สำหรับการกำหนดลักษณะการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบจะแสดงไว้ในรูปที่ 3 ในการเก็บข้อมูลการทดสอบได้ทำการติดตั้ง Load cell ไว้บริเวณปลายเสาเพื่อตรวจวัดแรงที่กระทำด้านข้างและได้ติดตั้ง LVDT เพื่อตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบดังแสดงในรูปที่ 4 และการติดตั้งตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 5 การติดตั้งตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น

3. การวิเคราะห์ผลการทดสอบ

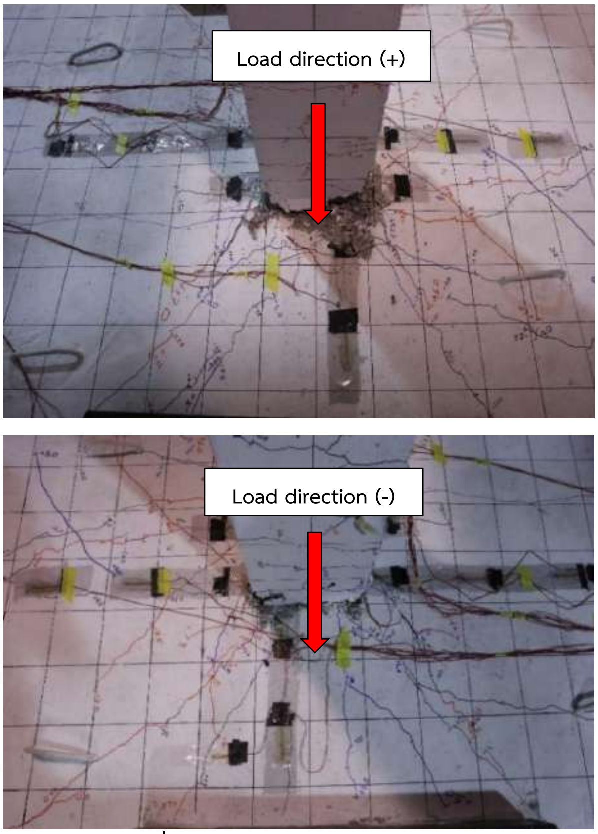
3.1 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ

ผลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการจะถูกแสดงในรูปแบบของ Hysteresis loop ซึ่งเป็นการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง อัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift ratio) กับ แรงที่กระทำในด้านข้าง เพื่อใช้ศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบ โดยได้แสดงผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการไว้ในรูปที่ 6 จากผลการทดสอบในช่วงเริ่มการทดสอบแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมแบบเส้นตรงของตัวอย่างทดสอบ และพบรอยแตกที่เห็นได้ชัดเจนบริเวณหน้าตัดวิกฤต (Critical section) ที่ Drift ratio เท่ากับ 1.25% เมื่อเพิ่มแรงกระทำด้านข้างอย่างต่อเนื่องพบว่าพฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบจะเริ่มเข้าสู่ช่วงสภาวะพฤติกรรมไม่เชิงเส้น

ที่ Drift ratio เท่ากับ 2.3% ซึ่งมีแรงกระทำด้านข้าง 115.1 KN จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นถึงขนาดที่เพิ่มขึ้นของของพื้นที่ใต้วงรอบ Hysteresis loop ซึ่งสามารถประเมินได้ว่าเกิดการแตกร้าวขึ้นภายในตัวอย่างทดสอบ หลังจากนั้นได้ทำการทดสอบอย่างต่อเนื่องพบว่าแรงกระทำในด้านข้างสูงสุดที่เกิดขึ้น (Maximum lateral load) มีค่า 133.13 KN ที่ Drift ratio

ตารางที่ 2 ค่าความสัมพันธ์ของผลการทดสอบในช่วงพฤติกรรมต่างๆ

Loading direction	Yield		Peak load		85% Peak load	
	Load (KN)	Drift (%)	Load (KN)	Drift (%)	Load (KN)	Drift (%)
Push (+)	115.10	2.30	133.13	4.82	109.37	7.58
Pull (-)	108.70	2.10	117.26	4.30	101.30	7.07

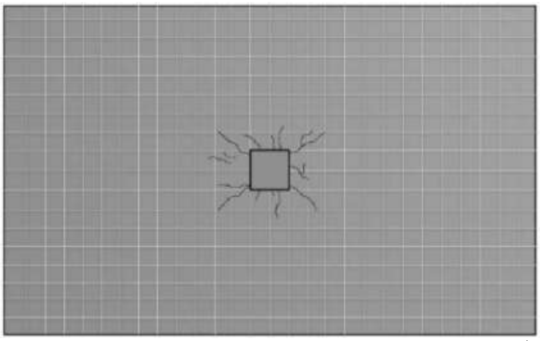


รูปที่ 7 ลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ

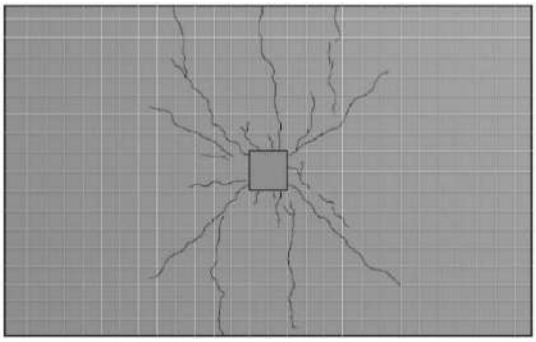
เท่ากับ 4.82% และค่อยๆลดลงจนกระทั่งสิ้นสุดการทดสอบที่ Drift ratio เท่ากับ 7.58 % โดยพบว่าแรงกระทำในด้านข้างที่เกิดขึ้นมีค่าประมาณ 85% ของแรงกระทำด้านข้างสูงสุด ซึ่งถือว่าเป็นจุดวิบัติของตัวอย่างทดสอบ [7] ค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Drift ratio) กับแรงที่กระทำด้านข้างในช่วงพฤติกรรมต่างๆ จากผลการทดสอบที่เกิดขึ้นทั้ง 2 ทิศทางแสดงไว้ในตารางที่ 2

จากการพิจารณาลักษณะความเสียหายที่เกิดขึ้นหลังจากสิ้นสุดการทดสอบไม่พบความเสียหายที่รุนแรงและพบว่าตัวอย่างทดสอบไม่วิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching shear) โดยลักษณะการวิบัติที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่ 7 ซึ่งมีการแตกร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดที่ส่งผ่านจากเสามายังพื้น (Flexural crack)

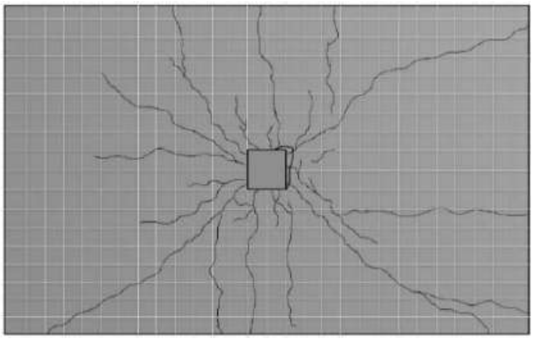
Drift ratio ที่ 1.25%



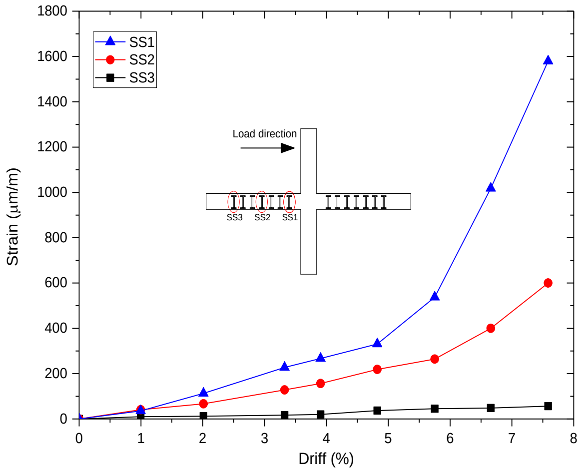
Drift ratio ที่ 2.3%



Drift ratio ที่ 7%



รูปที่ 8 การพัฒนารอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ



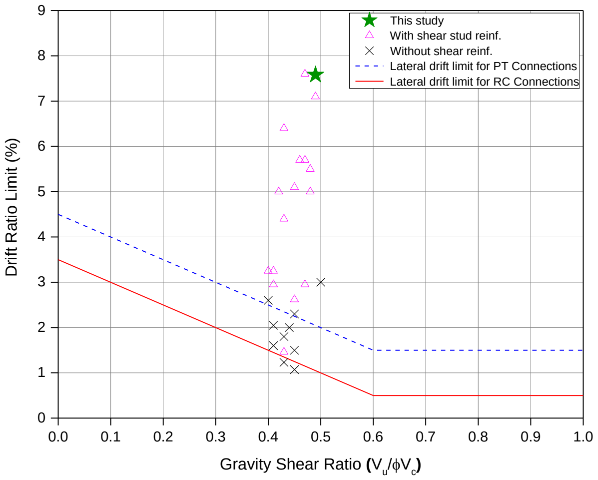
รูปที่ 9 ค่าความเครียดของหมุดเหล็กรับแรงเฉือน

3.2 พฤติกรรมของหมุดเหล็กรับแรงเฉือน

การศึกษาพฤติกรรมของหมุดเหล็กรับแรงเฉือนจะแสดงค่าความเครียดของหมุดเหล็กในแต่ละช่วงการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ โดยค่าความเครียดที่จุดครากของหมุดเหล็กมีค่าประมาณ 2,800 μm/m จากลักษณะการติดตั้งหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในรูปที่ 2 ได้แสดงค่าความเครียดของหมุดเหล็กรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้น 3 ตำแหน่งโดยพิจารณาจากระยะห่างของหมุดเหล็กกับเสา ผลการทดสอบในรูปที่ 9 แสดงให้เห็นว่าค่าความเครียดในหมุดเหล็กรับแรงเฉือนจะมีค่าแปรผันตามระยะห่างของหมุดเหล็กกับเสา เมื่อพิจารณาหมุดเหล็กรับแรงเฉือนที่อยู่ในบริเวณหน้าตัดวิกฤต (Critical section) พบว่าค่าความเครียดจะมีอัตราเพิ่มขึ้นที่ช่วง Drift ratio ประมาณ 1% - 2% ซึ่งเป็นช่วงที่ตัวอย่างทดสอบเริ่มแสดงให้เห็นถึงรอยแตกร้าวและเข้าสู่พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น แสดงให้เห็นถึงการตอบสนองเริ่มต้นของหมุดเหล็กในการรับแรงเฉือน หลังจากเพิ่มแรงกระทำในด้านข้างจนถึงจุดสูงสุดที่ Drift ratio เท่ากับ 4.82% พบว่าค่าความเครียดในหมุดเหล็กรับแรงเฉือนจะมีอัตราเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดจนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ หมุดเหล็กรับแรงเฉือนในบริเวณหน้าตัดวิกฤต (Critical section) ช่วยรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างทดสอบและช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติแบบเฉือนทะลุ (Punching Shear) เมื่อพิจารณาค่าความเครียดที่จุดครากของหมุดเหล็กรับแรงเฉือนของทุกตำแหน่งในรูปที่ 9 พบว่าไม่มีหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในตำแหน่งใดถึงจุดคราก

3.3 พัฒนาการรอยแตกของตัวอย่างทดสอบ

การพัฒนาของรอยแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการจากรูปที่ 8 ได้แสดงให้เห็นถึงลักษณะของรอยแตกในแต่ละช่วงการทดสอบ โดยตัวอย่างทดสอบจะเริ่มแสดงให้เห็นรอยแตกที่ Drift ratio ประมาณ 1.25% และเริ่มขยายความยาวของรอยแตกขึ้นจากเดิมในช่วงที่ตัวอย่างทดสอบเริ่มเข้าสู่พฤติกรรมไม่เชิงเส้นที่ Drift ratio ประมาณ 2.3% ซึ่งพบว่าบริเวณหน้าตัดวิกฤติ (Critical section) ของตัวอย่างทดสอบเริ่มมีการขยายความกว้างของรอยแตกมากขึ้นส่งผลให้หมุดเหล็กรับแรงเฉือนที่อยู่ในบริเวณหน้าตัดวิกฤติ (Critical section) เริ่มตอบสนองในการรับแรงเฉือน เมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ที่ Drift ratio ประมาณ 7% พบว่าลักษณะของรอยแตกร้าวจะเกิดขึ้นนอกบริเวณการเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือน สามารถสังเกตเห็นรอยแตกตามแนวยาวและแนวทแยงมุมตลอดผิวบนและผิวล่างของตัวอย่างทดสอบ เมื่อพิจารณาอัตราเพิ่มขึ้นของความเครียดในหมุดเหล็กรับแรงเฉือนบริเวณหน้าตัดวิกฤติ (Critical section) ทำให้เห็นได้ชัดเจนว่าหมุดเหล็กสามารถป้องกันการแตกร้าวที่จะเกิดขึ้นในบริเวณหน้าตัดวิกฤติ ซึ่งจะนำไปสู่การวิบัติแบบเฉือนทะลุ และเปลี่ยนลักษณะการวิบัติของตัวอย่างทดสอบเป็นการวิบัติแบบเหนียว (Ductile failure)



รูปที่ 10 การเปรียบเทียบค่าความเหนียวงานวิจัยในอดีตในช่วง Gravity shear ratio 0.4 - 0.5

4. ความเหนียวของตัวอย่างทดสอบ

จากการศึกษาและเปรียบเทียบค่าความเหนียวของตัวอย่างทดสอบที่เสริมด้วยหมุดรับแรงเฉือนและไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนในช่วง Gravity shear ratio 0.4 - 0.5 ของงานวิจัยในอดีต[8] ในรูปที่ 10 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบมีค่าอัตราส่วนการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ (Drift ratio) มากกว่า 2.5 เท่าที่ค่า Gravity shear ratio เดียวกัน และมีค่าสูงกว่าค่าการเสียรูปที่ยอมให้ตามมาตรฐาน ACI 318-14

5. บทสรุป

การเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือนในแผ่นพื้นจะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพของจุดต่อแผ่นพื้นและเสา ให้มีความสามารถในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากแรงกระทำด้านข้าง และช่วยป้องกันไม่ให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ

แบบเฉือนทะลุ (Punching shear) โดยที่หมุดเหล็กรับแรงเฉือนจะเริ่มตอบสนองเมื่อตัวอย่างทดสอบเริ่มมีรอยแตกร้าวและเข้าสู่พฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้น การเสริมหมุดเหล็กรับแรงเฉือนสามารถเพิ่มความเหนียวให้กับแผ่นพื้นมากขึ้นประมาณ 2.5 เท่าเมื่อเทียบกับแผ่นพื้นที่ไม่มีการเสริมเหล็กรับแรงเฉือน

เอกสารอ้างอิง

[1] ACI Committee 318, (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

[2] Pan, A., and Moehle, J.P. (1989). Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates, ACI Structural Journal, 86, 3, pp. 250-258.

[3] Pongpornsup, S. (2003). Seismic performance of post-tensioned interior flat slab-column connections. Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.

[4] Tandian, C.H. (2006). Seismic performance of bonded post-tensioned interior flat slab-column connections with drop panel. Master Thesis, Asian Institute of Technology, Thailand.

[5] Posai, K. (2016). Cyclic testing of post-tensioned flat plates with headed shear studs. Master Thesis, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand.

[6] Hawkins, N. M., Mitchell, D., and Sheu, M. S. (1974). Cyclic behavior of six reinforced concrete slab-column specimens transferring moment and shear. Progress report 1973-74 on NSF project GI-38717, Section II, University of Washington, Seattle, Washington.

[7] Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 22(3), pp. 155-166.

[8] Zhou, Y. and Hueste, M.D. (2017). Review of laboratory test data for combined lateral and gravity shear demands on interior slab-column connections. World Conference on Earthquake (16WCEE 2017), Santiago, Chile.

การประเมินเสถียรภาพอิลาสติกคาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้แบบปลายยึดแน่นโดยอาศัยแรงภายนอก: ผลเชิงทฤษฎีและการทดลอง

Stability Evaluation of Clamped – Clamped Variable-Arc-Length Elastica using External Force: Theory and Experiment

ฑีรยุทธ สมสุข[1*] และ บุญชัย ผึ้งไผ่งาม[2]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี*

**Corresponding author; Email address: teerayut_s@mail.rmutt.ac.th*

Email address: boonchai.p@rmutt.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้เป็นการนำเสนอการศึกษาเสถียรภาพของอิลาสติกคาภายใต้สนามของแรงโน้มถ่วงของโลก โดยอาศัยแรงในแนวราบกระทำที่กึ่งกลางของอิลาสติกคา ปลายด้านหนึ่งเป็นแบบยึดแน่นในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่งของอิลาสติกคาสามารถเพิ่มความยาวได้ผ่านจุดรองรับแบบสลีฟ (sleeve support) ที่กึ่งกลางของอิลาสติกคา มีแรงในแนวราบกระทำเพื่อทดสอบเสถียรภาพของอิลาสติกคาโดยการสังเกตเครื่องหมายของสติฟเนสของอิลาสติกคาต่อแรงในแนวราบ สมการอนุพันธ์ครอบคลุมปัญหาประกอบไปด้วย สมการสมดุลของชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคา ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และความโค้ง และความสัมพันธ์ทางด้านเรขาคณิตของอิลาสติกคา ผลเฉลยของปัญหาสามารถคำนวณได้โดยใช้วิธียิงเป้า โดยการอินทิเกรตสมการอนุพันธ์ครอบคลุมปัญหาโดยวิธีเชิงตัวเลขแบบรุงเง-คุตตาให้สอดคล้องกับเงื่อนไขขอบเขตที่กำหนด ผลที่ได้จากการคำนวณเชิงตัวเลขจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลอง จากการศึกษาพบว่าแรงโน้มถ่วงของโลกซึ่งอยู่ในรูปน้ำหนักของอิลาสติกคาสามารถทำให้เกิดการสูญเสียเสถียรภาพได้เมื่อความยาวส่วนโค้งทั้งหมดเพิ่มขึ้นจนเกินค่าวิกฤติ และจากการทดลองโดยใช้วัสดุแผ่นโพลีคาร์บอเนตที่มีความยืดหยุ่นสูงให้ค่าสอดคล้องและเป็นไปตามผลการคำนวณเชิงทฤษฎี

คำสำคัญ: อิลาสติกคา, วิธียิงเป้า, เสถียรภาพ, แรงในแนวราบ

Abstract

This paper presents the study of the stability of an elastica under the gravitational field using the horizontal force at mid-length of the elastica. One end of the elastica is initially fixed while the other end can increase the length through the sleeve support. At the mid-length of the elastica, there is a horizontal force served as a tool for investigating the stability of the elastica. The stability of the elastica can be observed from the signs of the stiffness of the elastica against the horizontal force. The governing differential equations consist of equilibrium equations of the elastica segment, moment-curvature relationship, and geometric relations of the elastica. Solutions of the problem can be calculated by employing the shooting method. The governing differential equations are integrated numerically (i.e., Runge-Kutta method) to satisfy boundary conditions. The results from the computation would be compared to the experimental results. From the study, the gravitational field in terms of self-weight of the elastica causes the instability when the total arc-length is increased beyond a critical value. Moreover, the results from the experiment using the high flexibility specimens (i.e., polycarbonate sheets) exhibit the good agreement with those from the theoretical results.

Keywords: Elastica, Shooting Method, Stability, Horizontal Force

1. บทนำ

การสูญเสียเสถียรภาพของอิลาสติกคาอันเนื่องมาจากแรงโน้มถ่วงของโลกในรูปแบบน้ำหนักบรรทุกของตัวเองเป็นปัญหาที่น่าสนใจปัญหาหนึ่งของการศึกษาพฤติกรรมของอิลาสติกคา ซึ่งอาจพบปัญหาในลักษณะดังกล่าวได้โดยทั่วไป อาทิเช่นในกรณีของเสายื่น (Cantilever column) ซึ่งพบว่าเมื่อทำการเพิ่มความยาวของเสาจนกระทั่งมากกว่าความยาววิกฤติ (หรือน้ำหนักบรรทุกวิกฤติ) แล้ว (เช่นเดียวกับกรณีเพิ่มน้ำหนักบรรทุกตัวเอง) เสาจะไม่สามารถรักษารูปร่างในแนวตั้งตรงได้อันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกของตัวเองทำให้เสาสูญเสียเสถียรภาพ ซึ่งงานวิจัยที่ศึกษาปัญหาในลักษณะดังกล่าวได้แก่ Duan และ Wang [1] ซึ่งได้ศึกษาหาคำตอบแบบแม่นตรงของน้ำหนักบรรทุกวิกฤติซึ่งจะทำให้เสาเกิดการสูญเสียเสถียรภาพ โดยมีจุดรองรับในรูปแบบต่างๆ และปัญหาที่คล้ายกัน

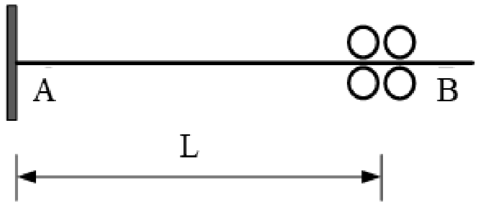
แต่ลักษณะของเสาที่เป็นแบบปลายเรียว (Tapered column) ศึกษาโดย Wang [2] ซึ่งพบว่าเสถียรภาพของเสาปลายเรียวขึ้นอยู่กับสนามของแรงโน้มถ่วงของโลก (น้ำหนักบรรทุกตัวเอง) และองศาความเรียวของเสา และในกรณีที่วัสดุของเสายื่นที่มีความไร้เชิงเส้นที่มีความอ่อนตัว (softening behavior)เสถียรภาพของเสายื่นในกรณีดังกล่าวได้ศึกษาโดย Virgin และ Plaut [3] นอกเหนือไปจากการศึกษาเสถียรภาพของเสายื่นภายใต้น้ำหนักบรรทุกตัวเองแล้ว มีงานวิจัยอื่นที่ศึกษาเสถียรภาพของอิลาสติกคาในรูปแบบอื่นเช่น การศึกษาเสถียรภาพของอิลาสติกคาที่มีปลายยึดแน่น (fixed ends) ทั้งสองด้านเช่น Domokos และคณะ [4] กรณีอิลาสติกคาในสามมิติเสถียรภาพของอิลาสติกคาที่มีปลายยึดแน่นทั้งสองด้านสามารถสูญเสียเสถียรภาพในรูปแบบการบิดตัวออกนอกระนาบได้ (out - of plane buckling) คืองานวิจัยของ Phungpaingam และคณะ [5]

การทดสอบเสถียรภาพของอิลาสติกคาสามารถกระทำได้โดยวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายคือ 1) สังเกตค่าสติฟเนส [5-7] 2) ตรวจสอบการแปรผันของอันดับสองของฟังก์ชันพลังงานศักย์รวม [8] และ 3) วิธีการทางพลศาสตร์โดยสังเกตค่าของความถี่ธรรมชาติ [3,9-10] ซึ่งในแต่ละวิธีการจะเหมาะสมกับลักษณะของปัญหาที่แตกต่างกันไป ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการตรวจสอบค่าสติฟเนสของอิลาสติกคาต่อแรงกระทำในแนวราบเพื่อศึกษาตำแหน่งวิกฤติที่ทำให้อิลาสติกคาเกิดการสูญเสียเสถียรภาพในแนวตั้งตรง (Upright position) โดยการหาความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำในแนวราบกับระยะเคลื่อนตัวในแนวราบ

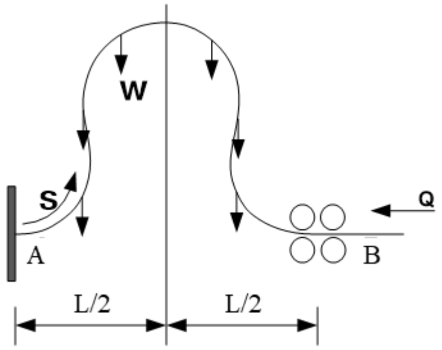
ในงานวิจัยนี้ได้ทำการสร้างสมการครอบคลุมปัญหาที่มีความไร้เชิงเส้นจากสภาวะสมดุลของชิ้นส่วนย่อยอิลาสติกคา ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง และความสัมพันธ์ของรูปร่างทางเรขาคณิตของอิลาสติกคา ผลกระทบของแรงที่กึ่งกลางได้ถูกรวมเข้าไปโดยพิจารณาชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคาที่กึ่งกลาง ซึ่งได้นำเสนอใน[11] หลังจากนั้นได้ใช้วิธีการยิงเป้าเพื่อหาผลเฉลยเชิงตัวเลข ผลลัพธ์ของความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กึ่งกลางและระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบที่จุดกึ่งกลาง สามารถทำนายพฤติกรรมของเสถียรภาพของอิลาสติกคาได้โดยการสังเกตเครื่องหมายของเส้นโค้งความสัมพันธ์ของแรงกระทำในแนวราบและระยะเคลื่อนตัวในแนวราบ หากความชันของเส้นโค้ง (สติฟเนส) มีค่าเป็นบวกแสดงถึงการมีเสถียรภาพ ในขณะที่ความชันของเส้นโค้งที่เป็นลบหมายถึงการสูญเสียเสถียรภาพ นอกเหนือไปจากการคำนวณเชิงตัวเลขแล้วยังได้ทำการทดลองเปรียบเทียบอย่างง่ายขึ้นมา โดยใช้แผ่นโพลีคาร์บอเนตซึ่งมีความยืดหยุ่นสูง เหมาะสำหรับการนำมาทดลองปัญหาที่เกี่ยวข้องกับอิลาสติกคา ซึ่งจากผลเปรียบเทียบอย่างง่ายแสดงถึงความสอดคล้องกันเป็นอย่างดี

2. ลักษณะของปัญหา

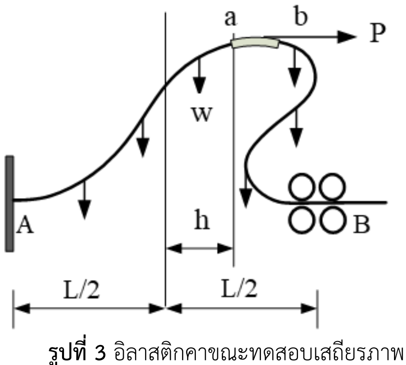
ลักษณะของโครงสร้างที่ใช้ในการศึกษาในครั้งนี้จะมีลักษณะเป็นคานอย่างง่าย หน้าตัดสม่ำเสมอ ความยาวช่วงพาด (Span Length) คงที่ L โดยที่ปลายด้านหนึ่งของอิลาสติกคาเป็นแบบยึดแน่น (จุด A) ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่งวางอยู่บนจุดรองรับแบบ Sleeve (จุด B) แล้วให้แรงอัดในแนวแกนกระทำที่ปลายด้าน B ทำให้ความยาวของ อิลาสติกคาเพิ่มขึ้นโดยกำหนดความยาวตั้งแต่ 1.0 ถึง 10.0 ที่น้ำหนักของอิลาสติกคาตั้งแต่ 0.0 ถึง 2.5 ตามลำดับ และทำการทดสอบการมีเสถียรภาพของอิลาสติกคาโดยการเพิ่มแรงในแนวราบที่กึ่งกลางคานของอิลาสติกคา ที่ค่าของน้ำหนัก W และความยาว s ต่างๆ



รูปที่ 1 อิลาสติกคาก่อนเสียรูป



รูปที่ 2 อิลาสติกคาหลังเสียรูป



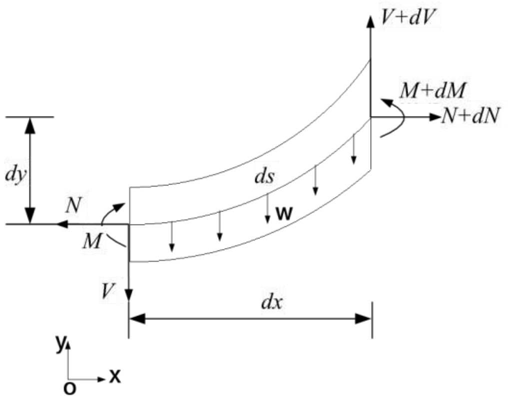
รูปที่ 3 อิลาสติกคาขณะทดสอบเสถียรภาพ

3. ระบบสมการและการคำนวณอิลาสติกคา

3.1 อิลาสติกคาก่อนและขณะที่ถูกกระทำด้วยแรงในแนวราบ $\bar{P}$ เพื่อทดสอบเสถียรภาพ

จากการพิจารณาชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคาภายใต้มีน้ำหนักบรรทุกตัวเองดังแสดงในรูปที่ 4 สามารถเขียนสมการสมดุลได้ดังนี้

$$\frac{dN}{ds}=0\ ;\frac{dV}{ds}=W\ ;\frac{dM}{ds}=-V\frac{dx}{ds}+N\frac{dy}{ds} \qquad \text{(1a-c)}$$



รูปที่ 4 ผังอิสระของชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคา

โดยที่ค่า N ,V และ M คือ ค่าแรงในแนวราบ,ค่าแรงในแนวดิ่ง และโมเมนต์ดัด ตามลำดับ ds คือความยาวส่วนโค้งของชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคา ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้ง (Moment – Curvature Relationship) สามารถแสดงได้ ดังสมการที่ 2

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{M}{EI} \quad (2)$$

และความสัมพันธ์ทางเรขาคณิตสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\frac{dx}{ds} = \cos\theta; \frac{dy}{ds} = sin\theta \quad (3a\text{-}b)$$

x และ y คือระยะตามแนวราบและระยะตามแนวดิ่งที่วัดจากจุดอ้างอิง A

สำหรับการศึกษาในครั้งนี้ค่าต่าง ๆ ที่ใช้ในการคำนวณ จะทำการแปลงให้เป็นแบบไร้มิติ เพื่อความสะดวกในการคำนวณและเปรียบเทียบผลค่าที่ทำการแปลงให้เป็นแบบไร้มิติแสดงดังนี้

$$\bar{x} = \frac{x}{L}; \bar{y} = \frac{y}{L}; \bar{s} = \frac{s}{L} \quad (4a\text{-}c)$$

$$\bar{N} = \frac{NL^2}{EI}; \bar{V} = \frac{VL^2}{EI}; \bar{M} = \frac{ML}{EI}; \bar{P} = \frac{PL^2}{EI}; \bar{W} = \frac{WL^3}{EI} \quad (5a\text{-}e)$$

จากสมการที่ (1 – 3) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบไร้หน่วยได้ดังนี้

$$\frac{d\bar{N}}{d\bar{s}} = 0\ ; \frac{d\bar{V}}{d\bar{s}} = \bar{W}; \frac{d\bar{M}}{d\bar{s}} = -\bar{V}\cos\theta + \bar{N}sin\theta \quad (6a\text{-}c)$$

$$\frac{d\bar{\theta}}{d\bar{s}} = \bar{M} \quad (7)$$

$$\frac{d\bar{x}}{d\bar{s}} = cos\theta; \frac{d\bar{y}}{d\bar{s}} = sin\theta \quad (8a\text{-}b)$$

เงื่อนไขขอบเขตที่ปลายทั้งสองด้านของอิลาสติกคาแสดงได้ดังนี้ ที่ $\bar{s} = 0$

$$\bar{x}(0) = 0; \bar{y}(0) = 0; \theta(0) = 0 \quad (9a\text{-}c)$$

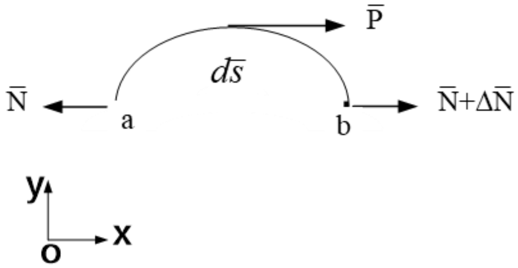
ที่ $\bar{s} = \bar{s}_t$

$$\bar{x}(\bar{s}_t) = 1; \bar{y}(\bar{s}_t) = 0; \theta(\bar{s}_t) = 0 \quad (10a\text{-}c)$$

จากการพิจารณาอิลาสติกคาในสภาพแบบมีน้ำหนักตัวเองและมีแรงกระทำในแนวราบ โดยกำหนดระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\bar{h} = 0 - 0.5$ เพื่อคำนวณหาแรงในแนวราบ $\bar{P}$ ในรูปที่ 5 สามารถเขียนสมการสมดุล ณ ตำแหน่งที่มีแรงในแนวราบกระทำได้ดังนี้

$$\bar{N} + \Delta\bar{N} - \bar{N} + \bar{P} = 0 \quad (11)$$

$$\therefore \Delta\bar{N} = -\bar{P} \quad (12)$$



รูปที่ 5 ผังอิสระของชิ้นส่วนย่อยของอิลาสติกคาที่ถูกกระทำโดยแรงในแนวราบ $\bar{P}$

ซึ่งในกรณีนี้มีความไม่ต่อเนื่องของแรงในแนวราบ $\bar{N}$ ที่ตำแหน่ง $\frac{\bar{s}_t}{2}$ จึงไม่สามารถทำการอินทิเกรตแบบต่อเนื่องจาก $\bar{s} = 0$ ถึง $\bar{s} = \bar{s}_t$ ได้ จำเป็นต้องแบ่งช่วงของการอินทิเกรตเป็น 2 ช่วงได้แก่ $0 \le \bar{s} \le \frac{\bar{s}_t}{2}$ และ $\frac{\bar{s}_t}{2} \le \bar{s} \le \bar{s}_t$ โดยในช่วง $\frac{\bar{s}_t}{2} \le \bar{s} \le \bar{s}_t$ มีแรงในแนวราบเกิดการเปลี่ยนแปลงตามสมการที่ 13

$$\bar{N}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{N} - \bar{P} \quad (13)$$

ดังนั้นเมื่อทำการอินทิเกรตมาถึงตำแหน่ง $\frac{\bar{s}_t}{2}$ แรงที่ตำแหน่ง $\frac{\bar{s}_t}{2}^+$ จะมีค่าเป็นไปตามสมการต่อไปนี้

$$\bar{N}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{N}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- - \bar{P} \quad (14)$$

$$\bar{V}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{V}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- \quad (15)$$

$$\bar{M}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{M}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- \quad (16)$$

$$\bar{x}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{x}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- \quad (17)$$

$$\bar{y}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \bar{y}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- \quad (18)$$

$$\theta\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^+ = \theta\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^- \quad (19)$$

ซึ่งค่าดังกล่าวจะเป็นค่าเริ่มต้นของการอินทิเกรตจาก $\bar{s} = \frac{\bar{s}_t}{2}$ ไปจนถึง $\bar{s} = \bar{s}_t$ เพื่อให้สอดคล้องกับเงื่อนไขของปัญหา คือ

$$\bar{x}(\bar{s}_t) = 1; \bar{y}(\bar{s}_t) = 0; \theta(\bar{s}_t) = 0; \bar{x}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right) - 0.5 = \bar{h} \quad (20a\text{-}d)$$

เนื่องจากมีการใส่แรงจากภายนอก $\bar{P}$ เข้าไปในระบบจึงทำให้ตัวแปรที่ไม่ทราบค่าเพิ่มขึ้น 2 ตัวแปรคือ $\bar{P}$ และ $\bar{h}$ แต่ในปัญหานี้ จะทำการกำหนดให้ $\bar{h}$ เป็นตัวแปรอิสระ ดังนั้นหากค่า $\bar{s}_t$ และ $\bar{h}$ เป็นตัวแปรที่กำหนดให้จะมีตัวแปรที่ไม่ทราบค่าทั้งหมด 4 ตัวแปร คือ $\bar{M}, \bar{V}, \bar{N}$ และ $\bar{P}$ ซึ่งสอดคล้องกับ 4 เงื่อนไขในสมการที่ (20)

โดยที่

$\bar{x}$ = ระยะเคลื่อนตัวในแนวราบ

$\bar{y}$ = ระยะเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง

$\bar{s}_t$ = ความยาวส่วนโค้งทั้งหมด

$\bar{s}$ = ความยาวส่วนโค้ง

$\bar{L}$ = ความยาวช่วงของอิลาสติกคา

$\bar{V}$ = แรงในแนวดิ่ง

$\bar{N}$ = แรงในแนวราบ

$\bar{M}$ = โมเมนต์ดัด

EI = ความแข็งแกร่งต่อการดัด

$\bar{P}$ = แรงในแนวราบที่กึ่งกลางอิลาสติกคา

$\bar{h}$ = ระยะที่เคลื่อนที่ในแนวราบที่ตำแหน่งกึ่งกลางอิลาสติกคา

$\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^{+}$ = ความยาวส่วนโค้งที่มากกว่า $\frac{\bar{s}_t}{2}$ เพียงเล็กน้อย

$\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right)^{-}$ = ความยาวส่วนโค้งที่น้อยกว่า $\frac{\bar{s}_t}{2}$ เพียงเล็กน้อย

3.2 กระบวนการคำนวณ

จากระบบสมการอนุพันธ์อันดับที่ 1 ของปัญหาค่าขอบเขต (6) - (8) ซึ่งเป็นปัญหาแบบ Two - Point Boundary Values Problem แก้ปัญหาโดยการกำหนดค่า $\bar{s}_t$ และ $\bar{W}$ แล้วสมมุติค่าเริ่มต้น $\bar{M}$ $\bar{V}$ $\bar{N}$ และ $\bar{P}$ เพื่อใช้เป็นค่าเริ่มต้นในกระบวนการคำนวณด้วยวิธี Shooting Optimization ร่วมกับการอินทิเกรตเชิงตัวเลขแบบ Runge-Kutta โดยมีเป้าหมายเพื่อหาค่าตัวแปรตามที่ต้องการ ได้แก่ $\bar{M}$ $\bar{V}$ $\bar{N}$ และ $\bar{P}$ ในที่นี้ใช้เงื่อนไขดังระบุในสมการที่ 21

$$Min \cdot \phi = \left|\theta(\bar{s}_t)\right| + \left|(\bar{s}_t) - 1\right| + \left|\bar{y}(\bar{s}_t)\right| + \left|\bar{h} - \bar{x}\left(\frac{\bar{s}_t}{2}\right) + 0.5\right| \quad (21)$$

หากมีการตรวจสอบพบว่าค่าของฟังก์ชันทางขวาของสมการที่ 21 ยังมีค่ามากกว่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้คือ $\varepsilon = 10^{-9}$ จะเกิดการคำนวณซ้ำจนกระทั่งได้คำตอบที่สอดคล้องกับเงื่อนไขดังกล่าว

4. การทดสอบตัวอย่าง

ทำการทดสอบตัวอย่างด้วยแบบจำลองคานอย่างง่าย ตามรูปที่ 3 หน้าตัดสม่ำเสมอ ความยาวช่วงพาด(Span Length) คงที่ L โดยที่ปลายด้านหนึ่งของอิลาสติกคาเป็นแบบยึดแน่น(จุด A) ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่งวางอยู่บนจุดรองรับแบบ sleeve (จุด B) แล้วให้แรงอัดในแนวแกนกระทำที่ปลายด้าน B ทำให้ความยาวของอิลาสติกคาเพิ่มขึ้น โดยกำหนดความยาวตั้งแต่ 1.0 – 3.0 m ที่น้ำหนักของอิลาสติกคาแตกต่างกัน 2 ค่า ซึ่งแปรผันตามความกว้างของชิ้นตัวอย่าง 25 , 50 mm ตามลำดับ และทำการทดสอบการมีเสถียรภาพของอิลาสติกคาโดยการเพิ่มแรงในแนวราบที่กึ่งกลางคานของอิลาสติกคา ที่ค่าของน้ำหนัก $\bar{W}$ และความยาว $\bar{s}$ ต่าง ๆ

4.1 เครื่องมือและอุปกรณ์

1. แผ่นโพลีคาร์บอเนต ที่มีขนาดแตกต่างกัน 2 ขนาด และคุณสมบัติอื่นๆ ดังรายละเอียด

ขนาด (mm)	I (cm^4)	E (kg/cm^2)	W (kg/cm)
2 x 25 x 3000	0.001667	21588.186	0.0006
2 x 50 x 3000	0.003333	21588.186	0.0012

2. โต๊ะสำหรับการจับยึดอุปกรณ์ทดสอบ
3. ไม้บรรทัดเหล็ก
4. เครื่องชั่งแบบแขวน ค่าความละเอียด 10 กรัม
5. กล้องถ่ายรูปพร้อมขาตั้ง
6. เครื่องคอมพิวเตอร์
7. กระดาษกราฟ
8. ตลับเมตร

4.2 วิธีการทดลองขณะทำการทดสอบเสถียรภาพ

1. จับยึดแผ่นโพลีคาร์บอเนตกับชุดอุปกรณ์สำหรับทดสอบโดยมีความยาวช่วงพาด(Span Length) คงที่ $L = 0.669$ m ($\bar{W} = 5.00$) และ $L = 0.766$ m ($\bar{W} = 7.50$) โดยกำหนดค่า $\bar{W} = 5.00, 7.50$ แล้วคำนวณค่า L จากสมการ 5e โดยทำการยึดปลายด้านหนึ่งของแผ่นโพลีคาร์บอเนตกับหัวแบบยึดแน่น(จุด A) ในขณะที่ปลายอีกด้านหนึ่งวางอยู่บนจุดรองรับแบบ sleeve (จุด B) ให้แรงอัดในแนวแกนกระทำที่ปลายด้าน B ทำให้ความยาวของอิลาสติกคาเพิ่มขึ้น

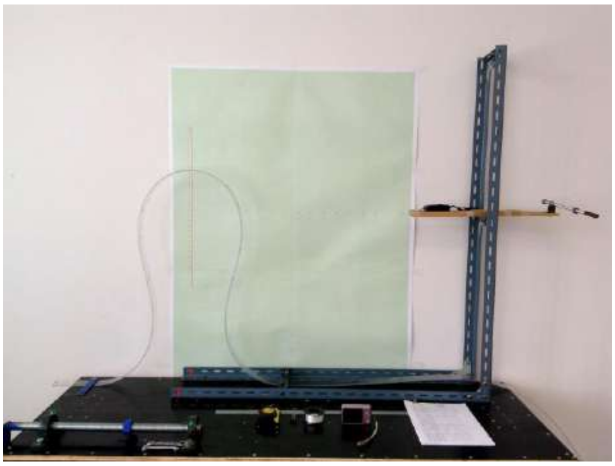
2. แปรผันขนาดแผ่นโพลีคาร์บอเนตที่ ขนาด 2 x 25 x 3000 mm และ 2 x 50 x 3000 mm ตามลำดับ

3. ที่แต่ละขนาดของแผ่นโพลีคาร์บอเนตให้แรงกระทำที่กึ่งกลางของความยาว ทำการทดสอบโดยจับยึดกับเครื่องชั่งแบบแขวนแล้วดึงให้แรงในแนวราบ กำหนดระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบที่ระยะ $\bar{h}$ = 0-0.5 แล้วอ่านค่าแรงที่เครื่องชั่ง

4. ทำในขั้นตอนที่ 1 – 3 อีกครั้งโดยทำการเปลี่ยนแปลงขนาดของแผ่นโพลีคาร์บอเนต

5. จดบันทึกค่าความยาวส่วนโค้ง และแรงที่กระทำ

6. นำค่าตัวแปรต่างๆ ที่ได้จากการทดลองไปสรุปผลและเปรียบเทียบกับผลที่ได้จากการคำนวณเชิงตัวเลข



รูปที่ 6 ชุดอุปกรณ์สำหรับการทดลองเพื่อทดสอบเสถียรภาพ

5. ผลเชิงทฤษฎีและการทดลอง

5.1 ผลการคำนวณความยาวส่วนโค้งทั้งหมดที่ยังทำให้มีเสถียรภาพ

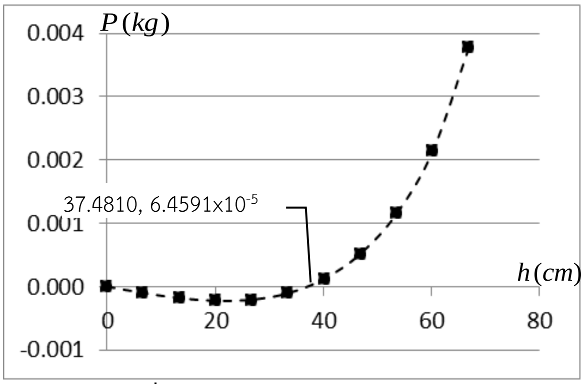
ในการทดสอบเสถียรภาพของอิลาสติกคาภายใต้สนามของแรงโน้มถ่วงของโลก อิลาสติกคาจะถูกบังคับความยาวส่วนโค้งทั้งหมด ($\bar{s}_t$)ให้มีค่าคงที่ และทำการทดสอบเสถียรภาพโดยอาศัยแรงกระทำในแนวราบที่กึ่งกลาง $\bar{P}$

ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักของอิลาสติกคา ($\bar{W}$) กับความยาวส่วนโค้งทั้งหมดที่เริ่มสูญเสียเสถียรภาพ ($\bar{s}_{t(cri)}$)

$\bar{W}$	$\bar{s}_{t(cri)}$
0.50	6.10
1.00	5.20
2.00	4.40
2.50	4.20
5.00	3.49
7.50	3.18

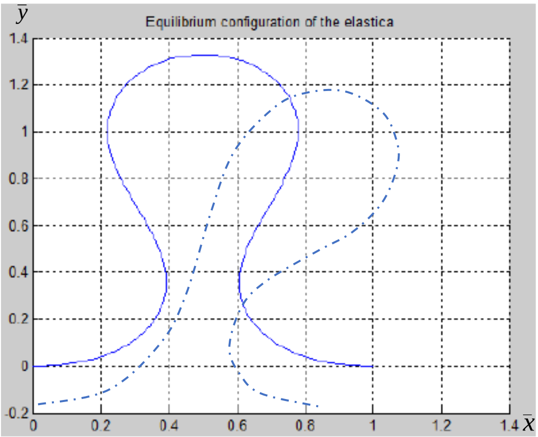
ตารางที่ 1 แสดงความยาวส่วนโค้งวิกฤติที่น้ำหนักของอิลาสติกคา $\bar{W}$ แปรผันตั้งแต่ 0.5 ถึง 7.5 ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น ความยาวส่วนโค้งที่ทำให้อิลาสติกคาเริ่มไร้เสถียรภาพจะยิ่งลดลง อันเนื่องมาจากผลของแรงโน้มถ่วงที่เพิ่มมากขึ้นนั่นเอง

จากข้อมูลตามตารางที่ 1 ที่ $\bar{W}$ = 5.00 และ 7.50 นำผลที่ได้ไปใช้เป็นค่าเริ่มต้นสำหรับการทดลองอย่างง่าย ทั้งนี้เพราะจากคุณสมบัติของวัสดุที่เลือกใช้เป็นแผ่นโพลีคาร์บอเนต การเลือกใช้ $\bar{W}$ ในช่วงดังกล่าวมีความสะดวกและเหมาะสมในการวัดและการอ่านค่าระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ ($\bar{h}$) และแรงในแนวราบ ($\bar{P}$) การทดสอบเสถียรภาพของอิลาสติกคาทำได้โดยการสังเกตเครื่องหมายของสติฟเนสที่ต้านการเคลื่อนที่ในแนวราบภายใต้แรงกระทำ $\bar{P}$ หากมีค่าเป็นบวกแสดงถึงการมีเสถียรภาพ แต่หากเป็นลบแสดงว่าไร้เสถียรภาพ ซึ่งแสดงให้เห็นดังรูปที่ 7 เมื่อ $\bar{W}$ = 5.00 และ $\bar{s}_t$ = 3.50 โดยรูปร่างของอิลาสติกคาที่ตั้งตรงมีความไร้เสถียรภาพ ดังนั้นอิลาสติกคาจึงไม่สามารถตั้งตรงได้เช่นเดียวกับรูปที่ 6 อิลาสติกคาจะเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเพื่อหาจุดสมดุลที่มีเสถียรภาพใหม่ที่ระยะ h = 37.4810 cm ซึ่งในกรณีนี้แสดงได้ในรูปที่ 8 ที่ 9 และในทำนองเดียวกันในรูปที่ 10 ถึง 12 ซึ่ง $\bar{W}$ = 7.50 และ $\bar{s}_t$ = 3.20 ซึ่งรูปร่างในแนวตั้งตรงของอิลาสติกคา มีความไร้เสถียรภาพ แต่จะมีจุดสมดุลที่มีเสถียรภาพใหม่คือที่ระยะ h = 54.3979 cm



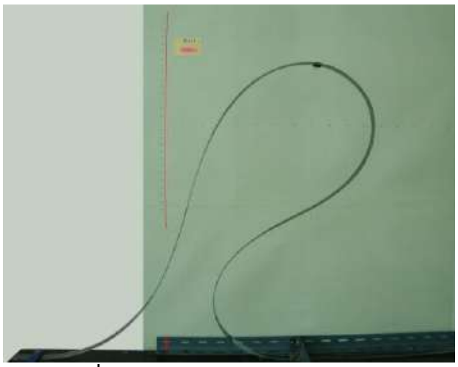
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P

ที่ $\bar{W}$ = 5.00, $\bar{s}_t$ = 3.50



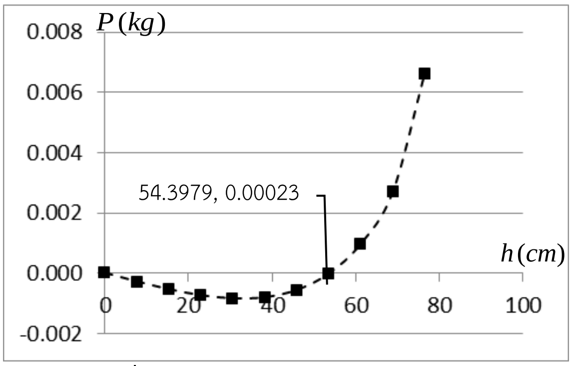
รูปที่ 8 รูปร่างการเสียรูปจากการคำนวณ

ที่ $\bar{W}$ = 5.00, $\bar{s}_t$ = 3.50 , $\bar{h} = 0, 0.56$ ($h = 0, 37.4810cm$)



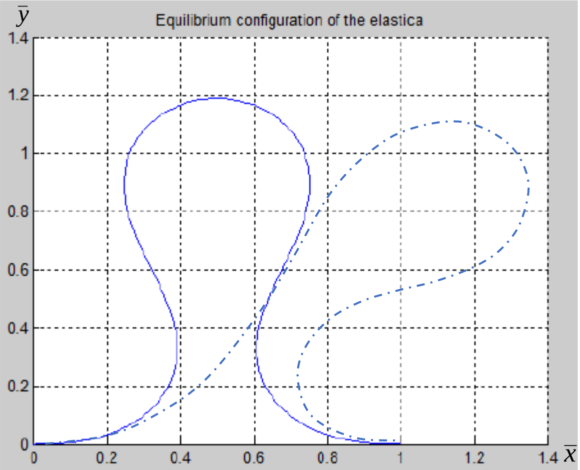
รูปที่ 9 รูปร่างการเสียรูปจากการทดลอง

ที่ $\bar{W}$ = 5.00, $\bar{s}_t$ = 3.50, $\bar{h} = 0.56$ ($h = 37.4810cm$)



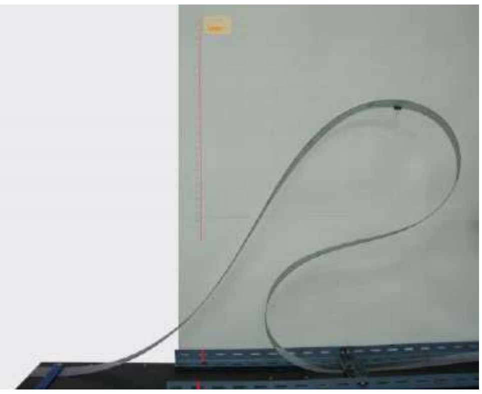
รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ $\bar{P}$

ที่ $\bar{W}$ = 7.50, $\bar{s}_t$ = 3.20



รูปที่ 11 รูปร่างการเสียรูปจากการคำนวณ

ที่ $\bar{W}$ = 7.50, $\bar{s}_t$ = 3.20 , $\bar{h} = 0, 0.71$ ($h = 0, 54.3979cm$)



รูปที่ 12 รูปร่างการเสียรูปจากการทดลอง

ที่ $\bar{W}$ = 7.50, $\bar{s}_t$ = 3.20 , $\bar{h} = 0.71$ ($h = 54.3979cm$)

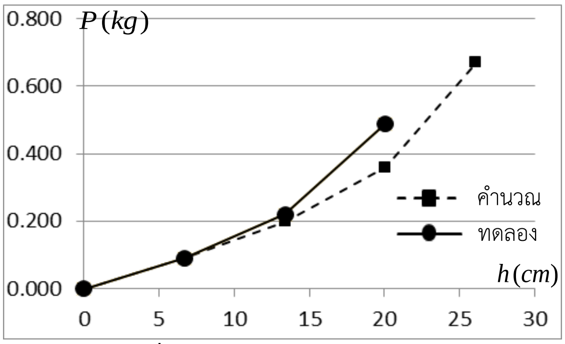
เพื่อแสดงให้เห็นความสอดคล้องของผลในเชิงทฤษฎีและผลในเชิงการทดลอง จะแสดงผลการเปรียบเทียบแรงในแนวราบที่ $\bar{W}$ = 5.00 และ 7.50 ที่ $\bar{s}_t$ ต่าง ๆ กัน ดังแสดงในหัวข้อ 5.2

5.2 ผลเชิงทฤษฎีและการทดลองจำแนกรายกรณี

จากความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักของอิลาสติกคา ($\bar{W}$) และความยาวส่วนโค้งวิกฤติ ($\bar{s}_{t(cri)}$) แสดงในตารางที่ 1 นำผลการคำนวณที่น้ำหนักของอิลาสติกคา ($\bar{W}$) เท่ากับ 5.00 และ 7.50 ไปทำการทดสอบเสถียรภาพด้วยการทดลอง เพื่อเปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับผลจากการทดลองโดยทำการทดสอบกับอิลาสติกคาที่มีความกว้าง 2 ขนาด คือ 2.50 cm และ 5.00 cm ผลเป็นดังนี้

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm , $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0

$\bar{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\bar{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	6.693	11.34	0.0911	0.09
0.2	13.386	24.73	0.1987	0.22
0.3	20.079	44.88	0.3605	0.49
0.39	26.103	83.44	0.6702	NA

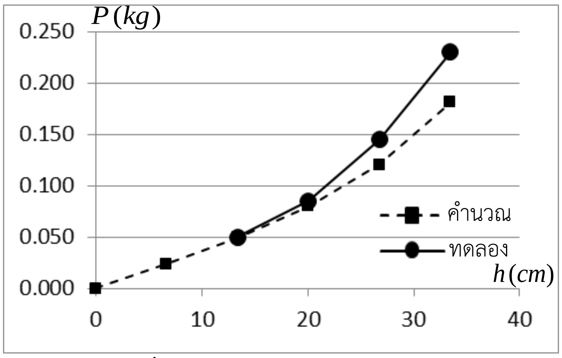


รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P

ที่อิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm , $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.5

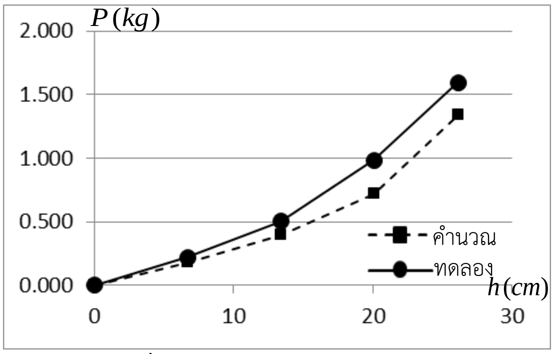
$\bar{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\bar{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	6.693	2.93	0.0235	NA
0.2	13.386	6.12	0.0491	0.05
0.3	20.079	9.93	0.0797	0.09
0.4	26.772	14.96	0.1201	0.15
0.5	33.466	22.54	0.1810	0.23



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.5

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm , $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0

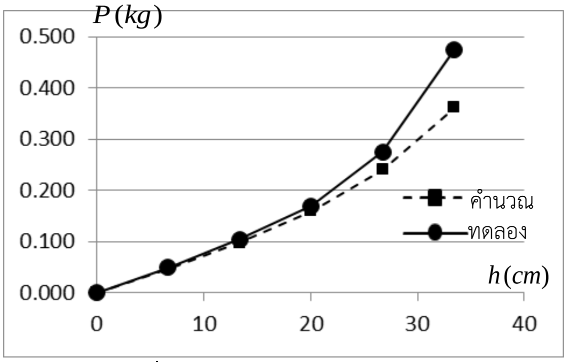
$\bar{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\bar{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	6.693	11.34	0.1821	0.22
0.2	13.386	24.73	0.3973	0.51
0.3	20.079	44.88	0.7210	0.99
0.39	26.103	83.44	1.3404	1.60



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm ,$\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.5

$\bar{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\bar{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	6.693	2.93	0.0470	0.05
0.2	13.386	6.12	0.0983	0.11
0.3	20.079	9.93	0.1594	0.17
0.4	26.772	14.96	0.2403	0.28
0.5	33.460	22.54	0.3620	0.48



รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.5

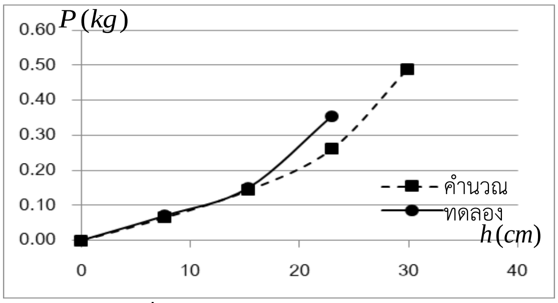
จากผลในตารางที่ 2 และรูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P พบว่า ที่ b = 2.50 cm, $\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0 ที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\bar{h}$ = 0 - 0.2 ผลการคำนวณเชิงตัวเลขและผลเชิงทดลองให้ค่า P ใกล้เคียงกัน โดยที่เมื่อ $\bar{h}$ เพิ่มขึ้นค่า P มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเช่นกัน การทดลองให้ผลไปในแนวทางเดียวกัน แต่ในบางกรณีไม่สามารถหาค่า P ได้เนื่องจากเกิดการยึดรั้งที่จุดรองรับ

เมื่อความยาวส่วนโค้งทั้งหมดเพิ่มขึ้นเป็น $\bar{s}_t$ = 2.5 (ตารางที่ 3 และรูปที่ 14) พบว่าที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบที่มีค่าน้อย ($\bar{h}$ = 0.1) ผลการทดลองไม่สามารถอ่านค่า P ได้ เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัดที่ไม่สามารถอ่านค่าแรงที่ค่าแรงน้อยมากได้ เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณเชิงตัวเลขกับผลเชิงการทดลองจะมีความสอดคล้องกัน

จากผลตารางที่ 4-5 และรูปที่ 15-16 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P พบว่า ที่ b = 5.00 cm ,$\bar{W}$ = 5.00 ที่ $\bar{s}_t$ = 2.0 และ $\bar{s}_t$ = 2.5 ผลเชิงทดลองให้ค่า P เป็น 2 เท่า ของแผ่นที่มีความกว้าง b = 2.50 cm ที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\bar{h}$ = 0.1 ผลเชิงการทดลองสามารถอ่านค่า P ได้ 0.05 kg โดยแผ่นที่มีความกว้าง b = 2.50 cm นั้น อ่านค่าไม่ได้ ซึ่งเป็นการยืนยันได้ว่าผลการคำนวณเชิงตัวเลขมีความสอดคล้องกันกับผลการทดลอง

ตารางที่ 6 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm , $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0

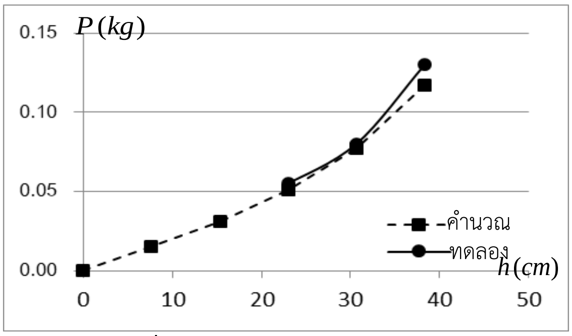
$\overline{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\overline{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	7.662	10.70	0.0656	0.07
0.2	15.323	23.37	0.1432	0.15
0.3	22.985	42.55	0.2608	0.35
0.39	29.881	79.56	0.4877	NA



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0

ตารางที่ 7 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm , $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.5

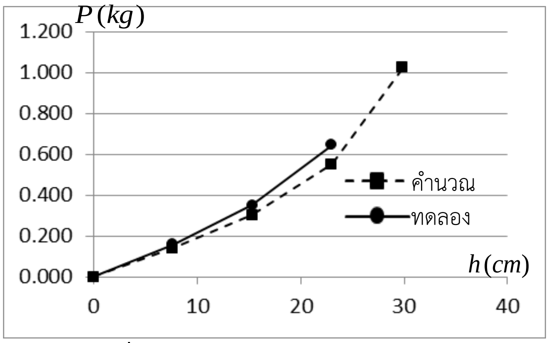
$\overline{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\overline{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	7.662	2.44	0.0149	NA
0.2	15.323	5.10	0.0313	NA
0.3	22.985	8.31	0.0509	0.06
0.4	30.647	12.59	0.0772	0.08
0.5	38.308	19.11	0.1172	0.13



รูปที่ 18 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 2.50 cm $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.5

ตารางที่ 8 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm , $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0

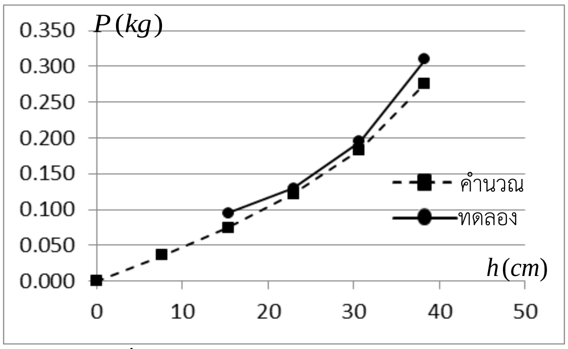
$\overline{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\overline{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	7.662	11.34	0.1390	0.16
0.2	15.323	24.73	0.3032	0.48
0.3	22.985	44.88	0.5502	0.64
0.39	29.881	83.44	1.0229	NA



รูปที่ 19 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0

ตารางที่ 9 เปรียบเทียบผลจากการคำนวณเชิงตัวเลขกับการทดลองกับอิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm , $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.5

$\overline{h}$ (ไร้หน่วย)	h (cm) (มีหน่วย)	$\overline{P}$ (ไร้หน่วย)	P (kg)	
			คำนวณ	ทดลอง
0	0	0	0	0
0.1	7.662	2.93	0.0359	NA
0.2	15.323	6.12	0.0750	0.09
0.3	22.985	9.93	0.1217	0.13
0.4	30.647	14.96	0.1833	0.19
0.5	38.308	22.54	0.2763	0.31



รูปที่ 20 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P ที่อิลาสติกคา ขนาด 5.00 cm $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.5

จากผลในตารางที่ 6 และรูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P พบว่า ที่ b = 2.50 cm, $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0 ที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\overline{h}$ = 0 - 0.2 แสดงให้เห็นถึงผลการคำนวณเชิงตัวเลขและผลเชิงทดลองให้ค่าแรง P ใกล้เคียงกัน โดยที่เมื่อ $\overline{h}$ เพิ่มขึ้น P จะเพิ่มขึ้นเช่นกัน โดยในบางกรณีการทดลองไม่สามารถวัดค่าแรงดึงได้เนื่องจากเกิดการยึดรั้งที่จุดรองรับ

เมื่อความยาวส่วนโค้งทั้งหมดเพิ่มขึ้นเป็น $\overline{s}_t$ = 2.5 (ตารางที่ 7 และรูปที่ 18) พบว่าที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบที่มีค่าน้อย $\overline{h}$ = 0 - 0.2 ผลการทดลองไม่สามารถอ่านค่า P ได้ เนื่องจากข้อจำกัดของเครื่องมือวัดที่ไม่สามารถอ่านค่าแรงที่ค่าแรงน้อยมากได้ เมื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณเชิงตัวเลขกับผลเชิงการทดลองจะมีค่าใกล้เคียงกันที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\overline{h}$ = 0.3 - 0.5

จากผลตารางที่ 8-9 และรูปที่ 19-20 ความสัมพันธ์ระหว่าง h กับ P พบว่า ที่ b = 5.00 cm , $\overline{W}$ = 7.50 ที่ $\overline{s}_t$ = 2.0 และ $\overline{s}_t$ = 2.5 ผลเชิงทดลองให้ P เป็น 2 เท่า ของแผ่นที่มีความกว้าง b = 2.50 cm ที่ระยะการเคลื่อนที่ในแนวราบ $\overline{h}$ = 0.2 ผลเชิงการทดลองสามารถอ่านค่า P ได้ 0.09 kg โดยแผ่นที่มีความกว้าง b = 2.50 cm นั้น อ่านค่าไม่ได้เนื่องจากค่าน้อยมาก

จากที่กล่าวมาข้างต้นแสดงให้เห็นว่า ผลการคำนวณเชิงทฤษฎีและผลการทดลองในภาพรวมสามารถแสดงให้เห็นถึงความสอดคล้องกันเป็นอย่างดีซึ่งแสดงให้เห็นถึงความน่าเชื่อถือของแบบจำลองดังกล่าว

6. บทสรุป

การศึกษาพฤติกรรมการมีเสถียรภาพของอิลาสติกคาภายใต้แรงอัดในแนวแกน สนามของแรงโน้มถ่วงของโลก และการให้แรงในแนวราบกระทำที่กึ่งกลางของอิลาสติกคา เพื่อทดสอบความมีเสถียรภาพ ผลเฉลยของปัญหาสามารถคำนวณได้โดยใช้วิธียิงเป้าร่วมกับการอินทิเกรตเชิงตัวเลขแบบรุงเง-คุตตา ผลที่ได้จากการคำนวณเชิงตัวเลขจะถูกนำมาเปรียบเทียบกับผลการทดลอง เสถียรภาพของอิลาสติกคาประเมินได้โดยการสังเกตเครื่องหมายของเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง h และ P ความชันที่เป็นบวกสอดคล้องกับค่าสติฟเนสที่เป็นบวกซึ่งหมายถึงการมีเสถียรภาพ ในทางกลับกันหากมีค่าเป็นลบจะแสดงถึงความไร้เสถียรภาพ ความยาวส่วนโค้งของอิลาสติกคาที่ทำให้อิลาสติกคาในสภาพตั้งตรงเกิดความไร้เสถียรภาพ (ความยาวส่วนโค้งวิกฤติ) จะถูกสังเกตจากเครื่องหมายของความสัมพันธ์นี้ ซึ่งพบว่าเมื่อน้ำหนักของอิลาสติกคาเพิ่มมากขึ้น ค่าความยาวส่วนโค้งวิกฤติจะมีค่าลดลง ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดลองเป็นอย่างดี นอกจากนั้นการคำนวณยังแสดงถึงรูปร่างใหม่ที่มีความสมดุลในแบบที่มีเสถียรภาพซึ่งได้ทำการเปรียบเทียบกับการทดลองซึ่งให้ผลที่สอดคล้องเช่นเดียวกัน

เอกสารอ้างอิง

[1] W.H. Duan and C.M. Wang. (2008). Exact Solution for Buckling of Columns Including Self-weight, J. Engineering Mechanics (ASCE), Vol. 134(1), pp.116-119.

[2] C.Y. Wang. (2012). Large Post-buckling of Heavy Tapered Elastica Cantilevers and Its Asymptotic Analysis, Arch. Mech. Vol. 64(2), pp.207-220.

[3] L.N. Virgin and R.H. Plaut. (2004). Postbuckling and Vibration of Linearly Elastic and Softening Columns under Self-Weight. Int J. Solids and Structures. Vol.41(18-19). pp.4989-5001.

[4] G. Domokos, W.B. Fraser and I. Szeberenyi. (2003). Symmetry-Breaking Bifurcations of the Uplifted Elastic Strip. Physica D. Vol.185(2). pp. 67-77.

[5] B.Phungpaingam, L.N.Virgin and S.Chucheepsakul. (2012). Stability of Spatial Elastica in a Gravitational Field. Int J. *Structural Stability and Dynamics*. Vol.12(2). pp. 403-421.

[6] M. Brojan, M.Sitar and F. Kosel. (2012). On Static Stability of Nonlinearly Elastic Euler's Obeying the Modified Ludwick's Law. Int. J. Structural Stability and Dynamics. Vol.12(6), 1250077 (19 pages).

[7] B. Phungpaingam and S. Chucheepsakul. (2005). Post-buckling of an Elastic Column with Various Rotational End Restraints. Int J. Structural Stability and Dynamics. Vol. 5(1), pp. 113-123.

[8] V.V. Kuznetsov and S.V. Levyakov. (2002). Complete Solution of the Stability Problem for Elastica of Euler's Column. Int. Nonlinear Mechanics, Vol.37, pp.1003-1009.

[9] L.N. Virgin, S.T. Santillan and D.B. Holland. (2007). Effect of Gravity on Vibration of Vertical Cantilever. Mechanics Research Communications. Vol.34(3). pp. 312-317.

[10] B. Phungpaingam and Chucheepsakul. (2018). Postbuckling behavior of Variable-Arc-Length Elastica Connected with a Rotational Spring Joint Including the Effect of Configurational Force. Meccanica. Vol.53(10), pp. 2619-2636.

[11] ฑีรยุทธ สมสุข และบุญชัย ผึ้งไผ่งาม,(2555) , การศึกษาเสถียรภาพของอิลาสติกาโดยอาศัยแรงภายนอก , การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 17

การหาความเหมาะสมของการออกแบบโครงสร้างเหล็กรูปพรรณด้วยวิธีความน่าเชื่อถือ สำหรับอาคารโครงการศูนย์บริการอินเทอร์เน็ตสาธารณะ (USO Net)

RELIABILITY DESIGN OPTIMIZATION DESIGN FOR THE STEEL BUILDING OF PUBLIC INTERNET SERVICE CENTER (USO NET)

พันกฤษ โยธินธนะรัชต์ [1] และ สหรัฐ พุทธวรรณะ [2]
[1] สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
[2] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโครงสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์
**Corresponding author; E-mail address: punkrit@yahoo.co.th,bsaharat@yahoo.com*

บทคัดย่อ

การวิเคราะห์หาความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารในประเทศไทยใช้ข้อกำหนด (CODE) และมาตรฐานการออกแบบ (STANDARD DESIGN) เช่น ACI Code, ASCE, AISC, EURO Code และ วสท.,มยผ., เทศบัญญัติ กทม.เป็นต้น เพื่อใช้หาค่าผลการคำนวณออกแบบที่เป็นแบบรูปรายการรวมทั้งรายการประกอบแบบทางโครงสร้างต่าง ๆ โดยผลลัพธ์ที่ได้นั้นมาจากเงื่อนไขการออกแบบ (Criteria Condition) และควบคุมกระบวนการคำนวณหาตัวเลขด้วยค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (Load Factor) กับค่าตัวคูณลดกำลังต้านทาน (Resistance Factor) ค่าการโก่งตัวที่ยอมให้และการตรวจสอบสอบความมั่นคงของโครงสร้าง (Stability) ซึ่งเป็นการคำนวณออกแบบด้วยสภาวะขีดจำกัด (Limit State) การวิเคราะห์หาความน่าเชื่อถือของโครงสร้าง (Reliability of Structure) นั้นเป็นการใช้การวิเคราะห์หาความน่าจะเป็นของความปลอดภัยของโครงสร้าง (Probability of Survival) โดยมองที่ความน่าจะเป็นที่จะเกิดการวิบัติ (Probability of Failure) ที่เป็นค่าตรงข้ามกันถ้ารวมกันแล้วต้องมีค่าเท่ากับ 1 และควบคุมด้วยค่าดัชนีความน่าเชื่อถือ (Reliability Index) เมื่อคำนวณได้ค่าออกมาแล้วต้องไม่เกินค่าดัชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมาย(Reliability Index Target) ที่กำหนดวางไว้ ซึ่งอาศัยการรวบรวมข้อมูลจากทางหน้างานที่มีการก่อสร้างมาเข้ารูปแบบตารางสถิติแล้วหาค่าพารามิเตอร์ทางสถิติที่ต้องใช้ในสมการเพื่อคำนวณต่อไปได้แก่ ค่าเฉลี่ย(Mean) ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน(Standard Deviation) ค่าความแปรปรวน(Covariance) ค่าเอนเอียง(Bias)

คำสำคัญ: การวิเคราะห์ความน่าเชื่อของระบบโครงสร้าง, การวิเคราะห์หาความเหมาะสมในการออกแบบด้วยวิธีความน่าเชื่อถือของโครงสร้าง, ดัชนีความน่าเชื่อถือ,ความน่าจะเป็นของการเกิดการวิบัติ, ดัชนีความน่าเชื่อถือเป้าหมาย, จุดออกแบบ

Abstract

Analysis of the safety of building structures in Thailand uses code and standard design standards such as ACI Code, ASCE, AISC, EURO Code and EIT, Code of Bangkok, etc., to find out the results of the result is based on criteria condition and controls the process of calculating the number by the load factor and the resistance factor. The probability of survival looking at the probability of failure as the opposite value if combined must be equal to 1. The value has been calculated cannot exceed the reliability index target relies on the collection of information from the construction site to a statistical table then find the statistical parameters required in the equation to calculate the following: Average (Mean) Standard Deviation Covariance, Bias.

Keywords: System Structure Reliability Analysis, Reliability Base Optimization (ROB),Reliability Index, Probability of Failure, Design Point, Reliability Index Target

1. คำนำ

ความสำคัญที่จะดำเนินการก่อสร้างให้สำเร็จตามเป้าหมายและแผนงานที่วางไว้นั้นการก่อสร้าง (Construction Process) ค่า Error ที่เกิดขึ้นอาจเกินค่าที่ยอมให้อาจส่งผลต่อค่าความปลอดภัย (Safety Factor) ลดลงจนต่ำกว่าค่าที่คำนวณออกแบบไว้แต่ต้นนั่นหมายถึงโอกาสของความน่าจะเป็นในการเกิดการวิบัติขึ้นจึงควรมีการวัดผลในการก่อสร้างเพิ่มเติมด้วยวิธีการทางสถิติโดยวิธีหาความน่าเชื่อถือของโครงสร้าง (Reliability Structure Analysis) เปรียบเทียบกับค่าการออกแบบไว้ เพื่อให้ได้ค่าความเหมาะสมของการออกแบบ (Optimize Base Design) ที่กำหนดสำหรับการออกแบบนั้นไว้ค่าต่าง ๆ เหล่านี้ที่ได้มาจากกระบวนการขั้นตอนทางสถิติ ได้แก่ กำลังแรงดึงเหล็ก (f_y), ค่าเยื้องศูนย์เสาเหล็กรูปพรรณ,ค่าระยะ

คลาดเคลื่อนศูนย์กลางคานเหล็กรูปพรรณเพื่อนำไปหาค่า ค่าเฉลี่ย(μ),ค่าความแปรปรวน (σ),สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (cov),ค่าความเอนเอียง (bias) ที่ต้องการซึ่งค่าเหล่านี้เป็นตัวแปรในสมการออกแบบที่เป็นฟังก์ชั่นสภาวะขีดจำกัด (Limit State Function) เพื่อนำไปหาค่าดัชนีความน่าเชื่อถือ (Reliability Index), β ความน่าจะเป็นของการวิบัติ (Probability of failure), P_f งานวิจัยนี้หาค่าความน่าเชื่อถือของโครงสร้างเพื่อหาความเหมาะสมของการออกแบบโดยการใช้หลักการทางด้านวิเคราะห์หาความน่าเชื่อถือที่มีการกำหนดจุดออกแบบ (Design Point) ที่ใช้ข้อมูลจากการเก็บรวบรวมจากหน้างานก่อสร้างของโครงการศูนย์บริการอินเทอร์เน็ตสาธารณะ (USO Net) จำนวน 137 ศูนย์ของที่มีอยู่จำนวน 763 ศูนย์ในแผนของปี 2561 แล้วเสร็จ ปี 2562 ค่าของกำลังวัสดุที่นำมาพิจารณาในงานวิจัยนี้ เป็นค่ากำลังต้านทานที่ออกแบบตามข้อกำหนดและมาตรฐานการออกแบบของ ACI Code ในส่วนของวิธีออกแบบด้วยกำลังประลัย (Ultimate Strength Design, USD) สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กและ AISC Code ในส่วนของวิธีออกแบบเหล็กด้วยวิธีกำลังและความต้านทาน (Load-Resistance Factor Design, LRFD) และใช้ค่าตัวคูณเพิ่มน้ำหนักกับตัวคูณลดกำลัง ทั้งของ วสท.,เทศบัญญัติ กทม. เปรียบเทียบกับของ ACI Code, EURO Code และ AISC Code โดยที่ กำลังประลัยของเหล็กโครงสร้างรูปพรรณกำลังต้านทานแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 2,400 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรมาตรฐาน ASTM A6 หรือมาตรฐานอุตสาหกรรม มอก.1227 สำหรับเหล็กขึ้นรูปร้อน กับเหล็กรูปตัวซีเหล็กกล่อง มอก.1228 สำหรับขึ้นรูปเย็น

เครื่องมือคำนวณออกแบบ ใช้ทั้งโปรแกรมคำนวณด้วยหลักไฟไนท์เอลิเมนต์ ได้แก่ Matlab, Robot ร่วมกับ SPEADSHEET ตารางคำนวณในส่วนของการหาค่าทางสถิติและขั้นตอนคำนวณหาความน่าเชื่อถือรวมถึงหาค่าจุดออกแบบที่เหมาะสม

2. ค่าพารามิเตอร์ที่ได้จากการเก็บข้อมูลแบบสุ่ม

2.1 การแจกแจงแบบปกติ (normal Distribution)

ดังแสดงในสมการที่ (1),(2),(3)

ฟังก์ชั่นความน่าจะเป็น $$P(x,k) = \frac{1}{k} \quad (1)$$

ค่าเฉลี่ย $$\mu = \frac{\sum x_i}{k} \quad (2)$$

ค่าความแปรปรวน $$\sigma^2 = \frac{\sum (x_i - \mu)^2}{k} \quad (3)$$

2.2 การแจกแจงแบบล็อกปกติ (Lognormal Distribution)

เมื่อ Y เป็นตัวแปรสุ่มมีการแจกแจงแบบปกติเป็น N(μ,σ) การแจกแจงของฟังก์ชั่น X= exp[Y] เป็นล็อกปกติ, log N(μ,σ) ความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (The probability density) ของตัวแปรแบบล็อกปกติ (log-normal variable) คือ

$$\frac{1}{x}\cdot\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} exp\left(-\frac{(\ln x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (4)$$

และค่าเฉลี่ยและความแปรปรวน

$$E(X) = exp\left\{\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right\} \quad (5)$$

$$Ver(X) = exp\{2\mu\}.(\omega^2 - \omega) \quad (6)$$

โดยที่ $$\omega = \exp\{\sigma^2\} \quad (7)$$

ค่าฐานนิยม (Mode) คือ $$Mo_x = \frac{exp\{\mu\}}{\omega} \quad (8)$$

ค่ามัธยฐาน (Median) คือ $$Me_x = exp\{\mu\} \quad (9)$$

ความเบ้ (Skewness) คือ $$\gamma_1 = (\omega-1)^{0.5}(\omega+2) \quad (10)$$

ความโด่ง (kurtosis) คือ $$\gamma_2 = \omega^4 + 2\omega^3 + 3\omega^2 - 6 \quad (11)$$

3. ทฤษฎีพื้นฐานและวิธีการวิเคราะห์ความน่าเชื่อถือ

3.1 Ultimate Limit State (ULS) สภาวะขีดจำกัด

ความน่าจะเกิดการวิบัติ (Probability Failure) พิจารณาอิทธิพลจากผลกระทบของน้ำหนักที่กระทำ (Load effect ,Q (demand)) และกำลังต้านทานของโครงสร้าง (Structural Resistance ,R(supply)) สามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการได้ดังนี้

กรณีพื้นฐานทั่วไป

$$Q < R \quad (12)$$

$$G = R - Q \quad (13)$$

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 - \sigma_Q^2 \quad (14)$$

3.2 การแปลง (Transformation)

การแปลง (Transformation) ของฟังก์ชั่น G ไปยังตัวแปรมาตรฐาน (standardized variable) เท่ากับ

$$U = \frac{(G-\mu_G)}{\sigma_G} \quad (15)$$

สำหรับ G = 0 ตัวแปรมาตรฐาน เท่ากับ

$$U_0 = \frac{(0-\mu_G)}{\sigma_G} \quad (16)$$

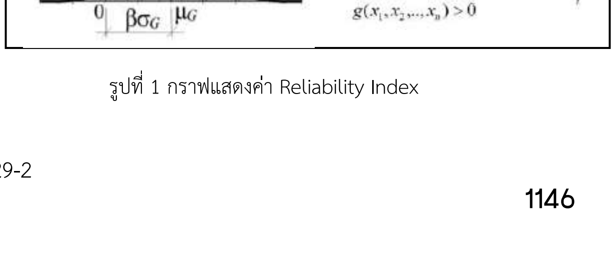
ฟังก์ชั่นสภาวะขีดจำกัด (Limit state function) เท่ากับ

$$G(X) = G = R - Q = 0 \quad (17)$$

3.3 ความน่าจะเกิดการวิบัติ (Probability Failure) ด้วยวิธี Probabilistic Approach

ค่าความน่าจะเกิดการวิบัติหาได้จากสมการ

$$P_f = \iint_{Z(X)<0} \varphi_R(r)\varphi_Q(q)\,dr\,dq \quad P(Z<0) \quad (18)$$



รูปที่ 1 กราฟแสดงค่า Reliability Index

3.4 ดัชนีความน่าเชื่อถือของโครงสร้าง (Reliability Index of Structures) β

$$\beta=-u_0=\frac{\mu_G}{\sigma_G}=\frac{\mu_R-\mu_E}{\left(\sigma_X^2+\sigma_E^2\right)^{1/2}} \quad (19)$$

3.5 จุดออกแบบ (Design Point)

กำลังต้านทานจุดออกแบบ

$$R^*=\mu_R-\frac{\beta\sigma_R^2}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_Q^2}} \quad (20)$$

น้ำหนักกระทำที่จุดออกแบบ

$$Q^*=\mu_Q-\frac{\beta\sigma_Q^2}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_Q^2}} \quad (21)$$

3.6 ตัวคูณกำลังต้านทานและตัวคูณน้ำหนักกระทำ (Load and Resistance Factor, LRFD)

Dn คือน้ำหนักคงที่ระบุ (nominal dead load) และ γ_g (dead load factor),Ln (nominal live load) , γ_l (live load factor),Rn (nominal resistance), ϕ R (resistance factor)

$$\gamma_D D_n+\gamma_L L_n \le \phi R_n \quad (22)$$

$$\gamma_D=\frac{D^*}{D_n} \quad (23)$$

$$\gamma_L=\frac{L^*}{L_n} \quad (24)$$

$$\phi=\frac{R^*}{R_n} \quad 25)$$

$$P_f=\int_{G(X)\le 0} f_x(X)dX=\int\dots\int_{G(X)\le 0} f_x(X)dX$$

$$=\int\dots\int_{\Omega} I[G(X)]f_x(X)dX$$

$$=\int\dots\int_{\Omega} F(X)dX \quad (26)$$

โดยที่

X หมายถึงตัวแปรสุ่มที่เกี่ยวข้องกับโครงสร้างที่ได้รับการประเมิน

G (X) เป็นฟังก์ชันสภาวะขีดจำกัด ดังนั้น จะได้

G (X) > 0 สำหรับ X ในโครงสร้างที่ปลอดภัย

G (X) = 0 สำหรับ X บนพื้นผิวของขีดจำกัด กรณีพิจารณา 3 มิติ

G (X) < 0 สำหรับ โครงสร้างที่วิบัติ

f X (X) คือฟังก์ชันความน่าจะเป็นของ X.

I [G (X)] คือฟังก์ชันตัวบ่งชี้

ส่วนค่าของ $1-P_f$ คือความเชื่อถือได้ของโครงสร้าง นั่นคือดัชนีความเชื่อมั่น β หมายถึง

$$\beta=-\phi^{-1}(P_f) \quad (27)$$

หรือจะได้

$$P_f=\phi(-\beta) \quad (28)$$

3.7 วิธี First-Order Reliability method (FORM)

ค่าน้ำหนักกระทำ (Load),Q และกำลังต้านทาน (Resistance), R ถือว่าเป็นตัวแปรและฟังก์ชันสภาวะขีดจำกัด g(.) ฟังก์ชันที่เกี่ยวข้องกับตัวแปรเหล่านี้สำหรับสภาวะขีดจำกัดที่มุ่งไปที่ความสามารถในการใช้งานสภาวะขีดจำกัดใช้งานหรือสภาวะขีดจำกัดกำลังประลัย(serviceability or ultimate state) โดยที่หาได้จากสมการ

$$g(x_1,x_2,\dots,x_n)\approx g(x_1^*,x_2^*\dots,x_n^*)+\sum_{i=1}^{n}(x_i-x_i^*)\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_{x^*} \quad (29)$$

$$M=g(x_1,x_2,\dots,x_n)\le 0 \quad (30)$$

เมื่อ x_i^* เป็นจุด linearization และอนุพันธ์ย่อยจะถูกประเมินที่จุดนั้น ในวิธี FOSM จุด linearization จะเป็นค่าใน set ของค่าเฉลี่ย $(E(x_1),E(x_2),\dots E(x_n))$ ค่าเฉลี่ย (Mean) และค่าความแปรปรวน (Variance) ของ M จะประมาณด้วย

เมื่อ $M<0$

$$P_f=P[M\le 0]=F_M(0)=F_{GM}\left(\frac{-\mu_m}{\sigma_m}\right)=F_{GM}(-\beta) \quad (30)$$

เมื่อ $\beta=\frac{\mu_m}{\sigma_m}$ คือค่าดัชนีความปลอดภัย (Safety Index) ซึ่งเป็นส่วนกลับของสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (COV) ของ Safety Margin M,

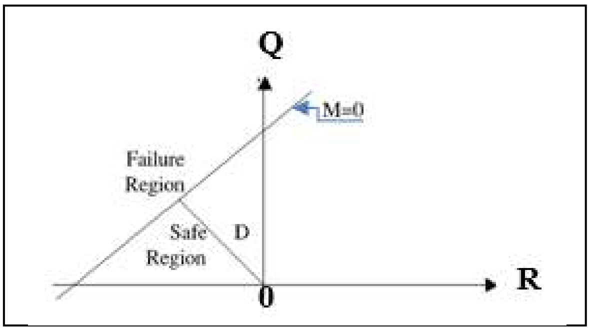
$$M=g(x_1,x_2)=g(Q,R) \quad (31)$$

$$\mu_m=\mu_R-\mu_Q \quad (32)$$

$$\sigma_m^2=\sigma_R^2-\sigma_Q^2 \quad (33)$$

M = 0 เป็นสภาวะขีดจำกัด (Limit State) ตัวแปรปกติมาตรฐานของ Q และ R

$$Q'=\frac{Q-\mu_Q}{\sigma_Q};R'=\frac{R-\mu_R}{\sigma_R} \quad (34)$$



รูปที่ 2 ฟังก์ชั่นสภาวะขีดจำกัดในระนาบความเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$$M=\sigma_Q Q'-\sigma_R R'+\mu_Q-\mu_R=0 \quad (35)$$

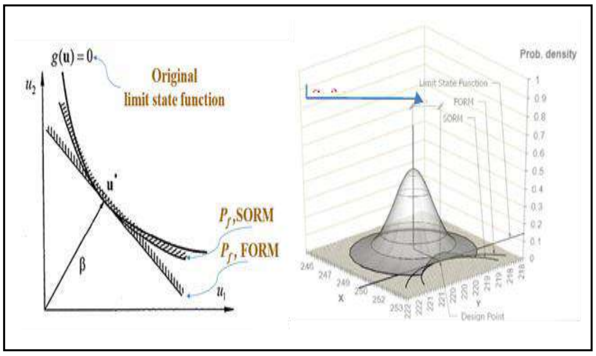
$$\beta=D=\frac{\mu_M}{\sigma_M}=\frac{\mu_R-\mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2-\sigma_Q^2}} \quad (36)$$

$$P_f=\phi(-D) \quad (37)$$

3.8 วิธี Second -Order Reliability method (SORM)

$$P_f \approx \phi(-\beta)\sum_{j=1}^{k}\left[\prod_{i=1}^{n=1}\left(1-\beta.\kappa_i\right)\right]^{-0.5} \quad (38)$$

โดยที่ κ_i คือลำดับ i เส้นโค้งหลักของพื้นผิวสภาวะขีดจำกัด (Limit State) g(y*) = 0 ที่ y* วิธีนี้สามารถประมาณปัญหาขนาดใหญ่ที่มีตัวแปรพื้นฐานจำนวนมากหรือที่ฟังก์ชันสภาวะขีดจำกัด (Limit State Function) ความสัมพันธ์ ระหว่าง FORM, SORM และ Limit State Function



รูปที่ 3 กราฟความสัมพันธ์ของ FORM,SORM และค่าดัชนี β

3.9 การคำนวณหาความน่าเชื่อถือ Deterministic reliability Calculation

ค่าความปลอดภัยเดี่ยว (Single safety factor)

$$G + Q < \frac{R}{\sigma} \quad (39)$$

เมื่อ Safety Factor > 1 ,สำหรับน้ำหนักกระทำและ Safety Factor < 1 สำหรับกำลังต้านทาน G คือ สภาวะขีดจำกัด, Q คือ น้ำหนักกระทำ,R คือ กำลังต้านทาน, σ = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

ค่าความปลอดภัยเดี่ยว (Single safety factor)

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}{}^3(G_k\gamma_G + Q_k\gamma_Q) = S_d \text{ Rd} = \quad (40)$$

โดยที่

Sd = ความปลอดภัยย่อย

Rd = กำลังต้านทานย่อย

Rk = กำลังต้านทานที่ค่าลักษณะเฉพาะ

Gk = สภาวะวิบัติที่ค่าลักษณะเฉพาะ

3.10 ความน่าจะเป็นของการวิบัติ (Pf , Probability of failure)

สามารถหาได้ตามสมการ

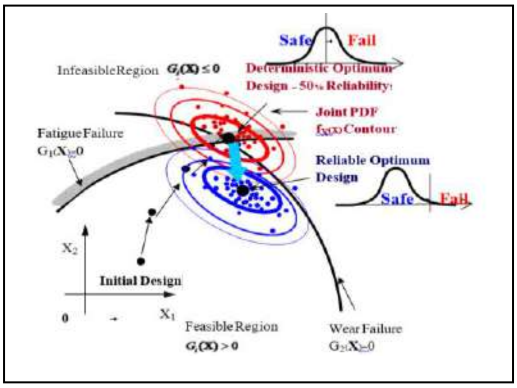
$$P_f = P(R - Q < 0) \quad (41)$$

และค่าความน่าเชื่อถือ Reliability (Probability of Survival) หาได้จากสมการ

$$P_s = 1 - P_f \quad (42)$$

3.11 ความเหมาะสมของการออกแบบโดยใช้ความน่าเชื่อถือ (Reliability-Based Design Optimization (RBDO))

เมื่อเริ่มต้นออกแบบ (Initial Design) จะได้ค่าความเหมาะสมในการออกแบบค่าหนึ่งซึ่งอยู่ในพื้นที่ Feasible Region โดยที่ฟังก์ชั่น $G_i(X)>0$ และค่าขีดจำกัดของฟังก์ชั่นสภาวะขีดจำกัดจะกำหนดให้การหาค่า Optimum Design คือการกำหนดให้ค่าความน่าจะเป็นของความปลอดภัย (Safety) มากกว่าค่าความน่าจะเป็นในการวิบัติ (Failure) เรียกว่า “Reliable Optimum Design” ซึ่งถูกตีกรอบการคำนวณโดย จุด “Deterministic Optimum Design” เป็นจุดที่เป็นจุดตัดของเส้นฟังก์ชั่นความสัมพันธ์ของ Wear Failure ที่ $G_2(X)=0$ กับ Fatigue Failure ที่ $G_1(X)=0$ และให้ค่าความน่าจะเป็นของความปลอดภัย(Safety) เท่ากับความน่าจะเป็นของการวิบัติ (Failure) ดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 กราฟความสัมพันธ์ Joint PDF ของความเหมาะสมของการออกแบบโดยใช้ความน่าเชื่อถือ(RBDO)

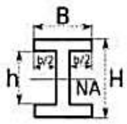
ดังนั้น การหาค่าความน่าจะเป็นของความปลอดภัย (Probability of Survival) หาได้จากสมการที่ 42 โดยเปรียบเทียบกับค่าการคำนวณจากคุณสมบัติของหน้าตัดชิ้นส่วนทีเก็บข้อมูลจากจำนวน 137 ศูนย์ (อาคารก่อสร้าง) ที่เป็นกลุ่มตัวอย่าง จากจำนวน 637 ศูนย์ (อาคารก่อสร้างทั้งหมด) ที่เป็นจำนวนประชากรทั้งหมด

4. ผลการศึกษา/ทดลอง (Results)

ผลการศึกษาเก็บข้อมูลตัวอย่างของโครงสร้างเสาเหล็กรูปพรรณ H-150X150x7x10 mm. และโครงสร้างคานอะเสเหล็กรูปพรรณ H-150X75x6x9 mm. ได้ค่าพารามิเตอร์ทางสถิติตามตารางที่ 1 และตารางที่ 2 เมื่อนำไปคำนวณตามกระบวนการวิธีความน่าเชื่อถือจะได้ผลลัพธ์ตามตารางที่ 3 เป็นค่าดัชนีความน่าเชื่อถือของเสาเหล็กรูปพรรณ (βc) กับดัชนีโครงสร้างเหล็กเสารูปพรรณ (P_fc) กับความน่าจะเกิดการวิบัติของโครงสร้างคานเหล็กรูปพรรณ (P_fb) ความน่าเชื่อถือของคานเหล็กรูปพรรณ (βb) จากนั้นคำนวณหาค่าความน่าจะเกิดการวิบัติของ

ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติหน้าเสาเหล็กรูปพรรณและค่าพารามิเตอร์

คุณสมบัติหน้าตัดเสาเหล็กรูปพรรณ H-150X150x7x10 mm.

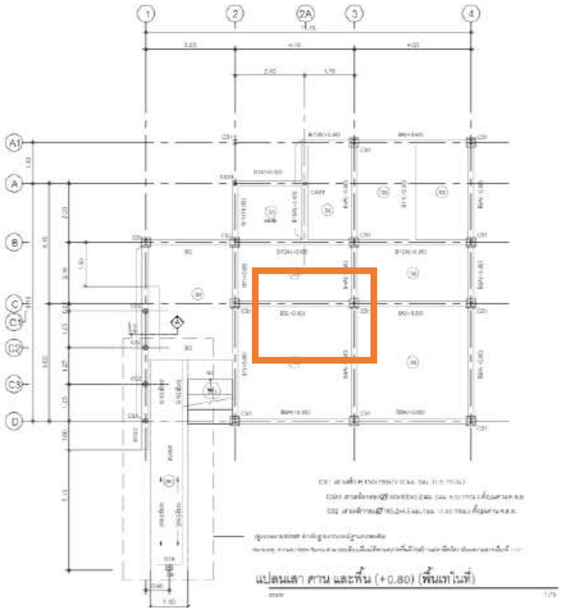


			Norminal	Mean,μ_{xi}	SD,σxi	COVxi = σxi/μxi
H	mm	=	150.000	149.125	-0.875	0.59%
h	mm	=	136.000	135.559	-0.441	0.33%
B	mm	=	150.000	149.624	-0.376	0.25%
b	mm	=	140.000	140.082	0.082	0.06%
t1	mm	=	7.000	6.783	-0.217	3.20%
t2	mm	=	10.000	9.542	-0.458	4.80%
Area	$cm.^2$	=	34.600	33.233	-1.367	4.11%
Sx	$cm.^3$	=	171.207	164.562	-6.645	4.04%
Mmax	kg-m	=	12.000	13.080	1.080	8.26%
Qall(Fb = 0.6fy)	ksc	=	1440.000	1383.109	-56.891	4.11%
Z = Mmax/Fb	$cm.^3$	=	8.333	9.457	1.124	11.88%
Plastic Moment Capacity; Mp = Fb.Sx	kg-m	=	2465.379	2276.072	-189.306	8.32%
Pmax	kg	=	20480.000	19670.881	-809.119	4.11%
Pmax/A	ksc	=	591.908	591.908	0.000	0.00%
Allowable Compressive Stress (Fa)	ksc	=	2062.000	1975.169	-86.831	4.40%

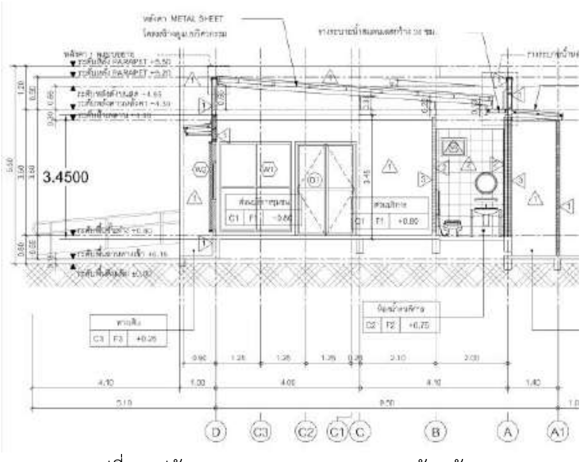
ตารางที่ 2 แสดงผลการคำนวนค่าความน่าเชื่อถือของเสาเหล็กรูปพรรณ

Structural Reliability เสาเหล็กรูปพรรณ H-150X150x7x10 mm.			
σ^2_{Fb}=			3236.605
σ^2_{Q}=			654673.323
σ^2_{A}=			1.869
σ^2_{lnFall}			8.083
$Mean\ of\ ln(Fall) = ln\overline{Fall} - \frac{1}{2}\sigma^2_{Fall}$			3.194
σ^2_{lnQ}=			13.392
$Mean\ of\ ln(Q) = ln\bar{Q} - \frac{1}{2}\sigma^2_{Q}$			0.153
σ^2_{lnA}=			1.054
$Mean\ of\ ln(A) = ln\bar{A} - \frac{1}{2}\sigma^2_{A}$			3.924
$X_0 = ln\left(\frac{Fall.A}{Q}\right)$			
Mean $\bar{Y} = ln(X_0) = \ln\overline{Fall} + \ln\bar{A} - \ln\bar{Q}$			6.964
$SD;\ \sigma_{\bar{Y}} = \sigma^2_{lnFall} + \sigma^2_{lnQ} + \sigma^2_{lnA}$			22.528
$P_f = P\left(\frac{P}{Q} < 1\right) = P\left[\left(\frac{Fall.A}{Q} < 1\right)\right] = \Phi\left[\left(\frac{\ln(1) - \bar{Y}}{\sqrt{\sigma_{\bar{Y}}}}\right)\right]$	Φ[-1.467]		0.0721
Structural reliability index	β	-	1.4530
Probability of failure	P_f	-	0.0721
Probability of Survival	P_s	-	0.9279

กรณีของชิ้นส่วนเสาเหล็กรูปพรรณขนาดหน้าตัด H 150x150x7x10 mm.ตามตารางที่ 1 และชิ้นส่วนคานเหล็กรูปพรรณขนาดหน้าตัด H-150x75x6x9 mm. ตามตารางที่ 3 แสดงคุณสมบัติของหน้าตัดปรากฏ (Norminal) ในช่อง Norminal ได้แก่ค่า H,h,B,b,t1,t2,Area,Sx ส่วนค่า โมเมนต์สูงสุด (Mmax) ,แรงอัดในแนวแกนสูงสุด(Pmax) คำนวณหาได้จากชิ้นส่วนอาคารตามรูปที่ 5 โดยพิจารณาพื้นที่น้ำหนักกระทำและนำไปคำนวนหาค่า โมดูลัสหน้าตัด (Z) จากค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ Qall ได้จาก Fb =0.6Fy จะทำให้สามารถคำนวณหาค่าของโมเมนต์พลาสติกที่ทำให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Hing) รวงถึงค่าแรงในแนวแกนจากน้ำหนักกระทำในตำแหน่ง Gridline 3-C ความสูงของเสาไร้การค้ำยันด้านข้างเท่ากับ 3.45 ม. ตามรูปที่ 6



รูปที่ 5 แปลนเสาเหล็ก คานและพื้น



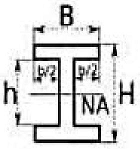
รูปที่ 6 รูปตัดขยายอาคารแสดงความสูงเสารับหลังคา

หลังได้ค่าจากการเก็บข้อมูล H,h,B,b,t1,t2 แล้วคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ทางสถิติจึงได้ค่าเฉลี่ย (Mean) ,ค่าเบี่ยงเบนมาตารฐาน (Standard Deviation) และสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (COV) เพื่อนำค่ามาคำนวณหาค่า Area,Sx ส่วนค่าโมเมนต์หาจากโมเมนต์ปรากฏ (Norminal) ที่คิดในแนวพิกัดหน้าตัด X-Y ถ้าเกิดการเยื้องศูนย์ของเสาในการก่อสร้างจริง(ค่าที่เก็บจากหน้างานจริงมีค่าสูงสุด +2.5/-2.5 มม.)กับค่าหน้าตัดที่เพิ่มขึ้นหรือลดลงแล้วจึงนำมาค่าโมเมนต์เบี่ยงเบน,โมเมนต์เฉลี่ยและค่าสัมประสิทธ์ความแปรปรวนโมเมนต์ต่อไป

ต่อจากนั้นจึงทำการคำนวณหาค่าพารามิเตอร์สำหรับหาค่าความน่าเชื่อถือตามตารางที่ 2 สำหรับเสาเหล็กรูปพรรณ และตารางที่ 4 สำหรับคานเหล็กรูปพรรณ

จากนั้นคำนวณหาค่าความน่าจะเป็นของการเกิดการวิบัติ (P_f c) ของเสาและ (P_f b) สำหรับคาน ได้จากค่าดัชนีความน่าเชื่อถือ (β) ของเสาเหล็ก และ คานเหล็ก ตามตาราง ที่ 2 และ ตารางที่ 4

ตารางที่ 3 แสดงคุณสมบัติหน้าตัดคานเหล็กรูปพรรณและค่าพารามิเตอร์

คุณสมบัติหน้าตัดคานเหล็กรูปพรรณ H-150X75x6x9 mm.						
			Norminal	Mean,μ_{xi}	SD,σxi	COVxi = σxi/μxi
H	mm	=	150	149.125	-0.875	0.59%
h	mm	=	138	137.159	-0.841	0.61%
B	mm	=	75	74.090	-0.910	1.23%
b	mm	=	66	65.510	-0.490	0.75%
t1	mm	=	6	5.983	-0.017	0.28%
t2	mm	=	9	8.580	-0.420	4.90%
Area	$cm.^2$	=	21.420	20.634	-0.786	3.81%
Sx	$cm.^3$	=	88.52	85.69	-2.840	3.31%
Mmax	kg-m	=	1,200	1308	108.000	8.26%
Qall(Fb = 0.6fy)	ksc	=	1,440	1,387	-52.850	3.81%
Z = Mmax/Fb	$cm.^3$	=	833.333	942.941	109.607	11.62%
Plastic Moment Capacity; Mp = Fb.Sx	kg-m	=	1,274.76	1,188.58	-86.175	7.25%

ตารางที่ 4 แสดงผลการคำนวนค่าความน่าเชื่อถือของคานเหล็กรูปพรรณ

Structural Reliability คานเหล็กรูปพรรณ H-150X75x6x9 mm.			
σ_{Fb}^2=			2793.156
σ_{Q}^2=			11664.000
σ_{Sx}^2=			8.063
σ_{lnFb}^2=			7.935
$Mean\ of\ ln(Fb)\ = ln\overline{Fb} - \frac{1}{2}\sigma_{Fb}^2$			3.267
σ_{lnQ}^2=			9.364
$Mean\ of\ ln(Q)\ = ln\bar{Q} - \frac{1}{2}\sigma_{Q}^2$			2.167
σ_{lnSx}^2=			2.204
$Mean\ of\ ln(Sx)\ = ln\overline{Sx} - \frac{1}{2}\sigma_{Sx}^2$			3.349
$X_0 = ln\left(\frac{Fb.Sx}{Q}\right)$			
Mean $\bar{Y} = ln(X_0) = \ln\overline{Fb} + \ln\overline{Sx} - \ln\bar{Q}$			4.449
$SD;\ \sigma_{\bar{Y}} = \sigma_{lnFb}^2 + \sigma_{lnQ}^2 + \sigma_{lnSx}^2$			19.504
$P_f = P\left(\frac{Mp}{Q} < 1\right) = P\left[\left(\frac{Fb.Sx}{Q} < 1\right)\right] = \Phi\left[\left(\frac{\ln(1) - \bar{Y}}{\sqrt{\sigma_{\bar{Y}}}}\right)\right]$	Φ[-1.007]		0.1379
Structural reliability index	β	-	1.0770
Probability of failure	P_f	-	0.1379
Probability of Survival	P_S	-	0.8621

5. บทสรุป

จากการทดลองสุ่มเก็บข้อมูลตัวอย่าง ความหนาของปีกเหล็กเสา ,ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งเหล็กเสา,ความกว้างเสาเหล็ก,ความลึกเสาเหล็ก,ความสูงของเสาเหล็กรับคานหลังคาเหล็กรูปพรรณ,น้ำหนักกระทำกับ กำลังต้านทาน แล้วเพื่อนำไปคำนวณหาโมดูลัสหน้าตัด (Section Modulus) ในสมการฟังก์ชั่นสภาวะขีดจำกัด (Limit State Function) เมื่อนำมาคำนวณหาค่า Probability of failure,P_f ของโครงสร้างคานเหล็กรูปพรรณได้เท่ากับ 13.786% ซึ่งมาจากค่า reliability index, β เท่ากับ 1.0770 สามารถสรุปได้ว่า ตัวอย่างที่สุ่มให้ค่าทางสถิติที่นำไปสู่การวิเคราะห์ด้วยวิธีความน่าเชื่อถือของโครงสร้างเสาเหล็ก ได้ผลลัพธ์ของความน่าจะเป็นของความปลอดภัยเท่ากับ 86.21%

และเมื่อทำการคำนวณวิเคราะห์โครงสร้างเสาเหล็กรูปพรรณรับโครงสร้างหลังคาเหล็ก โดยการพิจารณาถึงความหนาของปีกเหล็กเสา ,ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งเหล็กเสา,ความกว้างเสาเหล็ก,ความลึกเสาเหล็ก,ความสูงของเสาเหล็กรับคานหลังคาเหล็กรูปพรรณ,น้ำหนักกระทำกับ กำลังต้านทาน แล้ว จะได้ค่า Probability of failure,P_f ได้เท่ากับ 7.214% ซึ่งมาจาก ค่า reliability index, β เท่ากับ 1.4530 ได้ผลลัพธ์ของความน่าจะเป็นของความปลอดภัยเท่ากับ 92.79% จะเห็นว่าเสารับโครงสร้างหลังคามีค่า reliability index, β ที่สะท้อนถึงค่าความปลอดภัย (Safety Factor) ซึ่งมีค่าสูงกว่าคานเหล็กรูปพรรณจะสอดคล้องกับการออกแบบให้เสามีความแข็งแรงกว่าคานเพื่อให้คานมีความยืดหยุ่นมากกว่าเสาเพื่อให้สามารถรับแรงทางด้านข้าง(แรงแผ่นดินไหว)ได้

และควรพิจารณาองค์ประกอบของตัวคูณเพิ่มค่าน้ำหนักกระทำกับตัวคูณลดค่ากำลังต้านทานเป็นดัชนีพิจารณาที่บ่งบอกถึงการจัดวางน้ำหนักกระทำที่พิจารณาจากการใช้งานจริงเป็นหลัก

แต่การพิจารณาด้วยค่าทางสถิติเป็นการสุ่มเก็บค่าตัวอย่างที่ใช้ค่าเฉลี่ย,ค่าเบี่ยงเบน,ค่าความแปรปรวน มาพิจารณาซึ่งยังต้องมีการเก็บค่าความหนา,ความกว้าง,ความยาว ของหน้าตัดเสาเหล็กรูปพรรณที่เป็นตัวแปรในสมการออกแบบ (Limit State Function) เพื่อนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีความน่าเชื่อถือแต่จำนวนชิ้นส่วนโครงสร้างตัวอย่างที่นำมาพิจารณาใช้คาน 1 คานกับเสา 1 เสาของแต่ละอาคารจำนวน 137 อาคารจากทั้งหมด 763 อาคาร ซึ่งเป็นปัจจัยในการเก็บตัวอย่างข้อมูลที่จำกัดเนื่องจากอาคารมีการเริ่มงานพร้อมกันทั้งนี้ผลการศึกษานี้เป็นส่วนหนึ่งเพื่อพิจารณาประกอบเท่านั้น

เอกสารอ้างอิง

[1] R.E. Barlow, F. Proschan, *Mathematical theory of reliability* (Wiley, New York, 1965)

[2] T.J. Aven, U. Jensen, *Stochastic Models in Reliability*. Series in Applications of Mathematics: Stochastic Modeling and Applied Probability, vol. 41 (Springer, New York, 1999)

[3] H.O. Madsen, S. Krenk, N.C. Lind, *Methods of Structural Safety* (Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1986)

[4] R.E. Melchers, *Structural Reliability-Analysis and Prediction* (Ellis Horwood, Chichester, 1999)

[5] E.E. Lewis, Introduction to Reliability Engineering (Wiley, New York, 1994)

[6] A. Haldar, S. Mahadevan, Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design (Wiley, New York, 2000)

[7] A.I. Johnson, *Strength, Safety and Economical Dimensions of Structures*, vol. 22 (Statens Kommitte for Byggnadsforskning, Meddelanden, Stockholm, 1953)

[8] C.A. Cornell, Bounds on the reliability of structural systems. ASCE-J. Struct. Div. **93**, 171–200 (1967)

[9] C.A. Cornell, Probability-based structural code. J. Am. Concr. Inst. (ACI) **66**(12), 974–985 (1969)

[10] J. Ferry-Borges, Implementation of probabilistic safety concepts in international codes, *Proceedings of the*

International Conference on Structural Safety and Reliability Verlag, Dusseldorf, Aug 1977, pp. 121–133
[11] A. Pugsley, *The Safety of Structures* (Edward Arnold, London, 1966)
[12] A.M. Hasofer, N.C. Lind, Exact and invariant second moment code format. ASCE J. Eng. Mech. Div. **100**, 111–121 (1974)
[13] D. Veneziano, Contributions to second moment reliability theory. Research Report R-74-33, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA, 1974
[14] Canadian Standard Association (CSA), Standards for the design of cold-formed steel members in buildings. CSA-S-136, Canada, 1974
[15] T. Bedford, R. Cooke, *Probabilistic Risk Analysis: Foundations and Methods* (Cambridge University Press, Cambridge, 2001)
[16] A.S. Nowak, K.R. Collins, *Reliability of Structures* (McGraw Hill, Boston, 2000)
[17] K.C. Kapur, L.R. Lamberson, *Reliability in Engineering Design* (Wiley, New York, 1977)
[18] M. Finkelstein, Failure Rate Modeling for Risk and Reliability (Springer, New York, 2008)
[19] I.B. Gerstbakh, Reliability Theory with Applications to Preventive Maintenance (Springer, New York, 2000)
[20] D. Kececioglu, F. Sun, Environmental Stress Screening: Its Quantification, Optimization, and Management (Prentice Hall, New York, 1995)
[21] A.H-S. Ang, W.H. Tang, Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering (Wiley, New York, 2007)
[22] Madsen, H.O. , Krenk, S. & Lind, N.C., Methods of Structural Safety, Prentice Hall, Engle- wood Cliffs, N.J. 1986.

กรณีศึกษาการปฏิบัติตามมาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรง โครงสร้างอาคารเก่า และโครงสร้างอาคารที่เสียหาย

Case Studies of Building Damaged Investigation according to the Standard of Inspection, Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Existing Building and Damaged Building Structures

สุวัฒน์ รามจันทร์[1,*] วงศกร พงษ์ภักดี[2] และ ทยากร จันทรางศุ[3]

[1,3] ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง
[3] กองมาตรฐานความปลอดภัยและบำรุงทาง กรมการขนส่งทางราง
**Corresponding author; E-mail address: tience14@hotmail.com*

บทคัดย่อ

กรมโยธาธิการและผังเมืองได้มีการจัดทำมาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรง โครงสร้างอาคารเก่า และโครงสร้างอาคารที่เสียหาย (มยผ. 1902-62) ขึ้น โดยบทความนี้จะเป็นกรณีศึกษาการตรวจสอบ การประเมิน และแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคารที่เสียหายตามแนวทางของมาตรฐานดังกล่าว ซึ่งจะแสดงผลการดำเนินการตรวจสอบโครงสร้างอาคาร การประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้างอาคารตามสมรรถนะโครงสร้าง และแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคาร สำหรับการดำเนินการดังกล่าวจะมีกรณีศึกษา 3 กรณี ได้แก่ โครงสร้างอาคารที่ทรุดตัว โครงสร้างอาคารที่ถูกเพลิงไหม้ และโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจากคลอไรด์ โดย 3 กรณีศึกษาพบว่ากรณีโครงสร้างอาคารที่ทรุดตัว มีความปลอดภัยในการใช้งาน แต่ต้องดำเนินการซ่อมแซมและเสริมความมั่งคงแข็งแรง เพื่อให้สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัยยิ่งขึ้น กรณีโครงสร้างอาคารที่ถูกเพลิงไหม้ไม่สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย ซึ่งจะต้องระงับการใช้งานอาคารเพื่อดำเนินการรื้อถอนต่อไป กรณีโครงสร้างที่เสียหายเนื่องจากคลอไรด์จะต้องระงับการใช้งานอาคาร เพื่อซ่อมแซมโครงสร้างส่วนที่เสียหาย โดยผลจากการตรวจสอบ การประเมิน และคำแนะนำในการซ่อมแซมสามารถใช้เป็นแนวทางให้ผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถปฏิบัติได้ กรณีที่พบโครงสร้างที่เสียหายในลักษณะดังกล่าว

คำสำคัญ: การตรวจสอบ, การประเมิน, การซ่อมแซม, การเสริมความมั่นคงแข็งแรง, โครงสร้างอาคาร

Abstract

Department of Public Works and Town & Country Planning (DPT) has developed the standard of inspection, evaluation, repair, and rehabilitation of existing building and damaged building structures (DPT. 1902-62). This article aims at presenting case studies of inspection, evaluation, and recommendation for the repair of damaged building according to the standard based on performance and level of damage of building structures. There were 3 case studies investigated involving settlement of building structure, fire in building structure, and damage of building structure due to chloride. The result showed that for the case study of settlement, the building structure was safe to be used but subjected to repairing and retrofitting. For the case study of fire in building structure, the use of building was suspended and demolition was recommended. For the case study of damaged building structure due to chloride, the use of building was suspended for repairing. The results of these studies could be used as a guidance for future cases with similar damages.

Keywords: Building Structure, Evaluation, Inspection, Rehabilitation, Repair

1.คำนำ

ปัจจุบันอาคารที่ก่อสร้างแล้วเสร็จและมีอายุการใช้งานเป็นเวลานาน หรืออาคารที่ก่อสร้างไม่แล้วเสร็จแล้วถูกปล่อยทิ้งร้าง เนื่องจากได้รับผลกระทบจากปัญหาเศรษฐกิจ รวมไปถึงอาคารที่ประสบอุบัติภัย หรือภัยธรรมชาติต่าง ๆ เช่น อัคคีภัย วาตภัย อุทกภัย เป็นต้น อาจมีโครงสร้างที่ได้รับความเสียหายจากการเสื่อมสภาพหรือความเสียหายของวัสดุ หรือปัญหาการทรุดตัว การแอ่นตัว การแตกร้าว การผุกร่อน ความเสียหายจากเหตุเพลิงไหม้ตลอดจนปัญหาการปรับปรุงอาคารอันเนื่องมาจากการดัดแปลงหรือการเปลี่ยนการใช้ ซึ่งอาคารดังกล่าวมีความจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบ และประเมินความเสียหาย แต่เนื่องจากปัจจุบันยังไม่มี

มาตรฐานหรือหลักเกณฑ์ที่ชัดเจนในการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่าและโครงสร้างอาคารที่เสียหายที่ชัดเจน กรมโยธาธิการและผังเมืองจึงได้จัดทำมาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่าและโครงสร้างอาคารที่เสียหาย (มยผ. 1902-62) [1] เพื่อให้มีมาตรฐานในการปฏิบัติเป็นไปตามมาตรฐานสากล โดยบทความนี้จะเป็นกรณีศึกษาที่เกิดขึ้นจริงสำหรับการตรวจสอบ การประเมิน และแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคารที่เสียหาย เพื่อให้สามารถใช้งานมาตรฐานดังกล่าวได้อย่างถูกต้อง และสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

2. ทฤษฎีและวิธีการตรวจสอบ

2.1 ความเสียหายที่เกิดขึ้นในอาคาร

2.1.1 การทรุดตัว [1]

การทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน หรือการเคลื่อนตัวของโครงสร้างสามารถทำให้เกิดความเสียหาย และการวิบัติของโครงสร้างได้ มักพบในคาน และผนัง โดยมีรอยแตกร้าวในทิศทางทแยงในผนัง หรือ ทิศเฉียงในคาน ทั้งนี้รอยร้าวในผนังจะเกิดง่าย และพบได้บ่อยกว่า หรืออาจตรวจพบการทรุดตัวของพื้นที่ไม่เท่ากัน

การตรวจสอบเพื่อยืนยันสาเหตุของการทรุดตัว การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของอาคารสามารถทำได้ตาม มยผ. 1552-51 [2] นอกจากนั้นอาจพิจารณาตรวจสอบความสมบูรณ์ของฐานรากโดยการขุดเปิดสำรวจ หรือตรวจสอบความสมบูรณ์ของของเสาเข็มด้วยวิธี Seismic Test ตามมาตรฐานการตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธี Seismic Test (มยผ. 1551-51) [3]

2.1.2 การเผชิญกับอุณหภูมิสูง [1]

ความเสียหายของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเนื่องจากอุณหภูมิสูงสามารถแบ่งได้เป็น 3 ระดับ ได้แก่

(1) อุณหภูมิในช่วงที่ไม่ก่อให้เกิดการกลายเป็นไอของน้ำในคอนกรีต (ไม่เกิน100°C) เช่น คอนกรีตหลา การเผชิญวัฏจักรของอุณหภูมิอย่างไรก็ตาม เนื่องจากการกระจายตัวของอุณหภูมิในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตไม่เท่ากัน ทำให้เกิดการยึดรั้งและหน่วยแรงขึ้นภายในชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีต ก่อให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตได้ในบริเวณที่มีหน่วยแรงดึงสูง

(2) อุณหภูมิในช่วงที่ไม่ก่อให้เกิดการสลายตัวของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์จะไม่มีผลกระทบกับกำลังและสมบัติทางกลของคอนกรีต แต่อาจเกิดการแตกร้าว หรือการระเบิดของผิวคอนกรีต (ที่อุณหภูมิไม่เกิน 290°C) หากคอนกรีตมีความทึบน้ำมาก เช่น โครงสร้างที่เผชิญไฟไหม้ในระยะสั้น ทำให้น้ำในเนื้อคอนกรีตเกิดการระเหยกลายเป็นไอที่ระบายออกมาข้างนอกไม่ได้ จึงสร้างแรงดันในบริเวณใกล้ผิวหน้าคอนกรีตจนเกิดการแตกร้าว หรือเกิดระเบิดออกได้

(3) อุณหภูมิในช่วงที่เกิดการสลายตัวของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ และมีผลกระทบกับกำลังและสมบัติทางกลของคอนกรีต (ที่อุณหภูมิเกิน 290°C) อุณหภูมิสูงจากไฟไหม้ก่อให้เกิดการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิของคอนกรีตและเหล็กเสริม และเกิดการสลายตัวของผลิตภัณฑ์บางชนิดในคอนกรีตจากการถูกเผาไหม้ ซึ่งส่งผลต่อการลดลงของกำลัง และสมบัติทางกลของวัสดุ รวมถึงกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง

การตรวจสอบโครงสร้างที่เผชิญอุณหภูมิสูง ควรตรวจสอบลักษณะของรอยร้าว เช่นรูปแบบ ตำแหน่ง ความกว้าง ความลึก ความยาว การขยายตัวของรอยร้าว ความสม่ำเสมอของระดับผิวรอยร้าว และลักษณะโดยรอบรอยร้าว ตามรายละเอียดใน มยผ. 1501-51 [4]

2.1.3 การเกิดสนิมของเหล็กเสริมคอนกรีตเนื่องจากคลอไรด์ [1]

การเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ เกิดจากการมีปริมาณคลอไรด์อิออนในคอนกรีตบริเวณผิวของเหล็กเสริมสูงเกินไป ซึ่งคลอไรด์อิออนอาจเกิดจากการปนเปื้อนในขั้นตอนการผลิตคอนกรีต การก่อสร้าง หรือซึมผ่านเข้าไปจากภายนอกขณะใช้งานโครงสร้าง

การตรวจสอบเพื่อยืนยันสาเหตุของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ ใช้วิธีการทดสอบหาปริมาณคลอไรด์อิออนในคอนกรีตบริเวณผิวของเหล็กเสริม โดยหากปริมาณคลอไรด์ที่วัดได้มีค่าสูงกว่าปริมาณคลอไรด์วิกฤติที่จะก่อให้เกิดสนิมของเหล็กเสริมตาม มยผ. 1332-55 [5] ให้ถือว่าเหล็กเสริมสามารถเกิดสนิมได้แล้ว โดยวิธีการทดสอบปริมาณคลอไรด์สามารถอ้างอิงได้จาก ASTM C1152-03 [6]

การตรวจสอบความรุนแรงของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ที่มีผลต่อสมรรถนะของโครงสร้าง นอกจากการตรวจสอบปริมาณคลอไรด์แล้ว ควรตรวจสอบระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมด้วยการสกัดเปิดผิวคอนกรีต หรือการใช้เครื่องหาตำแหน่งเหล็กเสริมในคอนกรีตตาม มยผ. 1505-51 [7] เพื่อการประเมินโอกาสการเกิดสนิมของเหล็กเสริม

นอกจากนั้นควรตรวจสอบสภาพของผิวของคอนกรีต เช่น รอยแตกร้าว คราบสนิม สัญญาณการหลุดร่อนของผิวคอนกรีตและคอนกรีตหุ้ม การหลุดร่อนของผิวคอนกรีตและคอนกรีตหุ้ม การเกิดสนิมของเหล็กเสริม

การตรวจสอบผลของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเนื่องจากคลอไรด์ต่อการเสื่อมสภาพในอนาคต ขึ้นอยู่กับความรุนแรงของการเกิดสนิมของเหล็กเสริม ความเสียหายและคุณภาพของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ณ ปัจจุบัน และความรุนแรงของสภาพแวดล้อม โดยแบ่งช่วงของการเสื่อมสภาพเป็น 4 ช่วง ได้แก่

(1) ช่วงเริ่มต้น (initiation) เป็นช่วงที่ปริมาณคลอไรด์ที่ผิวเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นจนถึงปริมาณคลอไรด์วิกฤติที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มเป็นสนิม ในช่วงนี้จำเป็นต้องตรวจสอบปริมาณคลอไรด์ที่ความลึกต่างๆ จากผิวคอนกรีตอย่างน้อย 5 ชั้นระดับความลึก ซึ่งสามารถเก็บตัวอย่างได้ตามคำแนะนำใน ASTM C1152-03 [6] เพื่อมาวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของคลอไรด์ และปริมาณคลอไรด์ที่ผิวคอนกรีต ตรวจสอบระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม และอายุของโครงสร้าง เพื่อประเมินระยะเวลาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมต่อไป

(2) ช่วงพัฒนา (propagation) เป็นช่วงที่เหล็กเสริมเกิดสนิมแล้วไปจนถึงเกิดการแตกร้าวของผิวคอนกรีตเนื่องจากสนิมของเหล็กเสริม โดยมีหลายปัจจัยที่ส่งผลต่อระยะเวลาการเกิดสนิม เช่น อัตราการเกิดสนิม

ตำแหน่งและขนาดของเหล็กเสริม สมบัติของคอนกรีต การตรวจสอบความต้านทานไฟฟ้าของคอนกรีตสามารถใช้ประเมินอัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริม ซึ่งจะมีค่าสูงขึ้นถ้าคอนกรีตมีความต้านทานไฟฟ้าต่ำ นอกจากนี้ในช่วงนี้อาจพิจารณาการตรวจสอบโอกาสการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในบริเวณอื่นๆ ของโครงสร้างด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ตาม มยผ. 1506-51 [8]

(3) ช่วงเร่ง (acceleration) การเกิดสนิมของเหล็กเสริมจะรุนแรงขึ้นเนื่องจากมีการแตกร้าวเกิดขึ้นแล้ว และจะนำไปสู่การหลุดร่อนของพื้นผิว ควรตรวจสอบความรุนแรงของการเกิดสนิมของเหล็กเสริม และโอกาสการหลุดร่วงของผิวคอนกรีตตาม สคท. 3201-52 [9] ในบางกรณีการแยกชั้นของคอนกรีตก่อนที่จะเกิดการหลุดร่วงสามารถตรวจพบได้จากการตรวจสอบความแตกต่างของอุณหภูมิบริเวณผิวของคอนกรีตด้วยกล้องอินฟราเรด หรือการตรวจสอบด้วยการเคาะฟังเสียง

(4) ช่วงเสื่อมสภาพ (deterioration) การเกิดสนิมของเหล็กเสริมจะพัฒนาต่อไปในระดับที่รุนแรง ซึ่งส่งผลต่อการลดลงของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม ส่งผลต่อความปลอดภัยของโครงสร้าง ควรตรวจสอบความรุนแรงของการเกิดสนิม และสัญญาณความเสียหายทางโครงสร้างประกอบด้วย

2.1.4 ลักษณะของรอยร้าว [4]

รอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีตสามารถเกิดได้จากหลายสาเหตุ และสามารถเกิดขึ้นได้ในทุกช่วงอายุของโครงสร้าง การวิเคราะห์หาสาเหตุที่แท้จริงของรอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีตนั้นมีส่วนช่วยให้ซ่อมแซมโครงสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ ผู้ตรวจสอบต้องบันทึก จำนวนของรอยแตกร้าว ทิศทางและลักษณะของรอยแตกร้าว ความลึกของรอยแตกร้าว ความกว้างของรอยร้าว และอัตราการขยายตัวของรอยร้าวอย่างครบถ้วน

2.1.4.1 ทิศทางและลักษณะของรอยร้าว

ลักษณะของรอยร้าวที่สามารถสังเกตได้บนผิวโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เป็นข้อมูลพื้นฐานที่บ่งบอกสาเหตุของการเกิดรอยร้าว เช่น รอยแตกลายงาเกิดจากการยืดรั้งคอนกรีตที่ผิวด้วยคอนกรีตด้านในโครงสร้างหรือมีการขยายตัวของคอนกรีตที่อยู่ด้านในของโครงสร้าง รอยร้าวที่อยู่ในทิศทางเดียวจะเกิดจากแรงดึงในคอนกรีตโดยแรงดึงดังกล่าวอาจเกิดจากการทรุดตัวของโครงสร้างหรือ เกิดจากแรงดัดที่กระทำกับโครงสร้าง

2.1.4.2 ความลึกของรอยร้าว

ความลึกของรอยร้าวสามารถแยกออกกว้างๆ ได้เป็น 4 ระดับ คือ (1) รอยร้าวเฉพาะที่ผิว (2) รอยร้าวตื้น (3) รอยร้าวลึก และ (4) รอยร้าวทะลุโครงสร้าง รอยร้าวเฉพาะที่ผิวหมายถึงรอยร้าวที่ความลึกเข้าไปในโครงสร้างไม่มากหรือเกิดรอยร้าวในชั้นของปูนฉาบ รอยร้าวตื้น คือรอยร้าวที่เกิดในผิวคอนกรีตและมีความลึกที่ไม่มากนักเมื่อเทียบกับระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กของโครงสร้างรอยร้าวลึกคือรอยร้าวที่มีความลึกมากในระดับที่ทำให้เหล็กเสริมผุกร่อนได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่รอยร้าวมีความลึกมากกว่าระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กซึ่งทำให้เหล็กเสริมเกิดการผุกร่อนได้อย่างรวดเร็ว และรอยร้าวทะลุคือรอยร้าวที่ทะลุโครงสร้างซึ่งบ่งบอกถึงความเสียหายที่ค่อนข้างรุนแรงและมีการกระจายตัวของแรงดึงที่กระทำในคอนกรีตที่ค่อนข้างคงที่

2.1.4.3 ความกว้างของรอยร้าว

ความกว้างของรอยแตกร้าวเป็นปัจจัยที่มีผลมากที่สุดต่อความคงทนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในการตรวจพินิจ ความกว้างของรอยแตกร้าวอาจถูกแบ่งได้ 3 ระดับ ได้แก่ (1) รอยร้าวขนาดเล็ก (2) รอยร้าวขนาดกลาง และ (3) รอยร้าวขนาดใหญ่

ข้อแนะนำ 2.1.4.3: ระดับความกว้างนั้นควรต้องถูกจำแนกโดยคำนึงถึงลักษณะการใช้งาน สภาวะแวดล้อม และอายุการใช้งานของแต่ละโครงสร้างประกอบกันไปด้วย ยกตัวอย่างเช่นรอยร้าวขนาด 0.1 มิลลิเมตร อาจจะถูกจำแนกเป็นรอยร้าวขนาดเล็กในโครงสร้างขนาดใหญ่ในสภาวะแวดล้อมธรรมดา ในขณะที่รอยร้าวขนาดเดียวกัน (0.1 มิลลิเมตร) ในโครงสร้างที่อยู่ชายฝั่งทะเลนั้นอาจจะถูกจำแนกเป็นรอยร้าวขนาดใหญ่

2.1.4.4 อัตราการขยายตัวของรอยร้าว

อัตราการขยายตัวของรอยร้าวเป็นข้อบ่งชี้ว่าสาเหตุของรอยแตกร้าวนั้นยังดำเนินอยู่อย่างต่อเนื่องหรือมีความรุนแรงมากขึ้นหรือไม่ ทั้งนี้ข้อมูลเกี่ยวกับอัตราการขยายตัวของรอยร้าวนั้นมีความสำคัญอย่างยิ่งสำหรับการดำเนินการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีต โดยทั่วไปสามารถแบ่งแยกประเภทรอยร้าวออกเป็นรอยร้าวที่มีความกว้างมากขึ้นเรื่อยๆ และรอยร้าวที่มีสภาพคงที่แล้ว

ข้อแนะนำ 2.1.4.4: รอยร้าวที่มีสภาพคงที่แล้ว หมายถึง รอยร้าวที่ไม่มีการขยายตัวมากพอที่อาจกระทบต่อการซ่อมแซมโครงสร้าง

2.1.4.5 การจำแนกรอยร้าวที่เกิดขึ้นในโครงสร้าง

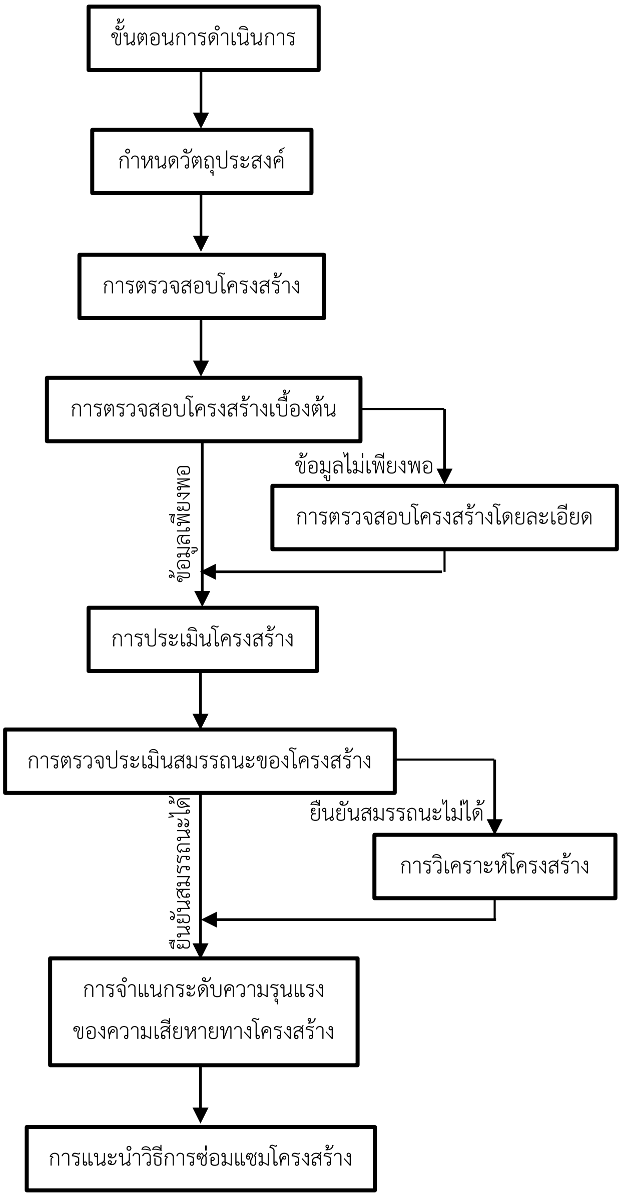
(1) การจำแนกรอยร้าวในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีวัตถุประสงค์หลักเพื่อระบุสาเหตุของการเกิดรอยร้าว ข้อมูลของช่วงอายุคอนกรีตระหว่างที่รอยร้าวเริ่มปรากฏเป็นข้อมูลสำคัญที่จะช่วยให้ผู้ตรวจสอบระบุสาเหตุของรอยแตกร้าวได้ถูกต้อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งความเสียหายในโครงสร้างคอนกรีตในสภาวะคอนกรีตสด

(2) ผู้ตรวจสอบโครงสร้างอาจจะจำแนกรอยร้าวที่เกิดจากพฤติกรรมทางโครงสร้างและการรับแรงออกจากรอยร้าวที่เกิดจากพฤติกรรมของคอนกรีตเพื่อความชัดเจนในการวิเคราะห์รอยแตกร้าว โดยทั่วไปรอยร้าวที่เกิดจากพฤติกรรมทางโครงสร้างมักมีขนาดใหญ่และความกว้างของรอยร้าวอาจเพิ่มขึ้นเนื่องจากการล้าของคอนกรีต

การตรวจสอบทิศทางและลักษณะของรอยร้าว ความกว้างของรอยร้าว ความยาวของรอยร้าว ดำเนินการตามรายละเอียดใน มยผ. 1501-51 [4] สำหรับความลึกของรอยร้าวสามารถตรวจสอบได้ 3 วิธี ได้แก่ การตรวจสอบด้วยคลื่นอัลตราโซนิกตาม มยผ.1504-51 [10] วิธี Impact Echo ตาม ASTM C1383-98 [11] และวิธีการเจาะคอนกรีตและทำการตรวจสอบด้วยการตรวจพินิจตาม ASTM C823-00 [12]

3. ขั้นตอนการดำเนินการ

ขั้นตอนการดำเนินการประกอบด้วยการกำหนดวัตถุประสงค์ การตรวจสอบโครงสร้าง การประเมินโครงสร้าง และการแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินการ

3.1 การกำหนดวัตถุประสงค์

การกำหนดวัตถุประสงค์ของการบำรุงรักษา และกำหนดเกณฑ์การยอมรับได้ของสมรรถนะของโครงสร้างให้แน่ชัด และเป็นไปตามข้อบังคับ ข้อกำหนด มาตรฐานการออกแบบของอาคารนั้นๆ เช่น กำลังการรับน้ำหนักบรรทุก ความสามารถในการใช้งาน อายุการใช้งาน เพื่อสามารถกำหนดแนวทางในการดำเนินการตรวจสอบ การประเมิน และการซ่อมแซมโครงสร้างได้อย่างเหมาะสม

3.2 การตรวจสอบโครงสร้าง

การตรวจสอบโครงสร้างแบ่งเป็น 2 ขั้นตอน คือ การตรวจสอบโครงสร้างเบื้องต้น และการตรวจสอบโครงสร้างโดยละเอียด

(1) การตรวจสอบโครงสร้างเบื้องต้น ได้แก่ การตรวจสอบเอกสารที่เกี่ยวข้อง เช่น แบบก่อสร้าง ข้อกำหนดการก่อสร้าง ข้อกำหนดและมาตรฐานการออกแบบ รายงานการก่อสร้าง ประวัติการใช้งาน และประวัติการบำรุงรักษาโครงสร้าง การตรวจสอบโครงสร้างและความเสียหายด้วยตาเปล่า โดยผู้ประเมินวิศวกรโครงสร้างมีหน้าที่ประเมินสมรรถนะของโครงสร้างว่าอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้หรือไม่ จากข้อมูลการตรวจสอบเบื้องต้น

ในกรณีที่มีข้อมูลไม่เพียงพอสำหรับการประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง จำเป็นต้องมีการตรวจสอบโครงสร้างโดยละเอียดในขั้นตอนต่อไป

(2) การตรวจสอบโครงสร้างโดยละเอียด ได้แก่ การตรวจสอบเอกสารที่เกี่ยวข้องเพิ่มเติม การตรวจสอบด้วยเครื่องมือทดสอบแบบทำลาย ได้แก่ การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตโดยวิธี Coring Test หรือการตรวจสอบด้วยเครื่องมือทดสอบแบบไม่ทำลาย ได้แก่ วิธีหาค่าความแข็งแรงของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Rebound Hammer) [13] วิธีทดสอบประเมินค่ากำลังอัดคอนกรีตด้วยการยิงหัวหยั่งทดสอบ [14] วิธีทดสอบคอนกรีตโดยใช้คลื่นอัลตราโซนิก (Ultrasonic Pulse Velocity) [10] วิธีตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมในคอนกรีต (Cover Meter) [7] วิธีทดสอบหาค่าการสึกกร่อนของเหล็กเสริม (Half Cell Potential) [8] และวิธีทดสอบเพื่อประเมินภาพสมบูรณ์ของเนื้อคอนกรีตด้วยคลื่นเรดาร์ (Radar) [15]

ในกรณีที่ต้องมีการตรวจสอบเพื่อวัตถุประสงค์การประเมินกำลังการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง หรือในการออกแบบการบำรุงรักษาโครงสร้าง ต้องมีการคำนึงถึงผลของการเสื่อมสภาพของวัสดุต่อกำลังของโครงสร้าง โดยหากไม่มีข้อมูลดังกล่าว จำเป็นต้องมีการตรวจสอบสมบัติของวัสดุของโครงสร้างจริงเพิ่มเติม โดยอย่างน้อยต้องมีการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต และกำลังดึงของเหล็กเสริม

3.3 การประเมินโครงสร้าง (structural evaluation)

การตรวจสอบโครงสร้าง หากพบว่าชิ้นส่วนโครงสร้างใด ๆ ส่วนของโครงสร้างใดๆ หรือโครงสร้างโดยรวม มีการเสื่อมสภาพ มีความไม่สมบูรณ์ของโครงสร้าง หรือมีพฤติกรรมใด ๆ ที่ไม่สอดคล้องกับเอกสารที่เกี่ยวข้อง จำเป็นต้องมีการประเมินโครงสร้าง (structural evaluation) ซึ่งประกอบไปด้วย การตรวจประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง (structural assessment) และการวิเคราะห์โครงสร้าง (structural analysis) หรือทั้งสองวิธี โดยสมรรถนะของโครงสร้าง (structural performance) ที่ต้องพิจารณา ได้แก่ ความปลอดภัยเชิงโครงสร้าง (structural safety)

ความสามารถในการใช้งาน (serviceability) และอายุการใช้งานและความคงทน (service life and durability)

3.3.1 การตรวจประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง (structural assessment)

การตรวจประเมินสมรรถนะของโครงสร้าง ประกอบด้วยการตรวจประเมินเอกสาร การประเมินผลการตรวจสอบสภาพโครงสร้างด้วยตาเปล่า ผลการตรวจสอบแบบไม่ทำลาย และผลการตรวจสอบแบบทำลาย โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินข้อมูลดังกล่าวต่อสมรรถนะของโครงสร้าง

3.3.2 การวิเคราะห์โครงสร้าง (structural analysis)

การวิเคราะห์โครงสร้าง มีวัตถุประสงค์เพื่อยืนยันสมรรถนะของโครงสร้าง หรือชิ้นส่วนโครงสร้างที่รับแรงกระทำแนวดิ่ง และแรงกระทำด้านข้าง ทั้งทางด้านความปลอดภัยเชิงโครงสร้าง ความสามารถในการใช้งาน และความคงทน ซึ่งต้องมีการตรวจสอบโครงสร้างจริง และพิจารณาสมบัติของวัสดุที่เปลี่ยนแปลงตามเวลา และผลของการเสื่อมสภาพ ความเสียหายที่พบในโครงสร้าง

3.4 การแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง

การแนะนำการซ่อมแซมโครงสร้างจะขึ้นอยู่กับระดับความเสียหายของโครงสร้าง โดยวิธีการซ่อมแซม ได้แก่ การทาสี เคลือบผิว (coating) ซ่อมปะ (patching) ซ่อมโดยระบบไฟฟ้าเคมี การใช้สารเคมีต่าง ๆ การเสริมหน้าตัด การเพิ่มเหล็กเสริม jacketing การเสริมกำลังด้วยวัสดุเส้นใยหรือเส้นใยต่อเนื่อง การเสริมกำลังด้วยระบบอัดแรงภายในหรือภายนอก เป็นต้น อย่างไรก็ตาม การซ่อมแซมให้ใช้วิธีที่เหมาะสม และแก้ไขให้ตรงกับสาเหตุที่แท้จริงที่ทำให้ความเสียหายที่เกิดขึ้น

4. แบบฟอร์มการตรวจสอบและประเมินโครงสร้างอาคาร

4.1 ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

ข้อมูลทั่วไปของอาคารประกอบด้วยข้อมูลสถานที่ตั้งและเจ้าของอาคาร ประเภทของอาคารและข้อมูลด้านโครงสร้าง และการเก็บรักษาวัตถุหรือเชื้อเพลิงที่อาจเป็นอันตราย หากมีข้อมูลดังกล่าวครบถ้วนจะทำให้ทราบข้อมูลการขออนุญาตการก่อสร้างและเปิดใช้อาคาร แบบแปลน วิธีการออกแบบ มาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ ประเภทอาคาร และรูปแบบของโครงสร้าง ซึ่งจะใช้เป็นข้อมูลประกอบการตรวจสอบและประเมินโครงสร้างอาคาร

4.2 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้าง ณ ปัจจุบันด้วยวิธีตรวจพินิจ

การตรวจสอบสภาพของโครงสร้าง ณ ปัจจุบันด้วยวิธีตรวจพินิจประกอบด้วยข้อมูลการใช้งาน การต่อเติม ดัดแปลง ปรับปรุงอาคาร และข้อมูลจากการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้าง โดยความเสียหายของโครงสร้างจะมีการตรวจสอบจากจุดบกพร่องจากการก่อสร้าง รอยร้าว การเสื่อมสภาพหรือการสลายตัวของคอนกรีต การบิดเบี้ยวหรือเคลื่อนตัวของโครงสร้าง และการรั่วซึมของน้ำหรือของเหลว ซึ่งผลจากการตรวจสอบนี้เป็นส่วนสำคัญในการประเมินโครงสร้างอาคาร อย่างไรก็ตาม หากข้อมูลจากการตรวจสอบนี้ไม่เพียงพอ ควรมีการตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียดต่อไป

4.3 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด

การตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียดเป็นการตรวจสอบเอกสารที่เกี่ยวข้องเพิ่มเติม การตรวจสอบด้วยเครื่องมือทดสอบแบบทำลายและไม่ทำลาย เพื่อประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้างด้านกำลัง การรับน้ำหนัก ด้านความสามารถในการใช้งาน และด้านอายุการใช้งานและความคงทน

4.4 การประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้าง

การประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้างพิจารณาจากความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย แบ่งเป็น 5 ระดับ [1] ดังนี้

4.4.1 ระดับที่ 1

ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย **ผ่าน** โดยมีกระบวนการที่แนะนำ คือ ไม่ต้องซ่อมแซม ตรวจสอบ หรือตรวจติดตามต่อไปตามระยะเวลาในแผนบำรุงรักษา

4.4.2 ระดับที่ 2

ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ **ไม่ผ่าน** แต่ความปลอดภัย **ผ่าน** โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นไม่ได้มาจากโครงสร้างหลัก ซึ่งมีกระบวนการที่แนะนำ คือ ตรวจติดตามต่อไปตามระยะเวลาในแผนบำรุงรักษา หรือซ่อมความเสียหายที่ไม่ใช่ปัญหาของการรับน้ำหนัก

4.4.3 ระดับที่ 3

ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ **ไม่ผ่าน** แต่ความปลอดภัย **ผ่าน** โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นมาจากโครงสร้างหลัก สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย ซึ่งมีกระบวนการที่แนะนำ คือ ซ่อมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนัก

4.4.4 ระดับที่ 4

ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย **ไม่ผ่าน** โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นมาจากโครงสร้างหลัก ไม่สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย แต่สามารถดำเนินการซ่อมแซมได้หรือมีความคุ้มค่าในการซ่อมแซม ซึ่งมีกระบวนการที่แนะนำ คือ ระงับการใช้อาคาร และซ่อมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนัก

4.4.5 ระดับที่ 5

ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย **ไม่ผ่าน** โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นมาจากโครงสร้างหลัก ไม่สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย และไม่สามารถดำเนินการซ่อมแซมได้หรือไม่มีความคุ้มค่าในการซ่อมแซม ซึ่งมีกระบวนการที่แนะนำ คือ ระงับการใช้อาคาร และทุบทำลายสร้างใหม่

5. กรณีศึกษาการตรวจสอบ การประเมิน และแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้าง

5.1 กรณีโครงสร้างอาคารที่ทรุดตัว

5.1.1 ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สูง 2 ชั้น ใช้เพื่อเป็นพระอุโบสถมหาเจดีย์ ก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2538 ไม่มีข้อมูลด้านการออกแบบโครงสร้างและมาตรฐานที่ใช้ในการออกแบบ โดยมีรูปแบบโครงสร้างอาคารที่ใช้ฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กและมีเสาเข็ม เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ และพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่

5.1.2 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้าง ณ ปัจจุบันด้วยวิธีตรวจพินิจ

โครงสร้างอาคารมีการต่อเติมหรือดัดแปลง ซึ่งมีการขยายพื้นที่ใช้สอยโดยใช้ฐานรากอาคารเป็นเสาเข็มเจาะ การตรวจสอบความเสียหายโครงสร้าง พบว่ามีรอยร้าวบริเวณพื้น และคาน ดังแสดงในรูปที่ 2 และ 3 โดยทิศทางและลักษณะของรอยร้าวประกอบด้วยรูปแบบของการแตกลายงาและกระจัดกระจายไร้ทิศทางแน่นอนในพื้น และตามแนวยาวในคาน ซึ่งความกว้างสูงสุดของรอยร้าวมากกว่า 0.3 มม. มีความยาวรอยร้าวเป็นช่วง ๆ มีความลึกของรอยร้าวถึงระดับเหล็กเสริม การเสื่อมสภาพ หรือการสลายตัวของคอนกรีต พบการหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณคานชั้น 2 ดังแสดงในรูปที่ 2 การบิดเบี้ยวหรือการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง พบว่าพื้นมีการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน ดังแสดงในรูปที่ 4 พบการรั่วซึมของน้ำหรือของเหลวพบคราบหินปูนบริเวณปูนปั้นของเสา ดังแสดงในรูปที่ 5

5.1.3 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด

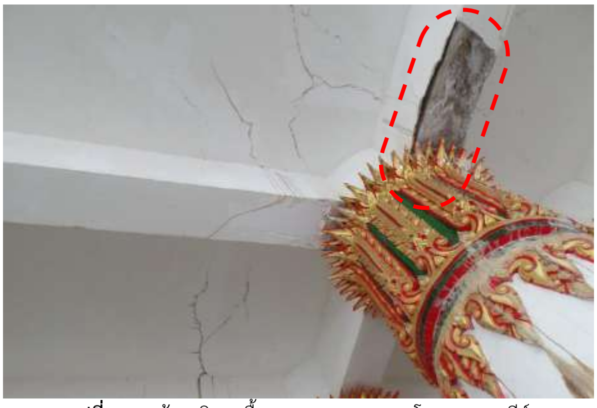
การตรวจสอบเพื่อประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้างด้านความสามารถในการใช้งาน ในด้านการแอ่นตัวขององค์อาคาร ใช้วิธีการวัดการทรุดตัวด้วยกล้องระดับ เพื่อหาค่าระดับบริเวณต่าง ๆ ของพื้นอาคาร โดยมีตำแหน่งในการหาค่าระดับ ดังแสดงในรูปที่ 6 และมีค่าระดับบริเวณต่าง ๆ ของพื้นอาคาร ดังแสดงในตารางที่ 1 เมื่อพิจารณาค่าระดับในแนวตัด A และ B ดังแสดงในรูปที่ 7 และ 8 ตามลำดับ พบว่าบริเวณโดยรอบองค์พระเจดีย์มีค่าระดับต่ำกว่าบริเวณองค์พระเจดีย์

5.1.4 การประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้าง

พบว่าอาคารในกรณีนี้ความคงทนและความสามารถในการใช้งานได้ไม่ผ่าน แต่มีความปลอดภัยเพียงพอ ซึ่งมีความเสียหายในระดับที่ 3 เนื่องจากโครงสร้างหลักได้รับความเสียหาย เช่น คานมีรอยร้าว ประกอบกับการทรุดตัวไม่เท่ากันของโครงสร้างเดิมกับโครงสร้างที่ใหม่จากการต่อเติมอาคาร ส่งผลให้พื้นมีค่าระดับที่แตกต่างกัน โดยมีกระบวนการที่แนะนำ คือ การซ่อมแซมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนัก

5.1.5 การแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคาร

ค่าระดับบริเวณต่าง ๆ ของอาคารควรมีการตรวจติดตามผล เพื่อให้แน่ใจว่าอาคารไม่มีการทรุดตัวเพิ่มขึ้น



รูปที่ 2 รอยร้าวบริเวณพื้น และคานของพระอุโบสถมหาเจดีย์

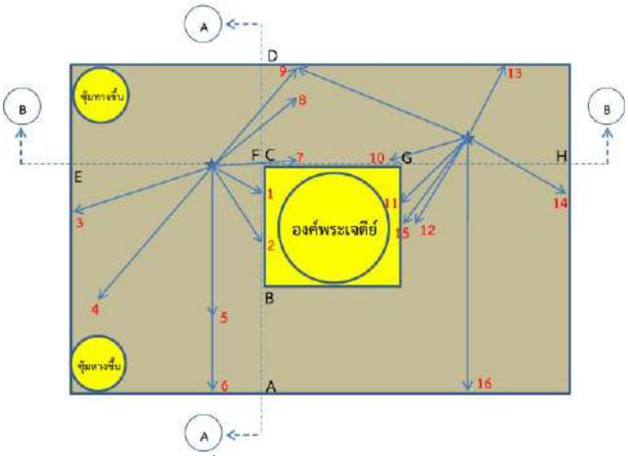
รูปที่ 3 รอยร้าวบริเวณคานของพระอุโบสถมหาเจดีย์

รูปที่ 4 แนวเสาที่มีการทรุดตัว

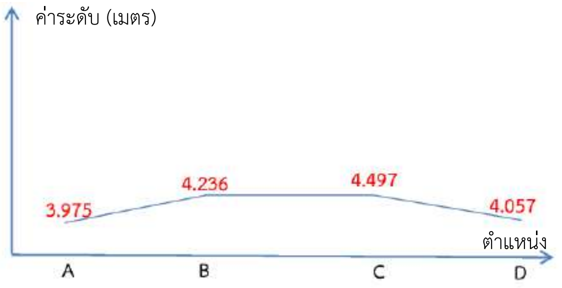
รูปที่ 5 คราบหินปูนบริเวณปูนปั้นของเสา

ตารางที่ 1 ค่าระดับที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของพื้นอาคาร

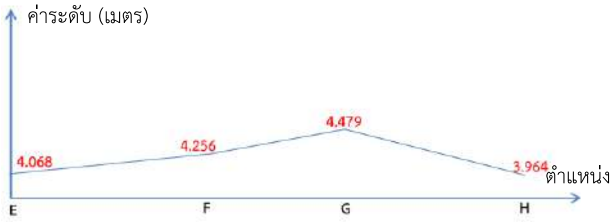
ตำแหน่ง	ค่าระดับ (เมตร)	ประเภทของเสาเข็ม
1	4.256	เสาเข็มตอก
2	4.236	เสาเข็มตอก
3	4.068	เสาเข็มเจาะ
4	3.970	เสาเข็มเจาะ
5	4.057	เสาเข็มเจาะ
6	3.975	เสาเข็มเจาะ
7	4.497	เสาเข็มตอก
8	4.322	เสาเข็มเจาะ
9	4.057	เสาเข็มเจาะ
10	4.479	เสาเข็มตอก
11	4.496	เสาเข็มตอก
12	4.417	เสาเข็มตอก
13	3.996	เสาเข็มเจาะ
14	3.964	เสาเข็มเจาะ
15	4.500	เสาเข็มตอก
16	3.983	เสาเข็มเจาะ



รูปที่ 6 ตำแหน่งในการหาค่าระดับ



รูปที่ 7 ค่าระดับในแนวตัด A



รูปที่ 8 ค่าระดับในแนวตัด B

5.2 กรณีโครงสร้างอาคารที่ถูกเพลิงไหม้

5.2.1 ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก สูงสามชั้นครึ่ง ก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2536 เป็นอาคารพาณิชย์ โดยมีรูปแบบโครงสร้างอาคารที่ใช้เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ และพื้นมีทั้งคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ และแผ่นพื้นสำเร็จรูป ซึ่งโครงสร้างเสา คาน และพื้นผ่านการเผชิญอุณหภูมิสูงจากไฟไหม้

5.2.2 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้าง ด้วยวิธีตรวจพินิจ

โครงสร้างได้เผชิญอุณหภูมิสูงจากไฟไหม้เป็นระยะเวลาประมาณ 6 ชั่วโมง ในส่วนการตรวจสอบความเสียหายโครงสร้าง พบว่ามีรอยร้าวบริเวณผนัง และคานดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10 ตามลำดับ โดยทิศทางและลักษณะของรอยร้าวบริเวณผนัง และคานชั้น 2 จะเป็นรูปแบบทแยงมุมหรือแนวเฉียง มีความกว้างสูงสุดของรอยร้าวมากกว่า 0.3 มม. มีความยาวรอยร้าวเป็นช่วง ๆ มีความลึกของรอยร้าวถึงระดับเหล็กเสริม การเสื่อมสภาพ หรือการสลายตัวของคอนกรีต พบการหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณพื้นจนเหล็กเสริมปรากฏ ดังแสดงในรูปที่ 11 นอกจากนี้ยังพบแผ่นพื้นชั้น 2 แอ่นตัวอย่างมาก ดังแสดงในรูปที่ 12

5.2.3 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด

อาคารนี้ไม่ได้ถูกดำเนินการตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด เนื่องจากผลการตรวจสอบด้วยวิธีตรวจพินิจเพียงพอในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

5.2.4 การประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้าง

อาคารในกรณีนี้ไม่มีความคงทน ไม่มีความสามารถในการใช้งานได้ และไม่มีความปลอดภัย ซึ่งมีความเสียหายในระดับที่ 5 เนื่องจากโครงสร้างหลักได้รับความเสียหาย ได้แก่ คานมีรอยร้าวขนาดใหญ่ นอกจากนี้โครงสร้างที่เผชิญอุณหภูมิสูงจากไฟไหม้จะส่งผลต่อการลดลงของกำลังและสมบัติทางกลของวัสดุทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริม [1] ทำให้ไม่สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย และอาจไม่มีความคุ้มค่าในการซ่อมแซม กระบวนการที่แนะนำ คือ การระงับการใช้อาคาร และดำเนินการรื้อถอนต่อไป

5.2.5 การแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคาร

อาคารควรถูกรื้อถอน เนื่องจากโครงสร้างไม่มีความมั่นคงแข็งแรง และเป็นอันตรายต่อการใช้งาน

รูปที่ 9 รอยร้าวบริเวณผนังของอาคารที่ถูกเพลิงไหม้

รูปที่ 10 รอยร้าวบริเวณคานของอาคารที่ถูกเพลิงไหม้

รูปที่ 11 การหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณพื้น

รูปที่ 12 การแอ่นตัวของพื้น

5.3 กรณีโครงสร้างอาคารที่เสียหายเนื่องจากคลอไรด์

5.3.1 ข้อมูลทั่วไปของอาคาร

อาคารหอหล่อเย็นของโรงไฟฟ้า มีรูปแบบโครงสร้างอาคารที่ใช้เสาคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ และพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ซึ่งโครงสร้างเสา คาน และพื้นอยู่ในสภาพแวดล้อมที่สัมผัสกับน้ำทะเล

5.3.2 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้าง ณ ปัจจุบันด้วยวิธีตรวจพินิจ

โครงสร้างเสา คาน พื้น และผนัง ได้สัมผัสกับน้ำทะเลที่มีคลอไรด์ การตรวจสอบความเสียหายโครงสร้าง พบว่ามีรอยร้าวบริเวณเสา คาน และผนังดังแสดงในรูปที่ 13 14 และ 15 ตามลำดับ โดยทิศทางและลักษณะของรอยร้าวจะปรากฏตามแนวเหล็กเสริมในเสาและคาน และขนานกันเป็นช่วง ๆ ในผนัง ซึ่งความกว้างสูงสุดของรอยร้าวมากกว่า 0.3 มม. มีความยาวรอยร้าวเป็นช่วง ๆ มีความลึกของรอยร้าวถึงระดับเหล็กเสริม การเสื่อมสภาพหรือการสลายตัวของคอนกรีต พบการหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณเสา คาน และผนัง ดังแสดงในรูปที่ 16 17 และ 18 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังมีการซึมของของเหลว พบเป็นคราบสนิมซึมออกมาจากรอยร้าวของเสา ดังแสดงในรูปที่ 19

5.3.3 การตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด

อาคารนี้ไม่ได้ถูกดำเนินการตรวจสอบสภาพของโครงสร้างโดยละเอียด เนื่องจากผลการตรวจสอบด้วยวิธีตรวจพินิจเพียงพอในการประเมินระดับความเสียหายของโครงสร้าง

5.3.4 การประเมินประสิทธิภาพของโครงสร้าง

พบว่าอาคารในกรณีนี้ไม่มีความคงทน ไม่มีความสามารถในการใช้งานได้ และไม่มีความปลอดภัย โดยเหล็กเสริมเกิดสนิม และสูญเสียหน้าตัดจนเป็นปัญหาในการรับน้ำหนักบรรทุก เกิดรอยแตกร้าว และ หลุดร่อนของผิวคอนกรีตค่อนข้างรุนแรง ซึ่งมีความเสียหายในระดับที่ 4 เนื่องจากโครงสร้างหลักได้รับความเสียหาย ได้แก่ เสา คาน และพื้นมีรอยร้าวขนาดและคอนกรีตที่หุ้มเหล็กเสริมกระเทาะออก เหล็กเสริมเกิดสนิม นอกจากนี้การรับกำลังโครงสร้างจะลดลง เนื่องจากการสูญเสียหน้าตัดของคอนกรีตละเหล็กเสริม ทำให้ไม่สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย แต่สามารถดำเนินการซ่อมแซมได้ โดยมีกระบวนการที่แนะนำ คือ การระงับการใช้อาคาร และซ่อมแซมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนักต่อไป

4.3.5 การแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครงสร้างอาคาร

การรื้อถอนคอนกรีตในส่วนที่เสื่อมสภาพดังแสดงในรูปที่ 20 และป้องกันสนิมให้แก่เหล็กเสริมด้วยวิธีการเคลือบผิวเหล็กหรือวิธีอื่น ๆ จากนั้นหล่อคอนกรีตใหม่ทดแทนคอนกรีตที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีการทำแบบแล้วเทหล่อคอนกรีตใหม่

รูปที่ 13 รอยร้าวบริเวณเสาของอาคารหอหล่อเย็น

รูปที่ 17 การหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณคาน

รูปที่ 14 รอยร้าวบริเวณคานของอาคารหอหล่อเย็น

รูปที่ 18 การหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณผนัง

รูปที่ 15 รอยร้าวบริเวณผนังของอาคารหอหล่อเย็น

รูปที่ 19 การรั่วซึมของคราบสนิมจากรอยร้าวบริเวณเสา

รูปที่ 16 การหลุดร่อนของผิวคอนกรีตบริเวณเสา

รูปที่ 20 ตัวอย่างการรื้อผิวคอนกรีตที่เสื่อมสภาพ

6. สรุป

6.1 กรณีศึกษาอาคารที่ทรุดตัว พบว่าเกิดรอยร้าวบริเวณคาน และพื้น มีการหลุดร่อนของคอนกรีต และการรั่วซึมของของเหลว และยังมีการทรุดตัวไม่เท่ากันของโครงสร้าง ความเสียหายอยู่ในระดับที่ 3 คือ ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ ไม่ผ่าน และความปลอดภัย ผ่าน มีกระบวนการที่แนะนำ คือ การซ่อมแซมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนัก และซ่อมแซมรอยร้าวและปูนฉาบที่กระเทาะด้วยวิธีการเคลือบผิว และซ่อมปะ

6.2 กรณีศึกษาอาคารที่ถูกเพลิงไหม้ พบว่าเกิดรอยร้าวบริเวณผนัง และคาน มีการหลุดร่อนของคอนกรีต และยังมีการแอ่นตัวอย่างมากของแผ่นพื้น โดยมีความเสียหายอยู่ในระดับที่ 5 คือ ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย ไม่ผ่าน และมีกระบวนการที่แนะนำ คือ การระงับการใช้อาคาร และดำเนินการรื้อถอนต่อไป

6.3 กรณีศึกษาอาคารที่เสียหายเนื่องจากคลอไรด์ พบว่าเกิดรอยร้าวและการหลุดร่อนของคอนกรีต บริเวณเสา คาน และผนัง และยังมีการรั่วซึมของของเหลว โดยมีความเสียหายอยู่ในระดับที่ 4 คือ ความคงทน ความสามารถใช้งานได้ และความปลอดภัย ไม่ผ่าน และมีกระบวนการที่แนะนำ คือ การระงับการใช้อาคาร และซ่อมแซมความเสียหายที่เป็นปัญหาของการรับน้ำหนักต่อไป

จากกรณีศึกษาทั้ง 3 กรณี ในการตรวจสอบ การประเมิน และการแนะนำวิธีการซ่อมแซมโครง สามารถใช้เป็นแนวทางให้ผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถปฏิบัติได้ กรณีที่พบโครงสร้างที่เสียหายในลักษณะดังกล่าว

กิตติกรรมประกาศ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง ขอขอบคุณคณะกรรมการ และที่ปรึกษาทุกท่านที่ให้ความร่วมมือในการจัดทำมาตรฐานฉบับนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] มยผ.1902 (2562). มาตรฐานการตรวจสอบ การประเมิน การซ่อมแซม และการเสริมความมั่นคงแข็งแรงโครงสร้างอาคารเก่า และโครงสร้างอาคารที่เสียหาย. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[2] มยผ.1552 (2551). มาตรฐานการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของอาคาร. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[3] มยผ.1551 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธี Seismic Test. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[4] มยผ.1501 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย,การตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีตรวจพินิจ (Visual Inspection Method). กรมโยธาธิการและผังเมือง

[5] มยผ.1332 (2555). มาตรฐานงานคอนกรีตเมื่อพิจารณาความคงทนและอายุการใช้งาน. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[6] ASTM C1152 (2003). Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. ASTM International, West Conshohocken, PA

[7] มยผ.1505 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย,วิธีตรวจสอบหาตำแหน่งเหล็กเสริมในคอนกรีต (Cover Meter). กรมโยธาธิการและผังเมือง

[8] มผย.1506 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, วิธีทดสอบหาค่าการสึกกร่อนของเหล็กเสริม (Half Cell Potential). กรมโยธาธิการและผังเมือง

[9] สคท.3201 (2552). คู่มือการตรวจสอบและประเมินความสามารถเชิงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

[10] มยผ.1504 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, วิธีทดสอบคอนกรีตโดยใช้คลื่นอัลตราโซนิก (Ultrasonic Pulse Velocity). กรมโยธาธิการและผังเมือง

[11] ASTM C1383 (1998). Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method. ASTM International, West Conshohocken, PA

[12] ASTM C823 (2000). Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions. ASTM International, West Conshohocken, PA

[13] มยผ.1502 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, วิธีหาค่าความแข็งแรงของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Rebound Hammer). กรมโยธาธิการและผังเมือง

[14] มยผ.1503 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, วิธีทดสอบประเมินค่ากำลังอัดคอนกรีตด้วยการยิงหัวหยั่งทดสอบ. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[15] มยผ.1507 (2551). มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, วิธีทดสอบเพื่อประเมินภาพสมบูรณ์ของเนื้อคอนกรีตด้วยคลื่นเรดาร์ (Radar).กรมโยธาธิการและผังเมือง

ประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง

Torsional performance of low strength RC concrete beams strengthened with high-ductile metal straps

ณัฐพร คันทะประดิษฐ์ [1,*] อุดมวิทย์ ไชยสกุลเกียรติ [2] และ ทนงศักดิ์ อิ่มใจ [3]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ จ.นครปฐม

[3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยวลัยลักษณ์ จ.นครศรีธรรมราช

**Corresponding author; E-mail address: bownatthaporn2537@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง ซึ่งแรงบิดที่เกิดขึ้นในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กทำให้โครงสร้างเกิดความเสียหายอาจเกิดจากการรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำเยื้องศูนย์ หรือเกิดจากแผ่นดินไหว ทำให้โครงสร้างเกิดการบิด โดยการทดสอบจะประกอบไปด้วย ตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 คาน ตัวแปรที่ทำการศึกษา คือ คอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดต่ำเท่ากับ 15 MPa ระยะห่างของเหล็กปลอก (50 และ 100 มม.) ระยะห่างของการรัดรอบเสริมกำลังโดยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรง ผลการทดสอบที่จะทำการนำเสนอ ได้แก่ การวิบัติของแรงบิดในคานคอนกรีตเสริมเหล็กและมุมบิด, ค่าน้ำหนักสูงสุดและรูปแบบการวิบัติ, รูปแบบและพฤติกรรมรอยร้าว, การวิเคราะห์พฤติกรรมการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

คำสำคัญ: ประสิทธิภาพการรับแรงบิด, แผ่นเหล็กเหนียวอัดแรง, คานคอนกรีตเสริมเหล็ก, คอนกรีตกำลังอัดต่ำ, การเสริมกำลัง

Abstract

This research studies the Torsional performance of low strength RC concrete beams strengthened with post–tension metal strapping technique. The torsion that causes structural damage in reinforced concrete buildings may be a result of the load being focused at the center, or by an earthquake resulting in a structure twisting. The test consists of 4 reinforced concrete beam samples. The variable studies low strength concrete has the compressive strength (15 MPa), shear reinforcement ratio, with different spacings (50 and 100 mm), the distance of the fastening around the reinforcement by the pressed steel induction plate, test results that will be presented, torque failure in reinforced concrete beams and torsional angles, maximum failure and failure form, cracks and behavior, and behavior analysis of reinforced concrete beams.

Keywords: Torsion Performance, Post - tensioned metal strapping, Reinforced Concrete Beams, low strength concrete, Reinforcement

1. บทนำ

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักจะนิยมออกแบบให้อาคารสามารถรับแรงเฉือน แรงอัด และแรงดัดได้ดี ในบางครั้งโครงสร้างจำเป็นต้องรับแรงบิด อาจเกิดจากแผ่นดินไหว หรือการรับแรงกระทำเยื้องศูนย์ เช่น คานรับพื้นระเบียง คานรับพื้นกันสาด ซึ่งการวิบัติของอาคารจะทำให้เกิดการสูญเสียจำนวนมาก โดยส่วนใหญ่โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักจะพบว่า เสากับคาน ที่เป็นองค์ประกอบหลักมักจะเกิดการวิบัติก่อน จึงได้มีการเสริมสร้างความแข็งแรงให้กับเสาและคานเพื่อลดความเสียหายที่เกิดขึ้นให้น้อยลง [1]

การเสริมกำลังองค์อาคารรับแรงส่วนเกินไม่ว่าจะเป็น แรงดัด แรงอัด แรงเฉือน หรือแรงบิด ได้มีการศึกษาโดยใช้เส้นใยคอมโพสิต (FRP) ที่ทำจากพอลิเมอร์เสริมเส้นใยประเภทแผ่นมาใช้ทำการหุ้มรอบภายหลังโดยวิธี Externally Bonded Reinforcement, EBR เพื่อเสริมกำลังให้กับองค์อาคาร [2-7] อย่างไรก็ตาม ขั้นตอนการดำเนินการติดตั้งเพื่อให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุคอมโพสิตและผิวคอนกรีตต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญในการติดตั้ง และค่าใช้จ่ายของวัสดุประเภทวัสดุคอมโพสิตและวัสดุยึดเหนี่ยวมีราคาสูง เมื่อเทียบกับวิธีการหุ้มรอบด้วยแผ่นเหล็ก (Steel jacketing) หรือการพอกทับด้วยคอนกรีตใหม่ (Concrete overlay) ด้วยปัจจัยเหล่านี้ เป็นผลให้การพิจารณาการใช้วัดสุคอมโพสิตเสริมแรง โดยวิธี EBR สำหรับโครงสร้างอาคารในประเทศที่กำลังพัฒนาอาจไม่แพร่หลาย [7]

จากปัจจัยดังกล่าวข้างต้น ได้มีการศึกษาวิจัยวัสดุและวิธีการเสริมกำลังโดยใช้แผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงในการเสริมกำลังคานคอนกรีต (Post-tension metal strapping) โอบรัดองค์อาคารคอนกรีต คล้ายกับวิธี EBR แต่การใช้แผ่นเหล็กเหนียวรัดรอบจะเป็นการอัดแรงขณะทำการติดตั้ง [4,8] ซึ่งผลจากการวิจัยโดย Frangou และคณะ [4] ได้พัฒนาเทคนิคการใช้เหล็กพืดรัดรอบอัดแรง (Post-Tensioned Metal Straps, PTMS) ดังแสดงในรูปที่ 1 เพื่อใช้เป็นชุดอุปกรณ์สำหรับเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตรับแรงอัด โดยค่าความแข็งแรงของสายโลหะโดยทั่วไปจะแตกต่างกันไปประหว่าง 300 ถึง 1000 MPa ซึ่งแรงดึงจะถูกควบคุมโดยผู้ติดตั้งเครื่องอัดแรงดันทรงกระบอกและเครื่องตึงระบบไฮดรอลิก โดยผลจากการอัดแรงขณะติดตั้งเหล็กพืด จะเป็นการเพิ่มแรงรัดรอบเรียกว่า Confinement ซึ่งเป็นผลทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักรับแรงอัดของคอนกรีตทรงกระบอก เพิ่มขึ้น 20-40%

รูปที่ 1 อุปกรณ์สำหรับเสริมโครงสร้างคอนกรีตด้วย Post-tensioned metal strapping (PTMS) (อ้างอิงจาก [7])

ในประเทศไทย คณะวิจัยโดย Imjai และคณะ [7,8] ได้ศึกษาประสิทธิภาพการเสริมกำลังองค์อาคารคอนกรีตรับแรงอัดด้วยวิธี PTMS และ EBR และได้ทำการปรับปรุงวิธีการหุ้มรอบและอุปกรณ์จับยึด เพื่อลดปัญหาจากการคลายตัวในระยะยาว เช่น Stress relaxation โดยการเพิ่มการจับยึดด้วย Mechanical anchorage โดยการใช้ Chemical bolt ระหว่างช่วงของเหล็กพืด แล้วพิจารณาพื้นที่หน้าตัดสุทธิในการออกแบบและทำการออกแบบ Clip lock ซึ่งเป็นเหล็ก low strength เกิดสนิมได้ง่าย จึงได้มีการเปลี่ยนมาใช้ Aluminum clip lock ซึ่งจะประยุกต์ใช้ในการเสริมกำลังคานสำหรับงานวิจัยนี้

งานวิจัยในต่างประเทศได้มีการเสริมกำลังด้วยระบบ PTMS สำหรับองค์อาคารรับแรงอัด เช่น เสาที่มีกำลังอัดปานกลางถึงกำลังสูง แต่สำหรับการประยุกต์ใช้การเสริมกำลัง PTMS สำหรับคานคอนกรีตรับแรงบิดที่กำลังอัดต่ำยังไม่มีการศึกษาอย่างจริงจัง [8-12] ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำ (ค่า f’c ไม่เกิน 15 MPa) ที่เสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง

2. วัตถุประสงค์และขอบเขตการวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง โดยขอบเขตงานวิจัยจะทำการทดสอบคานทั้งหมด 4 ตัวอย่าง เพื่อเปรียบเทียบการวิบัติของแรงบิดในคานคอนกรีตเสริมเหล็กและมุมบิด, ค่าน้ำหนักสูงสุดและรูปแบบการวิบัติ, รูปแบบและพฤติกรรมรอยร้าวและการวิเคราะห์พฤติกรรมการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ตัวแปรที่ทำการศึกษา คือ คอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดต่ำเท่ากับ 15 MPa ระยะห่างของเหล็กปลอก 50 และ 100 มม.

3. วิธีการศึกษาและทดสอบ

3.1 รายละเอียดคานทดสอบ

งานวิจัยนี้ได้ทำการเตรียมตัวอย่างในการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 4 ตัวอย่าง ซึ่งมีขนาด 150x250x2700 มม. ซึ่งแต่ละคานจะมีรายละเอียดดังนี้ B1 คานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กปลอก จำนวน 1 คาน, B2 คานคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกระยะห่าง 100 มม. จำนวน 1 คาน, B2-ST คานคอนกรีตเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรง และ B3 คานคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกระยะห่าง 50 มม. (ออกแบบรับแรงบิด) ดังแสดงในรูปที่ 3

3.2 คุณสมบัติของคอนกรีตและเหล็กเสริมคอนกรีต

คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบเป็นคอนกรีตปอร์ตแลนด์ประเภท 1 (OPC type 1) ดังตารางที่ 1 ซึ่งกำหนดกำลังอัดคอนกรีตเท่ากับ 15 MPa ได้เก็บตัวอย่างการทดสอบประเภทละ 6 ตัวอย่าง เพื่อหาค่าเฉลี่ยคุณสมบัติของคอนกรีต โดยมีผลการทดสอบดังนี้ ค่ากำลังอัด Cube strength เท่ากับ 18.8 MPa, ค่ากำลังอัด Cylinder strength เท่ากับ 15.4 MPa ที่เวลา 28 วัน ดังแสดงในตารางที่ 2 ในส่วนของการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริม 2 ชนิด ได้แก่ เหล็กปลอก (RB9) และเหล็กตามแนวยาว (DB12) ชนิดละ 3 ตัวอย่าง ซึ่งมีกำลังจุดครากเฉลี่ยเท่ากับ 362 MPa และ 602 MPa และกำลังแรงดึงสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 514 MPa และ 645 MPa ตามลำดับ

3.3 การเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรง

การทดสอบในโครงการวิจัยนี้จะทำการศึกษาประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีต ที่มีกำลังอัดต่ำ (f’c=15 MPa) เสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง มีขนาด 0.9x32 มม. (fu = 950 MPa) โดยเครื่องปรับแรงดึงจะถูกควบคุมโดยแรงดันไฮดรอลิก (รูปที่ 2) ซึ่งแรงดึงจะถูกควบคุมโดยผู้ติดตั้งเครื่องอัดแรงดันทรงกระบอกและเครื่องตึงระบบไฮดรอลิก ซึ่งแรงดึงจะถูกควบคุมโดยผู้ติดตั้งเครื่องอัดแรงดันทรงกระบอกและเครื่องตึงระบบไฮดรอลิก โดยแรงลมขนาด 8 bar หรือ 116 psi ซึ่งจะมีผลทำให้เกิดแรงดึงในเหล็กแผ่นประมาณ 400 kg

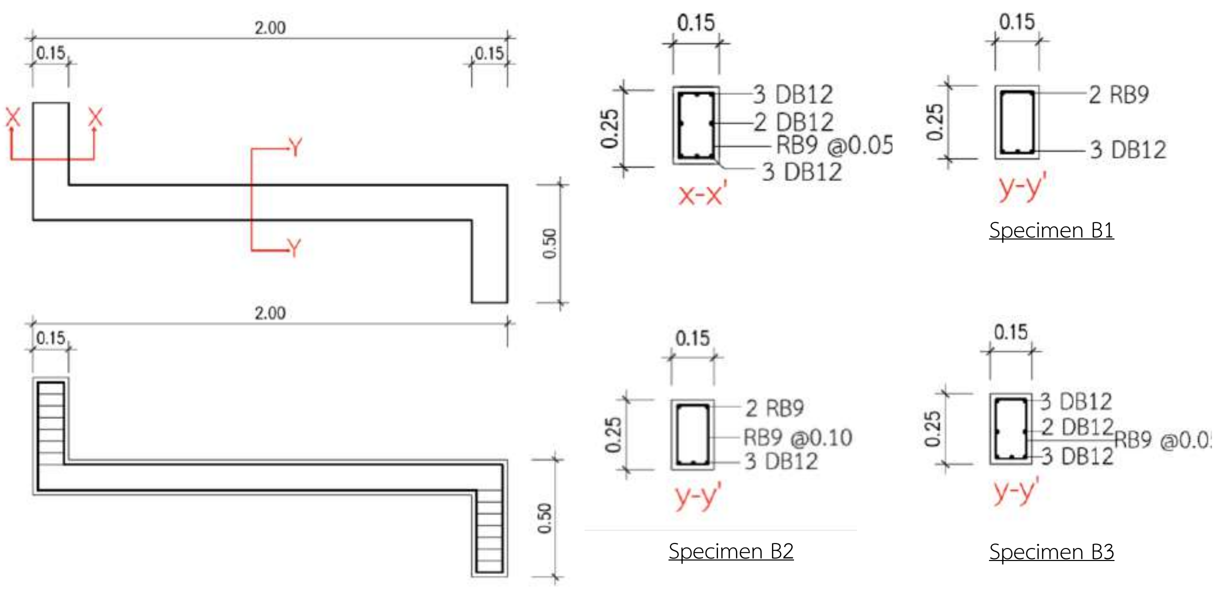
รูปที่ 2 การเสริมกำลังคานด้วยแผ่นเหล็กเหนียว (คาน B2-ST)

3.4 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการแอ่นตัว

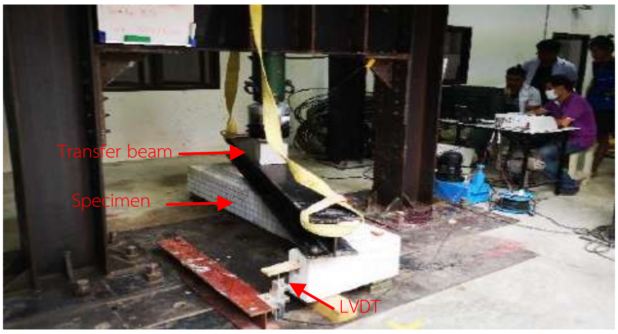
การวัดการแอ่นตัวจะใช้เครื่องมือ Linear Voltage Displacement Transducers (LVDT) ซึ่งสามารถอ่านค่าละเอียดได้ถึง 0.001 มม. จำนวน 2 ชุด บริเวณปลายคานสำหรับใช้คำนวณค่ามุมบิด โดยการวัดการแอ่นตัวของคาน การบันทึกค่าการแอ่นตัวจะทำภายหลังการเพิ่มหรือลดช่วงน้ำหนักที่กระทำบนคาน คานทำการตีกริดขนาด 50x50 มม. เพื่อบันทึกลักษณะรอยร้าวระหว่างการทดสอบ ดังแสดงในรูปที่ 4

3.5 การให้น้ำหนักบรรทุกและการประมวลผล

การให้น้ำหนักบรรทุกบนคานทดสอบ โดยเครื่อง UTM ขนาด 50 ตัน โดยจะนำคานเหล็กมาวางไว้บนคานทดสอบและมีน้ำหนักกระทำ ดังรูปที่ 4 เพื่อให้เกิดแรงบิดที่กระทำกับคาน เพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับแรงบิดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และทำการทดสอบคานคอนกรีตที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรง ภาพการติดตั้งตัวอย่างคานทดสอบภายใต้แรงบิดจากชุดทดสอบโครงสร้าง แสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 3 มิติคานทดสอบและรายละเอียดเหล็กเสริม



รูปที่ 4 การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดและให้น้ำหนักบรรทุกของคานทดสอบ

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมคอนกรีตที่ 1 ลบ.ม.

Mix proportion (kg/m^3)				w/c ratio	Slump (mm)
Cement	Coarse aggregate	Fine aggregate	Water		
248	1118	755	198	0.79	75

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีตที่ 28 วัน

Statistical values	Cube Compressive strength (fc)	Cylinder Compressive strength (fc)	Tensile strength (ft)	Flexural Strength (fb)
Mean (MPa)	18.8	15.4	1.4	1.9
Std. Dev. (MPa)	3.1	2.8	0.5	0.3
Sample (No)	6	6	6	6
Min.	17.2	14.1	1.6	2.1
Mix.	21.5	18.9	1.3	1.4

4. ผลการทดสอบ

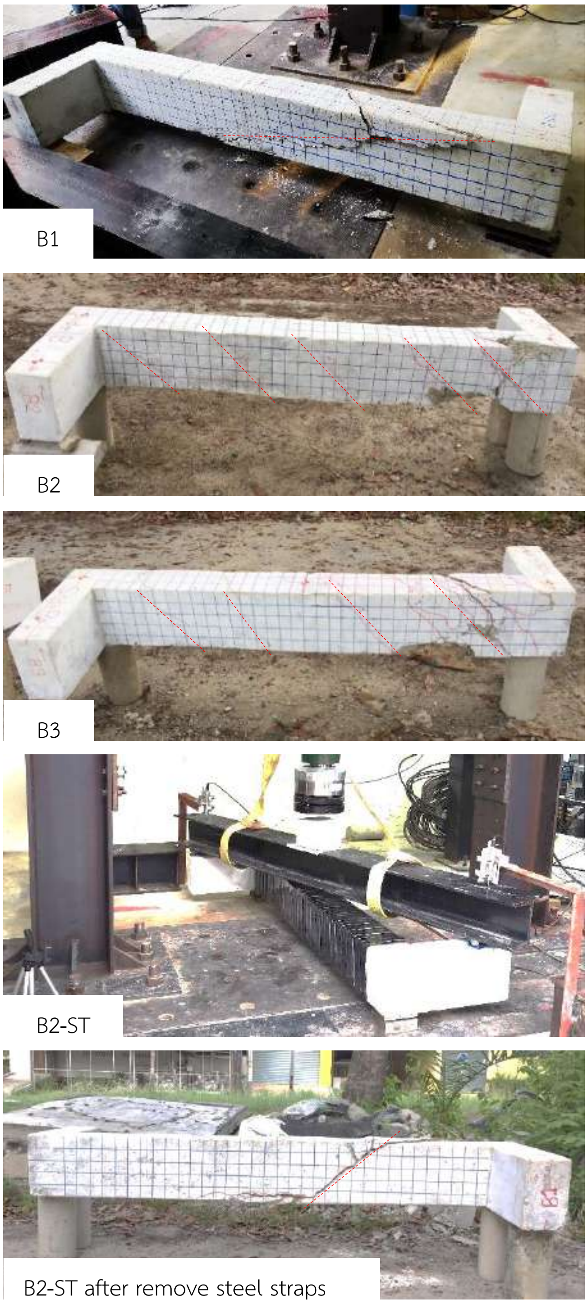
4.1 น้ำหนักวิบัติและรูปแบบการวิบัติ

น้ำหนักวิบัติและรูปแบบการวิบัติ แสดงในตารางที่ 3 โดยรูปแบบการวิบัติและรอยร้าวของคานทดสอบจะเกิดจากแรงบิดที่กระทำกับแรงเฉือนทำให้คอนกรีตเป็นตัวรับแรงอัดและเหล็กเสริมเป็นตัวทำให้เกิดความเค้นดึง เมื่อช่วงเวลาหนึ่งที่ใช้แรงบิดมากขึ้นจะทำให้เกิดรอยแตกร้าวบริเวณด้านหน้าและด้านหลังคาน ซึ่งรอยแตกร้าวจะมีลักษณะเป็นเกลียวหมุนโดยรอบทำมุมประมาณ 22 - 45 องศา แสดงโดยเส้นประสีแดง ใกล้กับแนวร้าวของคานทดสอบ ดังรูปที่ 5 และมีพิกัดรอยร้าวแรก Cracking torque = 4.38 kN-m ต่ำกว่าคานทดสอบอื่นๆ และค่า Cracking torque เพิ่มขึ้น 114% (5.02 kN-m) และ 112% (4.92 kN-m) สำหรับคาน B3 และ B2-ST ตามลำดับ

ในส่วนของ Crack twist angle หรือค่ามุมบิด พบว่าคานควบคุม B1 มีค่ามุมบิด = 0.00432 Degree น้อยกว่าคานอื่นๆ และพบว่าคานที่มีระยะเหล็กปลอก และมีการเสริมกำลังมีค่ามุมบิดเท่ากับ 0.04650 และ 0.09168 Degree ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าคานที่มีการเสริมกำลังสามารถเสียรูปได้มากกว่าคานที่ไม่มีการเสริมกำลัง

การวิเคราะห์ค่าแรงบิดประลัย พบว่าคาน B1 มีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.40 kN-m และเพิ่มขึ้น 125% (5.54 kN-m), 150% (6.63 kN-m) และ 245% (10.78 kN-m) สำหรับคาน B2, B3 และ B2-ST ตามลำดับ

การวิเคราะห์ค่าความเหนียว Toughness โดยพิจารณาพื้นที่ใต้กราฟ พบว่าคาน B1 มีค่าต่ำสุดและเพิ่มขึ้นสำหรับคานที่มีเหล็กปลอกและคานที่มีการเสริมกำลัง ดังแสดงในตารางที่ 3



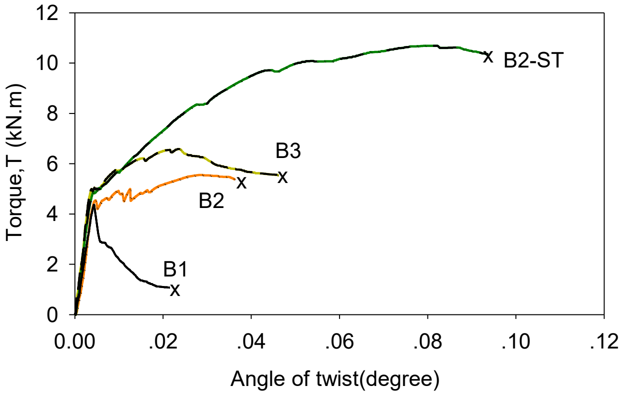
รูปที่ 5 ภาพการวิบัติของตัวอย่างคานทดสอบ

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบ

Beam specimen	Cracking torque (kN-m)	Crack twist angle (Degree)	Ultimate torque (kN-m)	Ultimate twist angle (Degree)	Increase of ultimate torque (%)	Toughness (kN-m.rad. x10^{-4})
B1	4.38	0.00096	4.40	0.00432	-	98.53
B2	4.56	0.00466	5.54	0.03540	125	415.72
B3	5.02	0.00384	6.63	0.04650	150	421.60
B2-ST	4.92	0.02437	10.78	0.09168	245	831.10

4.2 การวิเคราะห์แรงบิดและมุมบิด

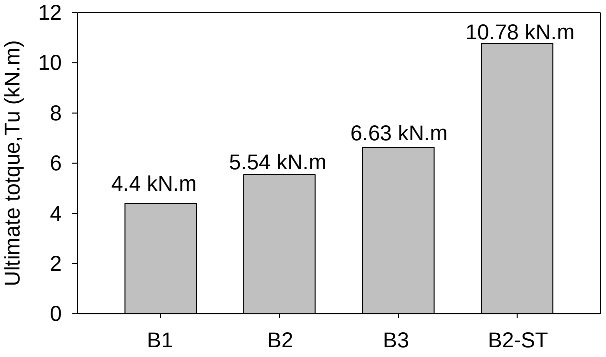
จากรูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงบิดกับมุมบิดของคานทดสอบจะพบว่า แรงบิดที่กระทำลงบนคานในช่วงแรกจนถึงแรงบิดแตกร้าว มุมบิดของคานมีค่าน้อยมากเนื่องจากคอนกรีตจะทำหน้าที่รับแรงบิดในช่วงแรก ดังตารางที่ 3 เมื่อทำการเปรียบเทียบจะพบว่าคาน B2-ST ที่เสริมกำลังจะสามารถรับแรงบิดได้ดีกว่าคานที่ไม่ได้เสริมกำลังซึ่งแรงบิดสูงสุดที่เกิดขึ้นเท่ากับ 10.78 (kN.m) และมุมบิดสูงสุดที่เกิดขึ้นเท่ากับ 0.09168 Degree



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงบิดกับมุมบิด

4.3 ประสิทธิภาพการเสริมกำลัง

จากรูปที่ 7 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์บิดสูงสุดจากการทดสอบพบว่าคาน B2 มีค่าโมเมนต์บิดสูงกว่าคาน B1 อยู่ 20.58% และคาน B2-ST มีค่าโมเมนต์บิดสูงกว่าคาน B2 อยู่ 48.61% ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังคานด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงทำให้เพิ่มความสามารถในการรับแรงบิดแตกร้าวและแรงบิดสูงสุดได้ดีกว่าคานที่ไม่เสริมกำลังอย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 7 ผลการเปรียบเทียบค่าโมเมนต์บิดสูงสุด

5. สรุปผลการศึกษา

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาประสิทธิภาพการรับแรงบิดของคานคอนกรีตกำลังอัดต่ำเสริมแรงด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง โดยศึกษาผลของระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก คานไม่เสริมเหล็กปลอก และผลของคานที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลัง สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. พิกัดรอยร้าวแรกของคานควบคุมที่ไม่มีเหล็กปลอก พบว่า Cracking torque = 4.38 kN-m ต่ำกว่าคานทดสอบอื่นๆ และค่า Cracking torque เพิ่มขึ้น 114% (5.02 kN-m) และ 112% (4.92 kN-m) สำหรับคาน B3 และ B2-ST ตามลำดับ
2. คานควบคุม B1 มีค่า Crack twist angle = 0.00432 Degree น้อยกว่าคานอื่นๆ และพบว่าคานที่มีระยะเหล็กปลอก และมีการเสริมกำลังมีค่ามุมบิดเท่ากับ 0.04650 และ 0.09168 Degree ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าคานที่มีการเสริมกำลังสามารถเสียรูปได้มากกว่าคานที่ไม่มีการเสริมกำลัง
3. การวิเคราะห์ค่าแรงบิดประลัย พบว่าคาน B1 มีค่าความเหนียวเท่ากับ 4.40 kN-m และเพิ่มขึ้น 125% (5.54 kN-m), 150% (6.63 kN-m) และ 245% (10.78 kN-m) สำหรับคาน B2, B3 และ B2-ST ตามลำดับ
4. การเสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเหนียวอัดแรงรัดรอบภายหลังสามารถเพิ่มกำลังรับแรงบิดแตกร้าวและกำลังต้านทานแรงบิดได้ดีกว่าคานที่ไม่มีการเสริมกำลัง เท่ากับ 245%

5. ระยะห่างเหล็กปลอกเมื่อเทียบกับไม่เหล็กปลอกทั้งสองแบบมีผลกระทบต่อกำลังการรับแรงบิดซึ่งเมื่อไม่มีเหล็กปลอกจะทำให้คานสามารถรับแรงบิดได้น้อยมากแต่ถ้าระยะห่างของเหล็กปลอกน้อยจะทำให้สามารถรับแรงบิดได้ดีกว่าไม่มีเหล็กปลอก

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยต้องขอขอบคุณอาจารย์ที่ปรึกษาสำหรับการแนะนำตลอดขั้นตอนการวิจัย งานวิจัยนี้ได้รับการอนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือทดสอบในการดำเนินงานวิจัยและทุนสนับสนุนการวิจัย Science and Technology Research Grant (STRG 2019) โดย Thailand Toray Science Foundation ผ่านมหาวิทยาลัยวลัยลักษณ์

เอกสารอ้างอิง

[1] ศิวกร สร้อยศักดิ์, ชนะชัย ทองโฉม, และ อัครวัชร เล่นวารี (2562). พฤติกรรมการรับแรงบิดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นพอลิเมอร์เสริมเส้นใยคาร์บอน.*การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า STR022.

[2] มณเฑียร เสร็จกิจ, ทนงศักดิ์ อิ่มใจ (2562). ประสิทธิภาพการเสริมกำลังคานคอนกรีตที่เสียหายในภาวะใช้งานโดยใช้ระบบเหล็กพืดรัดรอบอัดแรงภายหลัง. วารสารวิชาการ พระจอมเกล้าพระนครเหนือ, ปีที่ 29, ฉบับที่ 4, หน้า 577-584.

[3] พงศธรณ์ จันทร์เพ็ญ, ทนงศักดิ์ อิ่มใจ (2562). นวัตกรรมแผ่นเหล็กม้วนชนิดบางในการเสริมกำลังเสาคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำโดยการอัดแรงรัดรอบภายหลัง. วารสารวิชาการ พระจอมเกล้าพระนครเหนือ, *in press*

[4] Frangou, M., Pilakoutas, K. and Dritsos, S. (1995). Structural repair/strengthening of RC columns. Construction and Building Material, 9(5), pp. 259–266.

[5] Chau-Khun, M., Awang, A. Z., Omar, W., Pilakoutas, K., Tahir, M. M., and Garcia, R. (2015). Elastic design of slender high-strength RC circular columns confined with external tensioned steel straps. Advances in Structural Engineering, 18(9), pp. 1487–1499.

[6] Lee, H.-P., Awang, A. Z., and Omar, W. (2014). Steel strap confined high strength concrete under uniaxial cyclic compression. Construction and Building Materials, 72, pp. 48–55.

[7] Imjai, T., Chaisakulkiet, C., Garcia, R. and Pilakoutas, K. (2017). Strengthening of RC members using Post-Tensioned Metal Straps: state of the research. Lowland Technology International (LTI) Journal, 2(2), pp. 187–196.

[8] Imjai, T., Setkit, M, Garcia, R. and Figueiredo, F. (2020). Flexural strengthening of damaged low strength concrete beams using PTMS and/or NSM techniques, Case Studies in Construction Materials. Accepted.

[9] Abd El-HakimKhalil, Emad Etman, Ahmed Atta and Sabry Fayed. (2015). Torsional Strengthening of RC Box Beams Using External Prestressing Technique. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 12(2), pp. 30-41.

[10] Meyyada,Y. Alabdulhady and Lesley H. Sneed. (2019). Torsional strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composites: A state of the art review. Construction and Building Materials, 205, pp. 148-163.

[11] Gamal Ismail Khalil, Ahmed Saeid Debaiky, Mohamed Hussien Makhlouf and Ahmed EL-Sayed Ewis. (2017). Torsional Behavior of Reinforced Concrete Beams Repaired or Strengthened with Transversal External Post – Tension Elements. IJSTE - International Journal of Science Technology & Engineering, 4(4), pp. 54-73

[12] Kandekar, S. B. and Talikoti, R. S. (2018). Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips. International Journal of Advanced Structural Engineering,9(21), pp. 465-474.

ศึกษาค่าตัวประกอบปรับผลการตอบสนองที่เหมาะสมสำหรับหอถังสูง ที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงในประเทศไทย

Evaluation of Response Modification Factor of RC Shaft Support of Elevated Tank in Thailand

ธนากร ใจปิติ[1,*] ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์[2] และ พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: tanagonja29@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทยอ้างอิงตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61) ซึ่งได้กำหนดค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ที่เป็นตัวแปรสำคัญในการออกแบบระบบโครงสร้างต่าง ๆ ไว้ แต่ยังไม่ครอบคลุมถึงระบบโครงสร้างหอถังสูงรูปแบบต่าง ๆ โดยเฉพาะหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง มีเพียงค่า R ที่ใช้เป็นแนวทางในการวิเคราะห์โครงสร้างอาคาร เช่น ค่า R สำหรับระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนธรรมดาซึ่งมีค่าเท่ากับ 4 แต่จากผลการศึกษาพบว่าค่า R ของหอถังสูงจากแบบก่อสร้างมาตรฐานในประเทศไทยทั้งแบบขนาดความจุ 300 ลูกบาศก์เมตร และขนาดความจุ 500 ลูกบาศก์เมตรซึ่งมีโครงสร้างรองรับเป็นระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน ได้ค่า R เท่ากับ 6.46 และ 6.27 ตามลำดับ ซึ่งได้ค่าที่มากกว่าเมื่อเทียบกับค่า R ที่กำหนดในมาตรฐานสำหรับระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่ใช้สำหรับในอาคาร

คำสำคัญ: หอถังสูงคอนกรีตเสริมเหล็ก, ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง, วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น

Abstract

Nowadays, building structures are designed to resist earthquakes in Thailand based on the Seismic resistant building design standards (DPT 1301/1302-61). They determine the response modification factor, R, which is an essential variable in the design of various structural systems but not including the elevated tank structure, especially the reinforced concrete shaft support of elevated tank. There is only R value as a guideline for the analysis of buildings. For example, R values of the ordinary reinforced concrete shear wall equaled to 4. From the study, the R values of elevated tank from the standard construction in Thailand, both 300 cubic meters and 500 cubic meters, which is reinforced concrete shear wall system, were 6.46 and 6.27, respectively. These values are greater than R value that is recommended for reinforced concrete shear wall system in design standards.

Keywords: elevated RC tank, response modification factor, pushover analysis

1. คำนำ

หอถังสูงที่ใช้สำหรับบรรจุน้ำประปาเพื่อใช้ในงานสาธารณูปโภคขั้นพื้นฐานของชุมชน ซึ่งลักษณะโดยทั่วไปของหอถังสูงที่ใช้ในปัจจุบันโดยทั่วไปจะเป็นถังเก็บน้ำด้านบนและรองรับด้วยเสามากกว่าหนึ่งต้นและมีคานรัดรอบเพื่อยึดโยงเสาโดยมีลักษณะเหมือนโครงเฟรมในอาคาร และยังมีอีกประเภทหนึ่งที่ได้รับความนิยมในการก่อสร้างเนื่องจากมีความแข็งแรงและมีขนาดความจุมากกว่ารูปแบบที่กล่าวมาข้างต้นคือ หอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง

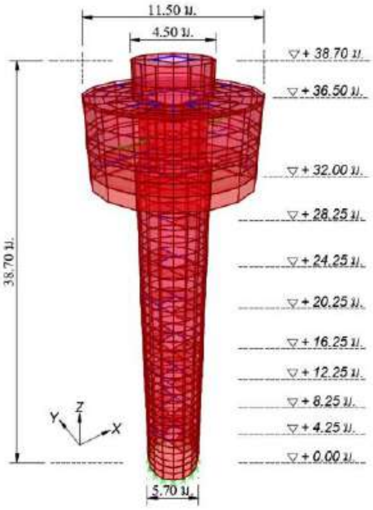
เมื่อถังเก็บน้ำอยู่ในสภาวะที่บรรจุน้ำที่วางอยู่บนหอถังสูงได้รับผลกระทบจากแรงแผ่นดินไหว จะเกิดการกระเพื่อม (Sloshing) ของน้ำไปมาแบบพลศาสตร์ ซึ่งก่อให้เกิดแรงกระทำเพิ่มขึ้นกับโครงสร้าง การออกแบบโครงสร้างหากไม่ให้ความสำคัญกับแรงกระทำเพิ่มที่กล่าวมาข้างต้นก็อาจจะก่อให้เกิดความเสียหายต่อระบบโครงสร้างภายหลังได้ ดังนั้นการวิเคราะห์หาพฤติกรรมพลศาสตร์ของโครงสร้างที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหวของอาคารประเภทหอถังสูงจึงแตกต่างจากประเภทของโครงสร้างอาคารทั่วไป โดยการคำนวณหาแรงของแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างนั้น วิศวกรผู้ออกแบบต้องทราบถึงค่าตัวประกอบที่สำคัญต่าง ๆ ซึ่งค่าตัวประกอบเหล่านั้นจะขึ้นอยู่กับลักษณะที่ตั้งอาคาร ประเภทของอาคาร โดยหนึ่งในค่าตัวประกอบที่มีความสัมพันธ์กับประเภทของอาคารโดยตรงที่มาตรฐานต่าง ๆ กำหนดไว้ คือ ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ซึ่งมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61) [1] ที่ถูกกำหนดโดยกรมโยธาธิการและ

ผังเมือง ก็ยังไม่ได้แนะนำค่าตัวประกอบผลตอบสนอง (R) ของระบบโครงสร้างหอถังสูงรูปแบบต่าง ๆ โดยเฉพาะหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงที่นิยมก่อสร้างในประเทศไทยในปัจจุบัน จึงเป็นที่มาของงานวิจัยนี้เพื่อศึกษาค่าตัวประกอบผลตอบสนองที่เหมาะสมสำหรับหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง สำหรับรูปแบบโครงสร้างในประเทศไทย

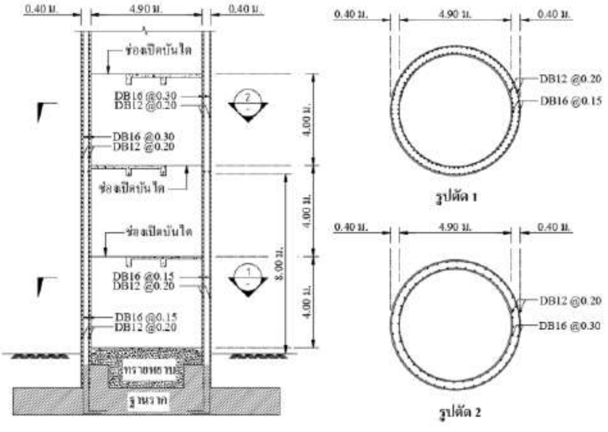
2. การจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูง

2.1 หอถังสูงตัวอย่าง

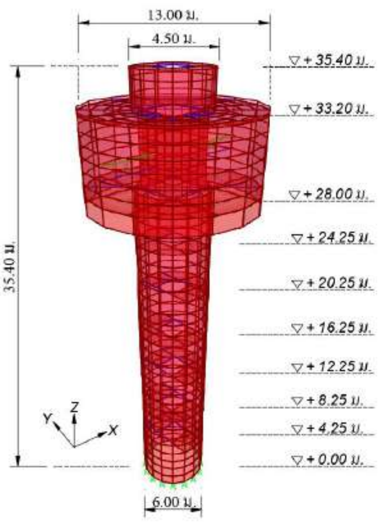
งานวิจัยนี้ใช้ตัวอย่างโครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง 2 ตัวอย่าง คือ หอถังสูงขนาดความจุ 300 ลูกบาศก์เมตร ความสูง 38.70 เมตร และหอถังสูงขนาดความจุ 500 ลูกบาศก์เมตร ความสูง 35.40 เมตร โดยมีมิติและรายละเอียดเหล็กเสริมดังแสดงไว้ในรูปที่ 1 ถึงรูปที่ 4 ตามลำดับ และค่ากำลังวัสดุได้ใช้คอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 24.5 เมกะปาสคาลและเหล็กเสริมเกรด SD30 มีค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 294 เมกะปาสคาล



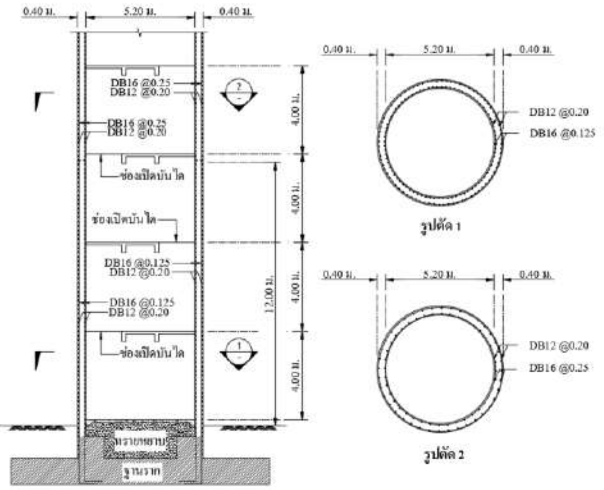
รูปที่ 1 หอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงขนาดบรรจุ 300 ลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 2 รายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณโคนเสาหอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 3 หอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงขนาดบรรจุ 500 ลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 4 รายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณโคนเสาหอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร

การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างหอถังสูงจำเป็นที่จะต้องพิจารณาจากหลายปัจจัยหลัก เช่นพฤติกรรมพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำ และพฤติกรรมพลศาสตร์ของโครงสร้างหอถังสูง เพื่อให้ผลของการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูงใกล้เคียงกับความเป็นจริงและมีประสิทธิภาพมากที่สุด

2.2 การจำลองพฤติกรรมพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำ

W. Housner [2] ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมทางพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำเมื่อมีแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยการแบ่งมวลของโครงสร้างและมวลของน้ำในถังออกเป็น 2 ประเภทคือ Impulsive Mass ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยให้มวลของโครงสร้างกับมวลของน้ำเคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกัน และอีกประเภทคือ Convective Mass ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยให้มวลของโครงสร้างกับมวลของน้ำเคลื่อนตัวไปในทิศทางที่แตกต่างกัน เพื่อพิจารณาผลของการกระฉอก (Sloshing) ภายในถังเก็บน้ำ โดยสมมติฐานให้มวลของน้ำกับถังเก็บน้ำยึดโยงกันในรูปแบบของสปริงติดกับโครงสร้างของถังน้ำ

เรียกว่า Spring Mass Model ในเวลาต่อมาได้พัฒนาเป็นมาตรฐานที่ยอมรับและใช้กันทั่วไป คือ มาตรฐาน ACI 350.3-06 [3] ดังแสดงในรูปที่ 5 และตัวแปรต่าง ๆ ที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (1) ถึง (8)

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)} \quad (1)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.23\left(\frac{D}{H_L}\right)\tanh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] \quad (2)$$

$$m_i = W_i \times \frac{1,000}{9.81} \quad (3)$$

$$m_c = W_c \times \frac{1,000}{9.81} \quad (4)$$

$$\frac{h'_i}{H_L} = 0.45 \quad \text{กรณีที่} \quad \frac{D}{H_L} < 0.75 \quad (5)$$

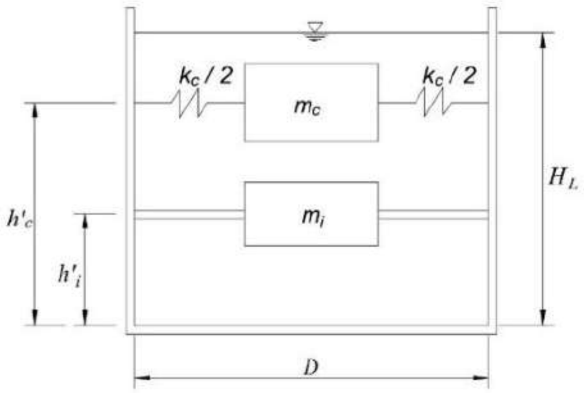
$$\frac{h'_i}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8} \quad \text{กรณีที่} \quad \frac{D}{H_L} \geq 0.75 \quad (6)$$

$$\frac{h'_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\sinh\left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]} \quad (7)$$

$$K_c = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68H_L}{D}\right)}} \quad (8)$$

โดยที่ D คือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในของถังเก็บน้ำ (เมตร), W_i คือน้ำหนักรวมเทียบเท่าประเภท Impulsive (กิโลนิวตัน), W_c คือน้ำหนักรวมเทียบเท่าประเภท Convective (กิโลนิวตัน), W_L คือน้ำหนักรวมของน้ำภายในถังเก็บน้ำ (กิโลนิวตัน), H_L คือความสูงของระดับน้ำภายในถังเก็บน้ำ (เมตร), m_c คือมวลรวมเทียบเท่าประเภท Convective (กิโลกรัม), m_i คือมวลรวมเทียบเท่าประเภท Impulsive (กิโลกรัม), K_c คือสติฟเนสเทียบเท่าในโหมด Convective (กิโลกรัม), h'_c คือระยะความสูงเทียบเท่าประเภท Convective (โดยพิจารณาแรงดันที่ก้นถัง) (เมตร) และ h'_i คือระยะความสูงเทียบเท่าประเภท Impulsive (โดยพิจารณาแรงดันที่ก้นถัง) (เมตร)

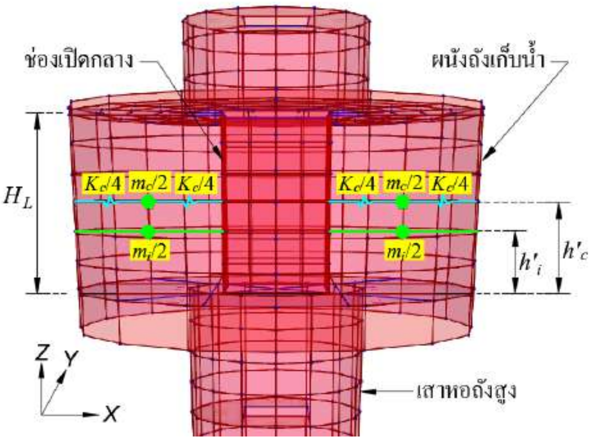
เมื่อได้ค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากการวิเคราะห์พฤติกรรมพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำดังแสดงผลการคำนวณค่าตัวแปรไว้ในตารางที่ 1 หลังจากนั้นจึงนำผลที่ได้ไปวิเคราะห์พฤติกรรมพลศาสตร์โครงสร้างหอถังสูงต่อด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งนอกเหนือจากจำลองโครงสร้างหอถังสูงตามรูปที่ 1 และรูปที่ 3 แล้ว ต้องจำลองพฤติกรรมของมวลน้ำภายในถังเก็บน้ำตามหัวข้อที่ 2.2 ในแบบจำลองของโปรแกรมด้วย เพื่อให้พฤติกรรมของโครงสร้างใกล้เคียงกับความเป็นจริง ดังแสดงไว้ในรูปที่ 6



รูปที่ 5 พฤติกรรมพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำ ACI 350.3-06 [3]

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมทางพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำตัวอย่าง

ตัวแปร	หน่วย	หอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร	หอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร
W_L	กิโลนิวตัน	3,247	5,092
H_L	เมตร	4.0	4.7
W_i / W_L	-	0.413	0.426
h'_i / H_L	-	1.086	1.050
W_c / W_L	-	0.551	0.539
h'_c / H_L	-	0.989	0.957
m_i	กิโลกรัม	136,642	220,893
m_c	กิโลกรัม	182,410	279,953
K_c	กิโลกรัม/เมตร	598,650	808.521

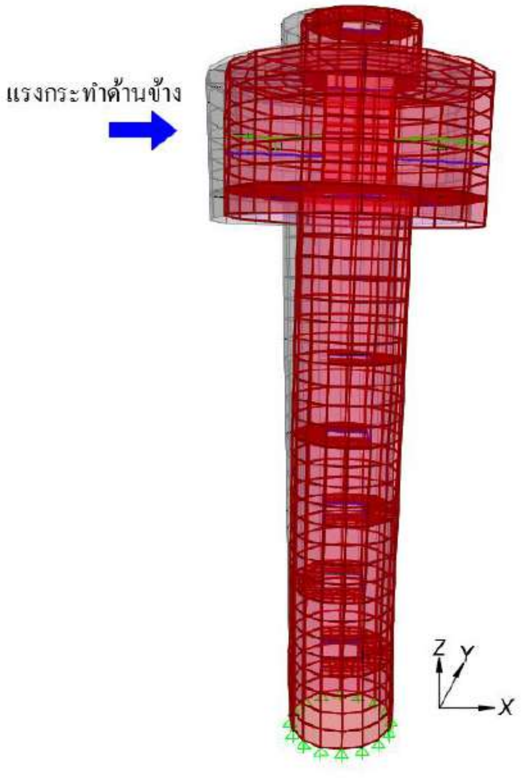


รูปที่ 6 แบบจำลองพฤติกรรมของมวลน้ำภายในถังเก็บน้ำของโปรแกรม

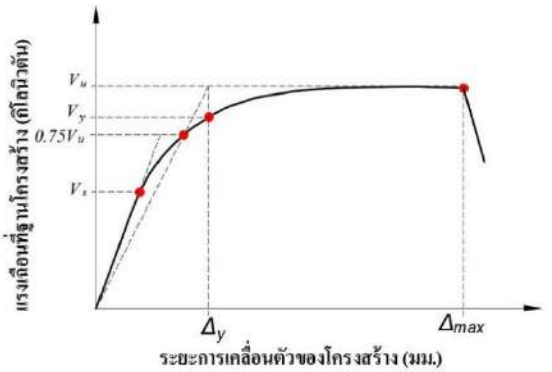
2.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างหอถังสูง

ในประเทศไทยได้มีงานวิจัยเกี่ยวกับการวิเคราะห์พฤติกรรมโครงสร้างหอถังสูงคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทโครงเฟรมแบบฐานรองรับสี่เสาและหกเสา รวมทั้งการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างถังเก็บน้ำแบบที่มีช่องเปิดตรงกลาง และไม่มีช่องเปิดตรงกลาง ทั้งในวิธีการวิเคราะห์แบบพลศาตสร์เชิงเส้น (Linear dynamics) และวิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Pushover Analysis) [4-5] สำหรับงานวิจัยครั้งนี้ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้นกับโครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง (ระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือน) กล่าวคือ การให้แรงกระทำทางด้านข้าง (Lateral Load) ดังแสดงในรูปที่ 7 กระทำกับโครงสร้างและเพิ่มขนาดของแรงไปจนกระทั่งโครงสร้างเคลื่อนตัวไปจนเกิดจุด First yield ในชิ้นส่วนของโครงสร้าง และเคลื่อนตัวไปอย่างต่อเนื่องจนถึงระยะที่กำหนดไว้ (Target Displacement) หรือถึงสถานะที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ จากนั้นจึงวิเคราะห์ผลตอบสนองของหอถังสูงจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่ฐานกับค่าการเคลื่อนตัวที่จุดบนสุดของโครงสร้าง และใช้วิธีจากงานวิจัยของ Park [6] มาใช้เพื่อคำนวณหาสถานะที่จุดครากของโครงสร้าง (Yield Point) และจุดที่โครงสร้างสามารถรับแรงได้สูงสุด (Ultimate Point) ดังแสดงในรูปที่ 8

การวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไม่เชิงเส้น จะขึ้นอยู่กับ 2 ปัจจัยหลักที่สำคัญคือ การกำหนดรูปแบบของแรงที่กระทำ (Load Pattern) และการกำหนดพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้น (Non-linear Behavior)



รูปที่ 7 วิธีการวิเคราะห์แบบสถิตไม่เชิงเส้น (Pushover Analysis)



รูปที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกับแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างและสถานะของโครงสร้างที่ตำแหน่งต่าง ๆ

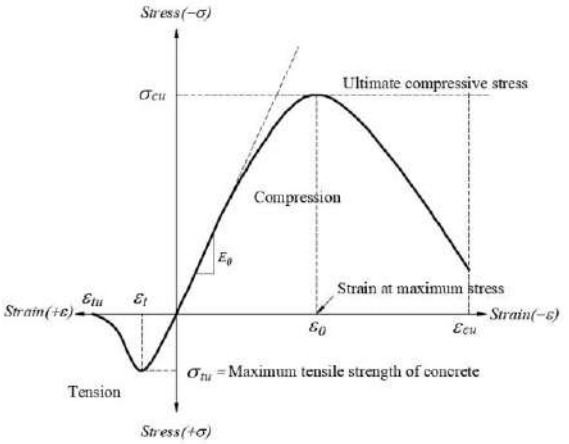
2.4 การกำหนดรูปแบบของแรงที่กระทำ (Load Pattern)

การวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างหอถังสูงเมื่อได้รับแรงจากแผ่นดินไหวจะมีผลของการสั่นไหวเนื่องจากมวลของโครงสร้างและมวลของน้ำ (Impulsive Mass และ Convective Mass) แต่รูปแบบของแรงที่กระทำสามารถกำหนดได้เพียงแบบเดียว ดังนั้น ในการศึกษานี้จึงได้เลือกใช้รูปแบบของแรงที่กระทำแบบโหมด (Modal Load Pattern) โดยเลือกใช้โหมดที่มีผลของมวลประสิทธิผลเชิงโหมด (Modal Mass Participation) ที่มีค่ามากที่สุดซึ่งเป็นโหมดที่ 1 ที่พิจารณาเฉพาะผลมวลของโครงสร้างและ Impulsive Mass (มวลของน้ำที่เคลื่อนตัวไปในทิศทางเดียวกับโครงสร้าง) นอกจากนี้ในโหมดการสั่นสูง ๆ ของโครงสร้างจะมีการสลายพลังงานหรือมีความหน่วงที่มากขึ้น ส่งผลทำให้การสั่นไหวในโหมดที่สูงจะมีขนาดน้อยกว่าจึงใช้การสั่นไหวในโหมดที่ 1 ในการกำหนดรูปแบบของแรงที่กระทำสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูงทั้งสองขนาด

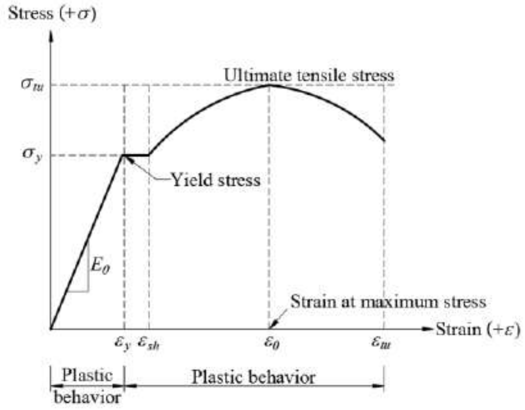
2.5 การกำหนดพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้น (Non-linear Behavior) โดยใช้ชิ้นส่วนแผ่นเปลือกบางแบบเป็นชั้น ๆ (Shell Layer Element)

สำหรับชิ้นส่วนโครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงได้เลือกใช้ชิ้นส่วนแผ่นเปลือกบางแบบเป็นชั้น ๆ (Shell Layer Element) ในการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของโครงสร้าง ซึ่งชิ้นส่วนดังกล่าวสามารถจำลองพฤติกรรมการรับแรงได้ทั้งแรงในแนวระนาบและตั้งฉากกับแนวระนาบรวมถึงโมเมนต์ดัด และสามารถพิจารณาพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นโดยการจำลองพฤติกรรมของหน้าตัดเชิงประกอบระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมได้ โดยการกำหนดคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตและเหล็กเสริมแสดงดังตารางที่ 2 และมีความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตและเหล็กเสริมแสดงดังรูปที่ 9 และรูปที่ 10 ตามลำดับ นอกจากนี้ยังสามารถกำหนดความหนาของวัสดุที่แตกต่างกันในแต่ละชั้น (Multi-Layer Shell Element) แสดงดังรูปที่ 11(a) และการกระจายของชั้นเหล็กเสริม (Distribution of the bar layers) แสดงดังรูปที่ 11(b) โดยคุณสมบัติของชิ้นส่วนแผ่นเปลือกบางแบบเป็นชั้น ๆ ที่กล่าวมาข้างต้นสามารถจำลองพฤติกรรมในช่วงไม่เชิงเส้น (Non-linear Behavior) ของชิ้นส่วนโครงสร้างผนังคอนกรีตเสริมเหล็กได้

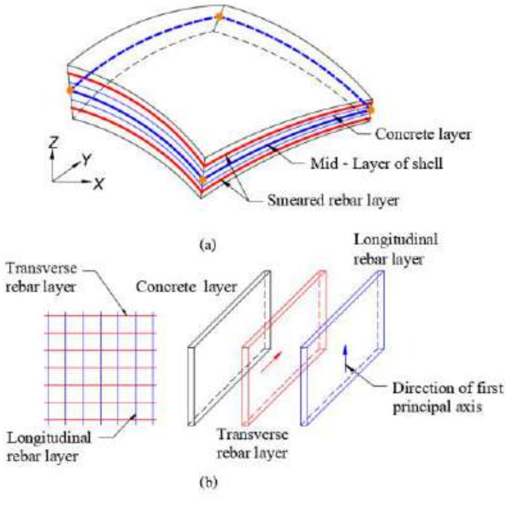
[7] โดยกำหนดให้อยู่เฉพาะในชิ้นส่วนผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงที่รองรับถังเก็บน้ำเท่านั้น เนื่องจากพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นจะเกิดขึ้นที่บริเวณนี้เป็นหลัก ทั้งนี้เพื่อเป็นการลดระยะเวลาในการวิเคราะห์โครงสร้างอีกด้วย



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีต



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริม



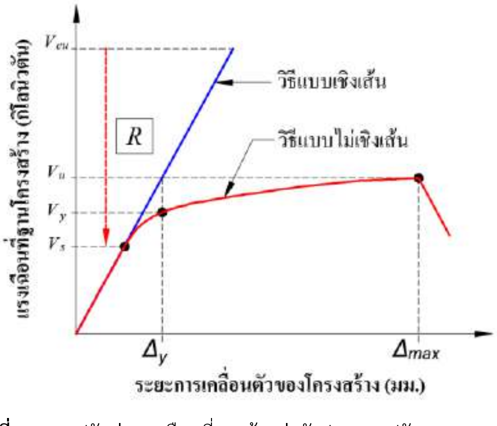
รูปที่ 11 องค์ประกอบของ Multi-Layer Shell Element (a) และ การกระจายของชั้นเหล็กเสริม Distribution of the Bar Layers (b)

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลอง

วัสดุ	ตัวแปร	หน่วย	หอถังสูงขนาด 300 และ 500 ลูกบาศก์เมตร
Concrete in compression	σ_{cu}	เมกะปาสคาล	24.5
	E_0	เมกะปาสคาล	23,414
	ε_0	-	0.002
	ε_{cu}	-	0.0045
Concrete in tension	σ_{tu}	เมกะปาสคาล	3.0
	E_0	เมกะปาสคาล	23,414
	ε_t	-	0.00013
	ε_{tu}	-	0.00145
Reinforcement bar in tension	σ_y	เมกะปาสคาล	294
	σ_{tu}	เมกะปาสคาล	441
	E_0	เมกะปาสคาล	200,000
	ε_y	-	0.0015
	ε_{sh}	-	0.01
	ε_0	-	0.09
	ε_{tu}	-	0.108

3. การคำนวณค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)

โดยทั่วไปแล้วการออกแบบโครงสร้างเพื่อให้สามารถต้านทานแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวจะพิจารณาโครงสร้างให้มีพฤติกรรมอยู่ในช่วงเชิงเส้น (Elastic Behavior) เพื่อพิจารณาแรงเฉือนที่ฐาน (Base Shear) ที่ได้จากความเร่งของแผ่นดินไหวตามข้อบัญญัติหรือมาตรฐานต่าง ๆ และลดทอนแรงที่ได้จากการวิเคราะห์ดังกล่าวด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (Response Modification Factor, R) เพื่อให้แรงที่ได้จากการวิเคราะห์อยู่ในระดับที่ใช้ออกแบบ (Design Level) ซึ่งใกล้เคียงกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงกับโครงสร้างอาคาร ทั้งนี้การวิเคราะห์โครงสร้างอาคารแบบเชิงเส้นจะให้ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารที่สูง เนื่องจากโครงสร้างไม่เกิดความเสียหายตลอดช่วงที่พิจารณา ซึ่งค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองนั้นขึ้นอยู่กับความเหนียวของโครงสร้าง ดังแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 การปรับค่าแรงเฉือนที่ฐานด้วยค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง

จากรูปที่ 12 กราฟความสัมพันธ์แสดงให้เห็นได้ว่าค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) เป็นอัตราส่วนระหว่างค่าแรงเฉือนที่กระทำสูงสุดที่เกิดจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีแบบเชิงเส้น (V_{eu}) กับค่าแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างอาคารในสภาวะที่โครงสร้างเกิดจุดครากจุดแรก (First Yield, V_s) ซึ่งจากความสัมพันธ์ดังกล่าวเขียนเป็นสมการได้ดังสมการที่ (9)

$$R = \frac{V_{eu}}{V_s} \qquad (9)$$

จากการทบทวนงานวิจัยที่เกี่ยวกับการหาค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ที่ผ่านมาพบว่ามีงานวิจัยเพื่อศึกษาค่า R เฉพาะโครงสร้างหอถังสูงและโครงสร้างชนิดอื่น ๆ [8-13] ตามวิธีการของ ATC-19 [14] และมีงานวิจัย [5,15] เพื่อศึกษาค่า R เฉพาะโครงสร้างหอถังสูงและโครงสร้างชนิดอื่น ๆ ตามวิธีการของ Uang [16] สำหรับงานวิจัยนี้ได้ใช้วิธีการหาค่า R ตามวิธีการของ Uang เนื่องจากวิธี ATC-19 มีข้อจำกัดในการหาค่าตัวแปรบางตัวทำให้ไม่สามารถนำมาใช้กับโครงสร้างหอถังสูงได้

การวิเคราะห์หาค่า R ของโครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงในประเทศไทย โดยการหาค่า R ตามวิธีการของ Uang [16] สามารถคำนวณได้ตามสมการที่ (10)

$$R = R_\mu \Omega \qquad (10)$$

โดยที่ R_μ คือค่าตัวประกอบเนื่องจากความเหนียวของโครงสร้าง (Ductility Response Factor) และ Ω คือค่าตัวประกอบเนื่องจากกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง (Over strength Factor)

3.1 ค่าตัวประกอบเนื่องจากความเหนียวของโครงสร้าง (R_μ)

โครงสร้างอาคารเมื่อได้รับแรงกระทำทางด้านข้าง จะเกิดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างซึ่งจะมากหรือน้อยก็ขึ้นอยู่กับขนาดของแรงที่กระทำและสติฟเนส (Stiffness) ของโครงสร้าง เมื่อมีการเคลื่อนตัวของโครงสร้างจนไปถึงสถานะที่โครงสร้างถึงจุดคราก (Yield Displacement, Δ_y) ไปจนกระทั่งโครงสร้างเกิดการวิบัติ (Ultimate Displacement, Δ_u) ความสัมพันธ์ของระยะการเคลื่อนตัวสูงสุดและการเคลื่อนตัว ณ จุดครากของโครงสร้างที่กล่าวมาข้างต้นนั้น เรียกว่าสัดส่วนการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (Ductility Factor, μ) สามารถเขียนความสัมพันธ์ได้ตามสมการที่ (11)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (11)$$

เมื่อได้ค่าสัดส่วนของการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (μ) แล้วก็สามารถคำนวณหาค่าตัวแปรเนื่องจากความเหนียวของโครงสร้าง (R_μ) ได้ ซึ่งได้มีการศึกษาวิจัยถึงแนวทางของวิธีการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนของการเคลื่อนตัวของโครงสร้างไว้หลายวิธี เช่น วิธีการคำนวณหาค่าตัวแปรเนื่องจากความเหนียว (R_μ) จากพฤติกรรมของโครงสร้างที่วางอยู่บนดิน 3 ประเภท [17] และสำหรับงานวิจัยครั้งนี้ได้นำวิธีการของ Newmark [18] มาใช้ในการหาค่า R_μ โดยพิจารณาจากคาบการสั่นพื้นฐานของโครงสร้าง (T) กับค่าสัดส่วนการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง (μ) โดยสามารถเขียนเป็นสมการได้ตามสมการที่ (*12*) ถึง (*14*)

- เมื่อ T < 0.03 วินาที

$$R_\mu = 1 \qquad (12)$$

- เมื่อ 0.12 < T < 0.5 วินาที

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \qquad (13)$$

- เมื่อ T > 1.0 วินาที

$$R_\mu = \mu \qquad (14)$$

3.2 ค่าตัวประกอบเนื่องจากกำลังส่วนเกินของโครงสร้าง (Ω)

ค่าตัวประกอบเนื่องจากกำลังส่วนเกินของโครงสร้างเป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างขณะที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างถึงจุดครากจุดแรก (First Yield, V_s) กับค่าแรงเฉือนที่ฐานในสภาวะที่โครงสร้างถึงจุดคราก (V_y) สามารถเขียนในความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ (15)

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \qquad (15)$$

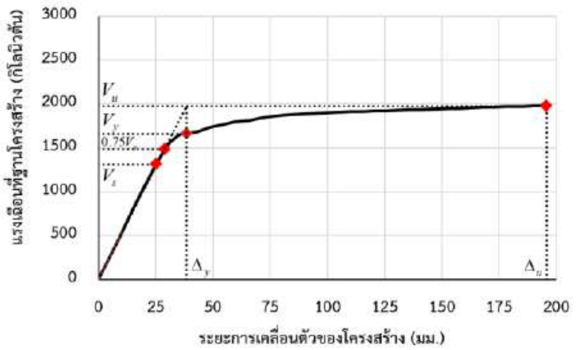
4. ผลการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูง

ผลการวิเคราะห์ของโครงสร้างหอถังสูง ตามแบบมาตรฐานหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวง ทั้งขนาดความจุ 300 ลูกบาศก์เมตร และขนาดความจุ 500 ลูกบาศก์เมตร โดยแบ่งออกเป็นสองส่วนคือ ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างหอถังสูงซึ่งได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแบบสถิตไม่เชิงเส้น และผลการวิเคราะห์ค่าตัวประกอบปรับผลการตอบสนองด้วยวิธีการหาค่า R ตามสมการที่กล่าวมาข้างต้น

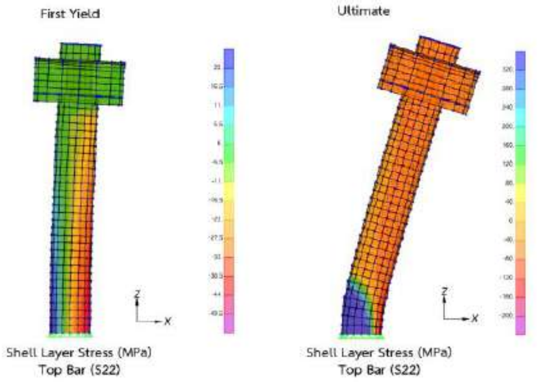
4.1 ผลการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างหอถังสูง

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงขนาดความจุ 300 ลูกบาศก์เมตร ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกับค่าแรงเฉือนที่ฐานดังแสดงในรูปที่ 13 โดยแสดงสภาวะที่โครงสร้างหอถังสูงเกิด First Yield กับสภาวะที่โครงสร้างหอถังสูงสามารถรับกำลังได้สูงสุด (Ultimate) ไว้ดังรูปที่ 14 และได้นำความสัมพันธ์ดังกล่าวไปวิเคราะห์ผลของค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่นำมาใช้วิเคราะห์หาค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) สามารถแสดงผลลัพธ์ดังตารางที่ 3

ผลการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงขนาดความจุ 500 ลูกบาศก์เมตร ได้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกับค่าแรงเฉือนที่ฐานดังแสดงในรูปที่ 15 โดยแสดงสภาวะที่โครงสร้างหอถังสูงเกิด First Yield กับสภาวะที่โครงสร้างหอถังสูงสามารถรับกำลังได้สูงสุด (Ultimate) ไว้ดังรูปที่ 16 และได้นำความสัมพันธ์ดังกล่าวไปวิเคราะห์ผลของค่าตัวประกอบต่าง ๆ ที่นำมาใช้วิเคราะห์หาค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) สามารถแสดงผลลัพธ์ดังตารางที่ 4



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกับค่าแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างหอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร



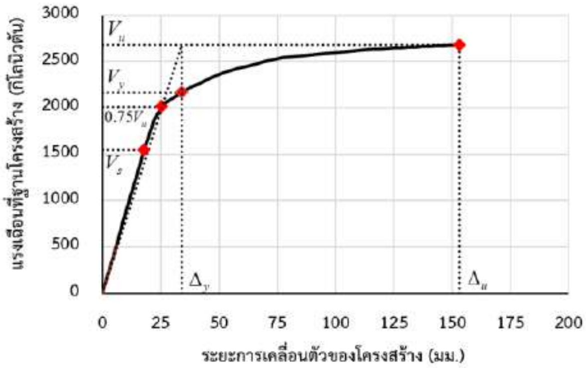
รูปที่ 14 ผลการตอบสนองและค่าความเค้นตามแนวดิ่งของโครงสร้าง ณ สภาวะสภาวะที่โครงสร้างเกิดจุดครากจุดแรก (รูปซ้าย) และสภาวะโครงสร้างหอถังสูงสามารถรับกำลังได้สูงสุด (รูปขวา) ของหอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างของหอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร

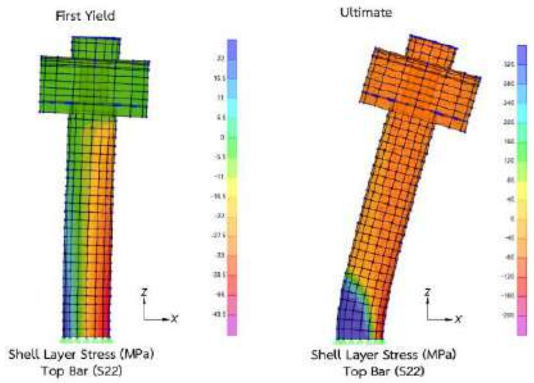
ตัวแปร	หน่วย	ขนาด
V_u	กิโลนิวตัน	1,975
$0.75V_u$	กิโลนิวตัน	1,481
V_y	กิโลนิวตัน	1,663
V_s	กิโลนิวตัน	1,312
Δ_y	มิลลิเมตร	38
Δ_u	มิลลิเมตร	196

4.2 ผลของค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R)

การวิเคราะห์ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ของหอถังสูงตัวอย่างในการศึกษาครั้งนี้ ได้นำค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างในหัวข้อ 4.1 มาคำนวณต่อตามวิธีการที่ระบุไว้ในหัวข้อที่ 3 พบว่าค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ของหอถังสูงที่ขนาดความจุ 300 ลูกบาศก์เมตรและ 500 ลูกบาศก์เมตร มีค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) เท่ากับ 6.46 และ 6.27 ตามลำดับ สามารถแสดงผลการวิเคราะห์ที่ได้ดังตารางที่ 5 ซึ่งผลจากการศึกษาเห็นได้ว่าค่า R สำหรับโครงสร้างหอถังสูงทั้งสองขนาดมีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกับค่าแรงเฉือนที่ฐานของโครงสร้างหอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 16 ผลการตอบสนองและค่าความเค้นตามแนวดิ่งของโครงสร้าง ณ สภาวะสภาวะที่โครงสร้างเกิดจุดครากจุดแรก (รูปซ้าย) และสภาวะโครงสร้างหอถังสูงสามารถรับกำลังได้สูงสุด (รูปขวา) ของหอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างของหอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร

ตัวแปร	หน่วย	ขนาด
V_u	กิโลนิวตัน	2,678
$0.75V_u$	กิโลนิวตัน	2,009
V_y	กิโลนิวตัน	2,164
V_s	กิโลนิวตัน	1,574
Δ_y	มิลลิเมตร	34
Δ_u	มิลลิเมตร	153

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ของหอถังสูง

ตัวแปร	หอถังสูง ขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร	หอถังสูง ขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร
T ในโหมดที่ 1 (วินาที)	0.79	0.71
μ	5.10	4.48
R_μ	5.10	4.48
Ω	1.27	1.40
R	6.46	6.27

สำหรับค่าความเหนียวของระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์แบบไม่เชิงเส้น [19] จะขึ้นอยู่กับค่าอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่งที่เกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าแรงเฉือนเกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก สามารถคำนวณค่าต่าง ๆ ได้ดังตารางที่ 6

จากผลที่ได้พบว่าค่าอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่งที่เกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าแรงเฉือนเกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก สำหรับหอถังสูงขนาด 300 และ 500 ลูกบาศก์เมตร มีค่าใกล้เคียงกันซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จากการหาค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) และมีค่าที่น้อยซึ่งแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างจะมีค่าความเหนียวที่มากขึ้น ส่งผลให้ค่า R ที่ได้มีค่ามากกว่าที่กำหนดในมาตรฐานสำหรับระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่ใช้สำหรับในอาคาร (R =4)

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ของหอถังสูง

ตัวแปร	หอถังสูงขนาด 300 ลูกบาศก์เมตร	หอถังสูงขนาด 500 ลูกบาศก์เมตร
น้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่ง P (กิโลนิวตัน)	10,606	12,194
ค่ากำลังต้านทานตามแนวดิ่ง $A_g f'_c$ (กิโลนิวตัน)	163,174	172,411
อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่ง	0.065	0.071
ค่าแรงเฉือนที่ฐาน V_s (กิโลนิวตัน)	1,312	1,574
ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน $A_g\sqrt{f'_c}$ (กิโลนิวตัน)	32,966	34,832
ค่าอัตราส่วนของแรงเฉือน	0.040	0.045

5. บทสรุป

ปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย ได้อ้างอิงถึงมาตรฐาน มยผ.1301/1302-61 ซึ่งมาตรฐานดังกล่าวยังไม่ครอบคลุมถึงค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนอง (R) ที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลการตอบสนองของโครงสร้างหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงไว้โดยเฉพาะ มีเพียงแต่ค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองสำหรับระบบโครงสร้างแบบกำแพงรับแรงเฉือนแบบธรรมดาซึ่งมีค่าเท่ากับ 4 ที่อาจนำมาใช้เป็นแนวทางในการวิเคราะห์ เนื่องจากที่รองรับของโครงสร้างหอถังสูงมีลักษณะเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงรับน้ำหนักบรรทุกแนวดิ่ง และจากผลการศึกษาหอถังสูงที่รองรับด้วยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กแบบทรงกระบอกกลวงจากแบบก่อสร้างมาตรฐานภายในประเทศไทย ทั้งขนาดความจุ 300 และ 500 ลูกบาศก์เมตรพบว่าค่า R ที่ได้มีค่าเท่ากับ 6.46 และ 6.27 ตามลำดับ ซึ่งผลจากการศึกษาเห็นได้ว่าค่า R สำหรับโครงสร้างหอถังสูงทั้งสองขนาดนั้น มีค่าใกล้เคียงกันเนื่องจากค่าอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกตามแนวดิ่งที่เกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และค่าแรงเฉือนเกิดขึ้นกับค่ากำลังต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับหอถังสูงขนาด 300 และ 500 ลูกบาศก์เมตร มีค่าใกล้เคียงกัน และค่า R ที่ได้มีค่ามากกว่าที่กำหนดในมาตรฐานสำหรับระบบโครงสร้างกำแพงรับแรงเฉือนที่ใช้สำหรับในอาคาร (R =4)

เอกสารอ้างอิง

[1] มยผ.1301/1302-61 (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

[2] Housner, G.W. (1963). The dynamic behaviour of water tanks. Bulletin of the seismological. *Society of America*, 53, pp. 381-387

[3] ACI 350.3-06 (2006). Seismic design of liquid – containing concrete structures and commentary. *American Concrete Institute.*

[4] ทรงพล จารุวิศิษฏ์ และ วิศิษฐ์ ภิญโญ (2557). การประเมินผลการตอบสนองของหอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคภายใต้แรงแผ่นดินไหว. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19*, ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557, หน้า 343-350.

[5] ณัฐพล กองสุข และ ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์ (2560). ศึกษาค่าตัวประกอบปรับผลตอบสนองที่เหมาะสมสำหรับหอถังสูงคอนกรีตเสริมเหล็กในประเทศไทย. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22*, ขอนแก่น, 18-20 นครราชสีมา 2560, หน้า 50-56.

[6] Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 2-9 August 1988, pp. 605-616.

[7] Xie, L.L., Lu, X., Lu, X.Z., Huang, Y. and Ye, L.P. (2014). Multi-Layer Shell Element for Shear Walls in OpenSees. *Computing in Civil and Building Engineering (ASCE 2014)*, pp.1190-1197.

[8] Patel, B. and Shah, D. (2010). Formulation of Response Reduction Factor for RCC Framed Staging of Elevated Water Tank using Static Pushover Analysis. *Proceedings of The World Congress on Engineering*, 3, pp. 913-1916.

[9] Patel, T., Amin. J and Patel, B. (2014). Evaluation response reduction factor of RC framed staging elevated water tank using static pushover analysis. *International journal of civil and structural engineering*, 4, pp. 215-226.

[10] Roja, M., Sahana. T.S., Naveen G.M. and Sagar, S. (2016). Performance Based Evaluation of Response Reduction

Factor for Elevated Rectangular Water Tank. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 3, pp. 1499-1504.

[11] Amin, J.A., and Soni, D.P. (2017). Assessment Response Reduction Factor of Elevated Tanks with Alternate RC Frame Staging Configurations. *International Journal of Engineering Technology Science and Research (IJETSR)*, 4, pp. 1250-1257.

[12] Masoudi, M., Eshghi, S. and Ghafory-Ashtiany M. (2012). Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks. *Engineering Structures*, pp. 199-209.

[13] Ghateh, R. (2014). Nonlinear seismic response of reinforced concrete pedestals in elevated water tanks. Ph.D. Dissertation, Ryerson University, Cannada.

[14] ATC-19 (1995). Structural response modification factors. *ATC Applied Technology Council*.

[15] Talaeitaba, S. B., Tahvilian, H. and Saeedi, B. (2014). The Effect of the Arrangement and Length of the Concrete Shear Walls on the Response Modification Factor (R) for RC Building Structures. *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, 10.

[16] Chia-Ming Uang. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117, pp. 19-28.

[17] Miranda, E. and Bertero, V. (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake – Resistant Design. *Earthquake Spectra, 10*, pp. 357-379.

[18] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982), *Earthquake spectra and design*. *EERI Monograph Series, EERI*, Oakland.

[19] มยผ.1303-57 (2557). มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

ข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ และสมบัติวัสดุก่อของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร
3D Laser Scanning Data and Masonry Materials Properties of Wat Ratchabophit Sathitmahasimaram Ratchaworawihan

ศิวนนท์ ต้นเกตุ[1,*] พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย[2] ณัฐนันท์ วงศ์อนันต์[3] ชนาธิป บินซาอิส[4] สุรพัศ นิธิปฏิคม[5] สุวัจน์ชัย แก้วมาคูณ[6] ชัยณรงค์ อธิสกุล[7] วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[8] และ สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์[9]

[1,2,3,4,5,6,7,8,9] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพมหานคร

**Corresponding author; E-mail address: Sivanon_th@outlook.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยเสนอการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์ในการจัดทำข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร การศึกษานี้ใช้เครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติแบบภาคพื้นดินเก็บข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติของบริเวณวัด โดยนำข้อมูลที่ได้มาประมวลผลและพัฒนาเป็นแบบจำลองกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร ผ่านโปรแกรม Scene จากนั้นนำแบบจำลอง 3 มิติที่ได้มาดำเนินการประเมินขนาดของพระเจดีย์ พระอุโบสถ พระวิหาร และบริเวณโดยรอบภายในวัด ด้วยโปรแกรมเฉพาะทาง Autodesk Recap และ Autodesk Revit นอกจากนี้ยังทำการเก็บตัวอย่างวัสดุก่อจากโครงการบูรณะวัดราชบพิธครั้งใหญ่มาศึกษาในห้องปฏิบัติการ โดยการศึกษานี้จะนำเสนอสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุก่อที่สำคัญได้แก่ ความพรุน การดูดซึมน้ำ ความหนาแน่น และกำลังรับแรงอัด โดยข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติพร้อมทั้งข้อมูลด้านสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุก่อที่ได้จากการศึกษานี้สามารถนำไปใช้ในการติดตามสภาพโครงสร้างและประกอบการบำรุงรักษาในระยะยาวได้ต่อไปในอนาคต

คำสำคัญ: ข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ, เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ ด้วยแสงเลเซอร์, วัดราชบพิธฯ, วัสดุก่อ, ฐานข้อมูลดิจิทัล

Abstract

This research presents the application of the 3D Laser Scanning Technology for creating the 3D point cloud data of Wat Ratchabophit Sathitmahasimaram Ratchaworawihan. The terrestrial laser scanner is applied for three-dimensional data acquisition of the temple. The Scene software was applied to process the acquired data and developed the 3D point cloud model of Wat Ratchabophit. The current dimensions of the iconic Chedi, the ordination hall, the main assembly hall, and surrounding area inside the temple are carried out by using the particular software namely, Autodesk Recap and Autodesk Revit. The samples of masonry materials were collected from the major renovation project of Wat Ratchabophit for laboratory investigation. The main engineering properties of masonry materials including porosity, water absorption, density, and compressive strength are also presented. The 3D point cloud data and engineering properties data obtained in this study can be used for structural health monitoring and long-term maintenance.

Keywords: 3D Laser Scanner, 3D Point Cloud, Wat Ratchabophit, Masonry materials, Digital Database

1. บทนำ

ปัจจุบันเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์มีบทบาทต่อการสำรวจและเก็บข้อมูลโบราณสถานเป็นอย่างมาก เพราะสามารถเก็บข้อมูลจำนวนมากได้อย่างรวดเร็ว มีความละเอียดสูง สามารถเก็บข้อมูลได้โดยไม่ต้องมีการสัมผัส โดยนำข้อมูลไปใช้ในการวิเคราะห์ และประเมินความเสียหายของโบราณสถานได้ การศึกษานี้จึงมีเป้าหมายที่จะแสดงการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติกับโบราณสถานไทยในกลุ่มพระอารามหลวง โดยอาศัยวัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม ราชวรวิหาร ซึ่งเป็นโบราณสถานสำคัญในสมัยรัตนโกสินทร์เป็นกรณีศึกษา

วัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม ราชวรวิหาร เป็นพระอารามหลวงชั้นเอกชนิดราชวรวิหาร [1] โปรดเกล้าให้สถาปนาขึ้นโดยพระบาทสมเด็จพระจุลจอมเกล้าเจ้าอยู่หัว เมื่อปี พ.ศ.2412 โดยในปี พ.ศ. 2563 จัดเป็นปีศุภวารสมโภช 150 ปีแห่งการสถาปนาวัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม ดังนั้นกรมศิลปากร ร่วมกับสำนักงานทรัพย์สินส่วนพระมหากษัตริย์ และหน่วยงานที่เกี่ยวข้องอื่น ๆ จึงร่วมกันดำเนินโครงการบูรณปฏิสังขรณ์วัดราชบพิธฯ ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2559 ซึ่งคณะผู้วิจัยได้มีโอกาสใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติเก็บข้อมูลตั้งแต่ช่วงเริ่มต้นการบูรณะจนกระทั่งการบูรณะดำเนินการเสร็จสิ้นในต้นปี พ.ศ. 2563 ดังนั้นข้อมูลที่ได้จากการศึกษานี้จึงนับเป็นต้นแบบข้อมูลดิจิทัล 3 มิติสำหรับโบราณสถานประเภทพระอารามหลวงของไทย อันจะเป็นประโยชน์ในด้านการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างพร้อมทั้งเป็นฐานข้อมูลสำหรับการอนุรักษ์และการศึกษาในด้านต่าง ๆ ได้แก่ วิศวกรรม สถาปัตยกรรม โบราณคดี และศิลปกรรม เป็นต้น

จากที่กล่าวมาข้างต้นทางคณะผู้วิจัยได้นำเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์ เข้ามาใช้ในการเก็บรวบรวมข้อมูลสภาพปัจจุบันของวัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2559 โดยทำการเก็บรวบรวมข้อมูล

อย่างต่อเนื่องในช่วงที่มีการปรับปรุงซ่อมแซมอาคารสำคัญต่าง ๆ เพื่อนำมาวิเคราะห์และประเมินสภาพของอาคารสำคัญต่าง ๆ อันได้แก่พระเจดีย์ พระอุโบสถ วิหาร รวมถึงอาคารต่าง ๆในเขตพุทธาวาส การวิเคราะห์และประเมินข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติที่ได้จากการสำรวจจะอาศัยโปรแกรมเฉพาะทางต่าง ๆ ได้แก่ Scene Autodesk Recap และ Autodesk Revit เป็นต้น นอกจากนี้ยังทำการเก็บตัวอย่างวัสดุก่อจากโครงการบูรณะวัดราชบพิธฯ มาศึกษาในห้องปฏิบัติการ โดยบทความนี้จะนำเสนอตัวอย่างข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติพร้อมทั้งข้อมูลด้านสมบัติทางวิศวกรรมของเศษวัสดุก่อโบราณที่ได้จากการบูรณะ โดยข้อมูลและผลการศึกษาที่นำเสนอนี้สามารถนำไปใช้ในการติดตามสภาพโครงสร้างและประกอบการอนุรักษ์วัดราชบพิธฯ ในระยะยาวได้ต่อไปในอนาคต

2. เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์

เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์ เป็นเทคโนโลยีที่มีการใช้งานกันอย่างแพร่หลายเพื่อสร้างแบบจำลองที่มีความเสมือนจริง ทั้งในงานก่อสร้างหรือซ่อมบำรุง จึงเป็นเทคโนโลยีที่เหมาะสมกับการนำมาใช้กับโบราณสถาน เพราะเป็นวิธีการเก็บข้อมูลโดยไม่ต้องสัมผัสกับพื้นผิวที่ต้องการเก็บข้อมูล เป็นการลดความเสี่ยงอันเนื่องมาจากการเก็บข้อมูลโบราณสถานได้ อีกทั้งสามารถตรวจสอบข้อมูล และติดตามสภาพของโบราณสถานเพื่อประเมินความเสี่ยงที่อาจเกิดขึ้นได้เนื่องจากปัจจัยทั้งภายนอกและภายใน ได้แก่ สภาพแวดล้อม ภัยพิบัติ และความเสื่อมของวัสดุ

จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติมีประโยชน์ในการเก็บข้อมูลมากกว่าวิธีอื่นดังเช่น González, J.A. และคณะ [2] ได้เสนอข้อมูลการสแกนวัตถุด้วยเลเซอร์แบบภาคพื้นดินโดยใช้ตรวจหาความเสียหายสำหรับโบราณสถาน โดยเลือกโบราณสถานของซานโตโดมิงโก ซึ่งก่อสร้างเมื่อปีค.ศ. 1282 เป็นกรณีศึกษา ได้แสดงถึงตัวแปรที่มีความสำคัญต่อการบูรณะ คือค่าการสะท้อนกลับของคลื่นจากกล้องสแกนวัตถุ 3 มิติ ที่กระทบกับหินแกรนิต ที่ต่างกันเนื่องจากความชื้น เพราะความชื้นเป็นปัจจัยส่งผลให้เกิดความเสียหายได้ อีกทั้งยังมีบทความที่แสดงให้เห็นถึงความสามารถและประสิทธิภาพของเครื่องสแกนวัตถุ 3 มิติในการเก็บข้อมูลโบราณสถาน Pritchard, D.และคณะ [3] , Noor, N.M. และคณะ [4] ได้จัดทำโครงการเก็บข้อมูลลักษณะเดียวกันโดยกล้องประเภท TLS ในโบราณสถานที่มีรายละเอียดต่าง ๆ ทั้งทางสถาปัตยกรรมและส่วนประกอบของโครงสร้างที่ซับซ้อน แสดงให้เห็นว่ากล้องประเภท TLS มีความสามารถในการเก็บข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติที่ครอบคลุมทั้งภายในและภายนอกอาคารต่อจำนวนจุดตั้งกล้องที่ไม่มากนัก แต่มีประสิทธิภาพในการเก็บข้อมูลโบราณสถานขนาดใหญ่และซับซ้อน แม้เก็บข้อมูลที่ระดับสูงของอาคาร หรือมีจำนวนผู้คนมากในขณะเก็บข้อมูล แต่ก็สามารถเก็บข้อมูลได้อย่างแม่นยำโดยไม่ต้องสัมผัสกับโบราณสถานอีกด้วย หรือแม้กระทั่งในที่มืด Yumin, L. และคณะ [5] เสนอการประยุกต์ใช้งานเทคโนโลยีการสแกน 3 มิติ เพื่อการอนุรักษ์งานแกะสลักในถ้ำประเทศจีน แม้สภาพภายในถ้ำจะมีแสงสว่างไม่เพียงพอแต่ก็สามารถเก็บข้อมูลได้อย่างแม่นยำและไม่ต้องสัมผัสกับรูปสลัก เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิตินั้นสามารถเก็บข้อมูลได้อย่างรวดเร็วมากกว่าการเก็บข้อมูลด้วยวิธีเก็บข้อมูลแบบธรรมดา Guo, J. และคณะ [6] ได้ทำการวิเคราะห์เวลาในการประเมินโครงสร้างโดยวิธีทาง TLS ได้ผลว่าการเก็บข้อมูลโดย TLS สามารถเก็บข้อมูลได้เร็วกว่าวิธีเดิมถึง 2 เท่า

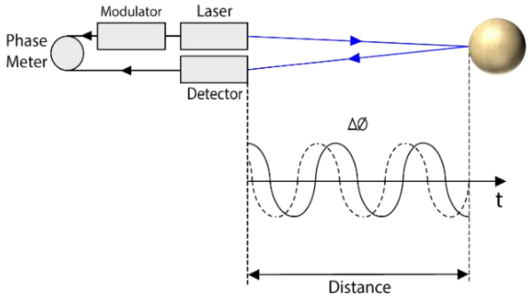
สำหรับการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติกับโบราณสถานของไทยนั้น คณะผู้วิจัยจะอาศัยหลักการที่คณะผู้วิจัยได้ดำเนินการไว้ผ่านกรณีศึกษาโบราณสถานในจังหวัดพระนครศรีอยุธยาดังรายงานของ สุทัศน์และคณะ [7] เป็นต้นแบบ โดยการศึกษาของ กันตภณและคณะ [8] ได้สรุปหลักการของเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ ประเภทความต่างของเฟสคลื่น (phase shift) และการประมวลผลข้อมูลไว้ได้นี้

2.1 เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์

เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ คือ เทคโนโลยีการใช้ลำแสงเลเซอร์มาใช้ในการวัดระยะทางในทุกทิศทางจากจุดตั้งกล้องถึงตำแหน่งของวัตถุ ซึ่งเทคโนโลยีดังกล่าวถูกใช้ในการ เก็บรายละเอียด รูปทรง รูปร่าง ขนาด พิกัดตำแหน่ง (x,y,z) ของวัตถุต่าง ๆ อย่างอัตโนมัติ [9] โดยผลที่ได้จะถูกนำไปสร้างแบบจำลอง 3 มิติต่อไป

2.2 หลักการสแกนวัตถุ 3 มิติด้วยแสงเลเซอร์โดยความต่างของเฟสคลื่น (Phase Shift)

การเก็บข้อมูลโดยอาศัยหลักการความต่างเฟสคลื่นใช้การเปรียบเทียบกันระหว่างเฟสคลื่นที่ใช้ปล่อยออกไปอย่างต่อเนื่องเข้ากระทบวัตถุเปรียบเทียบกับเฟสคลื่นที่ได้จากการสะท้อนวัตถุกลับมา โดยการเปรียบเทียบดังกล่าวจะทำให้คำนวณระยะของวัตถุได้จากความต่างเฟสของคลื่นแสงที่ถูกส่งออกจากแหล่งกำเนิดกับคลื่นแสงที่สะท้อนกลับมายังตัวรับหลังจากสะท้อนพื้นผิววัตถุโดยการเก็บข้อมูลด้วยวิธีดังกล่าวจะใช้คลื่นเลเซอร์ที่มีความถี่สูงซึ่งจะสามารถทำให้ได้ผลที่แม่นยำแต่มีระยะทำการในการเก็บข้อมูลที่ไม่ไกลมากนัก [10]



รูปที่ 1 ภาพจำลองการทำงานระบบความต่างเฟส

2.3 การประมวลผลข้อมูล

ข้อมูลที่เก็บได้จากแต่ละจุดตั้งกล้องจะมีการพิกัดอ้างอิงเทียบกับตำแหน่งจุดตั้งกล้อง ด้วยเหตุนี้เองข้อมูลที่ได้จากแต่ละจุดตั้งกล้องจะแยกกันอยู่ในแต่ละตำแหน่งของจุดตั้งกล้อง ดังนั้นจึงต้องทำการรวมผลแต่ละชุด

ข้อมูลเข้าด้วยกันให้อยู่ในพิกัดที่สัมพันธ์กัน โดยในงานวิจัยนี้ประมวลผลด้วยโปรแกรม SCENE ผ่านกระบวนการเชื่อมต่อภาพ (Registration)

การเชื่อมภาพด้วยการประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด (Image Based Registration) การศึกษานี้อาศัยการเชื่อมต่อภาพและข้อมูลด้วยวิธีการประมวลผลการซ้อนทับกันของข้อมูลกลุ่มจุด ซึ่งเป็นการเชื่อมต่อข้อมูลโดยอาศัยหลักการประมวลการซ้อนทับกันของภาพผ่านโปรแกรมเฉพาะทาง ซึ่งโปรแกรมจะทำการประมวลผลการซ้อนทับจากภาพ และข้อมูลกลุ่มจุด (Point Cloud Data) จากนั้นจะเชื่อมต่อข้อมูลกลุ่มจุดที่มีองค์ประกอบซ้อนทับกันเข้าด้วยกัน จนสามารถผสานข้อมูลทั้งหมดเข้าเป็นข้อมูลชุดเดียวกันได้ ซึ่งวิธีนี้ไม่จำเป็นต้องใช้อุปกรณ์ช่วยเหลือในการลงเก็บข้อมูลภาคสนาม เช่นเป้าอ้างอิง ทำให้ข้อมูล 3 มิติและภาพ 3 มิติที่ได้หลังจากเชื่อมต่อข้อมูลสวยงามเหมือนสถานที่จริงโดยไม่มีการบดบังด้วยเป้าอ้างอิง

3. ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

การศึกษานี้มุ่งเน้นการสร้างฐานข้อมูลเพื่อนำไปใช้ประกอบการบูรณะปรับปรุงโบราณสถานรวมถึงเป็นข้อมูลสำหรับการประเมินและติดตามสภาพโบราณสถานในอนาคต โดยเน้นการรวบรวมข้อมูลสภาพปัจจุบันด้วยเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ และการรวบรวมสมบัติของวัสดุก่อที่ได้จากการบูรณะ อันจะเป็นข้อมูลที่สำคัญในการอนุรักษ์วัดราชบพิธฯ อย่างถูกต้องต่อไปในอนาคต โดยขั้นตอนการดำเนินงานสรุปได้ดังต่อไปนี้ 1.การลงพื้นที่เก็บข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ 2.การประมวลผลข้อมูลการสแกน 3 มิติ 3.สมบัติของวัสดุก่อ

3.1 การลงพื้นที่เก็บข้อมูลสแกนวัตถุ 3 มิติ

ในการลงพื้นที่เก็บข้อมูลได้เริ่มตั้งแต่ปี พ.ศ.2561 จนถึง พ.ศ.2563 เพื่อติดตามเก็บข้อมูลการเปลี่ยนแปลงตั้งแต่ปีเริ่มต้นถึงปีที่สิ้นสุดการบูรณะโดยใช้กล้อง FARO 330X ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้คือ resolution 1/5 quality 4x ซึ่งมีรายละเอียดตามคู่มือของอุปกรณ์ [11]

รูปที่ 2 การเก็บข้อมูลภาคสนามโดยกล้อง FARO 330X

โดยการเก็บข้อมูลจำเป็นจะต้องเลือกจุดตั้งกล้องที่ไม่ห่างกันมาก แต่ละจุดตั้งกล้องควรคำนึงว่า ณ จุดนั้นมีการเก็บข้อมูลบางส่วนในบริเวณเดียวกันกับจุดตั้งกล้องอื่น ให้ข้อมูลจุดตั้งกล้องนั้นซ้อนทับกับข้อมูลของจุดตั้งกล้องอื่นๆ เพื่อความสะดวกต่อการเชื่อมภาพด้วยการประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด (Image Based Registration)

หลังจากเก็บข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติเป็นที่เรียบร้อยแล้วจำเป็นจะต้องประมวลผลข้อมูลนั้นผ่านโปรแกรม SCENE เพื่อเป็นการเชื่อมต่อข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติที่เก็บรวบรวมมาให้เป็นข้อมูลกลุ่มจุดชุดเดียวกัน โดยใช้วิธีการเชื่อมภาพด้วยการประมวลผลข้อมูลกลุ่มจุด ดังรูปที่ 3 ซึ่งแสดงผังภาพรวมของการเชื่อมต่อภาพที่ตำแหน่งจุดตั้งกล้องต่าง ๆ ในบริเวณเขตพุทธาวาส จากนั้นจะนำออกข้อมูลจากโปรแกรม SCENE เพื่อนำไปวิเคราะห์ขนาดมิติด้วยโปรแกรม Autodesk Recap และ Autodesk Revit

รูปที่ 3 ผังภาพรวมของข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติในเขตพุทธาวาส

3.2 การรวบรวมข้อมูลวัสดุก่อโบราณ

การศึกษานี้ได้ตัวอย่างเศษวัสดุโบราณการบูรณะวัดราชบพิธฯ ด้วยความที่จำนวนเศษวัสดุโบราณมีจำนวนจำกัด การศึกษานี้จึงเน้นไปที่สมบัติทางกายภาพของวัสดุ ได้แก่ ความพรุน การดูดซึมน้ำ การระเหยน้ำ ความหนาแน่น และค่ากำลังรับแรงอัด โดยอิงวิธีการทดสอบจาก Laboratory Manual for Architectural Conservators [12-13] และ Annual Book of ASTM Standards [14]

4. ผลการศึกษา

จากข้อมูลที่ได้ดำเนินการรวบรวมและประมวลผลตามแนวทางที่กล่าวแล้วข้างต้นสามารถสรุปผลการศึกษาออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ 1.ผลการประเมินสภาพปัจจุบันของวัดราชบพิธฯ โดยเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ 2.ข้อมูลสมบัติของวัสดุก่อโบราณที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

4.1 การประเมินสภาพปัจจุบันของวัดราชบพิธฯ โดยเทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ

จากการลงพื้นที่เก็บข้อมูลทั้งภายในและบริเวณโดยรอบวัดราชบพิธฯ ได้แก่ พื้นที่ในเขตสุสานหลวง และเขตพุทธาวาส รวมทั้งอาคารภายในเขตพุทธาวาส ได้แก่ พระเจดีย์ พระอุโบสถ พระวิหาร พระวิหารทิศตะวันออก

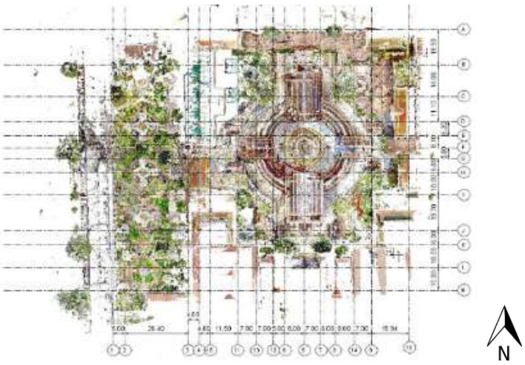
และทิศตะวันตก ศาลาราย หลังประมวลผลข้อมูลด้วยโปรแกรม SCENE ได้ตัวอย่างข้อมูลดังรูป 4 และ 5

รูปที่ 4 ชุดข้อมูลการสแกน 3 มิติ วัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม

รูปที่ 5 ชุดข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติวัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม มุมมองด้านบน

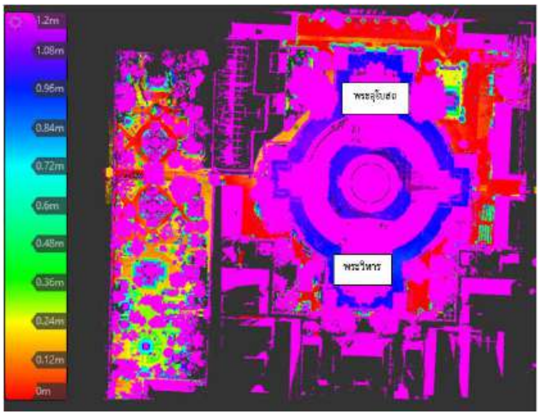
4.1.1 ประยุกต์ข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ ในการสร้างผังบริเวณ และผังระดับ

เมื่อทำการประมวลข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติเรียบร้อยแล้ว จะนำข้อมูลที่ได้มาประยุกต์เพื่อการวิเคราะห์ข้อมูล และสร้างเป็นฐานข้อมูลดิจิทัล จากโปรแกรม SCENE สามารถส่งออกข้อมูลเพื่อมาวิเคราะห์ต่อในโปรแกรม Autodesk Revit โดยสามารถสร้างผังบริเวณ และสร้าง grid line ในแกนตั้งและแกนนอนเพื่อง่ายต่อการอ้างอิงดังแสดงในรูป 6



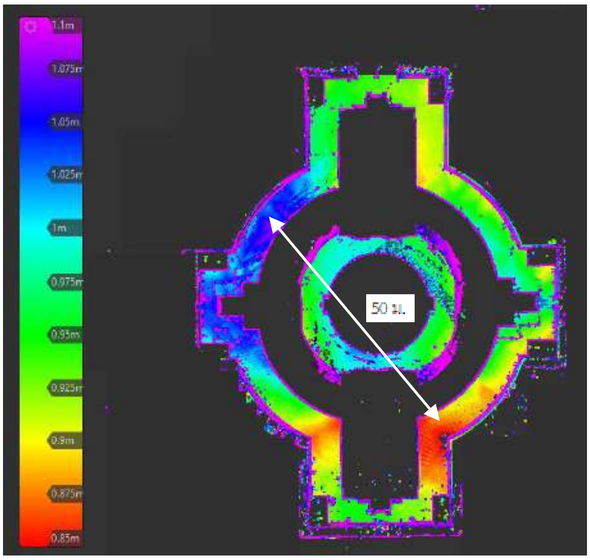
รูปที่ 6 ผังบริเวณวัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามจากข้อมูลกลุ่มผนวกกับ Grid line มุมมองด้านบน

จากนั้นนำข้อมูลกลุ่มจุด 3 มิติ เข้าสู่โปรแกรม Autodesk Recap เพื่อจัดทำผังงานระดับโดยตัวอย่างในรูปที่ 7 นี้จะกำหนดจุดอ้างอิง +0.00 เมตร ณ ตำแหน่งกึ่งกลางถนนอัษฎางค์ ทางเข้าสุสานหลวง



รูปที่ 7 ผังค่าระดับพื้น**บริเวณ**วัดราชบพิธสถิตมหาสีมาราม

จากรูปที่ 7 จะเห็นได้ว่าค่าระดับของพื้นจะอยู่ในช่วง +0.00 ถึง +1.20 เมตร จุดที่มีระดับต่ำจะถูกแสดงออกมาด้วยสีแดงดังเช่นในบริเวณด้านขวาของพระอุโบสถ จากข้อมูลสีระดับที่ได้มาทำให้สังเกตเห็นถึง บริเวณที่มีการทรุดตัวของฐานไพที เพื่อความละเอียดขึ้นของระดับจึงได้เลือกในเฉพาะส่วนของฐานไพทีมาวิเคราะห์ระดับดังรูปที่ 8

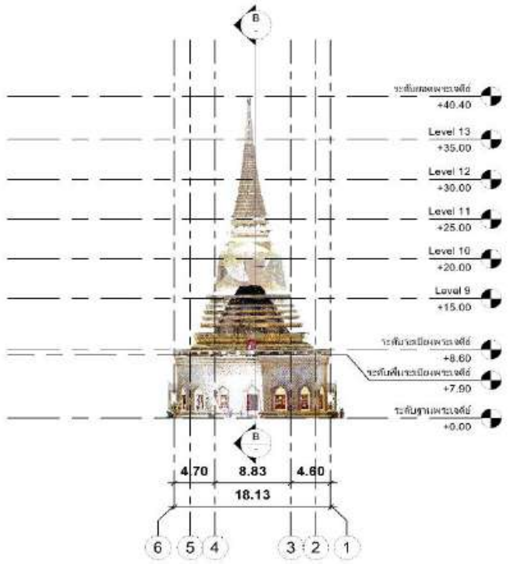


รูปที่ 8 ผังค่าระดับพื้นบนฐานไพที

ค่าระดับพื้นอยู่ในช่วง +0.85 ถึง +1.10 เมตร โดยจะมีจุดต่ำสุดอยู่บริเวณขวาล่างของฐานไพทีหรือทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ และมีจุดที่สูงที่สุดอยู่ทางซ้าย หรือทางทิศตะวันออก ความต่างระดับประมาณ 0.25 เมตร ระยะความลาดจากจุดสูงสุดถึงจุดต่ำสุดประมาณ 50 เมตร คิดเป็นอัตราความลาดชันประมาณ 1 : 200 ข้อมูลนี้จะสามารถนำมาใช้ประกอบการประเมินและติดตามสภาพ การทรุดเอียงของฐานไพทีได้ต่อไปในอนาคต

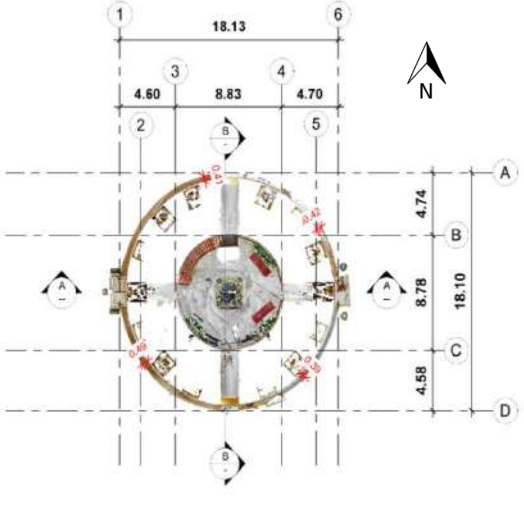
4.1.2 วิเคราะห์ขนาดมิติของข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ

จากข้อมูลการสแกนวัตถุ 3 มิติ ผู้จัดทำได้เลือกพระเจดีย์มาเป็นตัวอย่างแสดงผลการวิเคราะห์ขนาดมิติเพราะเป็นอาคารโบราณที่เป็นเอกลักษณ์เฉพาะของวัดราชบพิธฯ และมีองค์ประกอบเหมาะสำหรับเป็นตัวอย่างการวิเคราะห์ขนาดมิติ โดยการศึกษานี้ทำการประเมินขนาดฐานพระเจดีย์ รวมถึงองศาการเยื้องศูนย์ที่ระดับความสูงต่าง ๆ เพื่อเป็นฐานข้อมูลสำหรับการประเมินและติดตามสภาพ โดยทำรูปด้านและประเมินค่าระดับความสูงของพระเจดีย์ในชั้นต่าง ๆ ดังรูปที่ 9 จะพบว่าพื้นระเบียงอยู่สูงจากฐาน 7.90 เมตร และพระเจดีย์มียอดสูงจากฐาน 40.40 เมตร



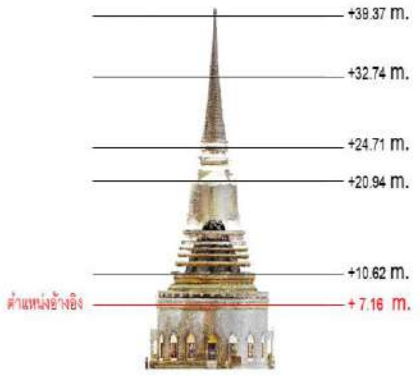
รูปที่ 9 พระเจดีย์มุมมองด้านทิศเหนือ

และ จากรูปที่ 10 จะเห็นว่าเส้นผ่านศูนย์กลางของฐานพระเจดีย์ มีขนาด เฉลี่ย 18.115 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางพื้นพระเจดีย์ภายในมีขนาดเฉลี่ย 8.81 เมตร



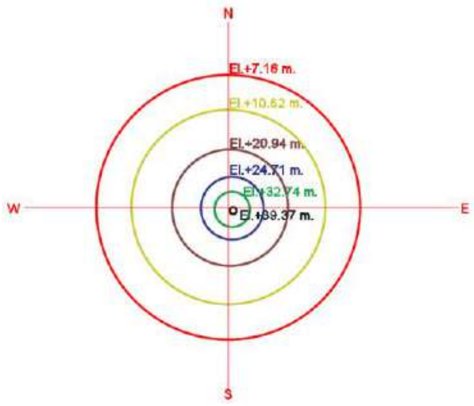
รูปที่ 10 รูปตัดระดับฐานพระเจดีย์ ตำแหน่ง +0.00 ม.

เพื่อที่จะหาระยะ และ องศาการเยื้องศูนย์ในแต่ละระดับความสูง จึงได้แบ่งชั้นระดับความสูงไว้ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 ระดับความสูงต่าง ๆ ที่ใช้พิจารณาการเยื้องศูนย์ของพระเจดีย์

เมื่อพิจารณาในแต่ละระดับชั้นโดยใช้มุมมองด้านบนและกำหนดจุดศูนย์กลางการเยื้องศูนย์ที่ศูนย์กลางพระเจดีย์ที่ระดับ +7.16 ได้ดังรูปที่ 12



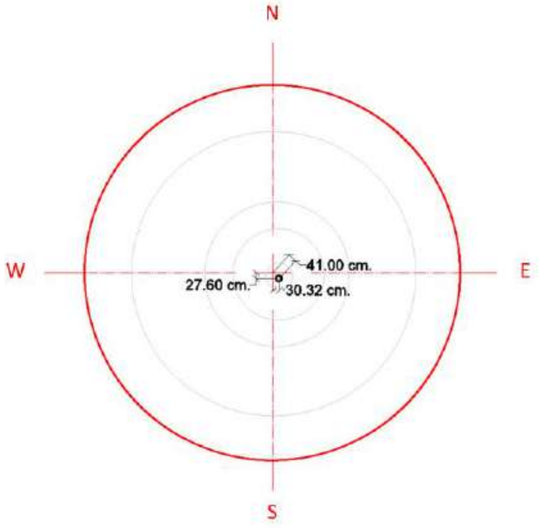
รูปที่ 12 ระดับความสูงต่าง ๆ ที่พิจารณาการเยื้องศูนย์ของพระเจดีย์

ได้ข้อมูลการเยื้องศูนย์จากดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าการเยื้องศูนย์ที่ระดับความสูงต่าง ๆ

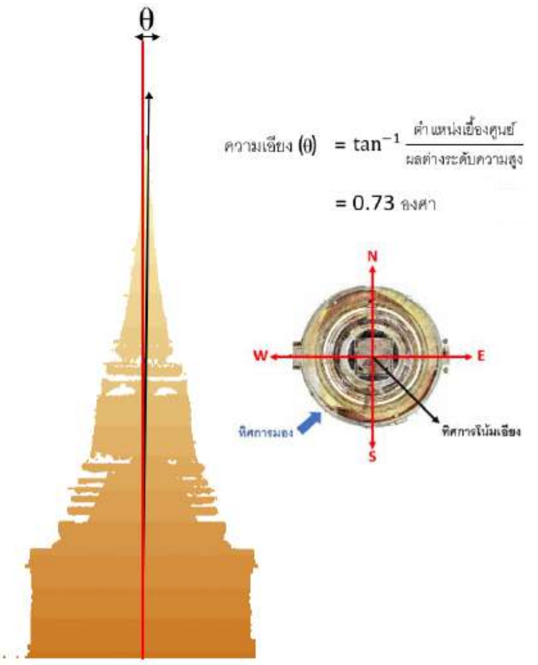
ระดับความสูง (ม.)	ข้อมูลกลุ่มจุด ณ ช่วงเวลาเดือนกุมภาพันธ์ ปี พ.ศ.2563			
	ทิศใต้ (ซม.)	ทิศตะวันออก (ซม.)	ทิศตะวันออกเฉียงใต้ (ซม.)	อง0ศา
7.16	จุดศูนย์กลางแกนอ้างอิง			
10.62	5.03	3.22	5.97	0.99
20.94	8.17	19.11	20.78	0.86
24.71	8.33	26.9	28.16	0.92
32.74	18.10	29.96	35.00	0.78
39.37	27.60	30.32	41.00	0.73

พิจารณาที่ตำแหน่งความสูงระดับ +39.37 เมตร มีระยะเยื้องศูนย์จากศูนย์กลางไปทางทิศใต้ 27.60 ซม. ทางทิศตะวันออก 30.32 ซม. หรือเยื้องไปทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ 41.00 ซม. ดังรูปที่ 13



รูปที่ 13 ตำแหน่งเยื้องศูนย์ ณ จุดยอดพระเจดีย์ ระดับ +39.37 เมตร

และมีองศาความเอียงที่ระดับ +39.37 เมตร โน้มเอียงไป 0.73 องศา ในทิศตะวันออกเฉียงใต้ ดังรูปที่ 14



รูปที่ 14 ขนาดมุมเอียงพระเจดีย์ระดับ +39.37 เมตร มุมมองทิศตะวันออกเฉียงใต้

การวิเคราะห์มิติขององค์พระเจดีย์ มีความสูงจากระดับพื้น 40.40 เมตร เส้นผ่านศูนย์กลางทิศตะวันออก-ตะวันตก 18.13 เมตร ทิศเหนือ-ใต้ 18.10 เมตร ที่จุดยอดหรือความสูงระดับ +39.37 เมตร มีตำแหน่งการเอียงเยื้องศูนย์จากตำแหน่งอ้างอิงที่ระดับ +7.16 เมตร เยื้องไปทางทิศใต้ 27.60 ซม. ทิศตะวันออก 30.32 ซม. โดยรวมแล้วเยื้องไปทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ 41.00 ซม. เทียบเป็น 0.73 องศา ซึ่งสอดคล้องกับการทรุดเอียงของฐานไพที

4.2 สมบัติวัสดุก่อ

หัวข้อนี้แบ่งเป็น 2 ส่วนได้แก่ 1.การหาสมบัติของวัสดุก่อ 2.สมบัติของวัสดุก่อที่ได้จากห้องปฏิบัติการ โดยทำการทดสอบหาสมบัติของวัสดุก่อโบราณ ได้แก่ ความพรุน การดูดซึมน้ำ การระเหย ความหนาแน่น และค่ากำลังรับแรงอัด เนื่องจากตัวอย่างวัสดุโบราณมีจำนวนจำกัดและมีรูปร่างไม่สม่ำเสมอ ดังนั้นการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดจึงจำเป็นต้องนำตัวอย่างมาปรับแต่งให้เป็นลูกบาศก์ขนาด 4x4x4 ซม.^{3}

4.2.1 การหาสมบัติของวัสดุก่อ

ตัวอย่างที่นำมาทดสอบ คืออิฐโบราณ โดยนำอิฐมาตัดแบ่งให้มีลักษณะเป็นก้อนสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ขนาด 4x4x4 ซม.^{3} เพื่อเป็นการง่ายต่อการทดสอบ มีวิธีหาสมบัติของวัสดุก่อโดยมาตรฐานดังนี้ การดูดซึมน้ำ ความพรุนใช้มาตรฐานA Laboratory Manual for Architectural Conservators [12-13] และการระเหยน้ำใช้มาตรฐาน ASTM E96/E96M–16 [14]

การดูดซึมน้ำ (Absorption by total immersion) [12] ทดสอบได้โดยนำตัวอย่างลักษณะลูกบาศก์อบแห้งที่อุณหภูมิ 60°C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ทำการชั่งน้ำหนักแห้ง (M_0) จากนั้นนำตัวอย่างแช่ในน้ำที่มีระดับน้ำเหนือตัวอย่างประมาณ 1 ซม. ทำการเก็บค่าน้ำหนักที่เปลี่ยนไปตามเวลา โดยเริ่มตั้งแต่ นาทีที่ 5 จนถึง 96 ชั่วโมง แล้วคำนวณน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเป็นร้อยละความเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นตามเวลาต่าง ๆ ค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำ (WA) สามารถหาได้ดังสมการ (1)

$$WA = \frac{M_n - M_0}{M_0} \times 100 \qquad (1)$$

โดย WA คือ ความสามารถในการดูดซึมน้ำ, M_n คือน้ำหนัก ณ เวลา n ของตัวอย่างแช่น้ำ (กรัม), M_0 คือน้ำหนักแห้ง (กรัม)

ความพรุน (Porosity in solids) [13] เป็นการทดสอบทางอ้อมจากการทดสอบการดูดซึมน้ำเพื่อหาความพรุนของตัวอย่าง นำตัวอย่างที่ผ่านการทดสอบการดูดซึมน้ำที่ระยะเวลา 96 ชั่วโมง คำนวณหาร้อยละของปริมาตรน้ำที่อยู่ภายในรูพรุนเทียบกับปริมาตรของตัวอย่างจากการแทนที่ด้วยน้ำ ดังสมการ (2)

$$Porosity = [\frac{V_p}{V_a}] \times 100 \qquad (2)$$

โดย $Porosity$ คือร้อยละความพรุน, V_p คือปริมาตรของรูพรุน (ซม.^{3}), V_a คือปริมาตรแทนที่ด้วยน้ำ (ซม.^{3})

การระเหยน้ำ (Water vapor transmission) [14] ตัดตัวอย่างให้มีความหนา 1 ซม. จากนั้นนำตัวอย่างอบแห้งที่อุณหภูมิ 60°C เป็นเวลา 24

ชั่วโมง แล้วเชื่อมซีลิโคนรอบตัวอย่างปิดบนภาชนะบรรจุน้ำสะอาด เพื่อวัดปริมาณน้ำที่ระเหยออกผ่านหน้าตัดของตัวอย่าง ที่อุณหภูมิ 23°C ความชื้นอากาศร้อยละ 50 เป็นเวลา 14 วัน แล้วจึงคำนวณน้ำหนักที่เปลี่ยนแปลงจากการระเหยน้ำผ่านหน้าตัดของตัวอย่าง

4.2.2 สมบัติของวัสดุก่อที่ได้จากห้องปฏิบัติการ

การดูดซึมน้ำ (Absorption by total immersion) ทดสอบตัวอย่างตามมาตรฐานโดยชั่งน้ำหนักตัวอย่างหลังแช่น้ำเป็นเวลา 96 ชั่วโมงได้ค่าดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าความสามารถในการดูดซึมน้ำของตัวอย่างวัสดุก่อ

การดูดซึมน้ำ				
ตัวอย่าง		B		
ลำดับที่		1	2	3
น้ำหนักแห้ง		96.92	118.17	98
96 ชั่วโมง	น้ำหนัก$_{96}$	116.43	141.99	117.22
ความสามารถดูดซึมน้ำ		20.13	20.16	19.61
เฉลี่ย		%	19.97	

จากตารางเห็นได้ว่า เมื่อแช่ตัวอย่างที่ 96 ชั่วโมง ทำให้ตัวอย่างมีน้ำหนักมากขึ้นประมาณ 20 กรัม โดยคิดเป็นร้อยละความสามารถในการดูดซึมน้ำได้ประมาณ 19.97

ค่าความพรุน หาได้จากเทียบปริมาตร โดยสมการที่ (2) ได้ค่าตามตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าความพรุนของตัวอย่างวัสดุก่อ

ความพรุน				
ตัวอย่าง		B		
ลำดับที่		1	2	3
ปริมาตรรูพรุน		19.51	23.82	19.22
ปริมาตรแทนที่น้ำ		60	75	60
ความพรุน	%	32.52	31.76	32.03
	เฉลี่ย	32.10		

จากตารางเห็นได้ว่า ตัวอย่างทั้งสาม มีค่าความพรุนที่ใกล้เคียงกันคือประมาณร้อยละ 32.10 หรือมีความพรุนประมาณหนึ่งในสามของปริมาตรทั้งหมด

การระเหยน้ำทดสอบโดยใช้ตัวอย่างที่มีพื้นที่หน้าตัด 0.001580 ตร.ม. หนา 1 ซม. ชั่งน้ำหนักน้ำต่อเนื่องเพื่อเปรียบเทียบหาอัตราการระเหยน้ำมีอัตราการระเหยน้ำเฉลี่ยที่ 0.0194 กรัม/ชั่วโมง ดังนั้นค่าการระเหยน้ำผ่านหน้าตัดของตัวอย่างเท่ากับ 12.29 กรัม/ชั่วโมง/ตร.ม.

ความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างวัสดุก่อ เมื่อนำตัวอย่างไปทดสอบจากการทดสอบหาค่าความแน่นโดยการชั่งน้ำหนักและหาปริมาตรของตัวอย่างโดยใช้หลักการแทนที่ของตัวอย่างในทรายละเอียดโดยใช้หลักการแทนที่ของตัวอย่างในทรายละเอียดแบบปล่อยตกโดยธรรมชาติ พบว่าค่าความหนาแน่น ความหนาแน่นของตัวอย่างเศษอิฐโบราณวัดราชบพิธฯ มีค่าเท่ากับ 1396 กก./ม.^{3} และค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐตัวอย่างใช้วิธีการกดด้วยเครื่อง Unconfined Compression Test ต่อกับ load cell ขนาด 38000 นิวตัน เนื่องจากตัวอย่างวัสดุก่อรับค่ากำลังรับแรงอัดได้ไม่มากนัก มีค่าเท่ากับ 25.1 กก./ซม.^{2}

5. สรุปผลการศึกษา

การศึกษานี้แสดงตัวอย่างการใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ มาจัดทำข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติ และประเมินสภาพปัจจุบันของอาคารโบราณสถานภายในวัดราชบพิธฯ พร้อมทั้งแสดงผลการทดสอบสมบัติทางวิศวกรรมของเศษวัสดุก่อโบราณที่ได้จากการบูรณะ ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาได้ดังนี้ การใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ ในการเก็บข้อมูลสภาพปัจจุบันของโบราณสถานทำให้ได้ข้อมูลกลุ่มจุดพิกัด 3 มิติ เป็นจำนวนมากที่มีค่าแม่นยำและสวยงามง่ายต่อการนำมาประยุกต์ใช้ โดยเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการสำรวจแนวทางอื่น ๆ สำหรับงานที่ต้องการจำนวนพิกัดข้อมูลจำนวนมากที่เท่ากันแล้ว จะพบว่าการใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติสามารถดำเนินการได้รวดเร็ว และแม่นยำกว่าวิธีการสำรวจด้วยวิธีการอื่นเป็นอย่างมาก การวิเคราะห์ขนาดมิติมีความถูกต้องแม่นยำ แม้ในจุดที่มีการเข้าถึงยากของเครื่องมือวัด เช่นยอดองค์พระเจดีย์ ทั้งยังสามารถทำแผนผังระดับเพื่อตรวจเช็ค ระดับของพื้น ณ ตำแหน่งใด ๆ ได้ทั้งสิ้น จากข้อมูลที่ได้ศึกษาองค์พระเจดีย์และฐานไพทีมีแนวโน้มทรุดเอียงไปในทิศทางเดียวกันคือ ทิศตะวันออกเฉียงใต้ ซึ่งข้อมูลนี้จะต่อยอดเป็นฐานข้อมูลดิจิทัลในการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างอาคารพร้อมทั้งประกอบการศึกษาวิจัยต่อไปได้ในอนาคต นอกจากนี้การศึกษานี้ได้นำเศษวัสดุอิฐโบราณของวัดราชบพิธฯ ทดสอบหาสมบัติวัสดุก่อ ซึ่งสรุปผลได้ดังนี้ ค่าการดูดซึมน้ำร้อยละ 19.97 ค่าความพรุนร้อยละ 32.10 ค่าการระเหย 12.29 กรัม/ชั่วโมง/ตร.ม. ความหนาแน่น 1396 กก./ม.^{3} และค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐตัวอย่างมีค่าเท่ากับ 25.1 กก./ซม.^{2}

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนงบประมาณจาก สำนักงานการวิจัยแห่งชาติ และได้รับความร่วมมือจาก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรมศิลปากร สำนักงานทรัพย์สินพระมหากษัตริย์ วัดราชบพิธสถิตมหาสีมารามราชวรวิหาร และบริษัท ป.ว.ช. ลิขิตการช่าง จำกัด

เอกสารอ้างอิง

[1] ราชกิจจานุเบกษา,ประกาศกระทรวงธรรมการแผนกกรมสังฆการี. (2458). จัดระเบียบพระอารามหลวง, เล่ม ๓๒, ตอน 0 ก, , หน้า 289

[2] González, j.a., Rodríguez, B.R., Aguilera, D.G. and Brea, M.T.R. (2010). Terrestrial laser scanning intensity data applied to damage detection for historical buildings. Journal of Archaeological Science Volume 37, Issue12, December 2010, pp. 3037-3047

[3] Pritchard, D., Sperner, J., Hoepner, S. and Tenschert, R. (2017). *Terrestrial laser scanning for heritage conservation: the Cologne Cathedral documentation project*. 26th International CIPA Symposium 2017. 28August–01 September 2017, Ottawa, Canada, pp. 213-219.

[4] Noor, N.M., Kamaruddin, Z., Abdullah, A., Abdullah, A.A., Eusoff, S.S. and Mustafa, M.H. (2018). *Using terrestrial laser scanner for Malay heritage documentation: preliminary approach to Istana Balai Besar, Kelantan*. International Journal of Development and Sustainability, Vol. 7, No. 6, pp. 1886-1897.

[5] Yumin, L., Rong, Z. and Yu, Z. (2013). *THE APPLICATION OF 3D LASER SCANNING IN THE PROTECTION OF GROTTOES AND CARVINGS IN CHINA*. XXIV International CIPA Symposium, 2 – 6 September 2013, Strasbourg, France, pp. 705-709.

[6] Guoa, J., Yuanb, L. and Wanga, Q. (2020). *Time and cost analysis of geometric quality assessment of structural columns based on 3D terrestrial laser scanning*. Automation in Construction 110 (2020) 103014, pp.1-14

[7] สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัยณรงค์ อธิสกุล, รักติพงษ์ สหมิตรมงคล และ เสน่ห์ มหาผล (2562). *โครงการพัฒนาฐานข้อมูลทางวิศวกรรมเพื่อการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างโบราณสถานของไทย*. สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย, หน้า 9-28

[8] กันตภณ จินทราคา, ณัชภัทร ธีร์ธวัชวงศ์ และ ศิวนนท์ ต้นเกตุ. (2561). การประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสแกนวัตถุ 3 มิติ ด้วยแสงเลเซอร์ สาหรับการจัดทำผังบริเวณของอาคาร. *ปริญญานิพนธ์* วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 6-21.

[9] Ebrahim, M., 2011, *3D Laser Scanner: History, Applications and Future*, Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Assiut University, pp. 4-29

[10] Historic England. (2018). *3D Laser Scanning for Heritage: Advice and Guidance on the Use of Laser Scanning in Archaeology and Architecture*. Swindon. Historic England, pp.2-14

[11] Focus3D X 130 and X 330 Laser Scanners SCENE 5.3 Training Manual, September 2014, pp. 64

[12] Teutonico, J.M. (1988). *A Laboratory Manual for Architectural Conservators*, Via di S. Michele 00153 Rome RM, Italy, pp.35-40.

[13] Teutonico, J.M. (1988). *A Laboratory Manual for Architectural Conservators*, Via di S. Michele 00153 Rome RM, Italy, pp.50-51.

[14] ASTM E96. (1997), *Standard Test Method for Water Vapor Transmission of Materials*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.01, Philadelphia, ASTM.

กำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุจีโอโพลีเมอร์หรือคอนกรีตและเหล็กเสริม

Bond strengths between fly ash-based geopolymer or concrete and reinforcing steel

ตะวัน หงษ์อุบล[1,*] อรุษ เพชรเชิดชู[2]

[1]นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพมหานคร
[2] ศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: s5901081811032@email.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาเกี่ยวกับกำลังยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กข้ออ้อยและคอนกรีต และทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติต่างๆ ระหว่างคอนกรีตจากพอร์ตแลนด์ซีเมนต์และจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตจากเถ้าลอยโรงไฟฟ้าแม่เมาะ คอนกรีตที่ออกแบบมี 2 กำลังอัดเหล็กเสริมข้ออ้อยขนาด 12 16 และ 20 มิลลิเมตรและแต่ละตัวอย่างใช้ระยะเวลาการบ่มที่ 28 วัน จากการศึกษาพบว่ากำลังรับแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดหรือเมื่อลดขนาดหน้าตัดของเหล็กเสริมลงตามที่คาดการณ์ไว้ กำลังยึดเหนี่ยวของคอนกรีตจากพอร์ตแลนด์ซีเมนต์กับเหล็กเสริมเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเป็นผลมาจากระยะเวลาการบ่มตัวอย่าง แต่เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเพิ่มกำลังอัด กำลังยึดเหนี่ยวของจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตจากเถ้าลอยมีค่ากำลังอัดสูงกว่าที่ออกแบบไว้เล็กน้อยเนื่องจากระยะเวลาที่ใช้บ่ม อย่างไรก็ตามค่ากำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมขึ้นอยู่กับขนาดของเหล็กอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: กำลังยึดเหนี่ยว, เหล็กข้ออ้อย, คอนกรีต, จีโอโพลีเมอร์คอนกรีตจากเถ้าลอย, ระยะเวลาบ่ม

Abstract

This research is part of a study the bonding strength between deformed steel bar and concrete. Several parameters are varied to compare between ordinary Portland cement (OPC) concrete and Class C fly-ash geopolymer concrete (GPC). These concretes are designed to have two different compressive strength, and each of them is cured at 28 days. The diameter of reinforcement is selected as 12, 16and 20 mm with deformed type. From the study, it is found that the bond strength increase with increasing the compressive strength, while with decreasing the diameter of reinforcement, as expected. The bond strength of OPC embedded with smaller reinforcement is more sensitive to the increase of the curing time. However, its bond strength is significantly less sensitive to the compressive strength. The bond strength of GPC with higher design compressive strength is more sensitive to the increase of the curing time. However, its bond strength is significantly less sensitive to the diameter of reinforcement.

Keywords: Bond Strength, Deformed Bar, Concrete, Fly-ash base Geopolymer, Curing time

1. คำนำ

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุที่มีบทบาทอย่างมากในงานวิศวกรรมโยธา เนื่องด้วยคุณสมบัติที่เป็นตัวเชื่อมประสานหินทรายเข้าด้วยกันให้กลายเป็นชิ้นส่วนโครงสร้างขนาดต่างๆได้ แม้ว่าการใช้งานปูนซีเมนต์จะเป็นที่นิยมอย่างกว้างขวางแต่การวิจัยและพัฒนาวัสดุทางเลือกอื่นก็ยังมีอยู่เรื่อยมาเพื่อตอบสนองต่อความต้องการในส่วนของการสร้างมูลค่าเพิ่มและสร้างทางเลือกให้รองรับการเจริญเติบโตในด้านงานก่อสร้างที่จะเกิดขึ้นในอนาคต

ด้วยการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจผนวกกับความตระหนักในปัญหาสิ่งแวดล้อม โดยเฉพาะปัญหาเรื่อสภาวะโลกร้อนและการหมดไปของทรัพยากรธรรมชาติ ทำให้มีการริเริ่มที่จะแก้ปัญหาดังกล่าวจากหลายภาคส่วน โดยในส่วนของงานก่อสร้างนั้น กระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีการเผาผลาญเชื้อเพลิงฟอสซิลในปริมาณมาก ทำให้มีการปลดปล่อยก๊าซเรือนกระจกเข้าสู่ชั้นบรรยากาศโลกในปริมาณสูง อีกทั้งยังใช้ทรัพยากรธรรมชาติในกระบวนการผลิตที่สูง ดังนั้นการแก้ปัญหาดังกล่าวอาจสามารถทำได้จากการคิดค้นเชิงนวัตกรรมใหม่ๆ เพื่อที่จะช่วยตอบสนองต่อความต้องการที่จะลดการปล่อยก๊าซเรือนกระจก ไม่ว่าจะเป็นการปรับปรุงเทคโนโลยีหรือการจัดการของกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์

ปอร์ตแลนด์ รวมทั้งการคิดค้นพัฒนาวัสดุใหม่ที่สามารถใช้แทนปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ได้อย่างปลอดภัยต่อทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งมีชีวิตต่างๆ

จีโอพอลิเมอร์ คือวัสดุชนิดหนึ่งซึ่งได้มีการวิจัยและพัฒนามาอย่างต่อเนื่อง จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่ามีความเป็นไปได้ที่จีโอพอลิเมอร์จะสามารถเข้ามาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ได้เนื่องจากมีคุณสมบัติในด้านกำลังอัดที่ดีคล้ายกันกับปูนซีเมนต์ โดยวัสดุจีโอพอลิเมอร์นั้นมีองค์ประกอบหลักที่จำเป็นทางเคมีไม่ต่างกันกับปูนซีเมนต์ คือ อะลูมินา และ ซิลิการ์ ซึ่งเป็นส่วนประกอบในเถ้าลอยถูกนำมาใช้เป็นส่วนประกอบหลักที่นำมาผสมเป็นจีโอพอลิเมอร์ โครงสร้างทางโมเลกุลของจีโอพอลิเมอร์ที่เป็นสายโซ่โมโนเมอร์นั้นเป็นผลผลิตจากการเกิดของปฏิกิริยาพอลิเมอร์ไรเซชัน ซึ่งเกิดขึ้นจากการผสมสารตั้งต้นที่มีองค์ประกอบของอะลูมินาและซิลิการ์เป็นหลักเข้ากับสารละลายที่เป็นด่างสูงแล้วใช้ความร้อนเป็นตัวเร่งปฏิกิริยาเพื่อก่อให้เกิดการแข็งตัวและสามารถให้กำลังอัดได้ การนำวัสดุจีโอพอลิเมอร์มาใช้งานในโครงสร้างจริงจำเป็นต้องมีการศึกษาเกี่ยวกับขีดความสามารถในคุณสมบัติด้านต่างๆ เปรียบเทียบกันกับคุณสมบัติที่มีอยู่แล้วของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ [1]

สำหรับประเทศไทย ยังไม่มีรายงานของการผลิตหรือใช้วัสดุจีโอพอลิเมอร์ในเชิงพาณิชย์ เนื่องจากยังเป็นเทคโนโลยีใหม่อย่างไรก็ตามมีงานวิจัยหลากหลายในประเทศไทยที่ศึกษาเกี่ยวกับการนำวัสดุเหลือทิ้งประเภทต่างๆ มาทำจีโอพอลิเมอร์ เช่นเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ เถ้าแกลบ เถ้าปาล์มน้ำมัน ทั้งนี้ได้มีการศึกษาผลของตัวแปรต่างๆ ที่มีต่อคุณสมบัติของจีโอพอลิเมอร์ เช่นอุณหภูมิในการบ่มวัสดุจีโอพอลิเมอร์, ความเข้มข้นของโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) และอัตราส่วน Si/Al เป็นต้น ซึ่งเป็นการศึกษาในลักษณะที่เป็นเพสต์ หรือ มอร์ต้าร์ [2] ทั้งนี้สามารถสังเกตเพิ่มเติมได้ว่า การใช้วัสดุจีโอพอลิเมอร์ชนิดเถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์สามารถช่วยในการสนับสนุนการลดการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แล้วยังมีส่วนช่วยในการสนับสนุนการนำเถ้าลอยซึ่งเป็นกากของเสียที่เป็นผลพลอยได้จากอุตสาหกรรมการเผาไหม้ถ่านหินเพื่อการผลิตกระแสไฟฟ้า ให้กลับมาใช้ประโยชน์ได้ใหม่อีกครั้ง รวมทั้งยังช่วยลดปัญหาภาวะโลกร้อนได้อีกด้วย อย่างไรก็ตามในปัจจุบันนี้ยังไม่มีการกำหนดมาตรฐานเพื่อทดสอบการใช้งานวัสดุจีโอโพลีเมอร์เหมือนคอนกรีตจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ดังนั้นในการศึกษาคุณสมบัติด้านต่างๆของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีต จำเป็นที่จะต้องอ้างอิงกับมาตรฐานของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ [3]

เมื่อกล่าวถึงโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก กลไกสำคัญของชิ้นส่วนที่รับแรง อาทิ คานและเสานั้นคือกลไกการทำงานระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกภายนอก โดยพื้นฐานแล้วชิ้นส่วนรับน้ำหนักบรรทุกอยู่นั้นเหล็กเสริมจะมีการยืดหดตัวโดยประมาณเท่ากับคอนกรีตที่ห่อหุ้มอยู่ เนื่องจาก“แรงยึดเหนี่ยว” ระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม โดยทั่วไปการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้รับแรงดัดจำเป็นต้องคำนึงถึงแรงยึดเหนี่ยวหรือความต้านทานต่อการลื่นไถลของเหล็กเสริมที่อยู่ภายในคอนกรีต แรงต้านทานนี้เกิดจากการยึดติดกันระหว่างเหล็กเสริมกับซีเมนต์เพสต์ที่แข็งตัว และมีความสำคัญในการกำหนดระยะฝังเพิ่มของเหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยกำลังยึดเหนี่ยวในคอนกรีตจะเป็นตัวบ่งชี้ถึงความสามารถของการยึดติดดังกล่าว กำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทาน และการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นสำคัญ แรงยึดเหนี่ยวดังกล่าวนั้นนอกจากจะขึ้นกับคุณสมบัติของคอนกรีตแล้ว ยังขึ้นกับคุณภาพของเหล็กเสริมตลอดจนตำแหน่งของเหล็กเสริมด้วย [4]

2. ขั้นตอนการวิจัย

2.1 วัสดุ

2.2.1 คอนกรีต (Concrete)

คอนกรีตที่ใช้ในการวิจัยนี้ออกแบบให้มีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 180 และ 280 กก./ตร.ซม. ที่ระยะการบ่ม 28 ตามมาตรฐาน ACI 211.1 [5] โดยใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 มวลรวมหยาบหรือหินปูน ขนาด 20 มิลลิเมตร มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.67 การดูดซึมน้ำร้อยละ 0.6 และความหนาแน่นเท่ากับ 1450 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรมวลรวมละเอียดมีค่าความถ่วงจำ เพาะเท่ากับ 2.7 การดูดซึมน้ำร้อยละ 0.98 และมีค่าโมดูลัสความละเอียด (Finesse modulus) เท่ากับ 2.70

2.2.2 จีโอโพลีเมอร์คอนกรีต (Geopolymer Concrete)

วัสดุที่ใช้ในการผลิตคอนกรีตจากจีโอโพลีเมอร์ในครั้งนี้ประกอบไปด้วยเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ สารละลายโซเดียมซิลิเกต ชนิดที่ 2 ตาม มอก.433-2539 [6] มีคุณสมบัติดังตารางที่ 2 และโซเดียมไฮดรอกไซด์ชนิดเกล็ดตาม มอก. 150-2518 [7] โดยเตรียมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ให้มีความเข้มข้น 14 โมลาร์ [8] และออกแบบคอนกรีตจากจีโอโพลีเมอร์ให้มีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 180 และ 280 กก./ตร.ซม. ที่ระยะการบ่ม 28 วัน

ตารางที่ 1 องค์ประกอบหลักทางเคมีของเถ้าถ่านหิน [9]

	SiO2	Al2O3	Fe2O3	CaO	SO3	LOIFA
Fly Ash	36.02	20.58	15.91	18.75	2.24	0.07

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของสารละลายโซเดียมซิลิเกต [10]

Property		
Sodium Oxide (Na2O)	%(w/w)	16.26
Silicon Dioxide (SiO2)	%(w/w)	34.52
Mole Ratio (Na2O : SiO2)		01:02.2
Specific Gravity (At 20°C)		1.638
Density (At 20°C)	Baume’	546.5

2.2.3 เหล็กข้ออ้อย (Deformed Bar)

เหล็กข้ออ้อยขนาด 12 16 และ 20 มิลลิเมตร ชั้นคุณภาพ SD40 สามารถรับแรงดึงที่จุดครากไม่น้อยกว่า 500 เมกะปาสคาล และรับแรงดึงประลัยสูงสุดเท่ากับ 70 เมกะปาสคาลตามมาตรฐาน ASTM A996 [11]

2.2 อัตราส่วนผสมของตัวอย่างทดสอบ

คอนกรีตที่ใช้ในการวิจัยนี้ออกแบบให้มีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 180 และ 280 กก./ตร.ซม. ในการออกแบบส่วนผสมของวัสดุจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่กำลังอัด 180 และ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรให้ใช้เถ้าลอยแทนที่ในส่วนของปูนซีเมนต์และใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกตแทนที่ในส่วนของน้ำ ในส่วนของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดใช้ในปริมาณที่เท่ากันกับคอนกรีต การออกแบบส่วนผสมของจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตที่กำลังอัด 180 และ 280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ความเข้มข้น 14 โมลาร์และอัตราส่วนของโซเดียมไฮดรอกไซด์กับสารละลายโซเดียมซิลิเกตที่อัตราส่วน 1:1 โดยน้ำหนัก โดยแทนที่ชื่อของชนิดตัวอย่างคอนกรีตกำลัง 180 ksc, 280 ksc ด้วย OPC1, OPC2 และแทนที่ชื่อของชนิดตัวอย่างจีโอโพลีเมอร์กำลัง 180 ksc, 280 ksc ด้วย GPC1, GPC2 ตาลำดับ

ตารางที่ 3 อัตราส่วนผสมคอนกรีต

ส่วนผสม	ปริมาณของส่วนผสม(kg/m^3)	
	กำลังอัด 180 ksc (OPC1)	กำลังอัด 280 ksc (OPC2)
น้ำ	210	210
หิน	945	945
ทราย	893	790
ปูนซีเมนต์	292	373

ตารางที่ 4 อัตราส่วนผสมจีโอโพลีเมอร์คอนกรีต

ส่วนผสม	ปริมาณของส่วนผสม(kg/m^3)	
	กำลังอัด 180 ksc (GPC1)	กำลังอัด 280 ksc (GPC2)
สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์	105	105
สารละลายโซเดียมซิลิเกต	105	105
หิน	945	945
ทราย	893	790
ปูนซีเมนต์	292	373

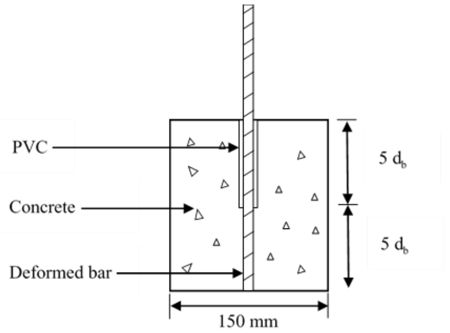
2.3 การเตรียมตัวอย่างการทดสอบ

เตรียมแบบหล่อตัวอย่างทดสอบรูปลูกบาศก์และรูปทรงกระบอกให้ขนาดตัวอย่างทดสอบ เป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของ RILEM [12] โดยขนาดของตัวอย่างทดสอบจะแปรผันตามขนาดของเหล็กข้ออ้อยที่ใช้ โดยก้อนตัวอย่างมีด้วยกัน 3 ขนาดได้แก่ 15 x 15 x 12 ซม. 15 x 15 x 16 ซม. และ 15 x 15 x 20 ซม. โดยที่ตัวอย่างของเหล็กข้ออ้อยขนาด 20 มม. จะมีการเสริมเหล็กปลอกขนาด 9 มม.เพื่อลดการแตกร้าวของก้อนตัวอย่างขณะทำการทดสอบ ซึ่งการแตกร้าวอาจส่งผลให้ค่ากำลังยึดเหนี่ยวของก้อนตัวอย่างมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง และในก้อนตัวอย่างของเหล็กข้ออ้อยขนาด 16 มม. จะมีทั้งใส่เหล็กปลอกและไม่ใส่เหล็กปลอกเพื่อที่จะใช้เปรียบเทียบว่าการใส่เหล็กปลอกเข้าไปในก้อนตัวอย่างนั้นจะไปให้ผลทดสอบของค่ากำลังยึดเหนี่ยวเกิดความผิดเพี้ยนหรือไม่

ตารางที่ 5 ขนาดของตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

ขนาดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	ตัวอย่างทดสอบคอนกรีต	
	กำลังอัดประลัย (ksc)	
	180	280
DB12 (15 x 15 x 12 ซม.)	3	3
DB16 (15 x 15 x 16 ซม.)	3	3
DB16 ใส่เหล็กปลอก (15 x 15 x 16 ซม.)	3	3
DB20 ใส่เหล็กปลอก (15 x 15 x 20 ซม.)	3	3
รวม 24		
ขนาดของตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ	ตัวอย่างทดสอบจีโอพอลิเมอร์	
	กำลังอัดประลัย (ksc)	
	180	280
DB12 (15 x 15 x 12 ซม.)	3	3
DB16 (15 x 15 x 16 ซม.)	3	3
DB16 ใส่เหล็กปลอก (15 x 15 x 16 ซม.)	3	3
DB20 ใส่เหล็กปลอก (15 x 15 x 20 ซม.)	3	3
รวม 24		

หลังจากเตรียมแบบสำหรับหล่อตัวอย่างเสร็จเรียบร้อยแล้วนำส่วนผสมของคอนกรีตและจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตที่ได้จัดเตรียมไว้มาทำการผสมตามขั้นตอนโดยใช้เครื่องโม่ผสม จากนั้นนำคอนกรีตและจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตที่ผสมเสร็จเรียบร้อยแล้วมาเทเข้าแบบหล่อโดยแบ่งเทให้ได้ 3 ชั้นเท่าๆกัน โดยกระทุ้งด้วยเหล็กกระทุ้งชั้นละ 30 ครั้งและปาดผิวหน้าของชั้นสุดท้ายให้เรียบแล้วนำก้อนตัวอย่างไปทำการสั่นบนโต๊ะสั่น (Vibrating Table) เป็นเวลา 1-2 นาที เพื่อไล่ฟองอากาศในเนื้อวัสดุให้เหลือน้อยที่สุด แล้วทาการหุ้มก้อนตัวอย่างด้วยแผ่นฟิล์มใสทั้งแบบหล่อเพื่อป้องกันการระเหยของน้ำ แล้วทำการบ่มตัวอย่างทดสอบที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุทดสอบที่ 28 วัน แล้วจึงนำก้อนตัวอย่างมาทดสอบคุณสมบัติเชิงกล



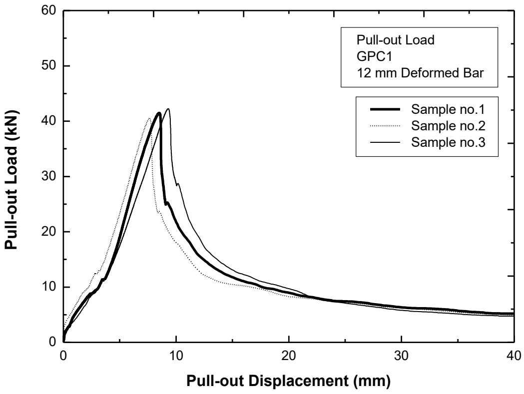
รูปที่ 1 การติดตั้งเหล็กเส้นกับก้อนตัวอย่าง ตามมาตรฐาน RILEM

รูปที่ 2 การติดตั้งเหล็กปลอกในก้อนตัวอย่าง

รูปที่ 3 การติดตั้งก้อนตัวอย่างเข้ากับเครื่องทดสอบ

3. ผลการทดสอบ

หลังจากเสร็จสิ้นการทดสอบก้อนตัวอย่างทั้งหมด นำเอาค่าผลทดสอบที่ได้จากเครื่องทดสอบ (Universal Testing Machine) มาสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงกับระยะเลื่อนไถลของก้อนตัวอย่าง จากภาพตัวอย่างที่ได้แสดงในรูปที่ 3 เป็นรูปความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงกับระยะเลื่อนไถลของก้อนตัวอย่าง จีโอโพลีเมอร์ที่ฝังเหล็กข้ออ้อย DB12 ที่กำลังอัด 180 ksc ที่ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน

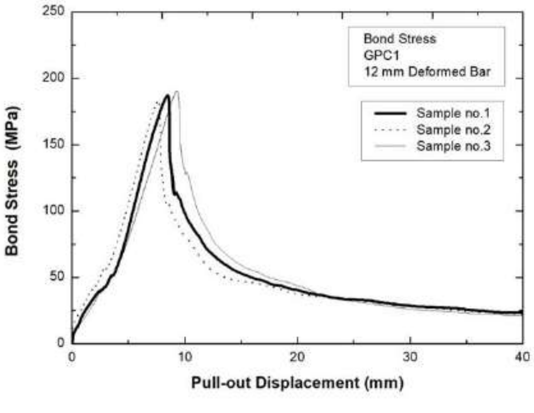


รูปที่ 4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Load(kN) และ Displacement(mm) ของตัวอย่าง จีโอโพลีเมอร์ DB12 ทั้ง 3 ตัวอย่าง

นอกจากนี้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และระยะการเลื่อนไถลของเหล็กข้ออ้อยสามารถคำนวณได้โดยการคูณระยะที่ทำการฝังเหล็กข้ออ้อยกับพื้นที่รอบรูปของเหล็กข้ออ้อยที่ถูกฝังกับก้อนตัวอย่าง ดังที่แสดงในสมการที่ (1)

$$\tau = \frac{P}{\pi d_b l} \qquad (1)$$

จากสมการข้างต้น P คือแรงดึงที่กระทำกับเหล็กข้ออ้อย d_b คือเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กข้ออ้อย และ l คือระยะที่ทำการฝังเหล็กข้ออ้อยกับก้อนตัวอย่าง ซึ่งหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กข้ออ้อยกับก้อนตัวอย่างทั้งสามตัวอย่างสามารถนำไปคำนวณตามสมการที่ 1 เพื่อนำมาสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และระยะการเลื่อนไถลของเหล็กข้ออ้อยได้ดังที่แสดงในรูปที่



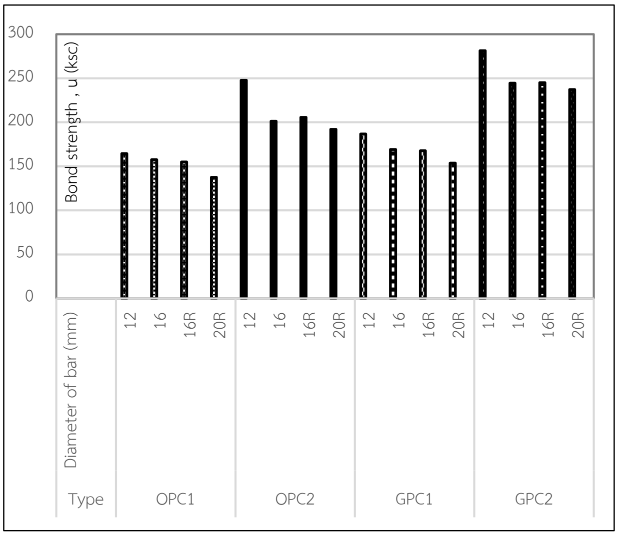
รูปที่ 5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Bond Stress (ksc) และ Displacement (mm) ของตัวอย่าง จีโอโพลีเมอร์ DB12 ทั้ง 3 ตัวอย่าง

จากรูปกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และระยะการเลื่อนไถลของเหล็กข้ออ้อยดังที่ได้แสดงในรูปที่ 3 สามารถนำค่าแรงยึดเหนี่ยวที่มีค่ามากที่สุดของทั้งสามตัวอย่างมาคำนวณเพื่อหาค่าเฉลี่ย และจากตัวอย่างของก้อนตัวอย่างจีโอโพลีเมอร์ที่ได้ทำการฝังเหล็กข้ออ้อยขนาด 12 มิลลิเมตรที่ระยะเวลาการบ่ม 28 วัน สามารถหาค่าเฉลี่ยหน่วยแรงยึด

เหนี่ยวของทั้งสามตัวอย่างได้เท่ากับ 186.80 ksc เมื่อเราคำนวณตามวิธีข้างต้นกับก้อนตัวอย่างที่เหลือจะได้ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของก้อนตัวอย่างทั้งหมดดังที่แสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของตัวอย่างทดสอบ

Type	Diameter of bar (mm)	Curing time (day)	Pull-out load (kN)			Bond strength , u (ksc)
			No.1	No.2	No.3	
OPC1	12	28	35.0	36.9	37.6	164.5
	16		62.2	61.4	62.7	157.5
	16R		61.2	60.5	61.9	155.1
	20R		85.3	86.7	82.6	137.7
OPC2	12	28	54.9	53.2	56.8	247.8
	16		81.6	78.3	78.3	201.3
	16R		80.0	81.9	81.5	205.7
	20R		120.1	118.2	116.5	192.0
GPC1	12	28	41.5	40.6	42.2	186.8
	16		63.6	68.8	67.8	169.2
	16R		65.9	68.8	63.7	167.7
	20R		94.1	93.2	96.8	153.7
GPC2	12	28	62.6	64.1	60.7	281.5
	16		94.5	97.0	97.7	244.5
	16R		93.8	97.5	98.7	245.1
	20R		150.8	144.7	143.0	237.3



รูปที่ 6 แผนภูมิค่าเฉลี่ยกำลังยึดเหนี่ยวของก้อนตัวอย่าง

ตารางที่ 7 ค่ากำลังอัดทรงกระบอกของตัวอย่าง

Type	ระยะเวลาบ่ม (วัน)	กำลังอัด (กก/ตร.ซม.)
OPC1	28	183.96
OPC2		278.37
GPC1	28	199.54
GPC2		282.91

4. สรุปผลการทดสอบ

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

1.จีโอโพลีเมอร์คอนกรีตจากเถ้าลอยนั้นสามารถนำมาใช้งานแทนคอนกรีตทั่วไปได้ จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตมีความสามารถในการรับกำลังอัดและกำลังยึดเหนี่ยวได้ดีไม่แพ้คอนกรีตจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

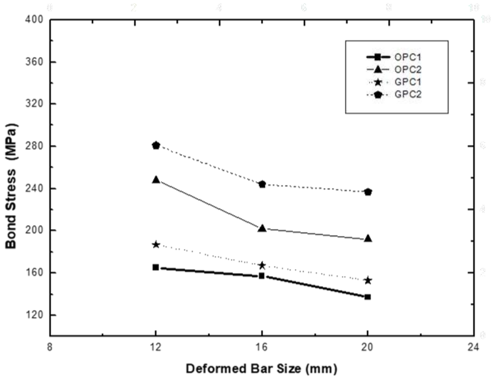
2.จากการทดสอบพบว่า การนำวัสดุจีโอโพลีเมอร์มาใช้แทนคอนกรีตนั้นจะต้องมีการปรับปรุงในเรื่องระยะเวลาในการแข็งตัวเนื่องจากการแข็งตัวของจีโอโพลีเมอร์เกิดขึ้นเร็วกว่าคอนกรีตธรรมดาอยู่พอสมควร อาจทำให้เกิดผลเสียกับงานที่ใช้วัสดุนี้ได้ เช่นวัสดุเกิดการแข็งตัวก่อนเทลงแบบหล่อเสร็จ

3. เมื่อพิจารณาจากตารางที่ 6 ค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีแนวโน้มความสัมพันธ์เป็นไปตามสมการที่ (2) ตามมาตรฐาน ACI [13]

$$u\alpha\frac{\sqrt{fc'}}{d_b} \qquad (2)$$

จากสมการขางต้น $f'c$ คือหน่วยแรงอัดและ u คือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมหรือในอีกนัยหนึ่งคือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเป็นสัดส่วนโดยตรงของรากที่สองของหน่วยแรงอัดกับเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ในขณะที่ผกผันกับขนาดหน้าตัดของเหล็กเสริม

4.เมื่อเรานำค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ได้จากการทดสอบมาสร้างกราฟแสดงความสัมพันธ์เทียบกับขนาดของเหล็กเสริม จะสังเกตุเห็นได้ว่าเมื่อทำการพิจารณาที่เหล็กขนาดเดียวกัน ก้อนตัวอย่างที่มีกำลังอัดสูงกว่าย่อมมีความสามารถในการรับแรงดึงได้มากกว่า และจะสังเกตุเห็นได้ว่าที่กำลังอัดเดียวกันวัสดุจีโอโพลีเมอร์จะมีความสามารถในการรับแรงดึงที่มากกว่าวัสดุคอนกรีตอยู่พอสมควร และอีกหนึ่งผลสรุปเราจะเห็นว่ายิ่งเหล็กเสริมมีขนาดหน้าตัดที่ใหญ่ก็จะมีค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นระหว่างเหล็กเสริมกับวัสดุต่ำลง กล่าวได้ว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าผกผันกับขนาดหน้าตัดของเหล็กเสริม ตามที่ได้แสดงในรูปที่ 7 และจากรูปที่ 6 จะพบว่าค่ากำลังรับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างตัวอย่างของเหล็ก DB16 ที่เสริมและไม่เสริมเหล็กปลอกกันร้าวมีของทั้งสองวัสดุมีค่าใกล้เคียงกันมากจึงอาจสรุปได้ว่าการเสริมเหล็กปลอกกันร้าวเข้าไปในก้อนตัวอย่างนั้นไม่ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงยึดเหนี่ยวที่วัดได้เกิดความผิดเพี้ยน



รูปที่ 7 กราฟความสัมพันธ์ของหน่วยแรงเทียบกับขนาดของเหล็กเสริม

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่อนุเคราะห์เครื่องมือทดสอบและทุนที่ใช้ในการวิจัย และขอขอบคุณกองปฏิบัติการลำเลียงถ่านหินและยิปซัม โรงไฟฟ้าแม่เมาะที่อนุเคราะห์ตัวอย่างเถ้าลอยที่นำมาใช้ในงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] อุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ (2017) หนังสือวัสดุจีโอโพลิเมอร์

[2] Chindaprasirt P, Chareerat T, Sirivivananon V (2007) Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer. Cement and concrete Composites 29(3) 224-229

[3] เธียรศักดิ์ กลับประสิทธิ์ (2549) ผลกระทบของส่วนผสมและอุณหภูมิต่อกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ ที่ทำจากเถ้าแกลบ-เปลือกไม้และเถ้าถ่านหิน

[4] มงคล จิรวัชรเดช (2557) การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก มีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลังStrength Design Method สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

[5] [5] ACI 211.1-91, 1991. Standard practice forselecting proportions for normal, heavyweight,and mass concrete. American ConcreteInstitute.

[6] สานักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม . มอก.433-2539, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมโซเดียมซิลิเกตเหลว.

[7] สานักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม . มอก.150-2518, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมโซเดียมไฮดรอกไซด์.

[8] S. Songpiriyakij, T. Kubprasit, C. Jaturapitakkul, P. Chindaprasirt., 2010. “Compressive Strength and Degree of Reaction of Biomass and Fly Ash-Based Geopolymer.” Construction and Building Materials. 24 : 236-240.

[9] S. Songpiriyakij, T. Pulngern, 2011. “Anchorage of Steel Bars in Concrete by Geopolymer Paste.” Materials and Design. 32 : 3021-3028.

[10] สานักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม . มอก.150-2518, มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมโซเดียมไฮดรอกไซด์.

[11] ASTM A996, 2016. Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement. American society for testing and materials. Volume 01.04.

[12] RILEM Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton: essai par traction. Mater Struct 1970;3(3):175–8

[13] ACI 318 Code Provisions, ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, July-Aug., pp. 374-384

การเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีอัดแรงภายนอก
Strengthening of Reinforced Concrete Slabs by External Post-Tensioning

พิสณฑ์ อุดมวรรัตน์[1,*] อดิศร โอวาทศิริวงศ์[2] อำนาจ คำพานิช[3] และ ณัฐวุฒิ ธนศรีสถิตย์[4]
[1,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้า พระนครเหนือ กรุงเทพฯ
[2,3] บริษัท โพสเท็ค พรีสเตรสซิ่ง จำกัด ถ.พระราม 9 สวนหลวง กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: pisontit@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตแสริมเหล็กด้วยวิธีอัดแรงภายนอกสำหรับอาคารที่มีการปรับเปลี่ยนน้ำหนักบรรทุกเกินกว่าที่ได้รับการออกแบบไว้เดิม ผู้เขียนได้สรุปแนวทางการออกแบบเสริมกำลัง วิธีการวิเคราะห์และประเมินตรวจสอบโครงสร้าง ตลอดจนวิธีการดำเนินการในการติดตั้งระบบเสริมกำลังและผลสัมฤทธิ์ที่คาดว่าจะได้รับภายหลังการเสริมกำลังแล้วเสร็จ จากการศึกษาพบว่า การเสริมกำลังพื้นด้วยวิธีอัดแรงภายนอกสามารถเพิ่มกำลังการรับโมเมนต์ดัดได้เป็นอย่างดี ช่วยลดการแอ่นตัวเนื่องจากมีความแข็งเกร็งที่เพิ่มขึ้น และช่วยลดการสั่นไหวในโครงสร้างจากการเปลี่ยนแปลงความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหว

คำสำคัญ: การเสริมกำลังพื้น, อัดแรงภายนอก, โพสเทนชั่น

Abstract

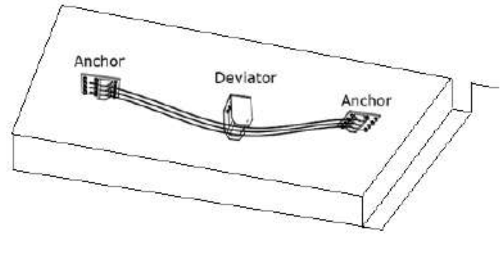
This article presents strengthening method for the overloaded reinforced concrete slabs by using External Post-Tensioning (EPT) technique. The authors summarizes the guidelines for strengthening design, analyzing and evaluating structures, installation procedures for strengthening the slabs, and the expected results achieved after the strengthening has been completed. From the study, strengthened slabs by EPT can increase the bending moment capacity very well. It can reduce slab deflection by increasing the slab stiffness and reduce vibration by changing structural natural frequency.

Keywords: External Post-Tensioning, EPT, RC slab

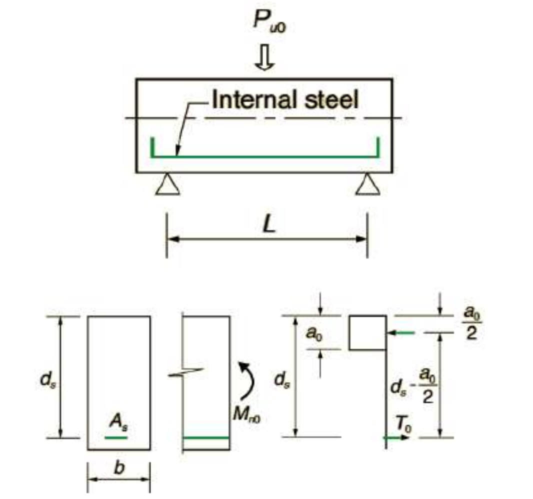
1. คำนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นจำนวนมากต้องได้รับการเสริมกำลังโครงสร้าง เนื่องจากเป็นโครงสร้างเก่าใช้งานเป็นระยะเวลายาวนาน ทำให้เกิดการเสื่อมสมรรถภาพในการใช้งาน หรือโครงสร้างที่มีการปรับเปลี่ยนรูปแบบการใช้งานทำให้มีการปรับเปลี่ยนน้ำหนักบรรทุก การเสริมกำลังด้วยวิธีอัดแรงภายนอก (External Post-Tensioning, EPT) เป็นวิธีการเสริมกำลังที่ค่อนข้างใหม่สำหรับประเทศไทย แต่ในต่างประเทศมีการประยุกต์ใช้งานในการเสริมกำลังคานสะพาน คานคอนกรีตเสริมเหล็ก พื้นอาคาร หรือโครงสร้างอื่น ๆ มากกว่า 20 ปี เนื่องจากมีข้อดีในการควบคุมแรงดึงในลวดได้ ซึ่งสามารถช่วยยกปรับระดับการแอ่นตัวของพื้น ควบคุมหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวบนและท้องพื้นได้ ทำให้เพิ่มความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดเนื่องจากแขนของโมเมนต์ที่เพิ่มขึ้น นอกจากนั้นแล้ว ในกรณีที่เกิดการสั่นไหวเนื่องจากความแข็งเกร็งของโครงสร้างไม่เพียงพอ (Low stiffness) ระบบดังกล่าวจะช่วยปรับลักษณะการถ่ายแรงให้โครงสร้างมีเสถียรภาพมากยิ่งขึ้น

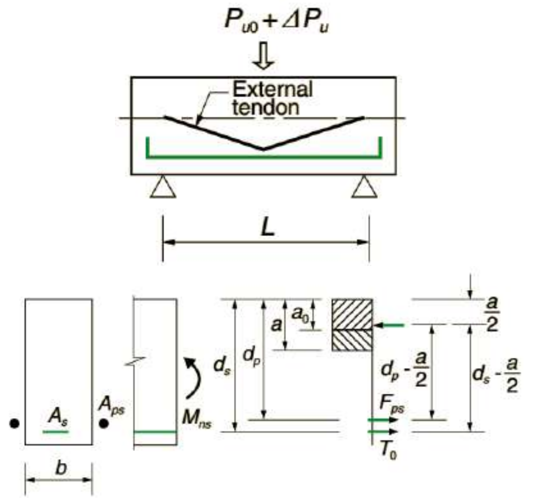
ส่วนประกอบหลักของการเสริมกำลังประกอบด้วย ลวดตีเกลียวกำลังสูง สมอยึด (Anchor) และ อุปกรณ์ปรับความสูง (Deviator) ซึ่งทำการติดตั้งดังแสดงในรูปที่ 1 ลวดตีเกลียวจะถูกร้อยผ่านสมอยึดและตัวปรับความสูง จากนั้นทำดึงลวดที่ปลายสมอยึดจะทำให้เกิดแรงพยุง (Balanced load) กระทำที่ท้องพื้น การเสริมกำลังแบบอัดแรงภายนอกเป็นลักษณะ Active control ซึ่งสามารถปรับเปลี่ยนได้ตามหลักการของแรงพยุง (Load balancing) ซึ่งอาจจะเป็นข้อได้เปรียบที่เหนือกว่าการเสริมกำลังด้วยวิธีแปะแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีลักษณะเป็น Passive control สามารถช่วยในกรณีที่ต้องการปรับระดับการแอ่นตัวของพื้น นอกจากนั้นแล้วยังช่วยปรับปรุงคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้างบางประการ ซึ่งจะเป็นส่วนช่วยในการลดการสั่นของพื้นได้เป็นอย่างดี จากผลการศึกษาและนำไปสู่การปฏิบัติจริงของผู้เขียนพบว่า วิธีดังกล่าว สามารถช่วยลดการแอ่นตัวของพื้นได้และสามารถช่วยลดการสั่นไหวโดยพิจารณาความเร่งในแนวดิ่งของพื้นคอนกรีตลดลงได้ประมาณ 10-30%



รูปที่ 1 อุปกรณ์เสริมกำลังแบบอัดแรงภายนอก



ก) ระบบก่อนการเสริมกำลัง



ข) ระบบหลังการเสริมกำลัง

รูปที่ 2 กำลังรับโมเมนต์ดัดที่หน้าตัดวิกฤติบริเวณกลางพื้นหรือคาน

2. การคำนวณออกแบบระบบเสริมกำลัง

2.1 การออกแบบที่สภาวะประลัย (Ultimate stage)

กำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดของพื้นหรือคาน (Moment capacity) สามารถพิจารณาระบบโครงสร้างแบบช่วงเดียว (Simple-span structure) ซึ่งหลักการดังกล่าวยังสามารถนำไปประยุกต์ใช้กับระบบโครงสร้างที่ซับซ้อนขึ้น เช่น โครงสร้างแบบหลายช่วง (Multi-span structure)

เมื่อพิจารณากำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดก่อนการเสริมกำลัง (รูปที่ 2 ก) สามารถเขียนได้ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$M_{n0} = T_0\left(d_s - \frac{a_0}{2}\right) \tag{1}$$

โดยที่ M_{n0} คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดก่อนการเสริมกำลัง, T_0 คือ แรงดึงในเหล็กเสริม, d_s คือ ระยะความลึกของตำแหน่งเหล็กเสริม, a_0 คือ ความลึกของ Rectangular stress block ก่อนการเสริมกำลัง

$$a_0 = \frac{T_0}{0.85bf_c'} = \frac{A_s f_y}{0.85bf_c'} \tag{2}$$

โดยที่ b คือ ความกว้างของพื้นหรือคาน, f'_c คือ กำลังอัดของคอนกรีต , A_s คือ เนื้อที่ของเหล็กเสริม, f_y คือ กำลังที่จุดครากของเหล็กเสริม

สำหรับกำลังรับโมเมนต์ภายหลังการเสริมกำลัง(รูปที่2 ข) สามารถเขียนได้ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$\begin{aligned} M_{ns} &= T_0\left(d_s - \frac{a_0}{2}\right) + F_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) \\ &= T_0\left(d_s - \frac{a_0}{2}\right) + F_{ps}\left(d_p - \frac{a_0 + a}{2}\right) \end{aligned} \tag{3}$$

โดยที่ M_{ns} คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดภายหลังการเสริมกำลัง, F_{ps} คือ แรงดึงในลวดอัดแรงขณะวิบัติ, d_p คือ ระยะความลึกของตำแหน่งลวดอัดแรง, a คือ ความลึกของ Rectangular stress block ของหน้าตัดภายหลังการเสริมกำลัง

$$a = \frac{T_0 + F_{ps}}{0.85bf_c'} = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0.85bf_c'} \tag{4}$$

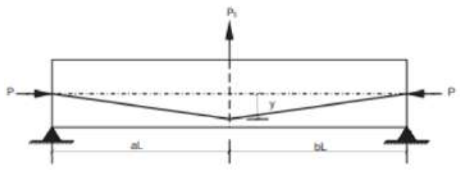
โดยที่ M_{ns} คือ กำลังรับโมเมนต์ดัดภายหลังการเสริมกำลัง, A_{ps} คือ เนื้อที่หน้าตัดของลวดอัดแรง, f_{ps} คือ ความเค้นของลวดอัดแรง ณ จุดประลัยของหน้าตัด

$$\Delta M_n = M_{ns} - M_{n0} = F_{ps}\left(d_p - \frac{a_0 + a}{2}\right) \tag{5}$$

กำลังรับโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้น ΔM_n ของการเสริมกำลังสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (5) ทั้งนี้ ภายหลังจากการเสริมกำลัง การวิบัติที่สภาวะประลัยยังคงเป็นการวิบัติแบบเหนียว (Ductile failure หรือ Tension control) การวิเคราะห์โดยละเอียดซึ่งพิจารณาถึงปัจจัยอื่นๆ ที่มีผลต่อกำลังรับแรงดัดที่เพิ่มขึ้นสามารถค้นคว้าเพิ่มเติมได้จากเอกสารอ้างอิง [1-3]

2.2 การออกแบบที่สภาวะใช้งาน (Service stage)

ในการคำนวณออกแบบหน้าตัดที่สภาวะใช้งานของการเสริมกำลังนั้น ลวดอัดแรงที่เสริมเข้าไปจะเกิดแรงพยุงกระทำในทิศทางพุงขึ้นดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 แรงพยุงที่เกิดจากลวดอัดแรง

วิธีการคำนวณจะใช้วิธี Load balancing [4] โดยพิจารณาให้ระบบเสริมกำลังเสมือนแรงภายนอกกระทำกับโครงสร้างในทิศทางพุ่งขึ้น โดยไม่พิจารณาการเพิ่มขึ้นของ stiffness ของระบบเสริมกำลัง ที่สภาวะใช้งานจำเป็นต้องตรวจสอบค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีต เพื่อควบคุมไม่ให้หน่วยแรงเกินกว่าค่าที่ยอมให้ตามข้อกำหนดของ ACI318 สมการสำหรับตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวบนและผิวล่างดังแสดงในสมการที่ (6) และ (7) ตามลำดับ

$$f^{top} = -\frac{F}{A} - \frac{M_{net}}{S^{top}} \quad (6)$$

$$f^{bot} = -\frac{F}{A} + \frac{M_{net}}{S^{bot}} \quad (7)$$

โดยที่ M_{net} คือ ผลรวมของโมเมนต์ดัด เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกสุทธิ (Net weight) ที่กระทำกับโครงสร้าง, M_{DL+LL} คือโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุก M_{EPT} คือโมเมนต์ดัดที่เกิดจากผลของการอัดแรงในระบบเสริมกำลัง และ M_p คือโมเมนต์ดัดคงค้างเดิมหากเป็นระบบอัดแรง

$$M_{net} = M_{DL+LL} - M_{EPT} - M_p \quad (8)$$

3. ตัวอย่างการเสริมกำลังในโครงสร้างพื้นคอนกรีตอัดแรง

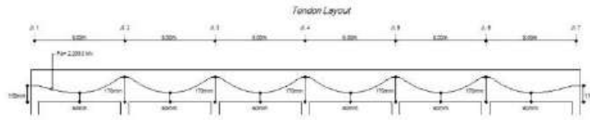
ในส่วนนี้จะเป็นการปรับปรุงแก้ไขและเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตอัดแรงที่ได้ดำเนินการเป็นที่เรียบร้อยแล้ว โดยโครงสร้างเดิมของพื้นอาคารเป็นอาคารจอดรถซึ่งต้องการดัดแปลงแก้ไขให้เป็นห้องสัมมนาจัดเลี้ยง ซึ่งมีการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักบรรทุก

โครงสร้างพื้นเดิมเป็นพื้นคอนกรีตอัดแรงหนา 0.22 ม. ระยะช่วงเสา 8 ม. รองรับด้วยเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 0.7x0.7 ม. ขนาดพื้นที่ประมาณ 2500 ตร.ม. จากการตรวจสอบพบว่าโครงสร้างเดิมไม่สามารถรองรับพิกัดน้ำหนักบรรทุกใช้งานใหม่ คือ SDL = 120 กก./ตร.ม. และ LL = 500 กก./ตร.ม. โดยพื้นดังกล่าวไม่สามารถรับโมเมนต์ดัดที่เพิ่มขึ้นได้ (โครงสร้างเดิมรับได้ LL = 320 กก./ตร.ม.) นอกจากนั้นแล้วความหนาของพื้นเดิมไม่เพียงพอต่อแรงเฉือนทะลุที่หัวเสา (โครงสร้างเดิมรับได้ LL = 240 กก./ตร.ม.)

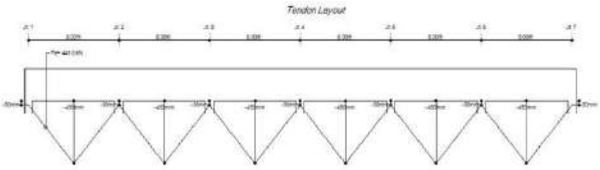
3.1. การคำนวณออกแบบเสริมกำลังดัดด้วยลวดอัดแรง

ในการคำนวณออกแบบเสริมกำลังดัดด้วยลวดอัดแรงจะทำการวิเคราะห์โดยวิธีเฟรมเสมือน (Equivalent frame method) ซึ่งจะพิจารณา Design strip ตามระนาบแนวเสา การวิเคราะห์จะใช้โปรแกรม PTDATA [5,6]

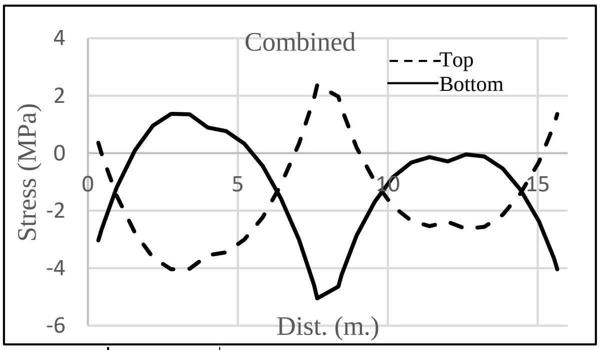
รูปที่ 4 แสดงโครงสร้างพื้นและแนวลวดอัดแรงเดิม (Tendon profile) รูปที่ 5 แสดงโครงสร้างพื้นและระบบเสริมกำลังด้วยลวดอัดแรง EPT ในการคำนวณที่สภาวะใช้งานนั้น หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีตสามารถคำนวณได้ดังในหัวข้อ 2.2 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงจากน้ำหนักบรรทุก DL+LL และหน่วยแรงจากระบบเสริมกำลัง EPT ทั้งสองแบบสามารถรวม



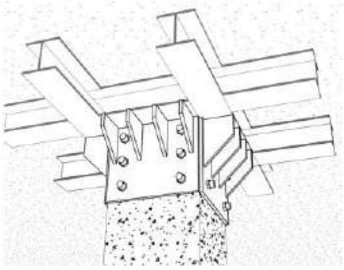
รูปที่ 4 โครงสร้างพื้นและแนวลวดอัดแรงเดิม



รูปที่ 5 โครงสร้างพื้นและระบบเสริมกำลัง EPT



รูปที่ 6 หน่วยแรงที่ผิวบนและผิวล่างภายหลังการเสริมกำลัง EPT

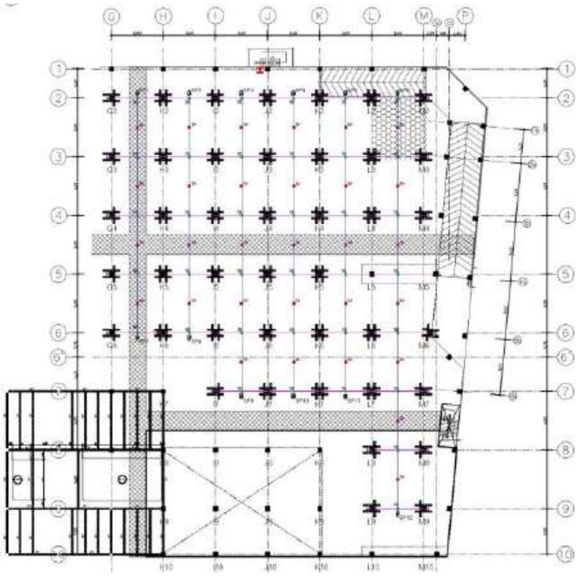


รูปที่ 7 Steel collar

หน่วยแรงโดยวิธี Super position และให้เป็นไปตามข้อกำหนด ACI318 ดังรูปที่ 6 ซึ่งแสดงหน่วยแรงที่ผิวด้านบนและด้านล่างของพื้นหลังการเสริมกำลัง

3.2. การคำนวณออกแบบเสริมกำลังรับแรงเฉือนทะลุบริเวณหัวเสา

จากการตรวจสอบความหนาพื้นที่บริเวณหัวเสาด้วยโปรแกรม PTPUNCH [7] พบว่า พื้นเดิมสามารถรองรับน้ำหนักได้เพียง LL = 240 กก./ตร.ม. ดังนั้นจึงต้องทำการออกแบบเสริมกำลังด้วยการติดตั้ง Steel collar ดังรูปที่ 7 เพื่อช่วยถ่ายแรงเฉือนจากพื้นผ่านไปยังเหล็ก H-Beam และเข้าสู่เสาได้โดยตรง ที่สภาวะใช้งานนั้น การถ่ายแรงเฉือนจะเป็นไปตามสัดส่วนของ Bending stiffness ของพื้นและ H-Beam แต่ที่สภาวะประลัยจะพิจารณาให้ Steel collar รับแรงเฉือนไปทั้งหมดเนื่องจากการวิบัติของพื้นคอนกรีตอัดแรงภายใต้แรงเฉือนทะลุมีลักษณะการวิบัติแบบฉับพลัน (Brittle shear failure) ซึ่งไม่มีความเหนียว



รูปที่ 8 แปลนแสดงแนวลวดเสริมกำลัง EPT

3.3. การตรวจสอบกำลังรับแรงดัดที่สภาวะประลัย

ภายหลังการออกแบบระบบเสริมกำลังที่สภาวะใช้งาน และการออกแบบเสริมกำลังการเฉือนทะลุเป็นที่เรียบร้อยแล้ว จำเป็นต้องมีการตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดที่สภาวะประลัย โดยที่น้ำหนักบรรทุกที่สภาวะประลัยจะคำนวณจากน้ำหนักบรรทุกตามข้อกำหนด ACI318 คือ 1.2DL+1.6LL จากการวิเคราะห์พบว่าภายหลังการเสริมกำลัง EPT พื้นสามารถรับแรงดัดที่เพิ่มขึ้นและสามารถรับพิกัดน้ำหนักใหม่ที่เพิ่มขึ้นได้

4. ขั้นตอนการติดตั้งระบบเสริมกำลัง EPT

4.1. การประเมินสภาพโครงสร้างเดิม

การสำรวจและประเมินสภาพโครงสร้างเดิมนับว่ามีความสำคัญ เพื่อให้ทราบว่าโครงสร้างเดิมมีความบกพร่องและเป็นไปตามแบบก่อสร้างหรือไม่ การทดสอบแบบทำลาย เช่น การเจาะตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทดสอบกำลังอัด หรือ การทดสอบแบบไม่ทำลาย เช่น การวัดกำลังอัดโดยใช้ Rebound hammer การตรวจสอบความสมบูรณ์ของคอนกรีตโดยวิธี Ultrasonic Pulse Velocity จะมีส่วนช่วยให้การพิจารณาข้อมูลโครงสร้างมีความถูกต้องแม่นยำยิ่งขึ้น

4.2. การติดตั้งระบบเสริมกำลัง EPT

การกำหนดรูปแบบระบบเสริมกำลัง EPT จะพิจารณาจากจำนวนลวดที่ใช้ในการทำ Load balancing และตำแหน่งการติดตั้งของอุปกรณ์ สมอยึด (Anchor) และ ตัวปรับความสูง (Deviator) โดยแนวทางการถ่ายแรง Load paths ต้องพยายามให้เข้าสู่เสาได้โดยตรง การวางแนวลวดอาจทำในรูปแบบตั้งฉาก Orthogonal layout ดังแสดงในรูปที่ 8

ตำแหน่งของการติดตั้งของอุปกรณ์จะต้องพยายามเลี่ยงแนวลวดเดิมที่ฝังในพื้นเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะอาจเกิดขึ้น เครื่องมือ Ground Penetrating Radar, GPR สามารถช่วยระบุตำแหน่งแนวลวดเดิมได้อย่างแม่นยำดังแสดงในรูปที่ 9

รูปที่ 9 การระบุตำแหน่งแนวลวดเดิมโดย GPR

รูปที่ 10 การติดตั้งสมอยึดและลวดเสริมกำลัง EPT

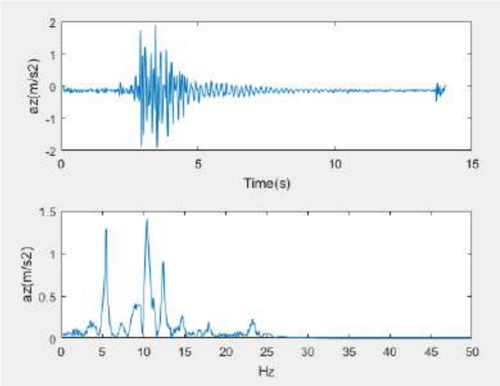
รูปที่ 11 การเสริมกำลังด้วยวิธี EPT

ดังรูปที่ 10 การติดตั้งสมอยึดและตัวปรับความสูงกับพื้นคอนกรีตสามารถใช้พุกเคมี (Chemical bolt) การถ่ายแรงดึงในลวดเสริมกำลัง EPT สามารถถ่ายเข้าสู่พื้นคอนกรีตโดยผ่านทางแรงเฉือนจากพุกได้อย่างปลอดภัย ปริมาณแรงดึงในลวดเสริมกำลัง EPT แต่ละเส้นจะทำการดึงด้วยปริมาณแรงที่ได้ทำการออกแบบไว้ซึ่งอยู่ระหว่าง 40%-65% ของแรงดึงประลัยของลวดเพื่อให้มั่นใจได้ว่าระบบภายหลังการเสริมกำลังทำงานตามที่ได้คำนวณออกแบบไว้ในหัวข้อ 2

รูปที่ 11 แสดงการเสริมกำลังพื้นด้วยวิธี EPT หลังจากการติดตั้งแล้วเสร็จ ซึ่งจะเห็นว่าการเสริมกำลังด้วยวิธีอัดแรงภายนอกยังคงดูสวยงามและไม่กีดขวางแนวท่องานระบบหรือรางไฟที่หิ้วกับท้องพื้น

รูปที่ 12 การตรวจสอบระยะแอ่นตัว

รูปที่ 13 การตรวจวัดการสั่นสะเทือนของพื้น



รูปที่ 14 ผลการตรวจวัดการสั่นของพื้นในรูปของเวลาและความถี่

4.3. การประเมินและการทดสอบของการเสริมกำลัง EPT

ระหว่างที่ทำการดึงลวดด้วยเครื่องมือ Hydraulic jack การเพิ่มแรงดึงในลวดจะเพิ่มในลักษณะขั้นบันได เช่น 25% 50% 75% และ 100% ของแรงดึงสุดท้ายที่คำนวณออกแบบไว้ ระหว่างการเพิ่มแรงดึงจะมีการบันทึกข้อมูลลักษณะกายภาพที่เปลี่ยนไป เช่น รอยแตกร้าว(ถ้ามี) ระยะของปลายลวดที่เปลี่ยนไป (Elongation) ระยะการแอ่นตัวในทิศทางพุ่งขึ้น (Deflection) ดังแสดงในรูปที่ 12 ทั้งนี้ข้อมูลดังกล่าวสามารถใช้ในการสอบเทียบ (Calibration) กับแบบจำลองการวิเคราะห์ทางโครงสร้างได้

ในกรณีที่พื้นมีการสั่นมาก การเสริมกำลังโดยวิธี EPT จะช่วยปรับปรุงความแข็งเกร็งของโครงสร้าง (Stiffness) เพิ่มมากขึ้นโดยการลดระยะการแอ่นตัวและปรับเปลี่ยนความถี่การสั่นพื้นฐาน (Natural frequency) เพื่อหลีกเลี่ยงความถี่พ้องกัน (Resonance) เนื่องจากความถี่ของแรงกระทำ จากข้อมูลการตรวจวัดการสั่นสะเทือนของพื้นก่อนและหลังการเสริมกำลัง พบว่า สามารถช่วยลดการสั่นสะเทือน 10%-30% ดังแสดงในรูปที่ 13-14

5. บทสรุป

การเสริมกำลังโครงสร้างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีอัดแรงภายนอก เป็นวิธีการอัดแรงภายนอกเป็นวิธีการเสริมกำลังที่น่าสนใจและเป็นทางเลือก โดยจุดเด่นของการเสริมการกำลังโดยวิธีนี้จะเป็นลักษณะ active control สามารถควบคุมการแอ่นตัวของพื้นและหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีต นอกจากนั้นแล้วการเสริมกำลังยังเพิ่มความสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดเพื่อการรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นและยังสามารถลดการสั่นสะเทือนในโครงสร้างได้เป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] Tan, K. H. and Kong, D., (2009). A direct design approach for strengthening simple-span beams with external post-tensioning, PCI Journal, Fall edition, pp.48-72.

[2] American Concrete Institute (ACI) Committee 318, (2008). Building code requirement for structural concrete and commentary, Farmington Hills, MI.

[3] Naaman, A. E. and Alkhairi, F. M., (1991). Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons, Part 2-Proposed Methodology. ACI Structural Journal, V.88, No.6, pp.683-692.

[4] Lin, T. Y., (1963). Load balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures, Journal of the American Concrete Institute, V.60, No.6 (June), pp.719-741.

[5] Seneca Software Solution, (2011). PTDATA Software, Post-tensioning design and analysis program. Laguna Hills, CA.

[6] Bondy, K. D. and Allred, B. (2016). Post-tension concrete principles and practice. Lulu Publishing, pp.207-212.

[7] Posteck Prestressing (2017). PTPUNCH Software, Analysis and design software for punching shear on PT/RC slabs. Bangkok, Thailand.

Effect of Ground Motion Horizontal Definition in Seismic Analysis and RC Moment Frame Structures in Mandalay Region

Khine Mon Myint[1] Teraphan Ornthammarath[2,*]

[1,2] *Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University, Nakorn Pathom, THAILAND*
**Corresponding author; E-mail address: teraphan.orn@mahidol.edu*

Abstract

Since Myanmar is one of the earthquake-prone zones in Southeast Asia, the seismic performance analysis is recommended in this region. Myanmar National Building Code, 2016 which is adapted from ASCE 7-05 is stipulated to examine the analysis by the Federation of Myanmar Engineering Society (Fed. MES). The geometric mean of the two horizontal spectral accelerations is typically used by the earth scientists as the intensity measure for hazard analysis and early effort to account for the seismic design of the structure. Shortcoming of the geomean ground motion intensity definition, the maximum spectral acceleration of the two orthogonal components in any orientation is used in the recent ASCE 7-16 for structural design. In this study, the factors which are the ratio of maximum spectral acceleration ($Sa_{RotD100}$) to median spectral acceleration (Sa_{RotD50}) at discrete period is used to predict the maximum spectral acceleration over all orientations. The objective of the study is to analyze the effect of the two-horizontal definitions in ground motion selection. The comparison of the regular and irregular shaped RC building structural responses is also explored with equivalent lateral force analysis (ELF), response spectrum analysis (RSA) and Linear response history analysis (LRHA). The final response results show the great potential in the performance-based design of the civil system.

Keywords: Geomean Response Spectral Acceleration, Maximum Response Spectral Acceleration, Equivalent Lateral Force Analysis, Response Spectrum Analysis, Linear Response History analysis

1. Introduction

Dynamic structural analysis is commonly used to predict the response of a structure subjected to earthquake ground motions. The different responses of a structure could be resulted by the different ground motions. Thus, ground motion selection become one of the important issues in the seismic performance analysis. There are three orthogonal components of ground motion that accelerogram records: two in the horizontal direction and one in vertical direction. In this study, the two-dimensional intensity of ground motion is taken into account to compute response spectrum by using two orthogonal horizontal components of the ground motion. The geometric mean spectrum is the most widely used horizontal definition to combine the directionally varying two single-component spectral accelerations into a single numerical value [1]. Nevertheless, it doesn't give the values vary with the orientation of horizontal ground motion axes recorded. Due to the shortcoming of the geomean definition, researchers developed the definition of median spectral acceleration (Sa_{RotD50}) and maximum spectral acceleration ($Sa_{RotD100}$) over all orientation [2]. In the seismic design of the structure, $Sa_{RotD100}$ observed all over orientation was deemed more appropriate than the geometric mean horizontal definition. Nowadays, the updated version of seismic provision and ASCE 7-16 [3] provide the maximum direction ground motion instead of geometric mean of two orthogonal components ground motions. Myanmar National Building Code, (MNBC) 2016 [4] is based on the references of Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures, ASCE 7-05 [5] and the framework is also similar to the National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), 2003 Seismic Design Provision [6]. This study has been performed to figure out how the regional code ground motion definition and the maximum ground motion effects on the reinforce concrete moment frames. The regular and irregular RC moment frame located at Mandalay city which is very close to the major strike

slip fault in Myanmar are designed and analyzed by performing permitted analytical procedure.

2. Earthquake Ground Motion

In earthquake engineering, ground motion referred to as the ground acceleration, velocity and displacement. The three amplitude parameters: peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV) and peak ground displacement (PGD) are the particular interests in most cases amplified when transmitted through the structure by ground vibration. The strong motion instruments are used to measure the earthquake ground motion and record the ground acceleration [7]. Moreover, 5% damped spectral acceleration can also be described in either single arbitrary components or the combination of two orthogonal horizontal components. The geometric mean response spectrum computed using two orthogonal ground motion components is the most widely used horizontal definition and it depends on the recording orientation. There are many others proposed orientation independent definitions: $Sa_{GMRotDnn}$ and $Sa_{GMRotInn}$ by Boore et al, 2006 [8] and Sa_{RotDnn} and Sa_{RotInn} by Boore, 2010 [1] to remove the orientation independence. The PEER ground motion database introduced new spectral acceleration to remove the recorded orientation; Sa_{RotD50} (median) and $Sa_{RotD100}$ (maximum) as an intensity measure. Current ground motion prediction equations (GMPE) use median spectral acceleration (Sa_{RotD50}) which is the 84^{th} percentile of the geometric mean response [9]. Shahi and Baker developed the model for maximum direction spectral acceleration ($Sa_{RotD100}$) by using over 3000 ground motions from the NGA West 2 database. The ratio of $Sa_{RotD100}$ to Sa_{RotD50} is evaluated as a multiplicative factor to predict the maximum spectral acceleration of a model at a site. According to Shahi and Baker [10], the polarization of the ground motion referred to the directionality of ground motion which causes the discrepancy among different definitions of response spectra. The ground motion is unpolarized, means the ratio of $Sa_{RotD100}$ to Sa_{RotD50} is close to 1 when it has an approximately equal response spectrum in all orientations at a given period. The 1994 Chi Chi earthquake gives the ratios of 1 for unpolarized case and 1.414 for polarized case at 1 second period. Thus, according to the proposed paper, the ratio of Sa_{Rot100} to Sa_{RotD50} for any ground motion will be within the range of 1 to 1.414 to convert the maximum response ground motion [10]. Huang et al [11] also examined for maximum response with moment magnitude greater than 6.5 and less than 15km site to source distance. The result presented that the maximum response parameters can be obtained by using the factors of 1.1 and 1.3 to short and 1-second 5%damped, spectral acceleration parameters [11].

3. Seismic Hazard Level of Mandalay City

Mandalay city is selected for the site location for the study. It is the second largest city and located very close to the most active dextral Sagaing fault in Myanmar. The Sagaing fault is a major north-trending right lateral strike-slip fault and 8 km away from Mandalay city [12]. Thus, the scale of disaster from seismic excitation will be increased in the cities due to urbanization the vulnerability is increased. MNBC, 2016 brings together the information on the ground motion parameters which are described by the maximum considered earthquake (MCE) spectral response acceleration with 5% damping ratio at short period, S_s (0.2 sec) and at one second period, S_1 (1.0 sec) of Mandalay city are 2.01g and 0.8g respectively [4]. The site class D (stiff soil) and Vs30 ranges from 220m/s to 340m/s is assumed for nearly all of the sites in Mandalay according to the seismic microzonation report of Mandalay city [13]. The response spectrum at design and maximum considered earthquake levels for both geomean and maximum ground motion are illustrated in Fig 1. The geomean code spectra for DBE and MCE are constructed by applying spectral acceleration parameters relative to MNBC, 2016 while the DBE and MCE of $Sa_{RotD100}$ spectra are resulted by provided factors of Shahi and Baker, 2013 [10].

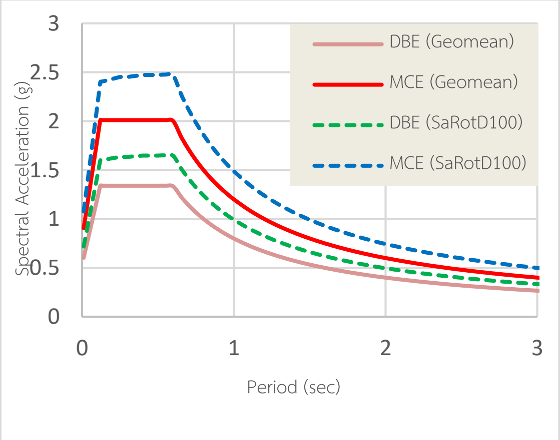


Fig. 1 MCE and DBE of Geomean and SaRotD100 target spectra for Mandalay City

4. Structural Modeling and Analysis

The feature of regular and symmetric building in both plan and elevation enormously affects the building response under static and dynamic loading [14]. Moreover, the structural analysis of the irregular structures is also needed to perform for the adequate behavior of the structures under earthquake excitation [15]. This study focused on 10-story rectangular shaped building (model 1) and L-shaped building with plan irregularity (model 2). The plan of the two office buildings with special concrete moment resisting frame (SMRF) is designed to account for resisting the lateral loads and described in Fig 2 and Fig 3. The story height of 3 m and constant span length of 4.5m in both X-direction and Y-direction is taken for the building design. Minimum load consideration for the loads and the combinations of the loads are adapted from the Myanmar National Building Code, 2016 [4]. The compressive strength of the concrete (f_c') and the yield strength of the steel reinforcement (f_y) used to model these structures are 28 MPa and 413 MPa. The total dead load is supposed to account for the self-weight and additional dead load (super imposed dead load) is 1.5kN/m^2 (typical) and 1kN/m^2 (roof floor). The live load of 2.5kN/m^2 and 1kN/m^2 for typical and roof level is taken into account. The load patterns are added as distributed loads on the slab and all the joints of the structure are assigned as rigid which means fixed support at the base. Moreover, the effective stiffness of the structural components (beams, columns and slabs) are taken into account for the cracked section behavior, according to the American Concrete Institute Code, ACI, 2005 [16]. The response modification factors (R=8), overstrength factor (Ω=3), and deflection amplification factor (C_d=5.5) is considered as code-based parameters for the inelastic behavior of the structure. The models are also checked for the structural irregularities and l-shaped model meets Type-2 horizontal irregularity. The lateral loads to each story by the equivalent lateral force procedure are calculated manually and compared to the ETABS, 2016 [17] results. Moreover, modal response spectrum analysis that is permitted in the MNBC is carried out to check the response of the structure. The sufficient number of modes, at least 90% of the modal participation mass is considered in each of the orthogonal directions of the building. The modal participation mass ratios are summarized in table 1 and table 2 for both models.

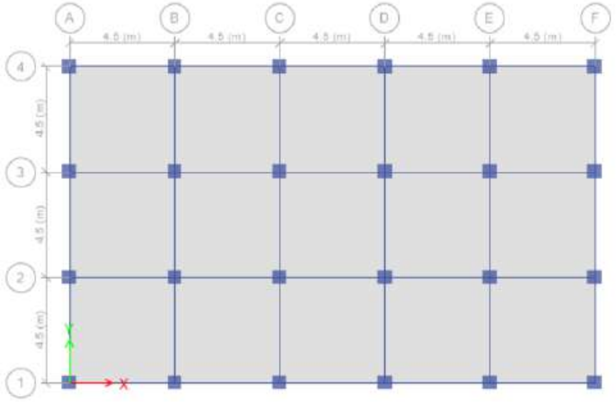


Fig. 2 “2D” view of Model 1

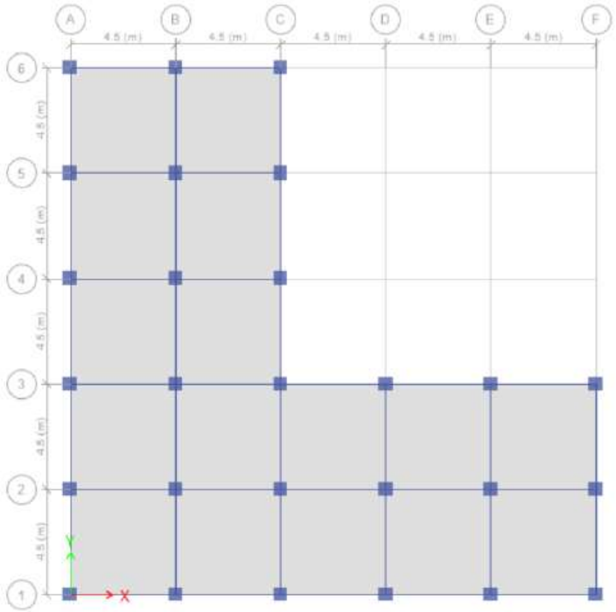


Fig. 3 “2D” view of Model 2

Table 1 Modal participation mass ratio of rectangular building

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	1.542	0	0.7855	0
Modal	2	1.478	0.789	0	0
Modal	3	1.286	0	0	0.7911
Modal	4	0.482	0	0.1029	0
Modal	5	0.464	0.1012	0	0
Modal	6	0.406	0	0	0.0997
Modal	7	0.259	0	0.0425	0
Modal	8	0.252	0.0419	0	0
Modal	9	0.222	0	0	0.0415
Modal	10	0.164	0	0.0246	0
Modal	11	0.161	0.0242	0	0
Modal	12	0.143	0	0	0.024

Table 2 Modal participation mass ratio of L-shaped building

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	1.504	0.3788	0.3788	0.028
Modal	2	1.499	0.3932	0.3932	0
Modal	3	1.331	0.0146	0.0146	0.7602
Modal	4	0.47	0.0498	0.0498	0.003
Modal	5	0.469	0.0513	0.0513	0
Modal	6	0.419	0.0013	0.0013	0.0982
Modal	7	0.253	0.0209	0.0209	0.0006
Modal	8	0.253	0.0212	0.0212	0
Modal	9	0.228	0.0002	0.0002	0.0414
Modal	10	0.161	0.0122	0.0122	0.0001
Modal	11	0.161	0.0123	0.0123	0
Modal	12	0.146	0.000037	0.000037	0.0243

5. Ground motion selection and scaling

The selection of the ground motion is done by using PEER West-2 ground motion database to perform linear response history analysis. At least three time-history of earthquakes must be applied according to the code requirement and average response can be resulted by seven or more earthquakes. In Tall Building Initiative Guideline (TBI), 2010 a minimum of seven ground motions set is selected to conduct time history analysis in this study [18]. According to the PEER website, these ground motions will be selected by tectonic type, magnitude, site to source distance, soil condition of specific site, frequency, scale factor limitation, spectral shape, maximum number of ground motion, considered period range. The magnitude of Mw 5.5 to 8 earthquakes by the source of strike slip fault type, 0km to 5km range of site to source distance and limitation on scale factor (1-4) are criteria to select the ground motions. The ground motion database obtained from the PEER website are scaled by mean square error within the period range of 0.2T to 1.5T and cooperated in ETABs. The seven ground motion records resulted from the PEER ground motion database and scale factors used for the analysis are shown in table 3 and table 4 for geomean response spectrum and $Sa_{RotD100}$ response spectrum. Since, the fundamental periods of both models are nearly the same, they have similar scale factors. Moreover, 2 sets of seven bi-directional ground motion excitations are chosen for three-dimensional analysis according to the code that is illustrated in Fig 4-5 (for rectangular building) and Fig 6-7 (for L-shaped building).

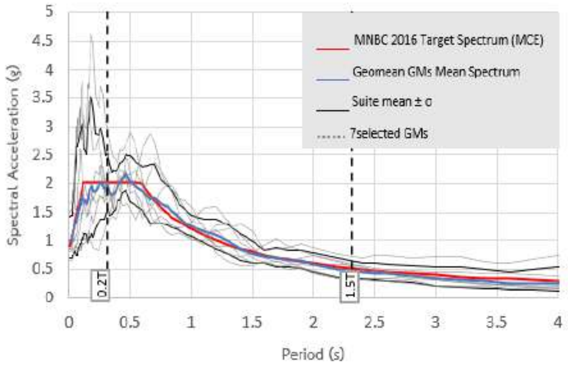


Fig. 4 Geomean ground motions set for rectangular building

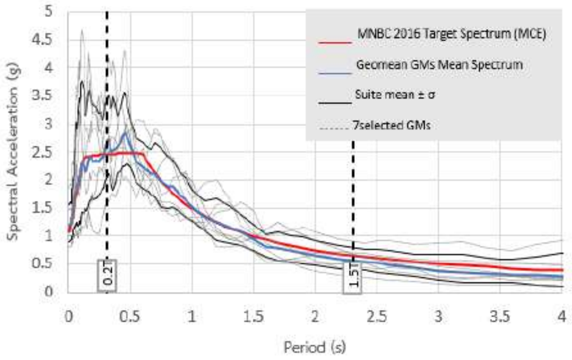


Fig. 5 SaRotD100 ground motions set for rectangular building

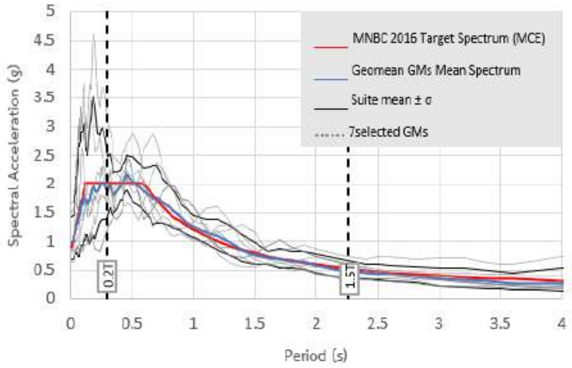


Fig. 6 Geomean ground motions set for L-shaped building

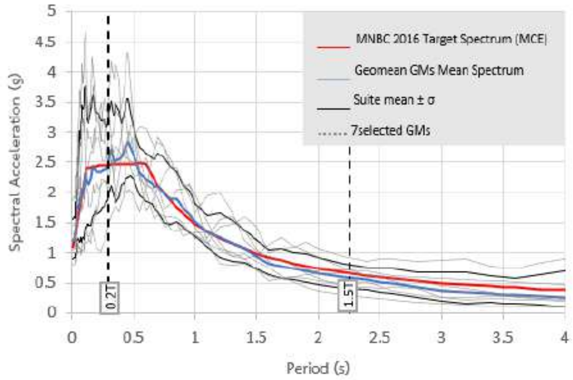


Fig. 7 SaRotD100 Ground motions set for L-Shaped building

6. Results and discussion

The displacement, drift, shear and overturning moment of the irregular and irregular structures are analyzed in ETABS, 2016 by using Equivalent lateral force analysis (ELF), response spectrum analysis (RSA) and linear response history analysis (LRHA). These three analyses are conducted according to MNBC, 2016. The linear response history of three-dimensional analysis is responsible by bi-directional excitation of each ground motion of the geometric mean directionality combination and maximum directionality of ground motions. The two spectra at maximum considered earthquake level are used as target spectra to select seven ground motions from the PEER ground motion database for linear response history analysis. The average responses of both geomean and maximum direction response spectra in each direction (X and Y directions) are calculated and illustrated for two buildings in the following Fig 8-11. The story drift increases from bottom story to the 3rd story and gradually decreases in both models for all analysis. It can be seen that the maximum story drift is observed in irregular model and minimum drift in the regular building respectively. The story displacement in ELF analysis is different around 5-10% from X and Y direction due to its change of moment of inertia. The geomean LTHA overturning moment in Y-direction is slightly lower than that of ELF and higher above 4th story in both structures. The story shear in X direction all over analyses have the same pattern with other responses and have lower difference in the mid-story levels in Y-direction. Moreover, the response of the L-shaped building follows the same pattern as the rectangular building. In general, irregular shaped building shows larger structural responses than the regular structure and the maximum response can be observed that Y-directional response is higher than that of X-direction. The contribution of structural response in ELF overestimates than that of RSA because it ignores the higher mode of the structures. Since the response spectrum of $Sa_{RotD100}$ has larger values than the geomean response spectrum, the selected ground motions also have higher spectral acceleration values for $Sa_{RotD100}$. Based on Huang et al 2008, maximum response spectral acceleration at short and 1 second period have larger values than that geomean response spectral acceleration [11]. Thus, the larger story responses are resulted by $Sa_{RotD100}$ compared with the geometric mean time history analysis in this study. As a result, approximate range of 20%-40% difference is observed in both directions by LRHA for geomean and maximum direction response spectra. Thus, the amount of these differences is significant in performing seismic analysis.

7. Conclusions

In this study, the effect of two horizontal definitions in ground motion selection is investigated by performing static and dynamic analysis on regular and irregular building which is located in Mandalay city, Myanmar. The different ground motions are obtained by different MCE spectra in the selection of ground motions. In general, larger structural responses are controlled by the maximum direction definition compared to the geomean horizontal definition. The results showed the considerable effect on the response of the structure by maximum direction spectral accelerations even though MNBC, 2016 counts for geomean spectral acceleration. On the other hand, using more ground motions could capture all the variability of different characteristics of every single ground motion. Thus, it gave the option to consider the maximum response acceleration in ground motion selection in MNBC code.

Table 3 Selected earthquake ground motions for geomean response spectra

ID	RSN	Earthquake Name	Year	Mw	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	SF
1	6	"Imperial Valley-02"	1940	6.95	6.09	213.44	3.4944
2	165	"Imperial Valley-06"	1979	6.53	7.29	242.05	3.6254
3	183	"Imperial Valley-06"	1979	6.53	3.86	206.08	2.8105
4	864	"Landers"	1992	7.28	11.03	379.32	2.9073
5	1101	"Kobe_ Japan"	1995	6.9	11.34	256	2.1579
6	5825	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	7.2	10.92	242.05	2.9202
7	6893	"Darfield_ New Zealand"	2010	7	11.86	344.02	3.3752

Table 4 Selected earthquake ground motions for $Sa_{RotD100}$ response spectra

ID	RSN	Earthquake Name	Year	MW	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	SF
1	183	"Imperial Valley-06"	1979	6.53	3.86	206.08	3.4712
2	558	"Chalfant Valley-02"	1986	6.19	7.58	316.19	2.8869
3	725	"Superstition Hills-02"	1987	6.54	11.16	316.64	3.919
4	864	"Landers"	1992	7.28	11.03	379.32	3.5908
5	1101	"Kobe_ Japan"	1995	6.9	11.34	256	2.6652
6	5825	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	7.2	10.92	242.05	3.6067
7	5829	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	7.2	13.71	242.05	3.0299

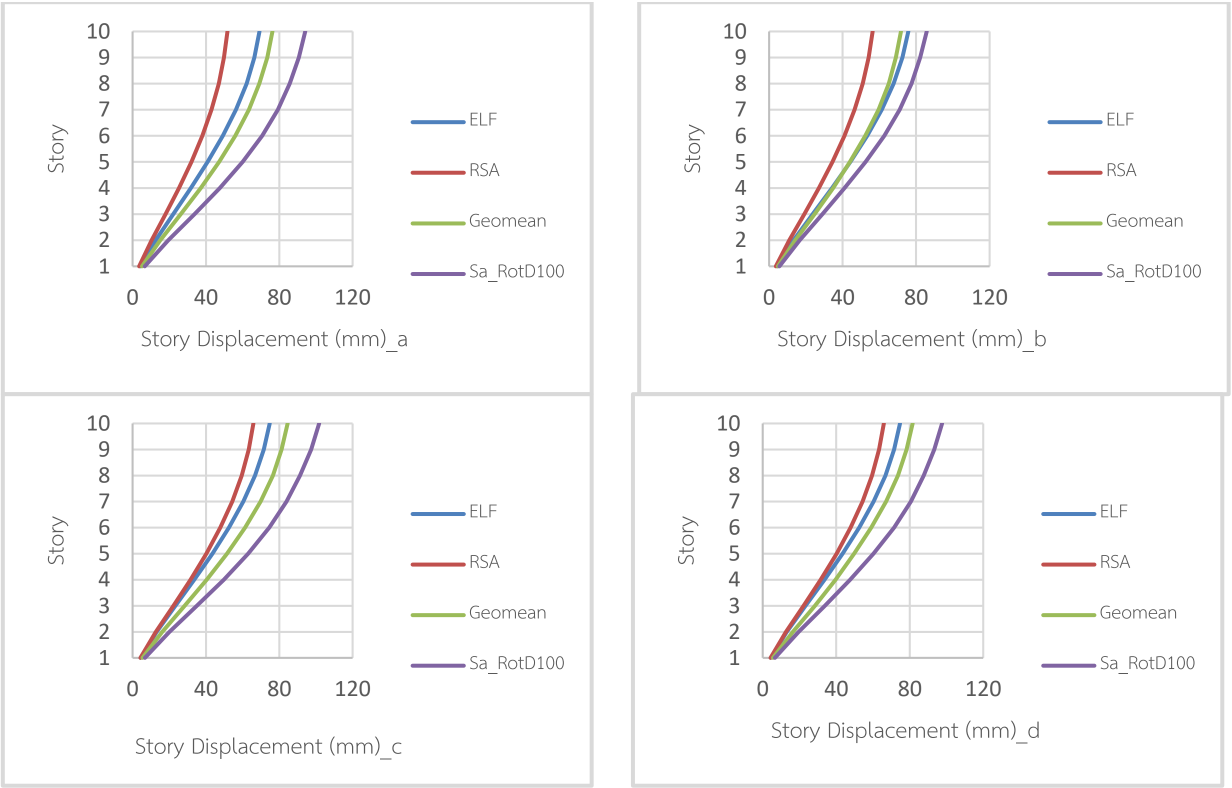


Fig. 8 Story displacement from ELF, RSA and LRHA (geomean and $Sa_{RotD100}$) of model1 (a-X direction, b-Y direction) and model2 (c-X direction, d-Y direction)

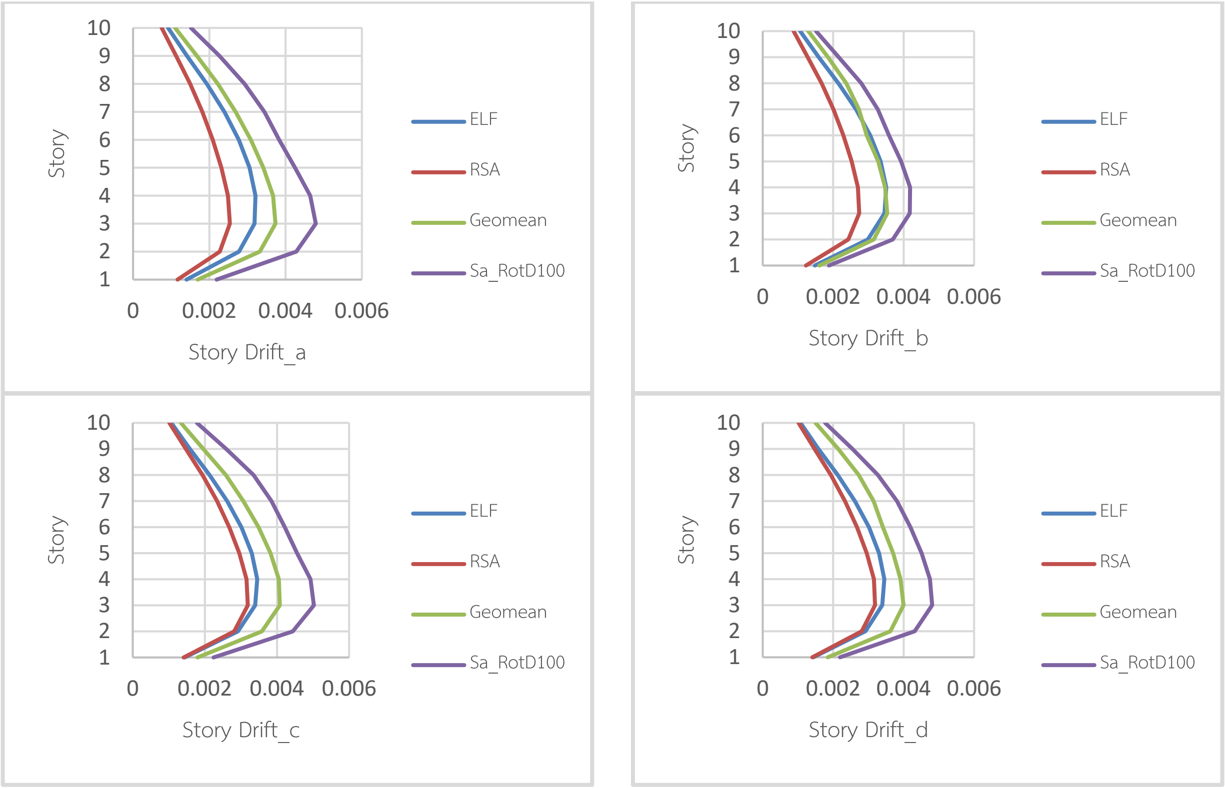


Fig. 9 Story drift from ELF, RSA and LRHA (geomean and $Sa_{RotD100}$) of model1 (a-X direction, b-Y direction) and model2 (c-X direction, d-Y direction)

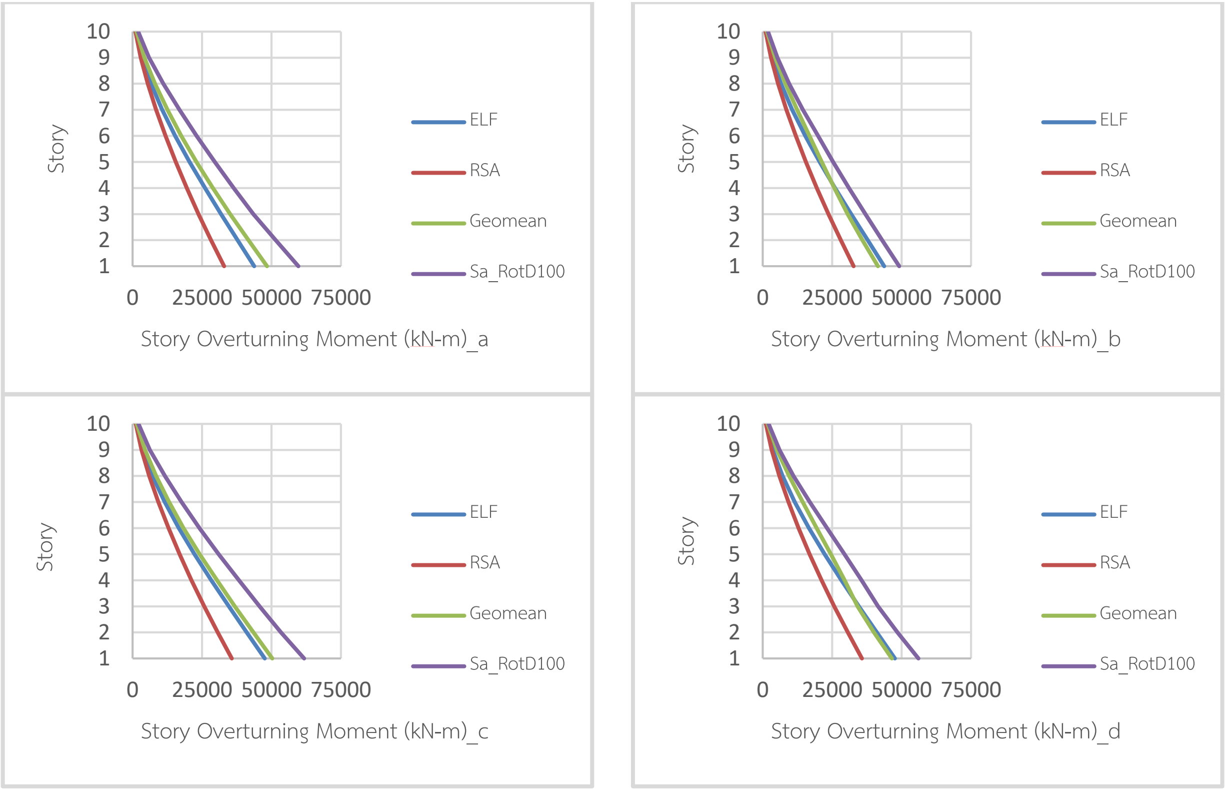


Fig. 10 Story overturning moment from ELF, RSA and LRHA (geomean and SaRoD100) of model1 (a-X direction, b-Y direction) and model2 (c-X direction, d-Y direction)

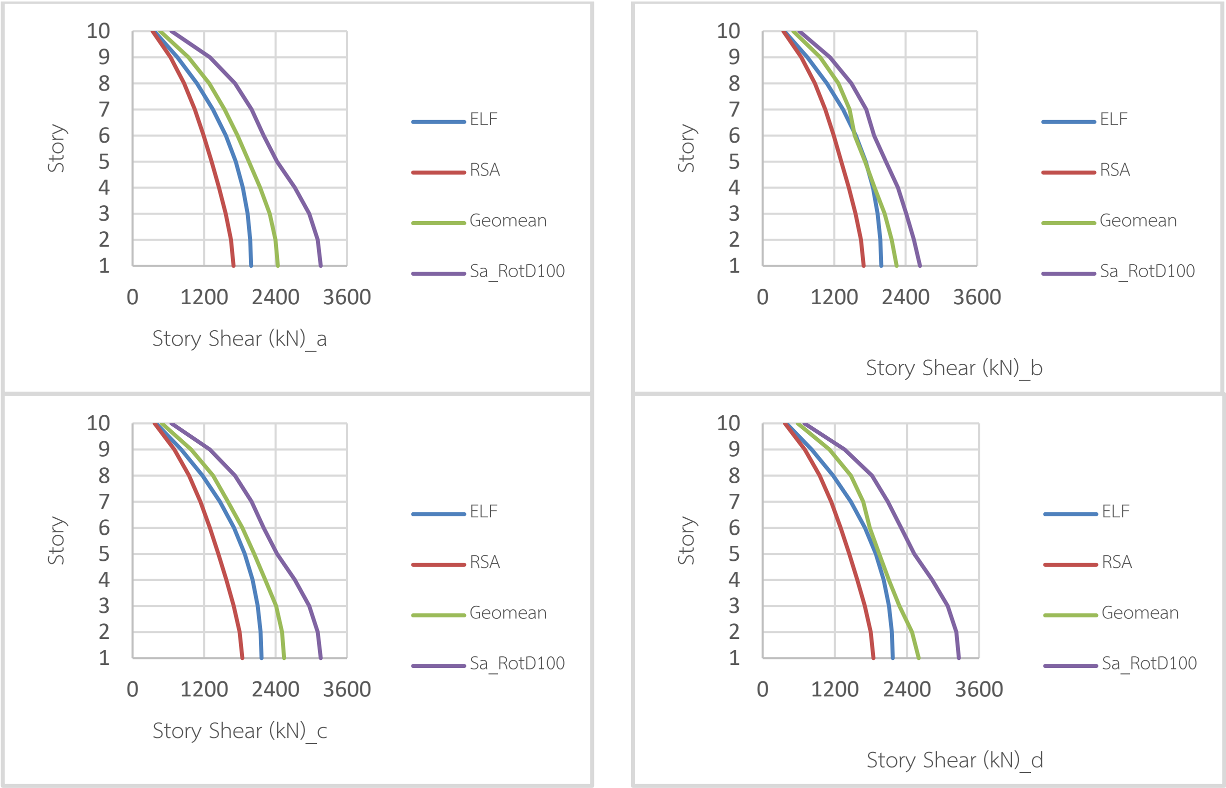


Fig. 11 Story shear from ELF, RSA and LRHA (geomean and SaRoD100) of model1 (a-X direction, b-Y direction) and model2 (c-X direction, d-Y direction)

Acknowledgement

I would like to show my gratitude to my advisor Asst. professor Dr. Teraphan Ornthammarath who gave me the opportunity of doing this research under his advice.

References

[1] Beyer, K. and Bommer, J.J. (2006). Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *96*(4A), pp.1512-1522.

[2] Boore, D.M. (2010). Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *100*(4), pp.1830-1835.

[3] ASCE/SEI 7-16 (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

[4] Myanmar Engineering Council (2016). Myanmar national building code.

[5] ASCE. (2005). ASCE standard, minimum design loads for buildings and other structures.

[6] Federal Emergency Management Agency. (2003). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Fema.

[7] Mayes, R. L., & Naeim, F. (2001). The Seismic Design Handbook 2nd Edition Ch. 14 Design of Structures with Seismic Isolation.

[8] Boore, D.M., Watson-Lamprey, J. and Abrahamson, N.A. (2006). Orientation-independent measures of ground motion. *Bulletin of the seismological Society of America*, *96*(4A), pp.1502-1511.

[9] Luco, N., Bachman, R.E., Crouse, C.B., Harris, J.R., Hooper, J.D., Kircher, C.A., Caldwell, P.J. and Rukstales, K.S., 2015. Updates to building-code maps for the 2015 NEHRP recommended seismic provisions. *Earthquake Spectra*, *31*(1_suppl), pp.S245-S271.

[10] Shahi, S.K. and Baker, J.W. (2014). NGA-West2 models for ground motion directionality. *Earthquake Spectra*, *30*(3), pp.1285-1300.

[11] Huang, Y.N., Whittaker, A.S. and Luco, N. (2008). Maximum spectral demands in the near-fault region. *Earthquake Spectra*, *24*(1), pp.319-341.

[12] Thein M, Swe TL, Han S. The Seismic Zone Map of Myanmar. (2006).

[13] Thein, P.S., Kiyono, J., Win, T.T., Nu, T.T. and Aung, D.W. (2018). Seismic Microzonation of Mandalay City, Myanmar. *Journal of Geological Resource and Engineering*, *6*, pp.1-13.

[14] Haque, M., Ray, S., Chakraborty, A., Elias, M. and Alam, I. (2016). Seismic Performance Analysis of RCC Multi-Storied Buildings with Plan Irregularity. *American Journal of Civil Engineering*, *4*(2), pp.52-57.

[15] Herrera, R.G. and Soberón, C.G. (2008). October. Influence of plan irregularity of buildings. In *The 14th world conference on earthquake engineering*.

[16] ACI Committee. (2005). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute.

[17] CSI, C. (2016). Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

[18] Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

Effect of Scaling Factor in Ground Motion Selection of Seismic Analysis and Design of RC Moment Frame Structures

THIRI THAW[1], Teraphan ORNTHAMMARATH[2]

[1,2] *Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University, Nakorn Pathom, THAILAND*

**Corresponding author; E-mail address: teraphan.orn@mahidol.edu*

Abstract

Selection and Scaling of ground motion plays a major role in designing the structural analysis since the collected data will be applied as seismic load to the structure. Spectrum matching to a smooth target spectrum with the specific input parameters of the scenario; magnitude and source-to-site-distance are focused; is considered in the research. Target spectrum is selected by using the ASCE code guideline. The paper includes three analysis procedures (1) Equivalent lateral force, (2) Response spectrum analysis and; (3) Time history analysis; are applied to the structures which are multi-degree-of-freedom structures with different fundamental periods of vibrations. Seven sets of ground motion suites are collected based on different scale factor ranges from PEER-NGA website. Using scale factor more than limit 4, effect the lateral displacement demand of the structural analysis which lead to bias in some cases. This study indicated that using scale factor less than 1 tend to underestimate the structural response and more cracking than the limit 4 tend to overestimate the demand which is not convenient in practice.

Keywords: Scale factor, ASCE code, PEER-NGA, Ground motion scaling, Magnitude, Source-to-site-distance

1. Introduction

Over the recent years, structural responses are predicted through the various analysis which are dynamic analysis and static analysis by following the respective building codes. There have international building codes like IBC [1], ASCE 7-10 [2] and regional codes like Myanmar National building code (MNBC-16) [3]. For conducting the equivalent static lateral force analysis, response spectrum analysis and time history analysis for both linear and non-linear approach, those codes provide the guidelines for the estimation the structural responses. To analyze the time history response of the structure, ground motions are needed to assign the model analysis. The increased of the complication in selecting, scaling and matching the accelerogram procedure, engineers have been asking how ground motions should be chosen and what factors are needed to consider. It is common in practice to select recorded ground motions and 'scale' them by increasing their amplitude to match a desired earthquake intensity level. The selected suite of ground motions is scaled (normally upward) by using the scale factor to match the target spectrum. By limiting the scale factor range while searching the ground motions suite, the results of site hazard is more accurate. According to the ASCE-7 code, the allowable limit of scale factor is nearly 0.25 to 4. Recent research showed there have some bias in record scaling when the larger scale factor is used (more than 4).

In this study, the multi-story reinforced concrete moment frames are used to check the effect of using large scale factor on the structural responses. Two different shapes and stories of regular shape buildings are analyzed in three-dimensional static analysis by using Etabs software [4] and the research area is located in Mandalay region, Myanmar where the seismic hazard zone is zone V.

2. Modeling of reinforced concrete moment frames

The main components of RCC framed structures are beams, columns, slabs and the foundation inter-connected to each other. Loads transfer process of these structure types is from slabs to beams, from beams to columns and finally

columns to foundation. This study adopted two cases of regular reinforced moment frames with different shapes and stories by modeling through the Etabs 2016 version. Both buildings are considered as the high-rise buildings and the modeling standards are based on ACI 318-08[5] and MNBC-2016. 8 story buildings with 3 bays in X-direction and 8 bays in Y-direction while 10 story one has 9 bays in X-direction and 7 bays in Y-direction with the C-shape plan. Each bay is 5m wide with bottom story height 4m and floor to floor height is 3m. 3-dimensional views of those buildings are shown in Fig. 1.

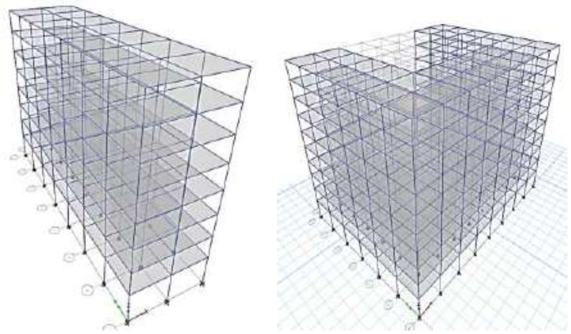


Fig. 1 3-dimensional view of archetype buildings

Table 1 General specification of buildings.

Input properties	Values
Compressive stress, f'c	28 MPA (4000psi)
Modulus of elasticity, EC	24870 MPA
Superimposed dead load	2 kN/m2
Live load	2.4 kN/m2

The first mode or the fundamental mode of the two buildings are 1.366sec for 8-story and 1.628sec for 10-story. Based on those modes, the ground motions are selected and scaled to match the target response spectrum.

3. Seismic hazard level of study area

The study area is located at the Mandalay region, Myanmar with the nearest active fault of Sagaing which is 1200 km long right lateral strike-slip fault [6]. The spectral response acceleration values at short periods Ss and 1 sec period S1 are 2.01 and 0.8 with the long period transition period TL is 6 sec which are taken according to the MNBC-16. The soil type profile is stiff soil (type D) and the shear wave velocity Vs30 is 200-400 m/sec. Maximum considered earthquake (MCE) level hazard spectrum with 2% probability of exceedance in 50 years was developed according to MNBC-16.

4. Ground motion selection and scaling

The selection and scaling of ground motions procedure is based on TBI (2010) [7] approach. From PEER NGA-West2 [8] database, all the earthquake ground motions used in this study are selected. Seven sets of ground motions are used and the scaling method is amplitude scaling within the target period range of interest 0.2T1 to 1.5T1 where T1 is the fundamental vibration of the structure as TBI guideline. When selecting from PEER website, various criteria are needed to restrict according to the study area. The shear wave velocity for the study is 200-400 m/sec with the magnitude range of 6.5 to 7.5 and the fault type is strike-slip fault. Since the main focus of the research is the effect of using larger scale factor than the limit 4 as ASCE code said, two cases are conducted in ground motions selections. Case 1 is selecting scale factor range from 1-4 and the other is range from 10-15. Table 2 illustrate the selection criteria for both cases. The records are scaled to minimize the Mean Squared Error (MSE) with respect to the Target Spectrum. According to TBI (2010) approach, the spectral ordinate is geomean and suite average is considered as geometric mean.

Table 2 Ground motion selections criteria.

Criteria	Case1	Case2
Magnitude	6.5-7.5	6.5-7.5
Range of closet distance Rrup	0.1-10 km	50-100km
Shear wave velocity Vs (m/sec)	200-400	200-400
Scale Factor	1-4	10-15
Spectral ordinate	Geomean	Geomean
Suite Average	Geometric	Geometric
Scaling Method	Minimize MSE	Minimize MSE

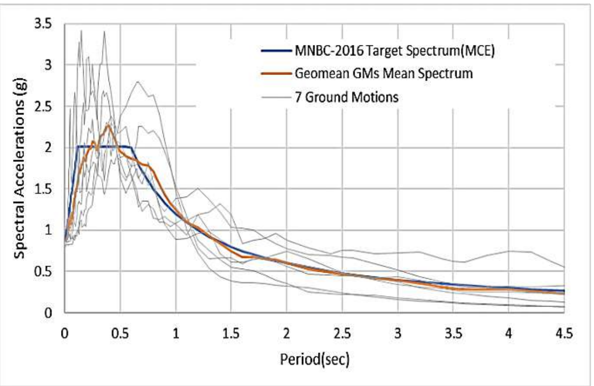


Fig. 2 Case 1 ground motions set for 8-story building

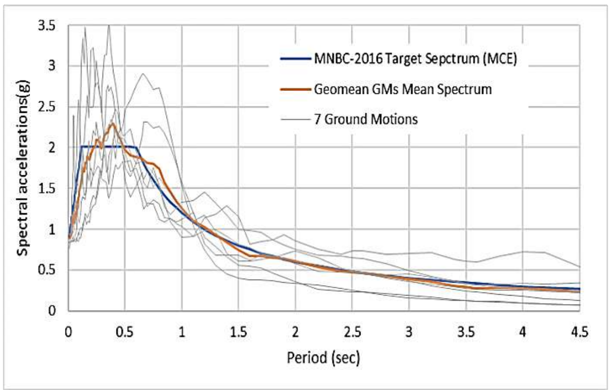


Fig. 3 Case 1 ground motions set for 10-story building

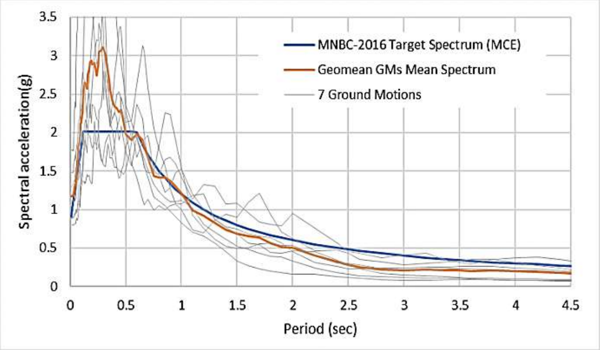


Fig. 4 Case 2 ground motions set for 8-story building

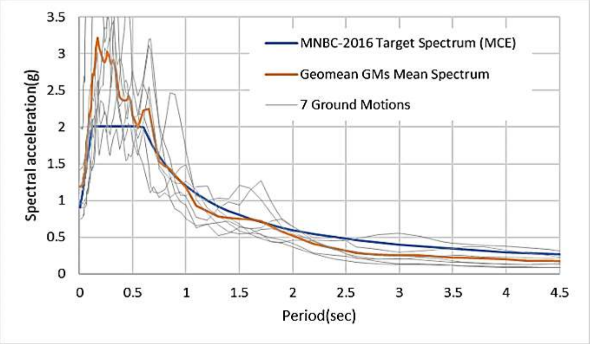


Fig. 5 Case 2 ground motions set for 10-story building

Table 3 Selected ground motions for 8-story building.

Result ID	NG	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Duration (sec)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	Scale Factor
1	6	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	6.95	24.2	6.09	213.44	3.5314
8	184	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Differential Array"	6.53	7	5.09	202.26	2.5259
10	723	"Superstition Hills-02"	1987	"Parachute Test Site"	6.54	11	0.95	348.69	1.9451
12	1106	"Kobe_ Japan"	1995	"KJMA"	6.9	9.5	0.96	312	1.127
14	3968	"Tottori_ Japan"	2000	"TTRH02"	6.61	35.3	0.97	310.21	1.0642
15	5825	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"CERRO PRIETO GEOTHERMAL"	7.2	44.2	10.92	242.05	2.9855
16	6897	"Darfield_ New Zealand"	2010	"DSLC"	7	19.6	8.46	295.74	3.6207
1	280	"Trinidad"	1980	"Rio Dell Overpass - FF"	7.2	12.4	76.26	311.75	13.6071
2	836	"Landers"	1992	"Baker Fire Station"	7.28	25.7	87.94	324.62	10.1817
5	1776	"Hector Mine"	1999	"Desert Hot Springs"	7.13	28.1	56.4	359	11.9096
10	3914	"Tottori_ Japan"	2000	"OKY011"	6.61	16.5	67.34	212.21	10.9854
11	5835	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Winterhaven -Sheriff Substation"	7.2	42.6	73.31	229.92	14.385
14	5968	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Bombay Beach"	7.2	108.1	77.9	348.77	14.7709
17	6239	"Tottori_ Japan"	2000	"KGW001"	6.61	9.6	99.39	324.85	13.5734

Table 4 Selected ground motions for 10-story building.

Result ID	NG	Earthquake Name	Year	Station Name	Magnitude	Duration (sec)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	Scale Factor
1	6	"Imperial Valley-02"	1940	"El Centro Array #9"	6.95	24.2	6.09	213.44	3.4837
8	184	"Imperial Valley-06"	1979	"El Centro Differential Array"	6.53	7	5.09	202.26	2.572
9	723	"Superstition Hills-02"	1987	"Parachute Test Site"	6.54	11	0.95	348.69	1.8749
11	1106	"Kobe_ Japan"	1995	"KJMA"	6.9	9.5	0.96	312	1.158
12	3968	"Tottori_ Japan"	2000	"TTRH02"	6.61	35.3	0.97	310.21	1.1031
13	5825	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"CERRO PRIETO GEOTHERMAL"	7.2	44.2	10.92	242.05	2.8933
14	6897	"Darfield_ New Zealand"	2010	"DSLC"	7	19.6	8.46	295.74	3.7638
1	280	"Trinidad"	1980	"Rio Dell Overpass - FF"	7.2	12.4	76.26	311.75	14.8934
3	836	"Landers"	1992	"Baker Fire Station"	7.28	25.7	87.94	324.62	10.665
5	1766	"Hector Mine"	1999	"Baker Fire Station"	7.13	23.1	64.79	324.62	10.8167
10	1816	"Hector Mine"	1999	"North Palm Springs Fire Sta #36"	7.13	25.7	61.86	367.84	12.1319
12	3914	"Tottori_ Japan"	2000	"OKY011"	6.61	16.5	67.34	212.21	12.3143
13	5835	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Winterhaven -Sheriff Substation"	7.2	42.6	73.31	229.92	14.3487
19	6027	"El Mayor-Cucapah_ Mexico"	2010	"Ocotillo Wells - Veh. Rec. Area"	7.2	21.7	67.71	361.22	11.61

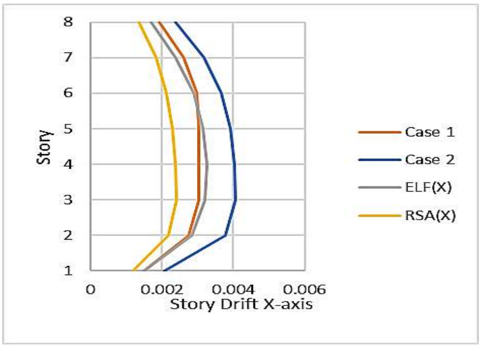
5. Conventional seismic design procedures

The equivalent static lateral force analysis and response spectra analysis, the risk category of both buildings is II, the seismic importance factor I is 1, response modification factor R is 8, overstrength factor omega is 3 and deflection amplification factor Cd is 5.5. From the response spectrum analysis, the base shear should not be less than 85 percent of base shear calculated from equivalent lateral force analysis.

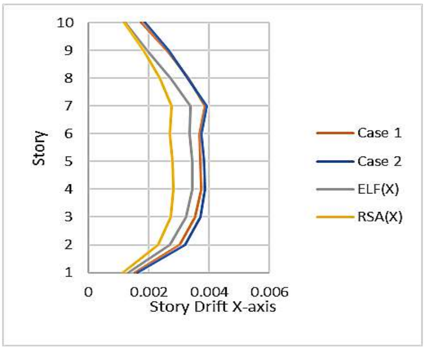
6. Result and discussion

Two different models of regular 8 and 10 stories with different plans are developed by using Etabs 2016 software and all the equivalent static lateral force analysis (ELF), response spectrum analysis (RSA) and time history analysis (THA) are performed as linear elastic model. Since there have been divided Case 1 is for scale factor (1-4) range and Case 2 stands for scale factor (10-15) range, linear time history analysis is conducted for both cases. The comparison of interstory drift ratio of 8 story and 10 story for both X and Y axis are shown in Fig. 6.

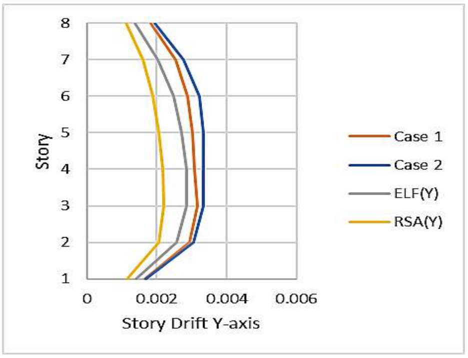
The interstory drift ratio of 8 story building has 30% larger seismic demand while conducting Case 2 than Case 1 in X direction and for the Y direction, the demand is only 7% greater but still Case 2 produced large demand than Case 1. Not only in 8 story analysis but also in 10 story building, using scale factor range (10-15) (Case 2) gave more seismic demand 3% and 16% for X direction and Y direction. The percentage are slightly different for each building types since they have different plan views and shapes.



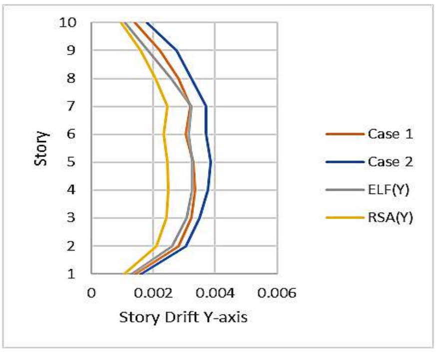
(a)



(b)

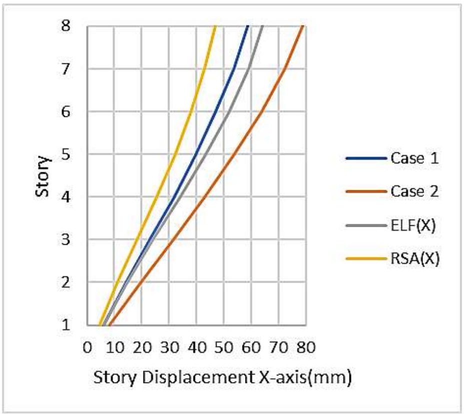


(c)

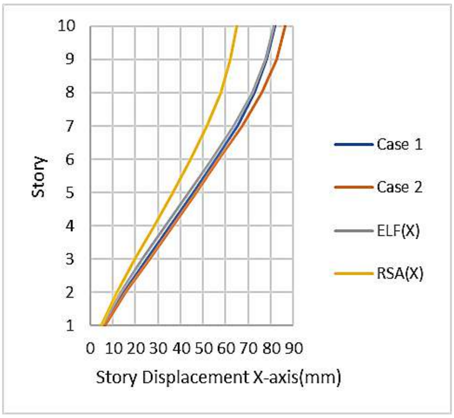


(d)

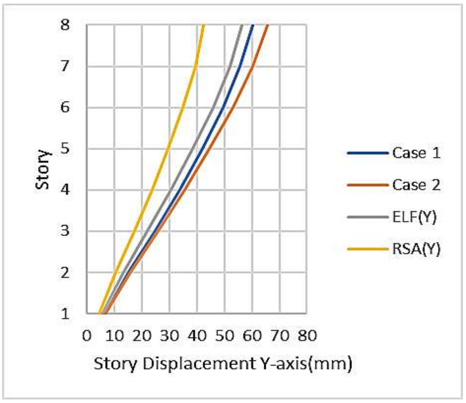
Fig. 6 Story drift ratio calculated from ELF, RSA and LTHA (a) 8story(X-X), (b) 10story(X-X), (c) 8story(Y-Y) and (d) 10story(Y-Y)



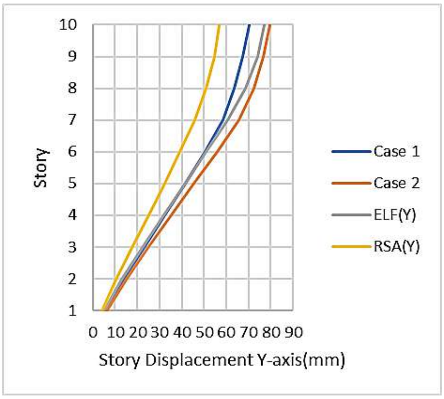
(a)



(b)

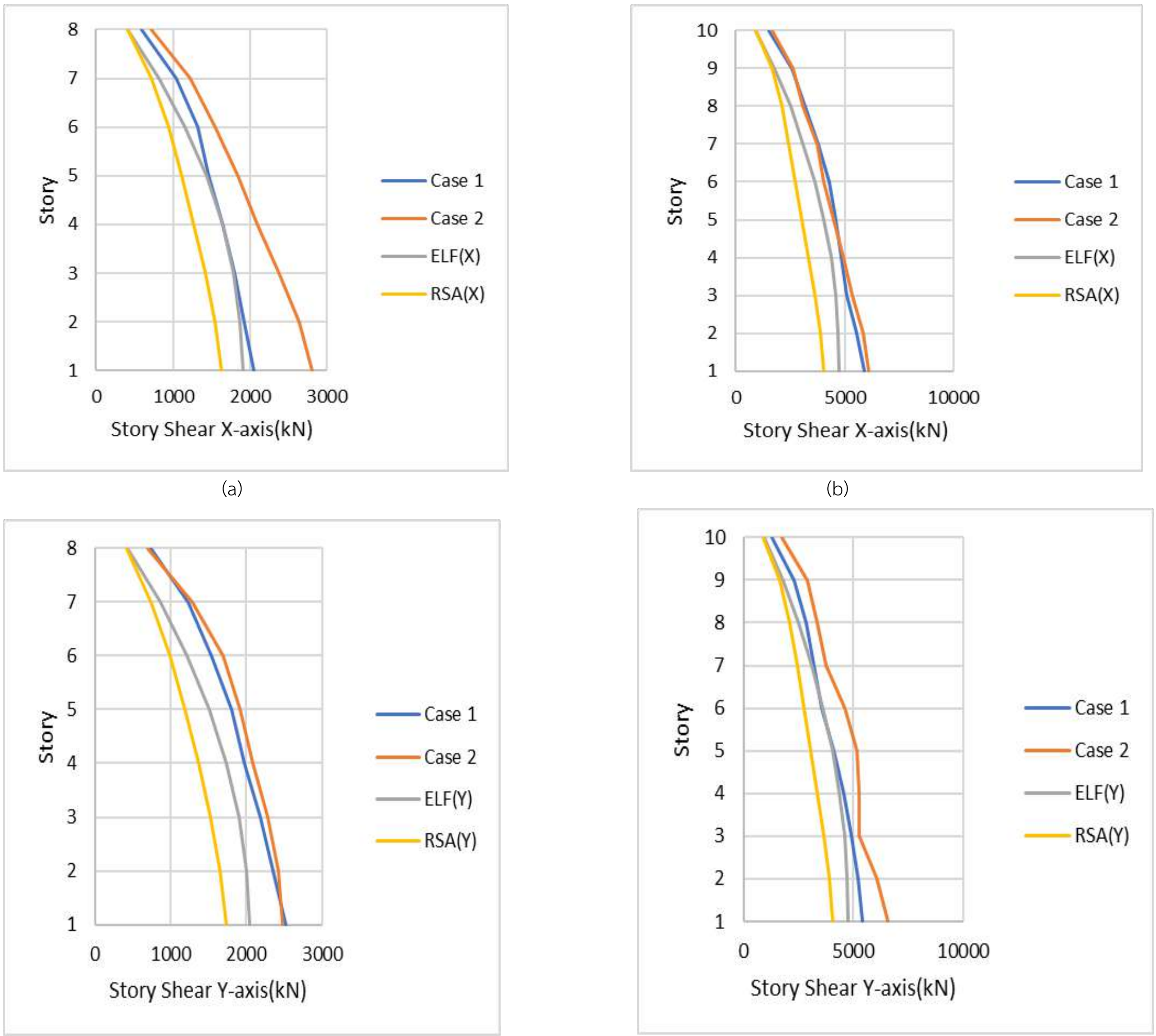


(c)



(d)

Fig. 7 Story displacement calculated from ELF, RSA and LTHA (a) 8story(X-X), (b) 10story(X-X), (c) 8story(Y-Y) and (d) 10story(Y-Y)



(a) (b) (c) (d)

Fig. 8 Story shear calculated from ELF, RSA and LTHA (a) 8story(X-X), (b) 10story(X-X), (c) 8story(Y-Y) and (d) 10story(Y-Y)

Story displacement computed from RSA got less values compared to LTHA of Case 1 and 2 for both stories. Like the story drift ratio that mentioned above, the displacement for Case 2 is greater demand than Case 1 in both X and Y directions. In 8 story building, ELF produced a more story displacement than Case 1 in X direction while the ELF of 10 story has slightly greater demand than the Case 1 in Y direction.

At the Y direction of the 10-story building, the LTHA of Case 2 can be seen as more fluctuate than the X direction which is 21% greater seismic demand than the Case 1. The elastic base shear demand produced from ELF and RSA found to be smaller than the Case 2. For the conclude of base shear, the demands of LTHA still gave maximum amount for every stories.

The story overturning moment varies inversely with story height. From running the dynamic analysis, it can be pointed out that irregular plans deform more than the symmetrical plans. The moment of 8 story rectangular plan produced more overturning moment than the 10 story with C-shape plane. Fig. 9 represent the story overturning moment of 8 and 10 story for ELF, RSA and LTHA. Computed overturning moments from Case 2 is only 6% greater than the other compared case in X direction of 8 story and 19% in 10 story. Even though the ELF required less seismic demand for two buildings, LTHA is overestimated the demand if the scale factor (10-15) limit is applied to the analysis.

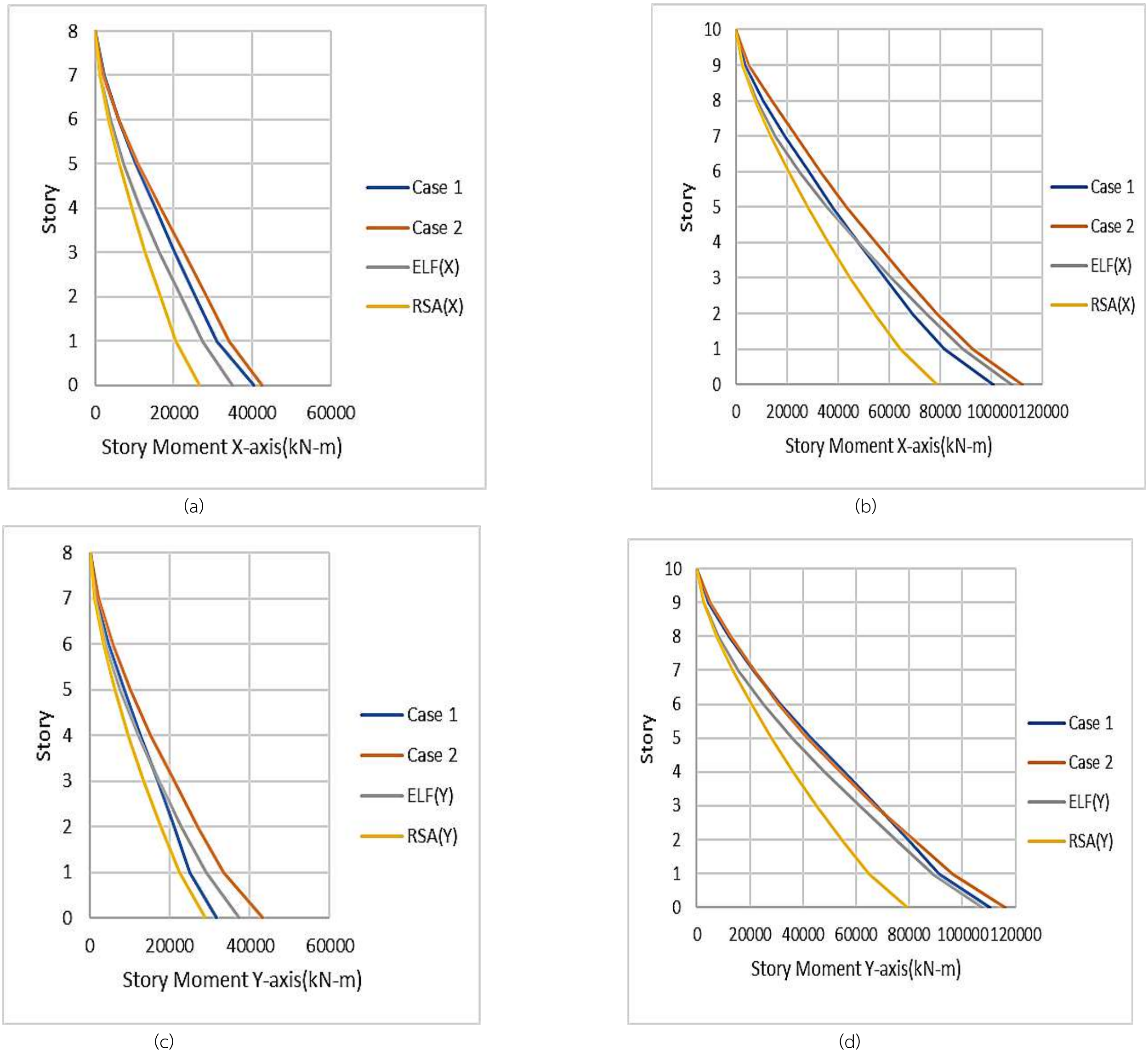


Fig. 9 Story shear calculated from ELF, RSA and LTHA (a) 8story(X-X), (b) 10story(X-X), (c) 8story(Y-Y) and (d) 10story(Y-Y)

7. Conclusion

Seismic demand of two different reinforced concrete moment frames with different plan views are evaluated by performing the ELF, RSA and LTHA analytical procedure which are following the guideline of TBI (2010) approach through Etabs 2016 version software. The selected seven ground motions site are assigned into linear response history analysis while each pair of ground motions are scaled within the range of 0.2T1 to 1.5T1 period by using the data base from PEER-NGA West 2. Story displacement, IDR, story shear and overturning moment gave the maximum values in both X and Y direction while assigning the scale factor limit (10-15) range for LTHA which is described as Case 2 in this paper. All of the ground motions selected are needed to scale upward to match with the target response spectrum and the bias in lateral displacement demands occurred while using the large-scale factor. The results of the study showed the bias is significant and also can be seen the seismic demands increase as the period of vibration of the structure decrease. To conclude, the lateral displacement demands are increasingly overestimated with an increasing scale factor which is not needed. Therefore, following the TBI (2010) and ASCE-7 codes guideline for limiting the scale factor range (1-4) is safer and can prevent the bias in analysis.

Acknowledgment

I would like to express my sincere gratitude to my thesis advisor Asst. professor Dr. Teraphan Ornthammarath for guiding me to complete this research.

References

[1] IBC (2006), International Building Code, INTERNATIONAL CODE COUNCIL, Inc., WestFlossmoor Road, Country ClubHills.

[2] ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

[3] Myanmar Engineering Council (2016). Myanmar national building code.

[4] CSI, C. (2016). Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, and SAFE. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

[5] ACI Committee. (2005). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute.

[6] Thein, P. S., Kiyono, J., Win, T. T., Nu, T. T., & Aung, D. W. (2018). Seismic Microzonation of Mandalay City, Myanmar. Journal of Geological Resource and Engineering, 6, 1-13.

[7] Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

[8] Center, P.E.E.R. (2010). Technical Report for the PEER Ground Motion Database Web Application.

การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตโดยใช้คอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ

Study Properties of Concrete Manufactured with Multi-Recycled Concrete Aggregate

คณุตม์ สมบูรณ์ปัญญา[1] ภูษิต บุญยฤทธิ์[1] วงศกร สิมมา[1] และชิษณุพงศ์ สุธัมมะ[2]*

[1] *นิสิตปริญญาตรี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน*

[2] *อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน*

**Corresponding author; E-mail address: fengcpsu@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อลดปัญหาสิ่งแวดล้อมจากเศษคอนกรีตที่เหลือใช้จากการทุบทำลายสิ่งก่อสร้างนั้นมีปริมาณเพิ่มมากขึ้น โดยงานวิจัยนี้จะมุ่งเน้นไปที่การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) และคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) อันได้แก่ การทดสอบการหาค่าความหนาแน่น, การทดสอบการหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำ, การทดสอบการหาค่ากำลังรับแรงอัด และการทดสอบหาอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ (Half-cell potential) และนำผลการทดสอบที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NCA) โดยตัวอย่างจะใช้ RCA และ MRCA โดยนำไปแทนที่ NCA ในอัตราส่วนร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตรตามลำดับ ค่ากำลังรับแรงอัดที่ออกแบบไว้เท่ากับ 240 กก/ตร.ซม. จากผลการทดสอบที่อายุ 28 วัน พบว่าเมื่อแทนที่ด้วย RCA และ MRCA ในอัตราส่วนร้อยละ 25 จะมีค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุด เมื่อแทนที่ด้วย RCA และ MRCA ในอัตราส่วนร้อยละ 100 จะมีค่าอัตราการดูดซึมน้ำมากที่สุด ส่วนการทดสอบการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ เมื่อแทนที่ด้วย RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 25 จะมีค่าอัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมช้าที่สุด โดยค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงที่สุดที่ทำให้คอนกรีตมีสนิมและเกิดรอยร้าวจะใช้ระยะเวลารวมทั้งสิ้นประมาณ 17 วัน เมื่อแทนที่ด้วย RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 100 จะมีค่าอัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเร็วที่สุด โดยค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงที่สุดที่ทำให้คอนกรีตมีสนิมและเกิดรอยร้าวจะใช้ระยะเวลารวมทั้งสิ้นประมาณ 5 วัน จากผลการวิจัยสรุปได้ว่าค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมรีไซเคิลจะมีค่าลดลงตามอัตราส่วนการแทนที่ของ RCA และ MRCA ที่เพิ่มมากขึ้น ส่วนการหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำของมวลรวมรีไซเคิลจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนการแทนที่ของ RCA และ MRCA ที่เพิ่มมากขึ้น และการหาค่าอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ โดยค่าอัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามอัตราส่วนการแทนที่ของ RCA ที่เพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: มวลรวมหยาบรีไซเคิล, มวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ, กำลังรับแรงอัด, การกัดกร่อนของเหล็กเสริม

Abstract

This research aimed to reduce environmental problems caused by the fraction of waste concrete, by studying properties of concrete which mixed with recycled aggregate concrete (RCA) and concrete which mixed with repetitive recycled concrete aggregate (MRCA), including density testing, water absorption testing, compressive strength testing and the corrosion performance testing of reinforcing steel which used half-cell potential test, and comparing the results of the tests with the results of natural mixed concrete (NCA). The calculation of the mixture used RCA and MRCA replacement NCA in mixing ratios percentages 25, 50, 75, and 100 by volume, respectively. Compressive strength was designed at 240 kg/cm^2. The experiment showed that when replacing 25% of RCA and MRCA, it has the highest density and compressive strength, and have highest water absorption when replaced by 100. The corrosion performance testing using half-cell potential test would have the slowest rust on reinforcement steel and highest half-cell electric potential which make concrete cracks at 17 days when replaced by 25. And it would have the highest rust on reinforcement steel and highest half-cell electric potential which make concrete cracks at 5 days when replaced by 100. The results revealed that the density and compressive strength would decrease as the replacement ratio of RCA and MRCA increases. The water absorption would increase with the increasing ratio of RCA and MRCA. And the rate of rusting of the reinforcement steel would increase with the increasing replacement ratio of RCA.

Keywords: recycled coarse aggregate, repetitive recycled coarse aggregate, compressive strength, corrosion of reinforcement steel

1. คำนำ

งานวิจัยครั้งนี้ได้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติของคอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลโดยใช้เศษคอนกรีตที่เหลือใช้จากการทดสอบแรงอัดในห้องปฏิบัติการ จากภาควิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดเดิมของเศษคอนกรีตรีไซเคิลที่นำมาใช้งาน จะมีค่าประมาณ 240 ถึง 320 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร โดยนำมาใช้แทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติในอัตราส่วนร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตรตามลำดับ ค่ากำลังรับแรงอัดที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสมคือ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และกำหนดค่ายุบตัว (Slump Test) ประมาณ 10-12 เซนติเมตร โดยใช้แบบหล่อทรงกระบอก (Cylinder) ระยะเวลาที่ใช้ในการทดสอบตัวอย่างคือ 7 และ 28 วัน โดยจะแบ่งการทดสอบออกเป็น 4 ส่วนได้ดังนี้ การทดสอบค่าความหนาแน่นของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) และคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) เพื่อนำค่าความหนาแน่นมาวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลการทดลองการหาค่าความหนาแน่นของจากงานวิจัยอื่นว่ามีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันหรือไม่ การทดสอบหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) และมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) เพื่อใช้หาอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมรีไซเคิลและหาลำดับชั้นคุณภาพว่าอยู่ในชั้นใดตรงตามข้อกำหนดของ วสท. 1014-46 [11] หรือไม่ การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) และคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) โดยนำผลการทดลองไปวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลการทดลองจากงานวิจัยอื่นว่ามีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันหรือไม่ และการทดสอบอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ (Half-cell Potential) แบบเร่งไฟฟ้า 6 โวลต์ โดยกำหนดให้ค่าความเข้มข้นของสารละลายคลอไรด์ไอออนในอัตราส่วนร้อยละ 5 ของปริมาณน้ำที่ใช้ในการทดสอบ และอัตราส่วนที่ใช้ในการแทนที่ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลในอัตราส่วนร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตร ส่วนขั้นตอนลงมือปฏิบัติจะอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM C876 [12]

2. ข้อกำหนดและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ข้อกำหนดสำหรับมวลรวมที่นำกลับมาใช้ใหม่

วันชัย สะตะ [1] ได้อ้างอิงข้อกำหนดสำหรับมวลรวมรีไซเคิล ซึ่งได้ยกตัวอย่างการนำมวลรวมรีไซเคิลกลับมาใช้ใหม่ตามข้อกำหนดของ วสท. 1014-46 [11] ได้จำแนกมวลรวมหยาบที่นำกลับมาใช้ใหม่และแบ่งออกเป็น 3 ระดับชั้นคุณภาพดังนี้

<u>ชั้นคุณภาพที่ 1</u>

ประกอบด้วยมวลรวมหยาบจากธรรมชาติไม่น้อยกว่า 80 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก มวลรวมหยาบที่ใช้แล้วไม่มากกว่าร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก การดูดซึมน้ำต้องไม่เกินร้อยละ 3 โดยน้ำหนัก

<u>ชั้นคุณภาพที่ 2</u>

เป็นมวลรวมหยาบส่วนใหญ่ที่ได้มาจากคอนกรีตที่ใช้แล้วและมีค่าการดูดซึมน้ำไม่เกินร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก

<u>ชั้นคุณภาพที่ 3</u>

เป็นมวลรวมหยาบที่ได้จากเศษวัสดุก่อสร้างและเศษคอนกรีตที่ใช้แล้วจะต้องมีค่าการดูดซึมน้ำไม่เกินร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 1 การจำแนกมวลรวมหยาบที่นำกลับมาใช้ใหม่

คุณลักษณะ	ข้อกำหนด		
	ชั้นคุณภาพที่ 1	ชั้นคุณภาพที่ 2	ชั้นคุณภาพที่ 3
ความถ่วงจำเพาะสภาพแห้งของมวลรวมอย่างน้อย	2.40	2.00	1.50
น้ำหนักร้อยละมากที่สุดขององค์ประกอบย่อย			
- ความถ่วงจำเพาะอิ่มตัวผิวแห้งน้อยกว่า 2.20	10	10	-
- ความถ่วงจำเพาะอิ่มตัวผิวแห้งน้อยกว่า 1.80	1	1	10
- ความถ่วงจำเพาะอิ่มตัวผิวแห้งน้อยกว่า 1.00	0.5	0.5	1
น้ำหนักร้อยละมากที่สุดของวัสดุอื่นๆ	1	1	5

ที่มา: วสท. 1014-46 วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ [11]

2.2 การทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876

สำเริง รักซ้อน [2] ได้อ้างอิงทฤษฎีและขั้นตอนการทดสอบการวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์โดยใช้ Reference electrode ที่ทราบค่าศักย์ไฟฟ้าแล้ว เช่น Saturated Calomel electrode (SCE) หรือคอปเปอร์ - คอปเปอร์ซัลเฟต ต่อเป็นวงจรระหว่างเหล็กเสริมและโวลต์มิเตอร์ (Voltmeter) ตามมาตรฐาน ASTM C876 [12] ซึ่งขั้นตอนการทดสอบการหาค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์นั้นต้องทำการวางแท่ง Reference electrode บนผิวคอนกรีตเหนือตำแหน่งของเหล็กเสริมที่ต้องการตรวจสอบ (ก่อนทำการทดสอบนั้นผิวของตัวอย่างทดสอบต้องมีความชื้นเสมอ) จากนั้นอ่านค่าศักย์ไฟฟ้าจากโวลต์มิเตอร์และทำการบันทึกค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ เพื่อนำไปใช้ในการประเมินหาค่าแนวโน้มอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในแบบหล่อทรงกระบอกดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ตัวอย่างการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876 [12]

2.3 ผลงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

เทิดศักดิ์ สายสุทธิ์ [3] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการนำหัวเสาเข็มเหลือใช้นำมารีไซเคิลเป็นมวลรวมหยาบโดยการนำไปแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติร้อยละ 25, 50, 75 และ100 โดยน้ำหนัก เพื่อหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตปกติและคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลตามมาตรฐาน BS 1881 ซึ่งใช้แบบหล่อเหล็กทรงลูกบาศก์ขนาด 15 x 15 x 15 เซนติเมตร จำนวน 180 ตัวอย่าง โดยกำหนดค่ากำลังอัดประลัยที่ออกแบบไว้เท่ากับ 210, 280 และ 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร จากนั้นทำการบ่มคอนกรีตที่อายุ 3, 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ

จากผลการทดสอบค่ากำลังอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลในอัตราส่วนร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 โดยน้ำหนักตามลำดับ เมื่ออายุการบ่ม 28 วัน จะมีค่ากำลังรังแรงอัดโดยเฉลี่ยลดลงร้อยละ 3.75, 17.02, 19.37 และ 30.40 ตามลำดับ โดยที่มวลรวมรีไซเคิลจะมีคุณสมบัติทางกายภาพคือ มีรูปร่างเป็นเหลี่ยมผิวขรุขระและมีมอร์ตาหุ้มเกาะผิวที่ไม่เรียบคม รวมทั้งค่าความพรุนและการดูดน้ำยังมีค่ามากกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ และความถ่วงจำเพาะยังมีค่าน้อยกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ซึ่งมวลรวมรีไซเคิลจะมีค่าความแข็งแรงน้อยกว่ามวลรวมธรรมชาติ ส่งผลให้คอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลจึงมีความเหมาะสมกับการใช้งานประเภทงานพื้น, ถนน,งานพื้นทางเท้า หรืองานโครงสร้างอาคารที่พักอาศัย

นราวิชญ์, อภิสิทธิ์ และสุภาวดี [4] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตรีไซเคิลโดยการแทนที่มวลรวมหยาบด้วยเศษคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลในอัตราส่วนร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตร เพื่อหาค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีตทั่วไปและคอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลโดยการแทนที่ด้วยมวลรวมหยาบรีไซเคิลโดยใช้ตัวอย่างที่นำมาใช้ในการทดสอบเป็นแบบหล่อทรงกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลางของแบบหล่อขนาด 15 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร และแบบหล่อทรงลูกบาศก์ขนาด 15 x 15 x 15 เซนติเมตร โดยจะกำหนดค่ากำลังอัดที่ออกแบบไว้คือ 240 และ 320 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร มีระยะเวลาที่ใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงอัดคือ 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 2 และตารางที่ 3

ตารางที่ 2 ความหนาแน่นของคอนกรีต

กำลังอัดที่ออกแบบไว้ (กก./ตร.ซม.)	ร้อยละมวลรวมรีไซเคิล (ร้อยละ)	ความหนาแน่นของคอนกรีต (กก./ลบ.ม.)	ความแตกต่างของค่าความหนาแน่น (เปอร์เซ็นต์)
240	0	2,379.2	0
	25	2,340.7	1.6
	50	2,321.8	2.4
	75	2,308.8	3
	100	2,285.8	3.9
320	0	2,369.4	0
	25	2,332.1	1.6
	50	2,327.4	1.8
	75	2,305.5	2.7
	100	2,292.4	3.2

ที่มา: นราวิชญ์, อภิสิทธิ์ และสุภาวดี [4]

ตารางที่ 3 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตทรงลูกบาศก์ (Cube)

กำลังอัดที่ออกแบบไว้ (กก./ตร.ซม.)	ร้อยละมวลรวมรีไซเคิล (ร้อยละ)	ค่ายุบตัว (ซม.)	อายุคอนกรีต (วัน)		
			7	14	28
240	0	10.10	245.985	274.606	296.435
	25	10.60	242.413	263.281	283.344
	50	10.45	220.984	253.994	277.732
	75	10.25	216.341	248.931	262.532
	100	10.45	180.718	228.872	245.863
320	0	11.25	343.815	355.795	413.029
	25	11.25	327.497	350.418	395.085
	50	11.40	316.060	341.290	368.022
	75	11.30	293.827	333.380	351.664
	100	11.00	246.513	302.722	338.450

ที่มา: นราวิชญ์, อภิสิทธิ์ และสุภาวดี [4]

จากงานวิจัยนี้สรุปได้ว่าค่าความหนาแน่นของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลจะมีค่าลดลงตามอัตราส่วนการแทนที่ของเศษมวลรวมหยาบรีไซเคิลที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีช่องว่างภายในมากกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ส่งผลให้ค่าความหนาแน่นของมวลรวมรีไซเคิลมีค่าน้อยกว่าค่าความหนาแน่นของมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ และเมื่อเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมากยิ่งขึ้น จะส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงอัดนั้นมีค่าลดลงตามไปด้วย

Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล โดยกำหนดสัดส่วนมวลรวมหยาบรีไซเคิล (CRCA) ในอัตราส่วนแทนที่ร้อยละ 25 และ 100 โดยปริมาตรตามลำดับ ซึ่งการทดลองจะแบ่งจำนวนครั้งของการรีไซเคิลออกเป็น 3 รอบ โดยจะแสดงการกระจายขนาดคละของมวลรวมหยาบระหว่างส่วนผสมของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลกับคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ ดังแสดงในตารางที่ 4 จากนั้นนำค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลทั้ง 3 รอบ มาเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบธรรมชาติ (CNA) ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 4 ปริมาณการกระจายขนาดของมวลรวม

ส่วนผสม		สัดส่วนในการผสม (กก./ลบ.ม.)		
		ตัวอย่างที่ 1	ตัวอย่างที่ 2	ตัวอย่างที่ 3
CNA	4-5.6 (มม.)	97.3	-	-
	5.6-8 (มม.)	107.3	-	-
	8-11.2 (มม.)	116.1	-	-
	11.2-16 (มม.)	327.6	-	-
	16-22.4 (มม.)	327.6	-	-
CRCA	4-5.6 (มม.)	-	86.7	82.2
	5.6-8 (มม.)	-	96.1	90
	8-11.2 (มม.)	-	103.3	97.8
	11.2-16 (มม.)	-	292.4	275.6
	16-22.4 (มม.)	-	292.4	275.6

ที่มา: Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5]

ตารางที่ 5 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตและคอนกรีตรีไซเคิล

Concrete (เมกะปาสคาล)	7 วัน	28 วัน	56 วัน
Normal Concrete	46.2	55.9	63.8
RAC1-25	47.6	59.7	65
RAC1-100	44	54.1	59
RAC2-25	47	55.9	60.7
RAC2-100	43.3	53.3	57.6
RAC3-25	45.2	55.9	62.7
RAC3-100	40.3	48.6	56.2

ที่มา: Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5]

จากงานวิจัยนี้สรุปได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าลดลงเมื่อรอบของการรีไซเคิลมวลรวมหยาบนั้นมากขึ้น ซึ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดนั้นเกิดจากคุณสมบัติเชิงกลของมวลรวมหยาบดังนี้ ความหนาแน่นมีค่าลดลงเมื่อรอบของการรีไซเคิลมวลรวมหยาบนั้นมากขึ้น อาจเป็นเพราะมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีโพรงภายในมากกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ค่าการดูดซึมน้ำมีค่ามากขึ้นเมื่อรอบของการรีไซเคิลมวลรวมหยาบนั้นมากขึ้น ส่งผลให้เมื่อจำนวนรอบของการรีไซเคิลเพิ่มมากขึ้นจำเป็นต้องใช้น้ำมากขึ้นตามไปด้วย

สลิลา รักวณิชย์ และ วันชัย ยอดสุดใจ [6] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับประสิทธิภาพการป้องกันการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีระบบป้องกันการเกิดสนิมกัลวานิกคาโทดิก (Galvanic Cathodic Protection) โดยจะทดลองด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยใช้เหล็กขนาด 12 มิลลิเมตร การแบ่งตัวอย่างจะแบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ แบบที่ 1 ติดตั้งระบบป้องกันการเกิดสนิมกัลวานิกคาโทดิก และแบบที่ 2 ไม่ติดตั้งระบบป้องกันการเกิดสนิมกัลวานิกคาโทดิก โดยมีตัวอย่างการทดสอบได้แก่ 180, 250 และ 350 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ตามลำดับ โดยเตรียมสภาพตัวอย่างไว้ 2 แบบคือแบบเปียกและแบบแห้งโดยระยะเวลาที่ใช้เวลาดูผลประมาณ 7 เดือน จากผลการทดลองสรุปได้ว่าตัวอย่างคอนกรีตประเภทที่ไม่ได้ติดตั้งระบบป้องกันการเกิดสนิมกัลวานิกคาโทดิกพบว่าคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงจะมีอัตราการเกิดสนิมช้ากว่าคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำทั้งสภาวะแห้งและเปียกรวมไปถึงการเร่งปฏิกิริยาด้วยไฟฟ้า จากตัวอย่างคอนกรีตที่มีการติดตั้งระบบป้องกันการเกิดสนิมกัลวานิกคาโทดิกก็จะให้ผลไปในทิศทางเดียวกัน กล่าวคือคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงจะมีอัตราการเกิดสนิมช้ากว่าคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำเสมอทั้งสภาวะแห้งและเปียกรวมไปถึงการเร่งปฏิกิริยาด้วยไฟฟ้าอีกด้วย

Job Thomas, Nassif Nazeer Thaickavil and P.M. Wilson [7] ได้ทำการศึกษากำลังอัดและความทนทานของคอนกรีตที่มีมวลรวมคอนกรีตรีไซเคิลโดยการออกแบบอัตราส่วนผสมของมวลรวมหยาบต่อมวลรวมทั้งหมดของคอนกรีตโดยกำหนดอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ไว้ที่ร้อยละ 0.4, 0.45 และ 0.5 ซึ่งกำหนดค่ากำลังรับแรงอัดไว้สามค่า 300, 350 และ 450 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร และใช้มวลรวมคอนกรีตรีไซเคิลแทนมวลรวมหยาบตามธรรมชาติ คือ 25, 50 และ 100 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร ใช้เวลาในการบ่มคอนกรีต 28 วัน จะพบได้ว่าค่ายุบตัวของคอนกรีตรีไซเคิลมีค่ายุบตัวมากกว่าปกติ 5 ถึง 20 เปอร์เซ็นต์ โดยมีผลโดยตรงกับการเพิ่มการแทนที่มวลรวมรีไซเคิล และคอนกรีตรีไซเคิลยังมีการดูดซึมน้ำที่มากขึ้นกว่าคอนกรีตธรรมดาถึง 40 เปอร์เซ็นต์ ส่วนการแทนที่โดยมวลรวมรีไซเคิล 100 เปอร์เซ็นต์ ค่ากำลังอัดจะมีค่าลดลงประมาณ 11 ถึง 19 เปอร์เซ็นต์เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ

Chaocan Zheng, Cong Lou, Geng Du, Xiaozhen Li, Zhiwu Liu and Liqin Li [8] ได้ทำการศึกษาและทดลองเกี่ยวกับผลกระทบการแทนที่ของมวลรวมหยาบตามธรรมชาติ (NCA) โดยมีมวลรวมคอนกรีตรีไซเคิล (RCA) หรือมวลรวมอิฐดินเหนียวรีไซเคิล (RBA) ด้วยแรงอัด โดยการแทนที่ของมวลรวมหยาบทั้ง 3 ประเภทคือมวลรวมหยาบตามธรรมชาติ (NCA), มวลรวมคอนกรีตรีไซเคิล (RCA) และมวลรวมอิฐดินเหนียวรีไซเคิล (RBA) ในอัตราส่วน 30, 50, 75 และ 100 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนัก ซึ่งใช้การวัดผลที่ 28 และ 56 วัน ในการบ่มตัวอย่างจะใช้แม่แบบทรงลูกบาศก์มีขนาด 10 x 10 x 10 เซนติเมตร ซึ่งจะมีการนำคอนกรีตทั้งสามประเภทที่แข็งตัวแล้วไปทดสอบกำลังอัด ผลที่ได้คือค่ากำลังอัดของคอนกรีตจะลดลงเมื่อเพิ่มอัตราส่วนร้อยละการแทนที่ของมวลรวมหยาบด้วย (RCA) และ (RBA) โดยทั่วไปคอนกรีตที่มี (RCA) มีประสิทธิภาพดีกว่าคอนกรีตที่ผสมด้วย (RBA) ซึ่งคอนกรีตแข็งตัวแล้วที่ระยะเวลา 28 วัน ที่มีการแทนที่ด้วย (RCA) หรือ (RBA) จะมีกำลังอัดลดลงเพียง 7.2 ถึง 11 เปอร์เซ็นต์ เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับคอนกรีตธรรมดา (NCA) แต่เมื่อคอนกรีตธรรมดาถูกแทนที่ด้วย (RCA) หรือ (RBA) ในอัตราส่วน 100 เปอร์เซ็นต์ ค่ากำลังรับแรงอัดจะตกมากสุดที่คือ 9.6 และ 13 เปอร์เซ็นต์ หลังจาก 28 วันไปแล้วมวลรวมอิฐดินเหนียวรีไซเคิล (RBA) จะมีการพัฒนาความแข็งแรงช้ามากในขณะที่มวลรวมคอนกรีตรีไซเคิล (RCA) ยังมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง

Tomas U. Ganiron Jr [9] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการนำเศษคอนกรีตที่ใช้แล้วหรือที่เรียกกันว่า Construction and Demolition Waste (C&D) มาใช้เป็นมวลรวมละเอียดในซีเมนต์มอร์ต้า จากงานวิจัยครั้งนี้ต้องการศึกษาค่าความสามารถในการรับแรงอัดประลัยของซีเมนต์มอร์ต้าที่ 7, 14, 21 และ 28 วัน ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่ากำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

ตัวอย่างการทดลอง	ค่ากำลังรับแรงอัด (เมกะปาสคาล)			
	7 (วัน)	14 (วัน)	21 (วัน)	28 (วัน)
Standard Mix	17.492	15.786	17.78	19.86
Concrete Debris Mix	11.412	14.176	16.286	16.384

ที่มา: Tomas U. Ganiron Jr [9]

จากการทดลองสรุปได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดประลัยของซีเมนต์มอร์ต้าโดยการผสมมวลรวมละเอียดรีไซเคิลที่ระยะเวลาทดสอบ 7, 14, 21 และ 28 วัน จะมีค่าลดลงเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับซีเมนต์มอร์ต้าผสมมวลรวมละเอียดจากธรรมชาติ

Adel El-Kurdey [10] ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการกัดกร่อนของเหล็กเสริมในซีเมนต์มอร์ต้า โดยการกำหนดปัจจัยที่ส่งผลต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริม ซึ่งจะแบ่งกลุ่มตัวอย่างการทดลองออกเป็น 5 กลุ่ม แต่ละกลุ่มแบ่งปัจจัยที่ส่งผลต่อการสึกกร่อนได้ดังนี้ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์, ระยะเวลาขณะบ่มตัวอย่าง, เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม และระยะหุ้มเหล็กของตัวอย่างการทดลองตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 7 และตารางที่ 8

ตารางที่ 7 ค่าความเข้มข้นของการกัดกร่อนเหล็กเสริม

อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์	ระยะเวลาที่ใช้บ่ม (วัน)	Iron Loss (กรัม)
0.3	7	6.68
0.4	7	17.83
0.6	7	27.15
0.4	3	22.16
0.4	7	17.83
0.4	28	13.75

ที่มา: Adel El-Kurdey [10]

ตารางที่ 8 ตารางความสัมพันธ์ระหว่างระยะหุ้มของคอนกรีตต่อเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมและมวลที่สูญเสียไปของเหล็กเสริม

เส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม (มม.)	ระยะหุ้ม (มม.)	อัตราส่วนระยะหุ้มของคอนกรีตต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม	Iron Loss (กรัม)
6	34.5	2.64	13.07
13	31	2.38	17.83
22	26.5	1.18	24.50
26	24.5	0.94	27.46

ที่มา: Adel El-Kurdey [10]

จากผลการทดลองสรุปได้ว่าการสึกกร่อนของเหล็กเสริมเพิ่มมากขึ้นตามอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นตาม หรือปริมาณซีเมนต์ยิ่งน้อยส่งผลให้เหล็กเสริมสึกกร่อนง่ายขึ้น และปริมาณของเหล็กเสริมที่หลุดออกมาจะมีปริมาณลดลงตามระยะเวลาในการบ่ม ในช่วงแรกค่าความเข้มข้นของคลอไรด์จะมีปริมาณมากส่งผลให้เหล็กจะสึกกร่อนออกมามากแต่เมื่อยิ่งบ่มนานมากขึ้น ค่าความเข้มข้นของคลอไรด์จะลดลงปริมาณเหล็กเสริมที่หลุดออกมาจะน้อยลงตามความเข้มข้นของการกัดกร่อนขึ้นอยู่กับเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวอย่างและความหนาจากระยะเหล็กเสริมถึงขอบของตัวอย่างการทดลอง ถ้าความหนาจากระยะเหล็กเสริมถึงขอบของตัวอย่างมีค่าน้อยลงค่าความต้านทานการสึกกร่อนจะยิ่งน้อยตามไปด้วย เพราะว่าสารละลายคลอไรด์สามารถซึมผ่านเข้าไปได้ง่ายขึ้น

3. ผลการวิจัย

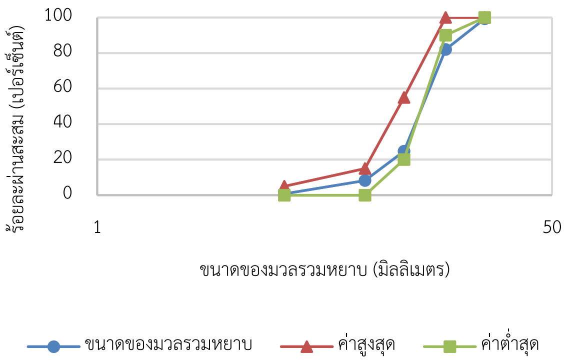
จากการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ เมื่อนำมาแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ โดยจะแสดงผลการทดลองดังนี้ การทดสอบคุณสมบัติของวัสดุ, การทดสอบหาค่าความหนาแน่น, การหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำของมวลรวมรีไซเคิล, การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลและการทดสอบหาอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ แบบเร่งไฟฟ้า 6 โวลต์ได้ดังนี้

3.1 การทดสอบหาค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบส่วนผสม

จากผลการทดสอบคุณสมบัติของวัสดุเพื่อนำไปใช้ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตโดยมีค่ากำลังรับแรงอัดเป้าหมายคือ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร วัสดุที่ใช้ในการทดสอบมีดังนี้ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์, หิน, ทราย, มวลรวมหยาบรีไซเคิล และมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ โดยจะแสดงผลการทดสอบได้ดังนี้ การทดสอบหาค่าโมดูลัสความละเอียดของหินดังแสดงในตารางที่ 9 และรูปที่ 2 ส่วนการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะของปูนซีเมนต์, การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะรวม, การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะปรากฏ และการทดสอบหาค่าความหนาแน่นของมวลรวมหยาบแห้ง ดังแสดงในตารางที่ 10

ตารางที่ 9 การทดสอบหาขนาดคละของมวลรวมหยาบ

เบอร์ตะแกรง	น้ำหนักหินค้างตะแกรง (กรัม)	เปอร์เซ็นต์ค้าง	เปอร์เซ็นต์ค้างสะสม	เปอร์เซ็นต์ผ่านสะสม
1	70	0.709	0.709	99.291
¾	1710	17.325	18.034	81.966
½	5650	57.244	75.279	24.721
⅜	1630	16.515	91.793	8.207
No.4	730	7.396	99.189	0.811
pan	80	0.811	100.000	0.000



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละผ่านสะสมกับขนาดของมวลรวมหยาบ

ตารางที่ 10 ผลการทดสอบคุณสมบัติของส่วนผสมที่ใช้ในการออกแบบ

การทดสอบคุณสมบัติ	ปูนซีเมนต์	ทราย	หิน	มวลรวมหยาบรีไซเคิล	มวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ
ความถ่วงจำเพาะของปูนซีเมนต์	3.217	-			
ความถ่วงจำเพาะรวม (อิ่มตัวผิวแห้ง)		2.572	2.609	2.483	2.343
ความถ่วงจำเพาะรวม (แห้ง)		2.544	2.601	2.386	2.185
ความถ่วงจำเพาะปรากฏ	-	2.618	2.622	2.643	2.595
ร้อยละการดูดซึมน้ำ		1.112	0.310	4.065	7.241
ความหนาแน่นของมวลรวมหยาบแห้ง (กก./ลบ.ม.)		-	1,512		

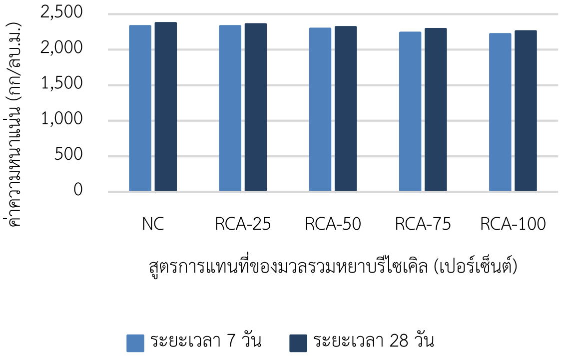
จากผลการทดสอบการหาขนาดคละของมวลรวมหยาบ ดังแสดงในตารางที่ 9 และรูปที่ 2 เมื่อนำผลการทดสอบดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับขนาดของมวลรวมหยาบตามมาตรฐาน ASTM C33 [13] จะเห็นได้ว่าเปอร์เซ็นต์ค้างของตะแกรงเบอร์ ¾ นิ้ว คือ 17.325 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งมีค่ามากกว่า 15 เปอเซ็นต์ของปริมาณหินที่ใช้ในการทดสอบ ดังนั้นขนาดใหญ่สุดของมวลรวมหรือ Maximum Size คือตะแกรงเบอร์ 1 นิ้ว เพื่อนำไปใช้ในการออกแบบส่วนผสม

3.2 ผลการทดลองการหาค่าความหนาแน่นของคอนกรีต

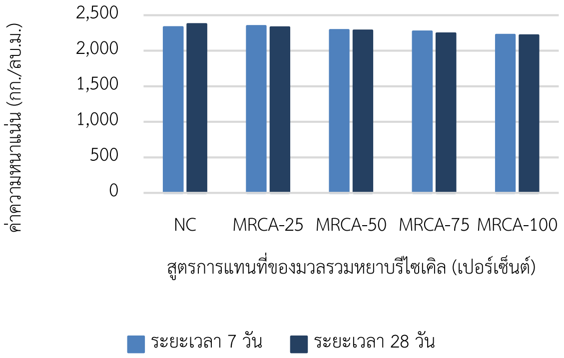
จากการทดลองหาค่าความหนาแน่นของคอนกรีตผสมมวลรวมรีไซเคิลด้วยตัวอย่างทรงกระบอก กำลังอัดที่ออกแบบไว้ 240 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร โดยมีระยะเวลาที่ใช้ในการทดสอบคือ 7 และ 28 วัน โดยจะแสดงผลการทดสอบการหาค่าความหนาแน่น ดังแสดงในตารางที่ 11 และเมื่อนำค่าความหนาแน่นของมวลรวมรีไซเคิลมาเปรียบเทียบกันที่ระยะเวลา 7 และ 28 วัน ดังแสดงในรูปที่ 3 และรูปที่ 4

ตารางที่ 11 ค่าความหนาแน่นของตัวอย่างทรงกระบอก

การแทนที่	กำลังอัดที่ออกแบบไว้ (กก./ตร.ซม.)	ร้อยละการแทนที่ (เปอร์เซ็นต์)	ค่าความหนาแน่นของคอนกรีต ที่ 7 วัน (กก./ลบ.ม.)	ค่าความหนาแน่นของคอนกรีต ที่ 28 วัน (กก./ลบ.ม.)
มวลรวมธรรมชาติ	240	0	2,330.863	2,374.047
มวลรวมหยาบรีไซเคิล		25	2,331.720	2,357.703
		50	2,294.528	2,316.674
		75	2,238.494	2,290.039
		100	2,219.621	2,258.830
มวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ		25	2,345.588	2,327.298
		50	2,290.461	2,282.558
		75	2,269.287	2,243.700
		100	2,223.577	2,216.822



รูปที่ 3 ค่าความหนาแน่นของมวลรวมหยาบรีไซเคิล (ทรงกระบอก)



รูปที่ 4 ค่าความหนาแน่นของมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (ทรงกระบอก)

จากผลการทดลองสรุปได้ว่าน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบทรงกระบอกจะมีค่าลดลงตามอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่เพิ่มขึ้น ซึ่งมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกันเมื่อนำไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ นราวิชญ์ และคณะ [4] และงานวิจัยของ Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5]

3.3 อัตราการดูดซึมน้ำของมวลรวมรีไซเคิลที่ใช้จริง

จากสูตรการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตเมื่อทำการผสมจริงแล้วจะสามารถหาปริมาณน้ำที่ใช้จริงได้จากการเพิ่มปริมาณน้ำเข้าไปในเครื่องโม่ขณะทำการทดสอบเพื่อให้ได้ค่ายุบตัว (Slump Test) ประมาณ 10-12 เซนติเมตร โดยจะแสดงปริมาณน้ำที่ใช้จริงและอัตราการดูดซึมน้ำที่เพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ ดังแสดงในตารางที่ 12

ตารางที่ 12 ปริมาณน้ำที่ใช้จริงในการแทนที่ด้วยมวลรวมรีไซเคิล

การแทนที่	ร้อยละการแทนที่ (เปอร์เซ็นต์)	น้ำที่ใช้จริง (กก.)	อัตราการดูดซึมน้ำที่เพิ่มขึ้น (เปอร์เซ็นต์)
มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ	0	217.990	0
มวลรวมหยาบรีไซเคิล	25	217.990	0
	50	236.853	8.653
	75	241.569	10.81
	100	251.000	15.143
มวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ	25	233.552	7.139
	50	241.569	10.817
	75	246.284	12.979
	100	265.147	21.633

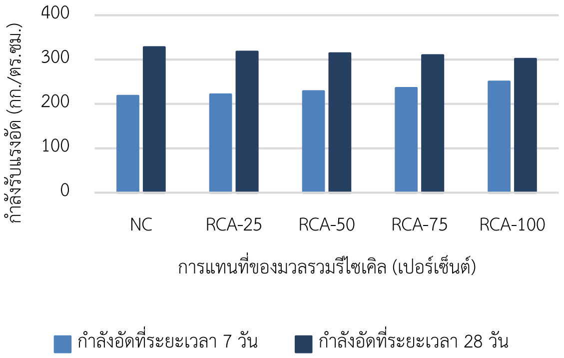
จากผลการทดลองจะเห็นได้ว่าร้อยละการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำจะมีค่าอัตราการดูดซึมน้ำที่มากกว่าการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิล และเมื่อนำผลการทดลองมาเปรียบเทียบกับข้อกำหนด วสท. 1014-46 [11] โดยร้อยละการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลที่ 25 และ 50 เปอร์เซ็นต์ กับร้อยละการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่ 25 เปอร์เซ็นต์ จัดอยู่ในระดับชั้นคุณภาพที่ 2 ซึ่งเป็นเศษคอนกรีตที่มีค่าอัตราการดูดซึมน้ำไม่เกินร้อยละ 10 ค่าความถ่วงจำเพาะ (สภาพแห้ง) ไม่ต่ำกว่า 2.00 และค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้สามารถรับแรงอัดได้ไม่เกิน 500 กก/ตร.ซม. และมีแนวโน้มผลการทดลองการหาค่าอัตราการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำไปในทิศทางเดียวกันกับงานวิจัยของ เทิดศักดิ์ สายสุทธิ์ [3] งานวิจัยของ Vilson Abreu , luis Evangelista and Jorge de brito [5] และงานวิจัยของ Job Thomas, Nassif Nazeer Thaickavil and P.M. Wilson [7]

3.4 ผลการทดลองการหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

จากผลทดลองการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบจากธรรมชาติกับคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล โดยใช้แบบหล่อของตัวอย่างทรงกระบอกที่ระยะเวลา 7 วัน ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลจะมีค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบธรรมชาติ ซึ่งมีแนวโน้มของผลการทดลองไปในทิศทางเดียวกันกับงานวิจัยของ Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5] ส่วนที่ระยะเวลา 28 วัน ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลจะมีค่ากำลังรับแรงอัดที่ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบธรรมชาติ จากผลการทดลองดังกล่าวสรุปได้ว่าค่าแนวโน้มของผลการทดลองไปในทิศทางเดียวกันกับงานวิจัยของ เทิดศักดิ์ สายสุทธิ์ [3] งานวิจัยของ Job Thomas, Nassif Nazeer Thaickavil and P.M. Wilson [7] งานวิจัยของ Chaocan Zheng , Cong Lou, Geng Du, Xiaozhen Li, Zhiwu Liu and Liqin Li [8] และงานวิจัยของ Tomas U. Ganiron Jr [9] ดังแสดงในตารางที่ 13 และรูปที่ 5

ตารางที่ 13 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล

กำลังอัดที่ออกแบบไว้ (กก./ตร.ซม.)	ร้อยละการแทนที่ (เปอร์เซ็นต์)	ค่ายุบตัว (ซม.)	กำลังรับแรงอัด (กก./ตร.ซม.)		อัตราการพัฒนากำลังที่ 28 วัน (เปอร์เซ็นต์)
			7 วัน	28 วัน	
240	0	11	217.932	327.545	100.000
	25	11	221.459	317.618	96.969
	50	10	228.710	313.898	95.833
	75	10.5	235.653	309.805	94.584
	100	10.5	250.323	301.372	92.009

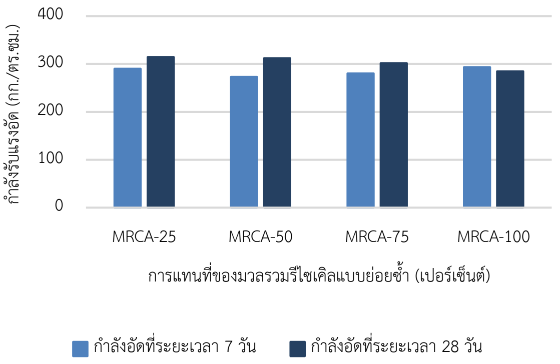


รูปที่ 5 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (ทรงกระบอก)

จากผลการทดลองการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ สรุปได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำของตัวอย่างทรงกระบอกที่ระยะเวลา 7 วัน ค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าสูงกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล ส่วนที่ระยะเวลา 28 วัน ค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำจะมีค่ากำลังรับแรงอัดที่ต่ำกว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล ซึ่งมีแนวโน้มของผลการทดลองไปในทิศทางเดียวกับงานวิจัยของ Vilson Abreu, luis Evangelista and Jorge de brito [5] ดังแสดงในตารางที่ 14 และรูปที่ 6

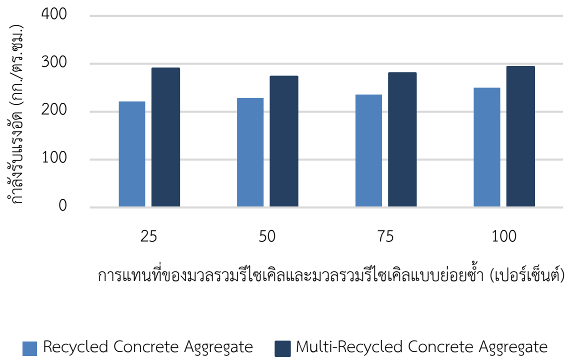
ตารางที่ 14 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ

กำลังอัดที่ออกแบบไว้ (กก./ตร.ซม.)	ร้อยละการแทนที่ (เปอร์เซ็นต์)	ค่ายุบตัว (ซม.)	กำลังรับแรงอัด (กก./ตร.ซม.)		อัตราการพัฒนากำลังที่ 28 วัน (เปอร์เซ็นต์)
			7 วัน	28 วัน	
240	25	11	289.972	314.403	95.988
	50	10	273.201	312.091	95.282
	75	10.5	280.290	301.676	92.102
	100	10.5	293.429	284.824	86.957



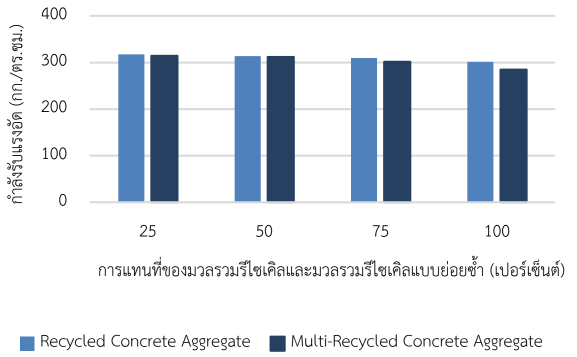
รูปที่ 6 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (ทรงกระบอก)

เมื่อนำค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำของตัวอย่างทรงกระบอกที่ระยะเวลาการบ่มตัวอย่าง 7 วัน มาเปรียบเทียบกันจะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) 100 เปอร์เซ็นต์ มีค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุด และค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) 25 และ 100 เปอร์เซ็นต์ นั้นมีค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุดและยังมีค่ากำลงรับแรงอัดที่ใกล้เคียงกัน โดยจะแสดงการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่ระยะเวลา 7 วัน (ทรงกระบอก) ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่ระยะเวลา 7 วัน (ทรงกระบอก)

เมื่อนำค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำของตัวอย่างทรงกระบอกที่ระยะเวลาการบ่มตัวอย่าง 28 วัน มาเปรียบเทียบกันจะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล (RCA) 25 เปอร์เซ็นต์ มีค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุด และค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) 25 เปอร์เซ็นต์ นั้นมีค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุด โดยจะแสดงการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่ระยะเวลา 28 วัน (ทรงกระบอก) ดังแสดงในรูปที่ 8

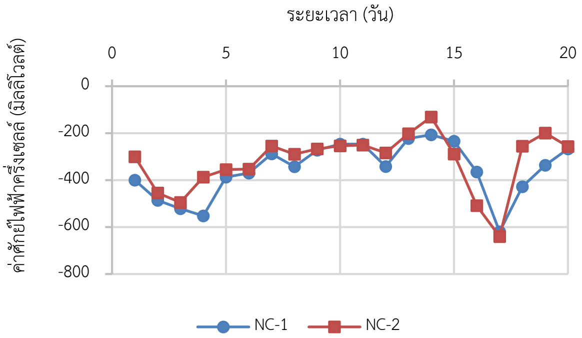


รูปที่ 8 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำที่ระยะเวลา 28 วัน (ทรงกระบอก)

3.5 ผลการทดลองการหาค่าความสึกกร่อนของเหล็กเสริม

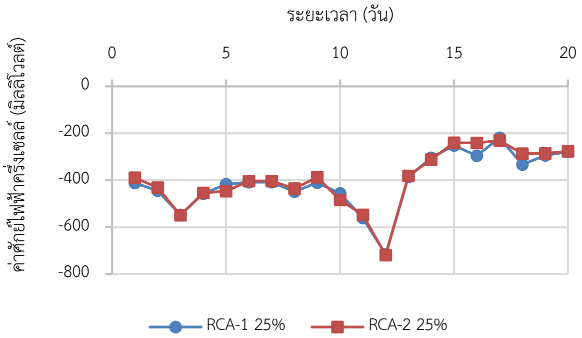
จากผลการทดลองการหาค่าความสึกกร่อนของเหล็กเสริมโดยการแทนที่ด้วยเศษคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลในสัดส่วนร้อยละ 0, 25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตร จะทดสอบด้วยวิธีการหาค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ โดยการเร่งไฟฟ้า 6 โวลต์ เพื่อเร่งปฏิกิริยาและเพิ่มอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมให้เร็วยิ่งขึ้น การทดลองนี้มีจุดประสงค์เพื่อหาจำนวนวันสูงสุดที่สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าได้สูงที่สุดได้ดังนี้

การแทนที่ของ NCA สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดได้ดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -619.667 มิลลิโวลต์ ตัวอย่างทดสอบที่ 2 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -640.333 มิลลิโวลต์ ซึ่งทั้งสองตัวอย่างใช้เวลาทั้งสิ้น 17 วัน โดยจะแสดงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ดังแสดงในรูปที่ 9



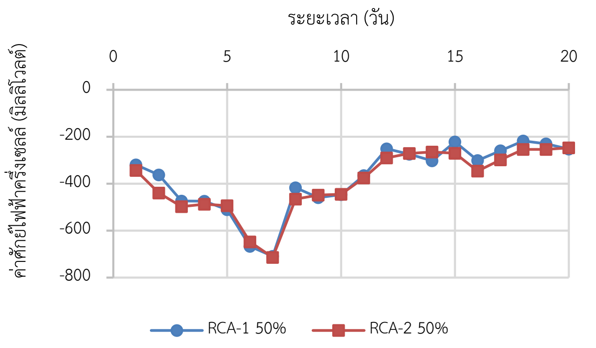
รูปที่ 9 ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NC = Normal Concrete)

การแทนที่ของ RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 25 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดได้ดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -716.000 มิลลิโวลต์ ตัวอย่างทดสอบที่ 2 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -719.000 มิลลิโวลต์ ซึ่งทั้งสองตัวอย่างใช้เวลาทั้งสิ้น 12 วัน โดยจะแสดงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 25 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 10



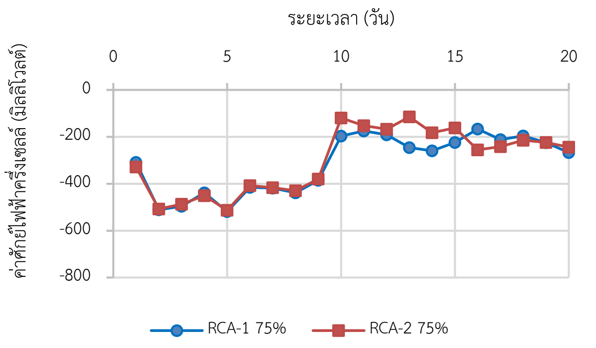
รูปที่ 10 ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 25 เปอร์เซ็นต์ (RCA = Recycled Concrete Aggregate)

การแทนที่ของ RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 50 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดได้ดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -709.667 มิลลิโวลต์ ตัวอย่างทดสอบที่ 2 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -714.333 มิลลิโวลต์ ซึ่งทั้งสองตัวอย่างใช้เวลาทั้งสิ้น 7 วัน โดยจะแสดงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 50 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 11



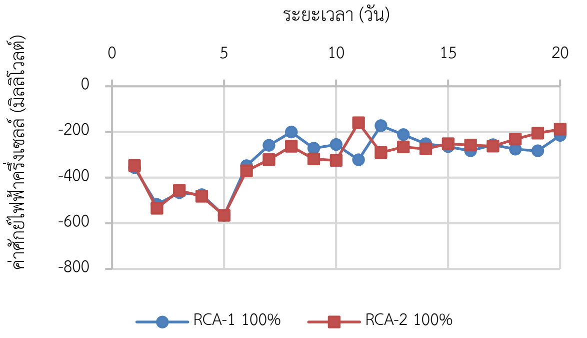
รูปที่ 11 ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 50 เปอร์เซ็นต์ (RCA = Recycled Concrete Aggregate)

การแทนที่ของ RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 75 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดได้ดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -518.000 มิลลิโวลต์ ตัวอย่างทดสอบที่ 2 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -512.667 มิลลิโวลต์ ซึ่งทั้งสองตัวอย่างใช้เวลาทั้งสิ้น 5 วัน โดยจะแสดงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 75 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 75 เปอร์เซ็นต์ (RCA = Recycled Concrete Aggregate)

การแทนที่ของ RCA ในอัตราส่วนร้อยละ 100 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดได้ดังนี้ ตัวอย่างทดสอบที่ 1 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -565.333 มิลลิโวลต์ ตัวอย่างทดสอบที่ 2 สามารถวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดคือ -565.667 มิลลิโวลต์ ซึ่งทั้งสองตัวอย่างใช้เวลาทั้งสิ้น 5 วัน โดยจะแสดงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 100 เปอร์เซ็นต์ ดังแสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 13 ค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์สูงสุดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิล 100 เปอร์เซ็นต์ (RCA = Recycled Concrete Aggregate)

จากผลการทดลองการหาค่าอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมด้วยวิธีการวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ (Half-cell potential) โดยการเร่งไฟฟ้า 6 โวลต์ เมื่อนำผลการทดลองดังกล่าวไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยเรื่องประสิทธิภาพของระบบป้องกันการเกิดสนิมในเหล็กเสริมโดยวิธีกัลวานิกคาโทดิกของ สลิลา, รักวณิชย์ และวันชัย [6] ซึ่งจะเปรียบเทียบค่าอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมโดยไม่ใช้ระบบป้องกันการเกิดสนิมจะแสดงให้เห็นว่ามีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งเมื่อเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมากขึ้น จะส่งผลให้ค่าอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมีค่ามากขึ้นตามไปด้วย และจากงานวิจัยของ Adel El-Kurdey [10] ซึ่งได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการสึกกร่อนของเหล็กเสริมในซีเมนต์มอร์ต้า ซึ่งสามารถสรุปปัจจัยที่ส่งผลกระทบได้ดังนี้ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์, ระยะเวลาขณะบ่มตัวอย่าง, เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมและระยะหุ้มเหล็กเสริม เมื่อกำหนดให้ปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริมเป็นค่าคงที่ โดยจะกำหนดปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการกัดกร่อนของเหล็กเสริมใหม่ คืออัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิล ซึ่งเมื่อเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิล จะส่งผลให้ค่าอัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย

4. สรุปผลการวิจัย

1. ค่าความหนาแน่นของคอนกรีตผสมมวลรวม หยาบรีไซเคิล (RCA) และคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ (MRCA) สรุปได้ว่าเมื่อนำค่าความหนาแน่นของ RCA กับมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NCA) ไปเปรียบเทียบกัน ค่าความหนาแน่นของ RCA จะมีค่าน้อยกว่าค่าความหนาแน่นของ NCA อันเนื่องมาจากค่าความถ่วงจำเพาะรวมของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีค่าน้อยกว่ามวลรวมหยาบธรรมชาติ ส่งผลให้คอนกรีต RCA นั้นจะมีความหนาแน่นน้อยกว่า NCA ส่วนการแทนที่ของ MRCA พบว่าค่าความหนาแน่นมีค่าน้อยกว่า RCA อันเนื่องมาจากค่าความถ่วงจำเพาะรวมของมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ นั้นมีค่าน้อยกว่า มวลรวมหยาบรีไซเคิลส่งผลให้คอนกรีต MRCA นั้นมีค่าความหนาแน่นน้อยกว่าคอนกรีต RCA

2. อัตราการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ สรุปได้ว่าเมื่อแทนที่อัตราส่วนร้อยละของมวลรวมหยาบรีไซเคิลเพิ่มมากขึ้น จะส่งผลให้ค่าอัตราการดูดซึมน้ำเพิ่มมากขึ้นตามไปด้วย และเมื่อแทนที่อัตราส่วนร้อยละด้วยมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ ทำให้ทราบว่ามวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำนั้นจะมีค่าอัตราการดูดซึมน้ำที่มากกว่าการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิล
3. การแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลในอัตราส่วนร้อยละ25 และ 50 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งเป็นเศษคอนกรีตที่มีค่าอัตราการดูดซึมน้ำไม่เกินร้อยละ 10 ค่าความถ่วงจำเพาะ (สภาพแห้ง) ไม่ต่ำกว่า 2.00 จึงสรุปได้ว่าการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลดังกล่าวจัดอยู่ในระดับชั้นคุณภาพที่ 2 ส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิล 75 และ 100 เปอร์เซ็นต์ จัดอยู่ในระดับชั้นคุณภาพที่ 3 ตามข้อกำหนด วสท. 1014-46 [11]
4. กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลและคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ สรุปได้ว่าเมื่อเพิ่มอัตราส่วนร้อยละการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำมากยิ่งขึ้น จะส่งผลให้ค่าความสามารถในการรับแรงอัดมีค่าลดลงตามอัตราส่วนที่เพิ่มขึ้น และเมื่อนำค่ากำลังรับแรงอัดระหว่างมวลรวมหยาบรีไซเคิลกับมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำมาเปรียบเทียบกันคอนกรีตที่ผสมด้วยเศษมวลรวมหยาบรีไซเคิลจะสามารถรับแรงอัดได้มากกว่าคอนกรีตที่ผสมเศษมวลรวมหยาบรีไซเคิลแบบย่อยซ้ำ
5. อัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมจากการทดสอบค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์โดยใช้วิธีเร่งกระแสไฟฟ้า 6 โวลต์ เพื่อให้เกิดการกัดกร่อนของเหล็กเสริมนั้นเร็วยิ่งขึ้น และเมื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบกันโดยการเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ของคอนกรีตผสมมวลรวมหยาบรีไซเคิลร้อยละ25, 50, 75 และ 100 โดยปริมาตร ผลการทดลองที่ได้คือเมื่อเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมากยิ่งขึ้น จะส่งผลให้อัตราการเกิดสนิมของเหล็กเสริมนั้นเร็วกว่าเดิม แต่เมื่อลดปริมาณอัตราส่วนการแทนที่ของมวลรวมหยาบรีไซเคิลลงเรื่อยๆ อัตราการกัดกร่อนของเหล็กเสริมจะมีค่าลดลงตามไปด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] สำเริง รักซ้อน. 2552. ทฤษฎีและการทดสอบคอนกรีตเทคโนโลยี. ครั้งที่ 2. โรงพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร.

[2] วันชัย สะตะ. 2560. คอนกรีตที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม. ครั้งที่ 1. โรงพิมพ์มหาวิทยาลัยขอนแก่น, ขอนแก่น.

[3] เทิดศักดิ์ สายสุทธิ์. 2555. RCA จากส่วนที่เหลือของเสาเข็มคอนกรีต, น. 1-11. ในรายการประชุมแห่งชาติ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ครั้งที่ 9. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน, นครปฐม.

[4] นราวิชญ์, อภิสิทธิ์ และสุภาวดี. 2019. การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตโดยใช้คอนกรีตทดสอบแล้วเป็นมวลรวมรีไซเคิล. ปริญญานิพนธ์ปริญญาตรี, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์วิทยาเขตกำแพงแสน.

[5] Vilson Abreu, Luís Evangelista and Jorge de Brito. 2018. The effect of multi-recycling on the mechanical performance of coarse recycled aggregates concrete. Construction and Building Materials 188: 480-489.

[6] สลิลา รักวณิชย์ และวันชัย ยอดสุดใจ. 2017. ประสิทธิภาพของระบบป้องกันการเกิดสนิมในเหล็กเสริมโดยวิธีกัลวานิกคาโทดิก, น. 516-523. ในรายการประชุมวิชาการของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ครั้งที่ 53. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์บางเขน, กรุงเทพมหานคร.

[7] Job Thomas, Nissif Nazeer Thaickavil and P.M.Wilson. 2018. Strength and durability of concrete containing crushed concrete aggregate. Journal of Building Engineering: 349-365.

[8] Chaocan Zheng, Cong Lou, Geng Du, Xiaozhen Li, Zhiwu Liu and Liqin Li. 2018. Mechanical properties of recycled concrete with demolished waste concrete aggregate and clay brick aggregate. Results in Physics 9: 1317-1322.

[9] Tomas U. Ganiron Jr. 2015. Recycling concrete debris from construction and demolition waste. International Journal of Advanced Science and Technology Vol.77: 7-24.

[10] Adel El-Kurdey. 1992. Corrosion of reinforced steel in concrete. Institute of Graduate Studies & Research, Alexandria University.

[11] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยฯ คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา. 2540. ข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุและการก่อสร้างสำหรับโครงสร้างคอนกรีต. ครั้งที่ 1. สำนักพิมพ์วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, กรุงเทพมหานคร.

[12] ASTM C 876-91. 1999. Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel.

[13] ASTM C33/C33M-16. 2016. Standard Specification for Concrete Aggregates.

ผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมเชิงโครงสร้างของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ
Effects of Openings on Structural Behavior of Masonry Infilled RC Moment Resisting Frames

จรัญ ศรีชัย[1,*] และ สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์[2]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
[2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: srechai@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความวิจัยนี้นำเสนอผลการศึกษาพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยพิจารณาผลกระทบของรูปแบบ ขนาด และตำแหน่งของช่องเปิด รวมไปถึงแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัด โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์อย่างง่ายแบบ 2 มิติ ทำการวิเคราะห์โครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อที่มี 1 ชั้นและ 1 ช่วงเสา โดยการวิเคราะห์โครงสร้างแบบสถิตไร้เชิงเส้นภายใต้แรงในแนวราบร่วมกับแรงคงที่ในแนวดิ่ง จากผลการศึกษาพบว่าอัตราการลดลงของกำลังต้านทานและสติฟเนสของผนังอิฐมีความสัมพันธ์กับรูปแบบขนาดและตำแหน่งของช่องเปิด เมื่อพื้นที่ช่องเปิดมีค่าประมาณร้อยละ 40-50 ของพื้นที่ผนัง ผนังจะส่งผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้าง ในทางกลับกันผนังยังมีผลกระทบอย่างมีนัยต่อแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัด บนพื้นฐานของผลการวิเคราะห์บทความวิจัยนี้จึงเสนอสมการสำหรับประมาณค่ากำลังต้านทานและสติฟเนสที่ลดลงของผนังอิฐก่ออันเป็นผลมากจากช่องเปิด รวมถึงได้แนะนำวิธีการที่มีประสิทธิภาพสำหรับประเมินค่าแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัดซึ่งเป็นผลจากแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังอิฐก่อและเสา

คำสำคัญ: ผนังอิฐก่อ, ไฟไนต์เอลิเมนต์, ช่องเปิด, โครงต้านแรงดัด, สัมประสิทธิ์ตัวคูณลด

Abstract

In this study, a finite element analysis was carried out to evaluate the in-plane structural behavior of the infilled RC moment-resisting frames. The influence of the opening configuration, size and position, were investigated. In addition, the adjacent column's shear demand was evaluated as well. A 2D finite element based on a simplified-micro modeling approach was utilized. Statics non-linear analyses of the single-bay single-story infilled frame under horizontal monotonic loading and constant vertical loads were performed. The analytical results showed that a reduction in lateral resistance and stiffness of the infill wall depend on opening configuration, size and position. For the global behavior of the infilled frame, the effects of infill wall can be ignored when the opening ratio increase to approximately 40%-50%. In contrast, a significant influence on local behavior such as column's shear demand was exhibited. Based on the analytical results, the equations for estimating lateral strength and stiffness reduction due to opening of the infill wall are proposed. An efficient method to investigate the additional shear demand on the adjacent columns due to infill wall-frame interaction is suggested as well.

Keywords: Infill walls; Finite Element; Openings; Moment resisting frame; Reduction factors

1. บทนำ

โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อเป็นระบบโครงสร้างที่พบเห็นได้ทั่วไปในประเทศไทย โดยเฉพาะในอาคารที่มีขนาดความสูงน้อยถึงปานกลาง ที่ผ่านมาในขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างจะกำหนดให้ผนังอิฐก่อเป็นเพียงส่วนประกอบของอาคาร (Nonstructural Component) ซึ่งไม่มีหน้าที่ส่งถ่ายหรือต้านทานแรง อย่างไรก็ตามจากผลการศึกษาวิจัยและการสำรวจความเสียหายของอาคารภายหลังเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ผ่านมาพบว่า ภายใต้แรงแผ่นดินไหวแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดจะส่งผลกระทบต่อผลตอบสนองของอาคารอย่างมาก กล่าวคือ ผนังอิฐสามารถเพิ่มกำลังต้านทานและสติฟเนสทางด้านข้างของโครงสร้างทั้งระบบ ในทางกลับกันแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดอาจเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน (Brittle Shear Failure) ขึ้นในเสาหรือจุดต่อระหว่างเสาคานของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กได้ โดยเฉพาะเมื่อโครงต้านแรงดัดดังกล่าวเป็นโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กประเภทที่มีความเหนียวจำกัด (Non-ductile RC Frame) [1] จากข้อมูลดังกล่าวปัจจุบันมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) [2] จึงได้มีข้อกำหนดให้พิจารณาผลกระทบของผนังอิฐก่อ

ในการออกแบบโครงสร้างในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว โดยใช้ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) แทนผนังอิฐก่อในแบบจำลอง ตามวิธีการที่แนะนำโดย มยผ. 1301/1302-61 [2] ได้แนะนำวิธีการที่เหมาะสมซึ่งสามารถนำไปใช้กับผนังอิฐก่อที่ไม่มีช่องเปิด ในกรณีที่ผนังมีช่องเปิดจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในผนังเพื่อจัดวางและกำหนดคุณสมบัติของค้ำยันให้สอดคล้องกับลักษณะช่องเปิด

จากการทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่ากรณีที่ผนังมีช่องเปิด สติฟเนสและกำลังต้านทานแรงของผนังจะลดลง อีกทั้งรูปแบบความเสียหายอาจมีลักษณะแตกต่างจากผนังที่ไม่มีช่องเปิด ส่งผลให้การวิเคราะห์พฤติกรรมของผนังมีความซับซ้อนขึ้น โดยมีหลายปัจจัยที่สามารถส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมของผนังเช่น อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ของช่องเปิดต่อพื้นที่ผนัง ตำแหน่งของช่องเปิด อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงของผนัง และการเสริมเหล็กบริเวณรอบช่องเปิด [3-6] มาตรฐานการออกแบบและงานวิจัยที่ผ่านมาส่วนใหญ่จะพิจารณาผลกระทบของช่องเปิดในผนังด้วย 2 วิธีการ คือ การสร้างแบบจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนรับแรงอัดหลายชิ้นล้อมรอบช่องเปิด และการสร้างแบบจำลองโดยใช้ชิ้นส่วนรับแรงอัดชิ้นเดียวร่วมกับการใช้สัมประสิทธิ์ตัวคูณลด (Reduction Factor) เพื่อปรับลดค่าสติฟเนสและกำลังต้านทานของชิ้นส่วนรับแรงอัดเทียบเท่า [5-6] ซึ่งวิธีการนี้จะมีความสะดวกในการนำไปใช้งานมากกว่าวิธีการแรก และมีงานวิจัยจำนวนมากได้เสนอสมการสำหรับประเมินค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดไว้ [3-5, 7-12] อย่างไรก็ตามสมการดังกล่าวมักจะมีความคลาดเคลื่อนสูงหากนำไปใช้กับผนังอิฐก่อที่มีคุณสมบัติทางกลและรายละเอียดการก่อสร้างที่แตกต่างกัน โดยเฉพาะผนังอิฐก่อที่ใช้ในประเทศไทย เนื่องจากมีการเสริมความแข็งแรงรอบช่องเปิดด้วยเสาเอ็นและคานทับหลังรวมไปถึงการฉาบผนังด้วยมอร์ตาร์ที่มีกำลังอัดสูง ซึ่งมีความแตกต่างอย่างมากกับผนังอิฐก่อในประเทศอื่นๆ ที่ส่วนใหญ่จะฉาบผิวหน้าผนังด้วยมอร์ตาร์ที่มีกำลังอัดต่ำและความหนาน้อย รวมไปถึงไม่มีการเสริมความแข็งแรงด้วยเสาเอ็นหรือคานทับหลัง

ด้วยสาเหตุดังกล่าวงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของรูปแบบและขนาดของช่องเปิดต่อ สติฟเนสและกำลังต้านทานในระนาบของผนัง แรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัด และพัฒนาสมการสำหรับประเมินค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดของผนังที่มีช่องเปิด โดยใช้รูปแบบและขนาดของช่องเปิดจากการสำรวจข้อมูลอาคาร ร่วมกับแบบจำลองที่สามารถจำลองพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นและการแตกร้าวของวัสดุรวมไปถึงความไม่ต่อเนื่องระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัด และทำการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตย์แบบไร้เชิงเส้น

2. สัมประสิทธิ์ตัวคูณลดที่มีอยู่และการสำรวจข้อมูลช่องเปิดในผนัง

2.1 ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดที่มีอยู่

Chen และ Liu [7] ได้ทบทวนงานวิจัยและมาตรฐานการออกแบบที่เกี่ยวข้องจำนวนมากเพื่อรวบรวมสมการที่ใช้ในการคำนวนค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลด (R_F) สำหรับผนังอิฐที่มีช่องเปิด ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สมการสำหรับประเมินค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลด

ผู้แต่ง	สมการ
Durrani และ Luo [8]	(1) $R_F = 1-\left(\dfrac{A_d}{H_w \times L_w}\right)^2$ โดยที่ $A_d = H_w \times L_w - \dfrac{[R\sin(2\theta) - R_o \sin(\theta+\theta_o)]^2}{2\sin(2\theta)}$ $R_o = \sqrt{H_o^2 + L_o^2}$ and $R = \sqrt{H_w^{\,2} + L_w^{\,2}}$
Al-Chaar และคณะ [5]	(1) $R_F = 1+0.6\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)^2 - 1.6\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$
Mondal และ Jain [3]	(1) $R_F = 1-2.6\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$
NZSEE 2006 [9]	(3) $R_F = 1+1.5\left(\dfrac{L_o}{L_w}\right)$
Tasnimi และ Mohebkhah [10]	(2) $R_F = 1+1.49\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)^2 - 2.238\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$
Asteris และคณะ [4]	(1) $R_F = 1-2\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)^{0.54} + \left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)^{1.14}$
Mohammadi และ Nikfar [11]	(1) $R_F = 1+1.1163\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)^2 - 1.6534\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$ (2) $R_F = 1-1.05\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$
Su และคณะ [12]	(1) $R_F = 0.97-1.14\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$ (2) $R_F = 1.0-1.69\left(\dfrac{A_o}{A_w}\right)$

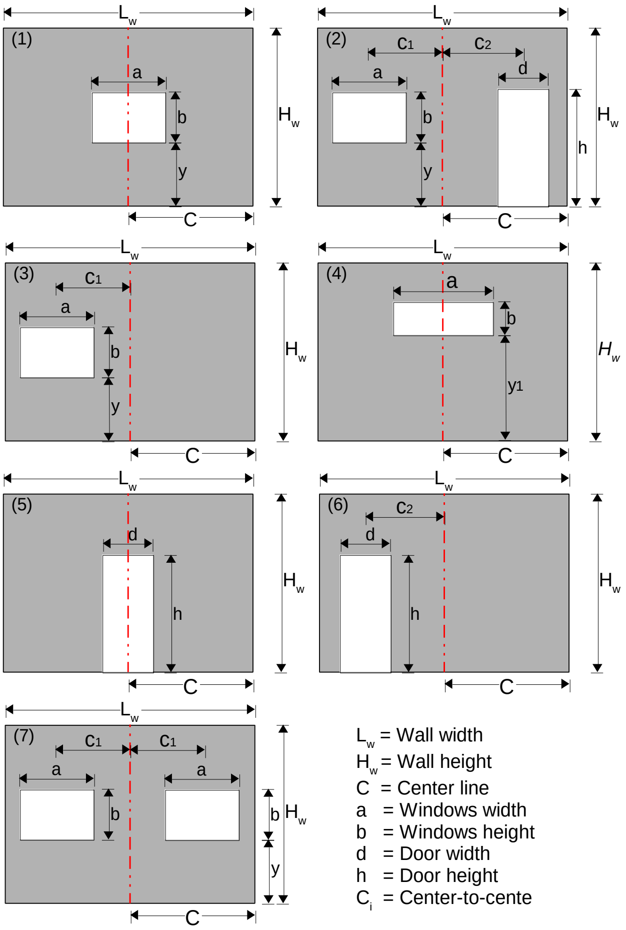
หมายเหตุ: (1) ใช้สำหรับลดค่าสติฟเนส (2) ใช้สำหรับลดค่ากำลัง และ (3) ใช้สำหรับลดค่าสติฟเนสและกำลัง

โดยที่ H_w และ L_w คือความสูงและความกว้างของผนัง H_O และ L_O คือความสูงและความกว้างของช่องเปิด θ และ θ_O คือมุมในแนวทแยงของผนังและช่องเปิด A_o และ A_w คือพื้นที่ช่องเปิดและพื้นที่ทั้งหมดของผนัง

2.2 การสำรวจข้อมูลช่องเปิดในผนัง

การศึกษาวิจัยนี้ได้ดำเนินการรวบรวมและสำรวจข้อมูลที่จำเป็น เช่น คุณสมบัติทางกลของผนังอิฐก่อ รูปแบบช่องเปิด อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อพื้นที่ผนังทั้งหมด (Opening Ratio) อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงของผนัง (Aspect Ratio) ระยะเยื้องศูนย์ของช่องเปิดวัดจากแนวกึ่งกลางของความกว้างผนัง (Opening Eccentricity) จากข้อมูลที่รวบรวมได้พบว่าคุณสมบัติทางกลที่สำคัญของอิฐก่อ เช่น กำลังอัดสูงสุดของปริซึมอิฐก่อ (f'_m) มีค่าอยู่ในช่วง 3 ถึง 10 MPa และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐก่อ (E_m) มีค่าอยู่ในช่ว 500 ถึง 7000 MPa โดยมีค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดสูงสุดสำหรับปริซึมอิฐก่อที่มีปูนฉาบ มีค่าประมาณ 650 หรือ E_m = 650 f'_m [13] รูปแบบช่องเปิดและข้อมูลอื่นๆ ได้จากการสำรวจข้อมูลจากแบบก่อสร้างอาคารในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวบริเวณจังหวัดกาญจนบุรี เชียงใหม่ และเชียงราย โดยมุ่งเน้นไปที่อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูงไม่เกิน 5 ชั้น ซึ่งเป็นกลุ่มอาคารเป้าหมายที่มีความเสี่ยงจะได้รับผลกระทบในทางลบจากผนังอิฐ

ภายใต้แรงแผ่นดินไหว จำนวนทั้งสิ้น 126 อาคาร จากข้อมูลดังกล่าวพบว่าผนังอิฐมีความสูงอยู่ในช่วง 2 ถึง 4 เมตร ความกว้างอยู่ในช่วง 1.5 ถึง 6.5 เมตร และมีอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูง (L_w/H_w) อยู่ในช่วง 0.75 ถึง 2.50 โดยผนังที่มีความสูงในช่วง 2.3 ถึง 3.0 เมตร และผนังที่มีความกว้างอยู่ในช่วง 2.0 ถึง 5.0 เมตร มีสัดส่วนประมาณร้อยละ 70 และ 85 ของผนังทั้งหมดตามลำดับ ผนังที่มีอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงในช่วง 1 ถึง 2 มีสัดส่วนประมาณร้อยละ 75 ของผนังทั้งหมด และสามารถจำแนกรูปแบบช่องเปิดในผนังที่พบได้บ่อยจำนวน 7 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยพบว่ารูปแบบดังกล่าวคิดเป็นสัดส่วนร้อยละ 91 ของผนังทั้งหมดที่ทำการสำรวจ



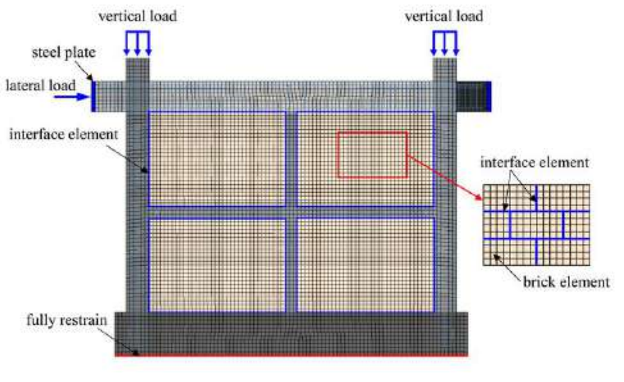
รูปที่ 1 รูปแบบช่องเปิดจากการสำรวจแบบก่อสร้างอาคาร

3. แบบจำลองและการสอบเทียบแบบจำลอง

โครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อเป็นระบบโครงสร้างที่มีความซับซ้อน อันเป็นผลมาจากความไร้เชิงเส้นของวัสดุ (Material Nonlinearity) และความไม่ต่อเนื่องระหว่างผนังอิฐและโครงต้านแรงดัด (Wall-Frame Discontinuity) ที่ผ่านมามีการพัฒนาแบบจำลองโดยใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์หลากหลายรูปแบบ ซึ่งมีความซับซ้อนในการสร้างแบบจำลองและให้ผลการวิเคราะห์ในระดับที่แตกต่างกัน [14] ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการสร้างแบบจำลองที่เหมาะสมและวิธีการสอบเทียบแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาวิจัยนี้

3.1 แบบจำลองที่ใช้ในการศึกษาวิจัย

ผนังอิฐก่อในประเทศไทยโดยปกติจะมีการฉาบผิวหน้าทั้งสองด้านด้วยปูนฉาบที่มีกำลังอัดสูงและมีความหนาประมาณ 1 ถึง 2 ซม. ส่งผลให้ผนังมีคุณสมบัติทางกลในแต่ละทิศทางไม่แตกต่างกันมากนัก ที่สำคัญลักษณะการแตกร้าวตามแนวปูนก่อนั้นพบได้น้อย จากการสำรวจความเสียหายของอาคารจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวและการศึกษาวิจัยโดยการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่ารูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังอิฐส่วนใหญ่เป็นการแตกร้าวในแนวทแยงและการวิบัติด้วยความเค้นอัดบริเวณมุม [1, 15-16] อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาผลของช่องเปิดในผนังอิฐซึ่งอาจส่งผลให้รูปแบบความเสียหายของผนังเปลี่ยนไป เพื่อให้ได้ผลการวิเคราะห์ที่ถูกต้องและลดความยุ่งยากในการสร้างแบบจำลอง ในการศึกษาวิจัยนี้จะใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของผนังอิฐแบบ 2D-Simplified-Micro Model ดังแสดงในรูปที่ 2 แบบจำลองนี้จะใช้วิธีรวมคุณสมบัติทางกลของอิฐ ปูนก่อและปูนฉาบเข้าด้วยกัน (Lumped Mechanical Property) และจำลองให้เป็นเอลิเมนต์เดียวกัน จากนั้นจะใช้เอลิเมนต์ที่ไม่มีความหนา (Interface Element) เป็นตัวเชื่อมต่อระหว่างเอลิเมนต์เหล่านั้นเพื่อจำลองพฤติกรรมของจุดต่อระหว่างอิฐและปูนก่อ ในการศึกษานี้ใช้เอลิเมนต์ 8-nodes quadrilateral และ 6-node triangular isoparametric plane stress แบบที่มี 3x3 และ 4 integration points สำหรับจำลองชิ้นส่วนที่เป็นคอนกรีตและอิฐก่อ 6-nodes interface แบบ 3 integration points สำหรับจำลองจุดต่อในผนังอิฐและจุดต่อระหว่างผนังอิฐกับโครงต้านแรงดัด และใช้ไลน์เอลิเมนต์ประเภท Bonded Embedded Reinforcement สำหรับจำลองเหล็กเสริมในคอนกรีต โดยใช้โปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ DIANA FEA [17] ในการสร้างแบบจำลอง



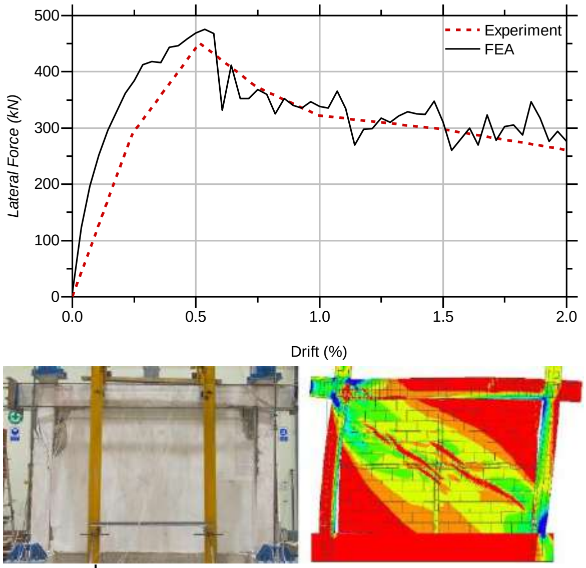
รูปที่ 2 แบบจำลองโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ

แบบจำลองคุณสมบัติวัสดุ (Material Constitutive Model) สำหรับคอนกรีตและผนังอิฐก่อจะใช้แบบจำลอง Isotropic Smeared Crack แบบ Total Strain Based Crack Model ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมโดยรวมภายหลังการแตกร้าวของวัสดุด้วยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียด โดยกำหนดให้ทิศทางของการแตกร้าวสามารถเปลี่ยนแปลงตามทิศทางของความเครียดหลัก (Rotating Crack Orientation) และกำหนดให้ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นอัดและความเครียดเป็นฟังค์ชั่นผสมแบบเชิงเส้นกับพาราโบลิค ความเค้นดึงและความเครียดกำหนดให้เป็น

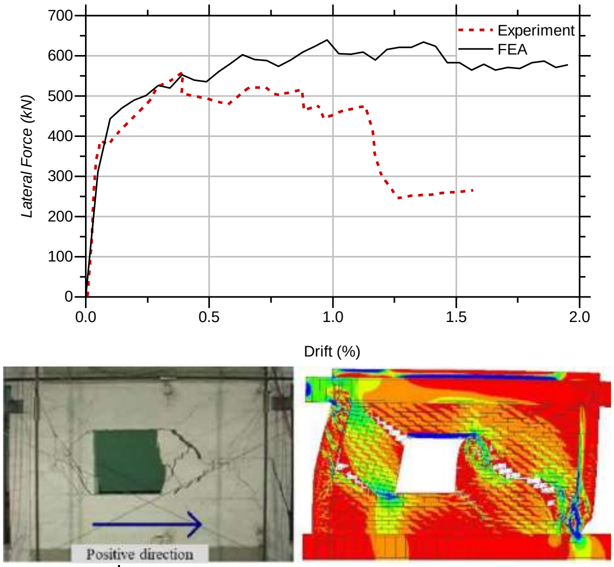
ฟังค์ชั่นผสมแบบเชิงเส้นกับเอกซ์โพเนนเชียล ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดข้างต้นสามารถกำหนดโดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E) กำลังอัดและกำลังดึงสูงสุด (f'_c และ f'_t) พลังงานแตกร้าวอัดและดึง (G_c และ G_f) คุณสมบัติข้างต้นของคอนกรีตและอิฐก่อบางส่วนสามารถรวบรวมจากผลการทดสอบจากงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และบางส่วนจะใช้วิธีการประมาณค่าโดยใช้สมการที่แนะนำโดยมาตรฐาน CEB-FIP [18] และ ACI318-14 [19] รวมไปถึงค่าที่แนะนำโดย Lourenco [14] ซึ่งพารามิเตอร์ทั้งหมดต้องทำการสอบเทียบด้วยผลการทดสอบเพื่อให้ได้ค่าที่เหมาะสม จุดต่อในผนังอิฐและจุดต่อระหว่างผนังอิฐและโครงต้านแรงดัด (W- และ WF-Interface Material) จะใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Lourenco [14] ซึ่งสามารถจำลองพฤติกรรมการแตกร้าว การเลื่อนไถลเนื่องจากแรงเฉือน และความเสียหายจากการบดอัด (Combined Cracking-Shearing-Crushing) คุณสมบัติทางกลที่เหมาะสมจะประมาณค่าจากการสอบเทียบด้วยผลการทดสอบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ เหล็กเสริมในคอนกรีตจะใช้แบบจำลอง Menegotto-Pinto โดยจะไม่พิจารณาผลของการเลื่อนหลุดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต (Bond Slip)

3.2 การสอบเทียบแบบจำลอง

การสอบเทียบแบบจำลองด้วยผลการทดสอบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อทั้งแบบที่มีและไม่มีช่องเปิดภายใต้แรงผลักด้านข้างโดยใช้แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้างและแบบจำลองวัสดุดังที่อธิบายในหัวข้อก่อนหน้า และกำหนดให้แรงผลักด้านข้างกระทำที่กึ่งกลางของความลึกคาน กำหนดให้จุดรองรับที่ฐานเป็นแบบยึดแน่น (Fully Restrained) ให้แรงกระทำโดยการกำหนดระยะการเคลื่อนตัวด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ โดยใช้การวิเคราะห์แบบสถิตย์อินอิลาสติกไร้เชิงเส้น (Statics Nonlinear Inelastic Analysis) กรณีผนังที่ไม่มีช่องเปิดจะสอบเทียบแบบจำลองด้วยผลการทดสอบจากงานวิจัยของ Wararuksajja และคณะ [16] (ตัวอย่าง WS2) ซึ่งได้ทดสอบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศทาง โดยใช้โครงต้านแรงดัดทีมีความเหนียวปานกลาง ใช้คอนกรีตบล็อคสำหรับก่อผนังและฉาบผิวหน้าทั้งสองด้าน รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบดังแสดงในงานวิจัยของ Wararuksajja และคณะ [16] และรูปที่ 5 กรณีผนังที่มีช่องเปิดจะสอบเทียบแบบจำลองด้วยผลการทดสอบจากงานวิจัยของ Stavridis [20] (ตัวอย่าง CU2) ซึ่งได้ทดสอบโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อภายใต้แรงสลับทิศทาง โดยใช้โครงต้านแรงดัดทีมีความเหนียวจำกัด ใช้คอนกรีตบล็อคสำหรับก่อผนังโดยไม่มีการฉาบผิวหน้า ผนังมีช่องเปิดขนาด 0.91×0.75 ม. มีพื้นที่ช่องเปิดประมาณร้อยละ 10 ของพื้นที่ผนังทั้งหมด รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบดังแสดงในงานวิจัยของ Stavridis [20] คุณสมบัติทางกลของวัสดุที่ใช้ในแบบจำลองทั้งสองกรณีแสดงในตารางที่ 2 ถึง 5 จากการสอบเทียบผลการวิเคราะห์ทั้งสองกรณีพบว่าแบบจำลองที่ใช้ให้ผลการวิเคราะห์ที่สอดคล้องกับผลการทดสอบ ทั้งในด้านความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างและรูปแบบการแตกร้าวและความเสียหายที่เกิดขึ้นในผนังอิฐดังแสดงในรูปที่ 3 และ 4 อย่างไรก็ตามกำลังต้านทานสูงสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองจะมีค่าสูงกว่าผลการทดสอบทั้งสองกรณี เนื่องจากผลของการให้แรงแบบสลับทิศทางที่ใช้ในการทดสอบ ตัวอย่าง CU2 เมื่อกำลังต้านทานแรงเลยจุดสูงสุดไปแล้วการเสื่อมถอยที่ได้จากการวิเคราะห์จะช้ากว่าผลการทดสอบเนื่องจากแบบจำลองประเภทนี้จะไม่สามารถจำลองการวิบัติของเสาเนื่องจากแรงเฉือนได้อย่างสมบูรณ์



รูปที่ 3 ผลสอบเทียบแบบจำลองกรณีผนังไม่มีช่องเปิด (WS2)



รูปที่ 4 ผลสอบเทียบแบบจำลองกรณีผนังมีช่องเปิด (CU2)

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่ใช้ในแบบจำลอง

คุณสมบัติของวัสดุ	ตัวอย่างทดสอบ				
	WS2			CU2	
	คาน	เสา	เสาเอ็น	คาน	เสา
กำลังอัดสูงสุด (MPa)	19.4	19.52	10.4	19.0	19.0
กำลังดึงสูงสุด (MPa)	1.94	1.95	1.0	1.9	1.9
โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	20902	20956	15318	20675	20675
พลังงานแตกร้าวอัด (N/m)	21993	22022	19093	21870	21870
พลังงานแตกร้าวดึง (N/m)	125	125	111	124	124
อัตราส่วนปัวซอง	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

ตารางที่ 3 คุณสมบัติทางกลของเหล็กเสริมที่ใช้ในแบบจำลอง

คุณสมบัติของวัสดุ	ตัวอย่างทดสอบ				
	WS2		CU2		
	RB9	DB16	#2	#3	#4
กำลังที่จุดคราก (MPa)	308	579	400	600	500
โมดูลัสยืดหยุ่น (GPa)	200	200	200	200	200
สเตรนฮาร์เดนนิง	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

ตารางที่ 4 คุณสมบัติทางกลของอิฐก่อที่ใช้ในแบบจำลอง

คุณสมบัติของวัสดุ	ตัวอย่างทดสอบ	
	WS2	CU2
กำลังอัดสูงสุด (MPa)	7.7	24.30
กำลังดึงสูงสุด (MPa)	0.77	1.72
โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)	4877	15795
พลังงานแตกร้าวอัด (N/m)	5390	23323
พลังงานแตกร้าวดึง (N/m)	105	130
อัตราส่วนปัวซอง	0.2	0.2

ตารางที่ 5 คุณสมบัติทางกลของจุดต่อที่ใช้ในแบบจำลอง

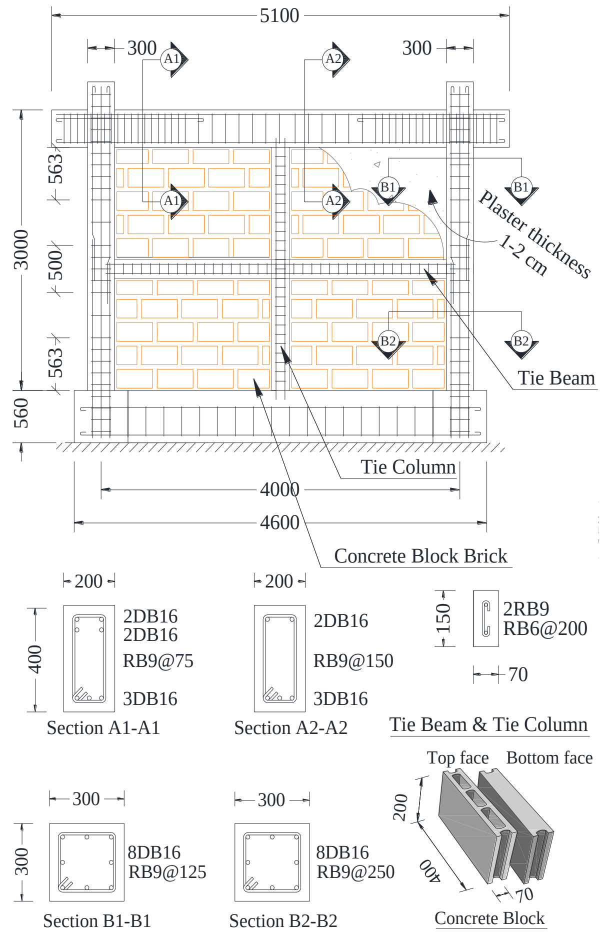
คุณสมบัติของวัสดุ	ตัวอย่างทดสอบ			
	WS2		CU2	
	WI	WFI	WI	WFI
สติฟเนสตั้งฉาก (N/m^3)	4.88E+12	2.44E+11	1.63E+12	1.63E+11
สติฟเนสการเฉือน (N/m^3)	1.95E+12	2.44E+10	6.40E+11	1.63E+10
แรงยึดเหนี่ยว (MPa)	1.155	0.01155	0.92	0.0092
มุมเสียดทาน (deg)	30	30	38	38
มุมเสียดทานคงค้าง (deg)	25	25	35	35
มุมขยายตัว (deg)	0.3	0.3	0	0
หน่วยแรงโอบรัด (MPa)	-0.77	-0.77	-0.92	-0.92
สัมประสิทธิ์การเสื่อมถอย	2	2	2	2
กำลังดึงสูงสุด (MPa)	0.77	0.0077	0.92	0.0092
พลังงานแตกร้าวดึง (N/m)	112	20	105	20
พลังงานแตกร้าวเฉือน (N/m)	2000	2000	2000	2000
กำลังอัดสูงสุด (MPa)	10.61	7.70	9.20	9.20
พลังงานแตกร้าวอัด (N/m)	7427	5390	14720	14720
ตัวประกอบควบคุมการลากเฉือน	1	1	1	1
การเคลื่อนตัวพลาสติกสัมพัทธ์	0.003	0.006	0.003	0.006

4. ผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อ

การศึกษาผลกระทบของช่องเปิดต่อพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อ จะพิจารณาผลกระทบของรูปแบบและขนาดของช่องเปิดต่อพฤติกรรมโดยรวม (Global) และพฤติกรรมเฉพาะที่ (Local) ของตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษา รวมไปถึงกำลังต้านทานแรงด้านข้างที่ลดลงของผนังอิฐก่อ ในส่วนนี้จะนำเสนอรายละเอียดของตัวอย่างที่ใช้และผลที่ได้จากการศึกษาวิจัย

4.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาวิจัย

ในการศึกษาวิจัยนี้กำหนดให้โครงต้านแรงดัดและผนังอิฐก่อมีขนาดและรายละเอียดการเสริมเหล็กรวมไปถึงคุณสมบัติทางกลของวัสดุเช่นเดียวกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยของ Wararuksajja และคณะ [16] ดังแสดงในรูปที่ 5 ตัวอย่างทดสอบมีขนาดความกว้างและความสูงของผนัง 3.7 และ 2.6 เมตร ตามลำดับ อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงของผนัง 1.42 และค่ากำลังอัดสูงสุดของอิฐก่อ 7.7 MPa เนื่องจากตัวอย่างทดสอบดังกล่าวมีคุณสมบัติที่สำคัญสอดคล้องกับค่าเฉลี่ยที่ได้จากการสำรวจข้อมูลดังที่อธิบายไว้ในหัวข้อ 2.2 โดยจะทำการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองจำนวนทั้งสิ้น 34 ตัวอย่าง ด้วยรูปแบบช่องเปิดทั้งหมดที่ได้จากการสำรวจข้อมูล ซึ่งจะใช้อักษรย่อ OP ตามด้วยหมายเลขของรูปแบบ ในกรณีที่มี อักษร R หมายถึงจะให้แรงผลักกระทำในทิศทางจากขวาไปซ้าย โดยกำหนดให้แรงกระทำที่ปลายของคานด้านขวา และกำหนดให้ค่าอัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อผนัง (A_O/A_w) ดังแสดงในตารางที่ 6 ช่องเปิดทั้งหมดจะกำหนดให้มีเสาเอ็นและคานทับหลังล้อมรอบ ตามมาตรฐานที่ใช้ก่อผนังอิฐในทางปฏิบัติ โดยใช้แบบจำลองชิ้นส่วนโครงสร้าง คุณสมบัติทางกลของวัสดุและวิธีการวิเคราะห์ดังอธิบายในหัวข้อ 3.2



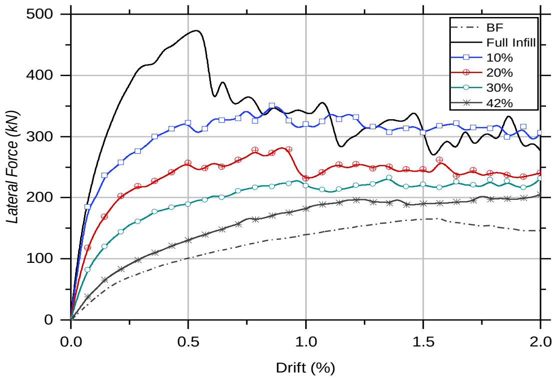
รูปที่ 5 ตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาวิจัย [15]

ตารางที่ 6 อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อผนัง

รูปแบบช่องเปิด	อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อผนังทั้งหมด (A_O/A_W)			
OP1	0.10	0.20	0.29	0.42
OP2	0.22	0.30	0.38	-
OP3	0.10	0.20	0.29	-
OP4	0.05	0.10	0.15	0.25
OP5	0.15	0.25	0.37	0.50
OP6	0.15	0.25	0.37	-
OP7	0.11	0.19	0.30	-

4.2 ผลกระทบต่อพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้าง

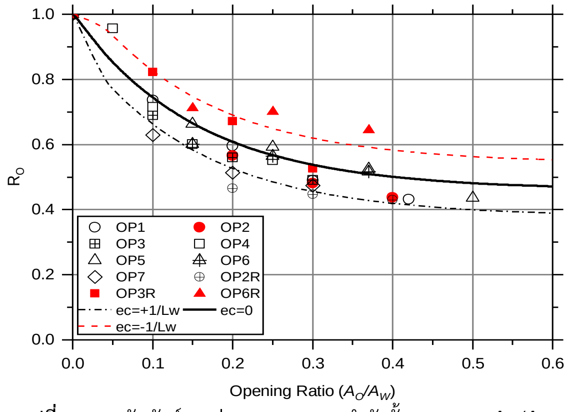
จากผลการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองพบว่าช่องเปิดส่งผลกระทบต่อกำลังต้านทานแรงด้านข้างและสติฟเนสของผนังอิฐอย่างมีนัย รูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างที่มีช่องเปิดรูปแบบที่ 1 (OP1) จากรูปพบว่าเมื่อมีช่องเปิดในผนังกำลังต้านทานแรงสูงสุดและสติฟเนสของโครงสร้างทั้งระบบจะลดลงในขณะที่การเคลื่อนตัวด้านข้าง ณ ตำแหน่งที่โครงสร้างมีกำลังต้านทานแรงสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้นโดยสัมพันธ์กับขนาดของช่องเปิด เมื่ออัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อผนังมีค่าเท่ากับร้อยละ 10 กำลังสูงสุดทั้งระบบของโครงสร้างจะลดลงเหลือประมาณร้อยละ 75 ของผนังที่ไม่มีช่องเปิด และเมื่อพื้นที่ช่องเปิดมีขนาดเพิ่มขึ้นกำลังสูงสุดของโครงสร้างจะค่อยๆ ลดลงตามลำดับ ที่อัตราส่วนระหว่างพื้นที่ช่องเปิดต่อผนังมีค่าประมาณร้อยละ 40 กำลังสูงสุดทั้งระบบของโครงสร้างจะลดลงเหลือประมาณร้อยละ 45 ของผนังที่ไม่มีช่องเปิด และมีค่าสูงกว่าโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนัง (BF) ประมาณ 1.2 เท่า อย่างไรก็ตามในกรณีที่ผนังมีช่องเปิดเมื่อเลยจุดที่โครงสร้างมีกำลังสูงสุดไปแล้วกำลังต้านทานแรงด้านข้างจะลดลงในอัตราที่ช้ากว่าผนังที่ไม่มีช่องเปิด



รูปที่ 6 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงสร้างที่มีช่องเปิด (OP1)

ในกรณีช่องเปิดรูปแบบอื่นๆ พบว่ามีพฤติกรรมในลักษณะคล้ายกับรูปแบบที่ 1 อย่างไรก็ตามที่ A_O/A_w มีค่าเท่ากันอัตราการลดลงของกำลังต้านทานแรงสูงสุดจะแตกต่างกันในแต่ละรูปแบบดังแสดงในรูปที่ 7 การเยื้องศูนย์ของช่องเปิด (e_C) เป็นอีกปัจจัยที่ส่งผลต่ออัตราการลดลงของกำลังต้านทานของผนัง ในกรณีช่องเปิดเยื้องไปทางด้านรับแรง (e_C มีค่าบวก) จะส่งผลให้กำลังลดลงมากกว่าช่องเปิดที่ไม่มีการเยื้องศูนย์และเยื้องไปทางด้านที่ไม่รับแรง (e_C มีค่าลบ) ยกเว้นในบางกรณีซึ่งมีปัจจัยอื่นเข้ามามีผลกระทบด้วย เช่น ตำแหน่งและขนาดของช่องเปิดไปขัดขวางการเกิดแถบความเค้นอัดตามแนวทแยงในผนัง (Diagonal Compression Zone) ส่งผลให้มีกำลังต้านทานต่ำ โดยการกำหนดให้กำลังต้านทานแรงสูงสุดของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังที่ไม่มีช่องเปิดมีค่าเท่ากับ 1 จะสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดกำลังทั้งระบบของโครงสร้าง (R_O) ได้จากการวิเคราะห์การถดถอยแบบไม่เชิงเส้น (Nonlinear Regression Analysis) ดังสมการที่ (1) ซึ่งมีความสอดคล้องกับข้อมูลในระดับดีดังแสดงในรูปที่ 7 และมีค่า R^2 = 0.97

$$R_O = 0.46 - 0.3e_c + 0.54e^{\left(-6.53\left(A_O/A_w\right)\right)} \qquad (1)$$



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของกำลังทั้งระบบและ A_O/A_w

4.3 ผลกระทบของช่องเปิดต่อผนังอิฐก่อ

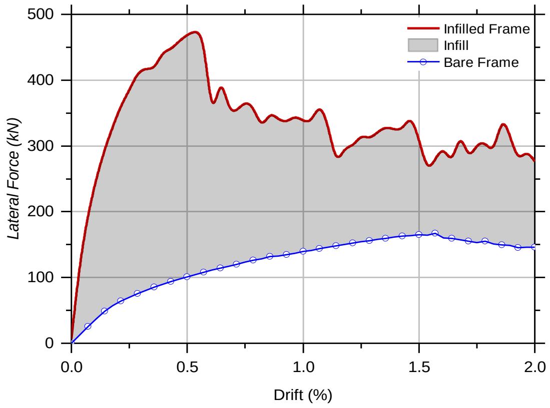
ผลกระทบของช่องเปิดต่อสติฟเนสและกำลังต้านทานของผนังอิฐก่อเป็นคุณสมบัติที่สำคัญ เนื่องจากเป็นค่าที่จำเป็นต่อการสร้างแบบจำลองผนังโดยใช้ชิ้นส่วนรับแรงอัดเทียบเท่า เพื่อศึกษาพฤติกรรมดังกล่าวในการศึกษาวิจัยนี้จะใช้วิธีการประเมินกำลังต้านทานแรงสุทธิของผนัง (C_{inf}) โดยการหักลบกำลังต้านทานแรงของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐ (Infilled Frame) ด้วยกำลังต้านทานแรงของโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐ (Bare Frame) ที่ระยะการเคลื่อนตัวด้าน (Drift) ที่สอดคล้องกันดังแสดงในรูปที่ 8 วิธีการนี้จะให้ค่าโดยประมาณเท่านั้น เนื่องจากพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดภายใต้แรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐจะมีความแตกต่างจากโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐอยู่บ้าง อย่างไรก็ตามค่าที่ได้จากวิธีการนี้สามารถนำไปใช้ในแบบจำลองเพื่อศึกษาพฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างได้เป็นอย่างดี ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าเมื่อมีช่องเปิดในผนังอิฐก่อ กำลังต้านทานสูงสุดและสติฟเนสของผนังจะลดลง และมีปัจจัยที่ส่งผลต่ออัตราการลดลงในลักษณะเช่นเดียวกับกำลังต้านทานของทั้งระบบ ดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10 จากความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของผนัง สติฟเนสเริ่มต้น (Initial Stiffness) ของผนังอิฐสมารถหาได้จากความชันของเส้นที่ลากเชื่อมระหว่างจุดเริ่มต้นและจุดที่การเคลื่อนตัวมีค่าร้อยละ 0.1 ของความสูง (0.1% Drift) ในช่วงดังกล่าวพฤติกรรมของโครงสร้างส่วนใหญ่ยังคงเป็นความสัมพันธ์แบบเชิงเส้น เนื่องจากผนังยังไม่เกิดความเสียหาย

เช่นเดียวกับการลดลงของกำลังโดยรวมของทั้งระบบ จากพฤติกรรมการลดลงของกำลังต้านทานสูงสุดและสติฟเนสเริ่มต้นของผนังสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดของกำลังและสติฟเนสเริ่มต้นของผนัง (R_F และ R_{IS})

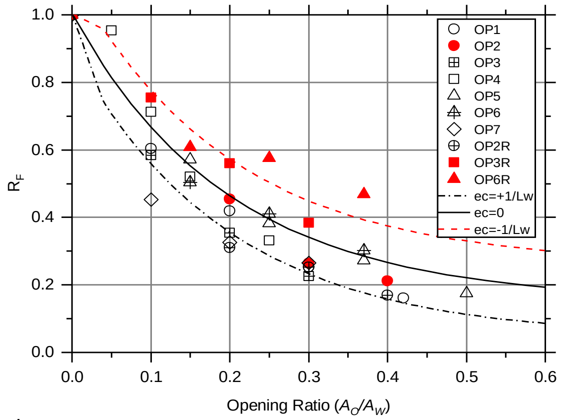
ได้โดยการวิเคราะห์การถดถอยแบบไร้เชิงเส้นดังสมการที่ (2) และ (3) ตามลำดับ ซึ่งมีความสอดคล้องกับชุดข้อมูลในระดับดีโดยมีค่า R^2 = 0.97 และ R^2 = 0.91 ตามลำดับ

$$R_F = 0.15 - 0.4e_c + 0.85e^{\left(-5.02\left(A_o/A_w\right)\right)} \tag{2}$$

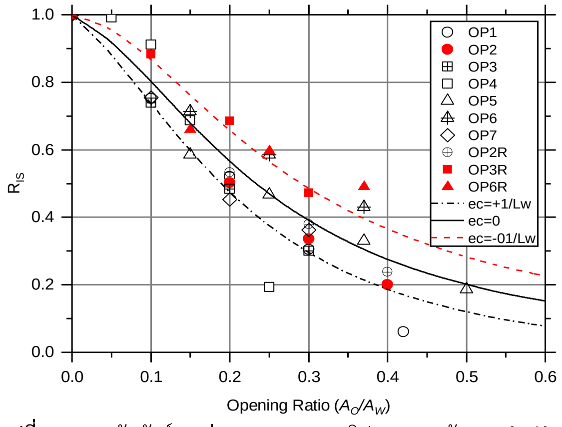
$$R_{IS} = \frac{1-3e_c\left(A_O/A_W\right)}{1+1.1\left(A_O/A_W\right)+13.7\left(A_O/A_W\right)^2} \tag{3}$$



รูปที่ 8 แรงและการเคลื่อนตัวด้านข้างของโครงต้านแรงดัดที่มีและไม่มีผนังอิฐ



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของกำลังต้านทานของผนังและ A_O/A_W



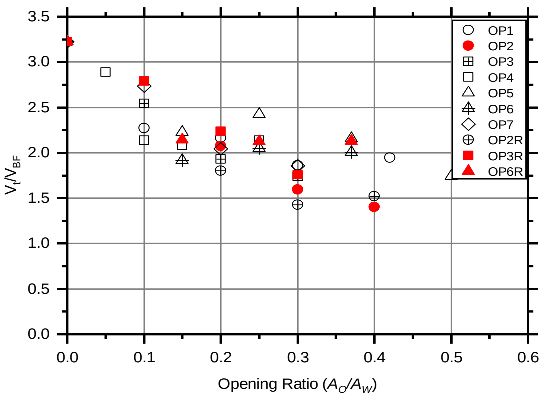
รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างการลดลงของสติฟเนสของผนังและ A_O/A_W

4.4 ผลกระทบต่อพฤติกรรมเฉพาะที่ของโครงสร้าง

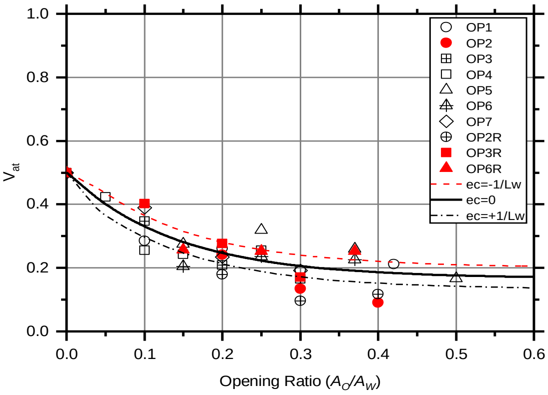
จากการศึกษาวิจัยในอดีตเป็นที่ทราบกันดีว่าภายใต้แรงกระทำด้านข้าง ผนังอิฐส่งผลกระทบอย่างมากต่อแรงภายในที่เกิดขึ้นในโครงต้านแรงดัด ทั้งขนาดและรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดจะมีความแตกต่างจากโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐ โดยเฉพาะเมื่อผนังเกิดความเสียเนื่องจากการบดอัดบริเวณมุมที่รับแรง จะส่งผลให้แรงเฉือนในเสาบริเวณดังกล่าวเพิ่มขึ้นอย่างมากและอาจนำไปสู่การวิบัติของเสาในรูปแบบเสาสั้น (Captive Column Failure) ซึ่งเป็นรูปแบบการวิบัติที่ไม่พึงประสงค์และอาจก่อให้เกิดการพังถล่มของอาคาร (Completely Collapse) ในกรณีที่ผนังมีช่องเปิดพบว่าค่าแรงเฉือนในเสาบริเวณเดียวกันจะมีขนาดลดลงเมื่อเทียบกับผนังที่ไม่มีช่องเปิด อย่างไรก็ตามขนาดของแรงเฉือนดังกล่าวยังมีค่าที่สูงกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐก่อ ซึ่งสามารถก่อให้เกิดการวิบัติของเสาเนื่องจากแรงเฉือนได้หากเสาดังกล่าวไม่ได้รับการออกแบบให้มีกำลังต้านทานแรงเฉือนอย่างเพียงพอ รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณปลายเสาที่ติดกับท้องคานของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐเทียบกับโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐ (V_t/V_{BF}) และค่า A_O/A_W จากรูปดังกล่าวพบว่ากรณีที่ผนังไม่มีช่องเปิดแรงเฉือนที่เกิดในเสามีค่าสูงกว่าโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังอิฐประมาณ 3.2 เท่า และกรณีที่ผนังมีช่องเปิดแรงเฉือนที่เกิดขึ้นสูงกว่าโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนังประมาณ 1.4 ถึง 2.8 เท่าโดยแปลผันตามขนาดและรูปแบบของช่องเปิด เพื่อความสะดวกในการนำไปใช้สร้างแบบจำลองผนังอิฐด้วยค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า และสามารถประเมินค่าแรงเฉือนในเสาที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐก่อ ในการศึกษาวิจัยนี้จึงประเมินค่าแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นดังกล่าวโดยการหักลบค่าแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครงต้านแรงดัดที่มีผนังด้วยค่าแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในโครงต้านแรงดัดที่ไม่มีผนัง (V_{IF}-V_{BF}) จากนั้นนำค่าที่ได้หารด้วยกำลังต้านแรงด้านข้างสูงสุดของผนังที่ไม่มีช่องเปิด จะได้ค่าแรงเฉือนปกติ (Normalized Shear Force) ที่เพิ่มขึ้นในเสาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐก่อ (V_a) รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นบริเวณปลายเสาด้านบนจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐ (V_{at}) และ A_O/A_W จากรูปพบว่ากรณีที่ผนังไม่มีช่องเปิดแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมีค่าประมาณ 0.5 เท่าของกำลังต้านแรงด้านข้างสูงสุดของผนังที่ไม่มีช่องเปิด กรณีผนังมีช่องเปิดค่าดังกล่าวอยู่ในช่วง 0.1 ถึง 0.4 เท่า สำหรับการออกแบบและประเมินสมรรถนะของเสาโดยปกติจะใช้ค่าแรงเฉือนที่ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤต (Critical Section) โดยวัดจากจุดต่อเสาคานออกมาเป็นระยะเท่ากับความลึกประสิทธิผลของหน้าตัดเสา (d) รูปที่ 13 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นที่ตำแหน่ง 1d (วัดจากท้องคาน) อันเนื่องมาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐ (V_{ad}) และ A_O/A_W จากรูปพบว่ากรณีที่ผนังไม่มีช่องเปิดแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมีค่าประมาณ 0.37 เท่าของกำลังต้านแรงด้านข้างสูงสุดของผนังที่ไม่มีช่องเปิด กรณีผนังมีช่องเปิดค่าดังกล่าวอยู่ในช่วง 0 ถึง 0.36 เท่า โดยการวิเคราะห์การถดถอยแบบไร้เชิงเส้นค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดของแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นในเสาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐ (V_{at} และ V_{ad}) สามารถหาได้ดังสมการที่ (4) และ (5) ตามลำดับ ซึ่งมีความสอดคล้องกับชุดข้อมูลในระดับดีโดยมีค่า R^2 = 0.90

$$V_{at} = 0.17 - 0.13e_c + 0.33e^{\left(-7.16\left(A_o/A_w\right)\right)} \tag{4}$$

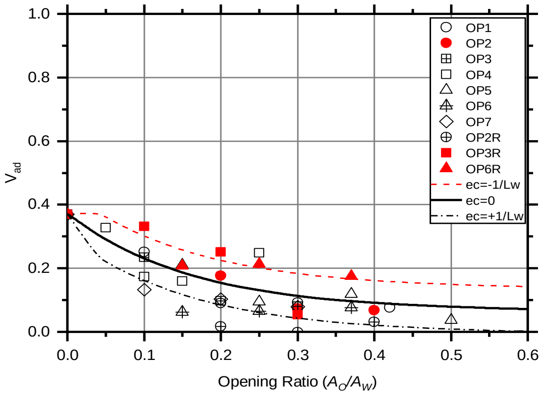
$$V_{ad} = 0.07 - 0.26e_c + 0.31e^{\left(-6.15\left(A_o/A_w\right)\right)} \tag{5}$$



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่าง V_t/V_{BF} และ A_O/A_w

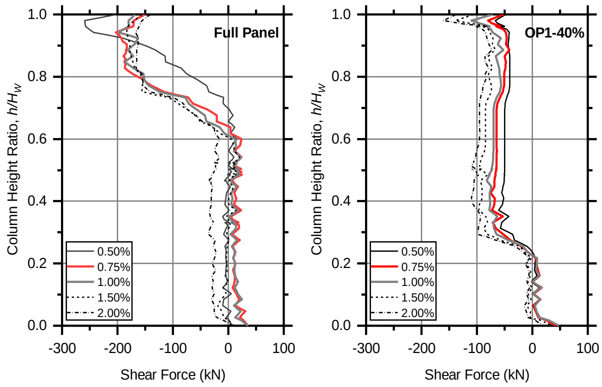


รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่าง V_{at} และ A_O/A_w



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง V_{ad} และ A_O/A_w

ดังที่อธิบายไว้ข้างต้นแรงปฏิสัมพันธ์ระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัดส่งผลกระทบต่อรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือน (Shear Distribution) ที่เกิดขึ้นในเสา รูปที่ 14 แสดงตัวอย่างไดอะแกรมของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อกรณีที่ไม่มีและมีช่องเปิดในผนังรูปแบบที่ 1 ขนาดของพื้นที่ช่องเปิดต่อผนังประมาณร้อยละ 40 (OP1-40%) ที่ระยะเคลื่อนตัวด้านข้างต่างๆ จากรูปพบว่ากรณีที่ผนังไม่มีช่องเปิดค่าแรงเฉือนจะเริ่มเพิ่มขึ้นที่ความสูงของเสาประมาณ 0.7 เท่าของความสูงผนัง (h/H_w = 0.7) เมื่อผนังเกิดความเสียหายบริเวณมุมเนื่องจากหน่วยแรงอัด (0.75% drift) ค่าแรงเฉือนสูงสุดจะเกิดที่บริเวณ h/H_w = 0.8 ไปจนถึงปลายเสาด้านบน ส่งผลให้เสาเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงเฉือน กรณีของผนังที่มีช่องเปิดพบว่าค่าแรงเฉือนจะเริ่มเพิ่มขึ้นที่ความสูง h/H_w = 0.3 ซึ่งเป็นผลมาจากผนังอิฐส่วนที่อยู่ต่ำกว่าช่องเปิดทำหน้าที่เสมือนค้ำยัน ยันเสาบริเวณดังกล่าวไว้ แรงปฏิสัมพันธ์จากค้ำยันดังกล่าวส่งผลให้ค่าแรงเฉือนเพิ่มขึ้น จากรูปแบบของผังแรงเฉือนที่เกิดขึ้นแสดงให้เห็นว่าเสามีความเสี่ยงที่จะได้รับความเสียหายและเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนตลอดความยาวตั้งแต่ h/H_w = 0.3 จนถึงปลายเสาด้านบน ดังนั้นในขั้นตอนการออกแบบโครงสร้างจำเป็นต้องกำหนดรายละเอียดในการเสริมเหล็กต้านแรงเฉือนให้เหมาะสมตลอดช่วงความยาวเสาดังกล่าว



รูปที่ 14 ไดอะแกรมของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของตัวอย่างที่ผนังไม่มีช่องเปิดและ OP1-40%

5. การนำค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดไปใช้งาน

หัวข้อนี้จะนำเสนอวิธีการเบื้องต้นสำหรับนำค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดไปประยุกต์ใช้งานร่วมกับวิธีการวิเคราะห์โครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อโดยใช้ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าแบบร่วมศูนย์ที่แนะนำโดย มยผ. 1301/1302-61 [2] ภาคผนวก ง ซึ่งวิธีการดังกล่าวจะใช้สำหรับผนังอิฐที่ไม่มีช่องเปิด โดยกำหนดให้ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่ามีความหนาและคุณสมบัติทางกลเท่ากับคุณสมบัติของผนังอิฐก่อ ความกว้างเทียบเท่าของค้ำยัน (a) สามารถหาได้จากสมการที่ (6) และ (7)

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{\inf} \tag{6}$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m t_{\inf} \sin(2\theta)}{4 E_c I_{col} H_w}\right]^{0.25} \tag{7}$$

โดยที่ h_{col} และ H_w คือค่าความสูงของเสาและผนังตามลำดับ E_m และ E_c คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของผนังและคอนกรีต $t_{\inf}$ และ $r_{\inf}$ คือความหนาและความยาวของผนังในแนวทแยง θ คือค่ามุมระหว่างแนวทแยงของผนังและแนวราบ λ_1 คือสติฟเนสสัมพัทธ์ระหว่างผนังและโครงต้านแรงดัด กำลังต้านทานแรงอัดและสติฟเนสตามแนวแกนของค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่า ($C_{\inf}$ และ $K_{\inf}$) สามารถหาได้จากสมการที่ (8) และ (9)

$$C_{\inf} = a t_{\inf} f'_m \tag{8}$$

$$K_{\inf} = \frac{a t_{\inf} E_m}{r_{\inf}} \tag{9}$$

โดยที่ f'_m คือกำลังอัดสูงสุดของผนังอิฐ

สำหรับการจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าของผนังอิฐที่มีช่องเปิดสามารถประเมินคุณสมบัติของค้ำยันได้จากการนำค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดกำลังและสติฟเนส (R_F และ R_{IS}) คูณด้วยค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (8)

และ (9) ตามลำดับ สำหรับการประเมินค่าแรงเฉือนในเสาที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงปฏิสัมพันธ์ของผนังอิฐก่อที่ตำแหน่งปลายเสาและหน้าตัดวิกฤต สามารถหาได้โดยการนำค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดของแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นในเสาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังอิฐ (V_{at} และ V_{ad}) คูณด้วยค่าที่คำนวณได้จากสมการที่ (8) ตามลำดับ โดยการนำค่าแรงเฉือนที่คำนวณได้ไปรวมกับค่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาจากการวิเคราะห์โครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อโดยใช้ค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าแบบร่วมศูนย์ จะสามารถพิจารณาผลของแรงเฉือนทั้งหมดในการออกแบบได้ โดยไม่จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์โครงต้านแรงดัดที่มีผนังอิฐก่อโดยการใช้แบบจำลองค้ำยันรับแรงอัดเทียบเท่าแบบเยื้องศูนย์ตามคำแนะนำของ มยผ. 1301/1302-61 [2] ซึ่งสามารถลดความยุ่งยากในการสร้างแบบจำลองลงอย่างมาก

6. บทสรุป

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของโครงต้านแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีผนังอิฐก่อโดยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อประเมินผลกระทบของรูปแบบและขนาดของช่องเปิดต่อพฤติกรรมโดยรวมและพฤติกรรมเฉพาะที่ของโครงสร้าง การลดลงของสติฟเนสและกำลังต้านทานของผนังเพื่อพัฒนาสมการสำหรับประเมินค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณลดที่เหมาะสมสำหรับนำไปประยุกต์ใช้ในการสร้างแบบจำลองของผนังอิฐที่มีช่องเปิด โดยใช้รูปแบบและขนาดของช่องเปิดที่ได้จากการสำรวจข้อมูลอาคาร และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ 2 มิติ ที่สามารถจำลองพฤติกรรมแบบไร้เชิงเส้นและการแตกร้าวของวัสดุรวมไปถึงความไม่ต่อเนื่องระหว่างผนังอิฐก่อและโครงต้านแรงดัด และทำการวิเคราะห์โดยวิธีสถิตย์แบบไร้เชิงเส้น จากผลการศึกษาสามารถสรุปประเด็นสำคัญดังนี้

- การมีช่องเปิดในผนังอิฐส่งผลให้กำลังต้านทานและสติฟเนส รวมไปถึงแรงเฉือนในเสาอันเนื่องมาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังลดลงในลักษณะแบบไร้เชิงเส้น โดยมีปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่ออัตราการลดลงที่สำคัญคือ ขนาด รูปแบบและตำแหน่งของช่องเปิด
- การมีช่องเปิดในผนังอิฐส่งผลให้การกระจายตัวของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเสาของโครงต้านแรงดัดเปลี่ยนแปลงรูปแบบ ดังนั้นการออกแบบโครงสร้างจำเป็นต้องใช้วิธีการวิเคราะห์ที่เหมาะสมในการประเมินค่าและรูปแบบการกระจายตัวของแรงเฉือนที่เกิดขึ้น
- อัตราการลดลงของกำลังต้านทานและสติฟเนสของผนัง แรงเฉือนในเสาของโครงต้านแรงดัดอันเนื่องมาจากแรงปฏิสัมพันธ์กับผนังที่มีช่องเปิด สามารถประเมินได้ด้วยค่าสัมประสิทธ์ตัวคูณลดที่เหมาะสมร่วมกับวิธีการประเมินคุณสมบัติของผนังที่ไม่มีช่องเปิดตามคำแนะนำของมาตรฐานที่เกี่ยวข้อง

อย่างไรก็ตามผลการศึกษาทั้งหมดที่นำเสนอในบทความนี้เป็นเพียงผลที่ได้จากการศึกษาเฉพาะกรณี จึงขาดข้อมูลและปัจจัยที่สำคัญอีกหลายประการที่อาจส่งผลต่อพฤติกรรมของผนัง เช่น คุณสมบัติทางกลของผนังอิฐและอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความสูงของผนังที่แตกต่างออกไป โดยคณะผู้วิจัยกำลังทำการศึกษาเพิ่มเติมในประเด็นดังกล่าวเพื่อให้ได้ผลการศึกษาที่สมบูรณ์ยิ่งขึ้น ดังนั้นการนำข้อมูลที่นำเสนอในบทความนี้ไปใช้งานควรใช้ควบคู่กับการวิเคราะห์อย่างละเอียดเพื่อตรวจสอบผลที่ได้ด้วย

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจาก สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกสว.) ภายใต้โครงการการออกแบบและการเสริมกำลังอาคารที่ใช้ผนังอิฐก่อเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในประเทศไทย ตามสัญญาเลขที่ RDG6130022 ผู้เขียนจึงขอกราบขอบพระคุณไว้ ณ ที่นี้ด้วย ข้อมูลและผลการศึกษาทั้งหมดที่ได้นำเสนอในบทความวิจัยนี้เป็นความคิดเห็นของคณะผู้วิจัยทั้งสิ้น ไม่มีความเกี่ยวข้องใดๆ กับหน่วยงานผู้ให้ทุน

เอกสารอ้างอิง

[1] Lukkunaprasit, P., Ruangrassamee, A., Boonyatee, T., Chintanapakdee, C., Jankaew, K., Thanasisathit, N. and Chandrangsu, T. (2016). Performance of Structures in the Mw 6.1 Mae Lao Earthquake in Thailand on May 5, 2014 and Implications for Future Construction. Journal of Earthquake Engineering, 20(2), pp. 219-242.

[2] มยผ. 1301/1302. (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว. กรมโยธาธิการและผังเมือง

[3] Mondal, G. and Jain, S.K. (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. Earthq. Spectra, 24(3), pp. 701-723

[4] Asteris, P.G., Giannopoulos, I.P., Chrysostomou, C.Z. (2012). Modeling of infilled frames with openings. Open Constr Build Technol J, 6(1-M6), pp. 81–91

[5] Al-Chaar, G., Lamb, G.E., Issa, M.A. (2003). Effect of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames. ACI, 211: pp. 247–61

[6] Decanini, L.D., Liberatore, L. and Mollaioli, F. (2014). Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings. Earthq. Eng. Eng. Vib. 13(3), pp. 437-454.

[7] Chen, X. and Liu, Y. (2015). Numerical study of in-plane behaviour and strength of concrete masonry infills with openings. Engineering Structures, 82, pp. 226-235.

[8] Durrani A.J., Luo Y.H. (1994). Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. Proceedings of National Center for Earthquake Engineering. Technical report NCEER-94-0004, 1–8, 1994. National Center for Earthquake Engineering Research, San Francisco, California.

[9] New Zealand Society for Civil Engineering (2006). Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes.

[10] Tasnimi A.A, Mohebkhah A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. Eng Struct, 33(3), pp. 968–980.

[11] Mohammadi M, Nikfar F. (2013). Strength and stiffness of masonry infilled frames with central openings, based on experimental results. J Struct Eng., 139(6), pp. 974–84.

[12] Su, Q., Cai, G. and Cai, H. (2017). Seismic behaviour of full-scale hollow bricks-infilled RC frames under cyclic loads. Bull Earthquake Eng., 15, pp. 2981-3012.

[13] วรากร กาญจนภี (2559). สมบัติเชิงกลของผนังอิฐก่อและการประยุกต์ใช้ในการออกแบบโครงสร้างเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[14] Lourenco, P.B., (1996). Computational strategies for masonry structures. Doctoral Dissertation, Universidade do Porto, Portugal.

[15] Srechai, J. and Lukkunaprasit, P. (2013). An innovative scheme for retrofitting masonry-infilled non-ductile reinforced concrete frames. The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering, 6(4), pp. 277-289.

[16] Wararuksajja, W., Srechai, J. and Leeletaviwat, S. (2018). Cyclic Testing of Intermediate RC Moment Frames with Concrete Block Walls. Proceedings of the 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, 22-25 November 2018, Bangkok, Thailand. (Paper No. ACEE0170)

[17] DIANA FEA BV. (2019). DIANA Finite element analysis user manual. Delftechpark 19a, 2628 XJ, Delft, The Netherlands.

[18] CEB-FIP (2010), fib Model Code for Concrete Structures 2010, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany.

[19] American Concrete Institute (2014). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI-318R-14). American Concrete Institute Committee 318, Farmington Hills, Michigan, United States

[20] Stavridis, A. (2009). Analytical and Experimental Study of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames infilled with Masonry Walls. Ph.D. Thesis, University of California, San Diego.

กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง
Flexural Strength of Reinforced Concrete Beam with Steel Fiber under Exposure to Chloride Environment with Cyclic Wetting and Drying

ลีน่า ปรัก[1] และ ทวีชัย สำราญวานิช[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้มุ่งศึกษากำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง รวมทั้งกำลังอัดและกำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตด้วย โดยใช้เส้นใยเหล็กในปริมาณ 0.50% โดยปริมาตรของคอนกรีต ทำการทดสอบกำลังอัดและกำลังแบบผ่าซีกของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน และทดสอบกำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายหลังเผชิญวัฏจักรเปียกสลับแห้งด้วยสารละลายคลอไรด์เข้มข้น 5.0% เป็นเวลา 2 ปี จากผลการทดลอง พบว่า กำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กและคอนกรีตควบคุมไม่แตกต่างกัน แต่กำลังดึงของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กสูงกว่าคอนกรีตควบคุมที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก กำลังดัดของคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กสูงกว่าคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก และกำลังดัดของคานคอนกรีตที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ต่ำกว่าคานคอนกรีตที่เผชิญกับน้ำเปล่า

คำสำคัญ: คอนกรีต, เส้นใยเหล็ก, คานคอนกรีตเสริมเหล็ก, คลอไรด์, กำลังดัด

Abstract

This paper aims to study the flexural strength of reinforced concrete (RC) beam containing steel fiber under chloride environment with cyclic wetting and drying. The compressive strength, splitting tensile strength of concrete containing steel fiber were also studied. Steel fiber was used at the content of 0.50% by volume of the concrete. The compressive strength and splitting tensile strength and were tested at the age of 28 days. The flexural strength test of the RC beam was done after the cyclic wetting and drying period of 2 years in the 5.0% of chloride solution. From the experimental results, it was found that the compressive strength of concrete containing steel fiber was similar to control concrete. The splitting tensile strength of concrete mixed with steel fiber was higher than that without steel fiber. The flexural strength of RC beam with steel fiber was higher than that without steel fiber. The flexural strength of RC beam exposed to chloride environment was lower than that exposed to the water.

Keywords: concrete, steel fiber, reinforced concrete beam, chloride, flexural strength

1. คำนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในอุตสาหกรรมการก่อสร้าง [1-3] จากความก้าวหน้าทางด้านวิศวกรรมก่อสร้าง คอนกรีตสมรรถนะสูงเช่น คอนกรีตเสริมเหล็กผสมเส้นใยเหล็กค่อยๆถูกนำมาใช้ในโครงสร้างสำคัญๆ [4, 5] อย่างไรก็ตาม จากผลการศึกษา พบว่า การใช้เส้นใยเหล็กจะมีผลต่อการไหลและความเป็นเนื้อเดียวกันของส่วนผสมคอนกรีตตลอดจนคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีต [6, 7] อีกทั้งการศึกษาผลกระทบของเส้นใยเหล็กต่อความคงทนของคอนกรีตที่ต้องเผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ก็ยังจำกัด

ความคงทนของคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องเผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของคอนกรีต คุณภาพงาน การก่อสร้าง การบ่ม และระยะหุ้มเหล็ก อย่างไรก็ตามในสภาวะแวดล้อมคลอไรด์ อิออนคลอไรด์เป็นสาเหตุหลักที่ทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเกิดสนิม ส่งผลให้หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลงซึ่งมีผลต่อกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างลดลงด้วย ตลอดจนการเกิดสนิมในเหล็กเสริมจะทำให้เกิดการขยายตัวดันคอนกรีตให้แตกร้าวเสียหายได้

สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องเผชิญกับคลอไรด์นั้นนอกจากการออกแบบที่ต้องใช้คอนกรีตที่มีความคงทนต่อการทำลายเนื่องจากคลอไรด์แล้ว สิ่งที่ต้องคำนึงถึงอีกประการหนึ่งคือต้องออกแบบคอนกรีตไม่ให้เกิดการแตกร้าว เพราะรอยแตกร้าวจะเป็นบริเวณที่ทำให้คลอไรด์สามารถเข้าไปในคอนกรีตได้ง่ายขึ้น ไม่ว่าจะเป็นการแตกร้าวจากการรับแรงหรือจากปัญหาอื่นๆ เช่นการหดตัว หรือถ้าหลีกเลี่ยงไม่ได้ก็ต้องควบคุมความกว้างของรอยแตกร้าวให้เล็กที่สุดเท่าที่ทำได้ [8]

คอนกรีตหากต้องการเพิ่มกำลังรับแรงให้สูงขึ้นสามารถกระทำได้ด้วยการขยายขนาดหน้าตัดของโครงสร้างให้ใหญ่ขึ้น อย่างไรก็ตามในทางปฏิบัติ

ถือเป็นการสิ้นเปลือง อีกทั้งทำให้ต้องสูญเสียพื้นที่ใช้สอยของอาคาร ดังนั้นนักวิจัยพยายามพัฒนาวัสดุผสมเพิ่มที่ช่วยให้คอนกรีตสามารถรับแรงได้มากขึ้นโดยที่โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กไม่ต้องมีขนาดใหญ่เกินไป ซึ่งเส้นใยเหล็ก (Steel fiber) เป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติในการรับแรงดึงได้สูงมาก ดังนั้นจึงมีการประยุกต์ใช้เส้นใยเหล็กมาช่วยทำหน้าที่รับแรงดึงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนอกเหนือจากเหล็กเสริม แต่ต้องพิจารณาถึงความคงทนต่อการเกิดสนิมด้วยโดยเฉพาะการเกิดสนิมเนื่องจากเกลือคลอไรด์

ดังนั้นงานวิจัยนี้มุ่งศึกษากำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายหลังเผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง โดยศึกษาผลของกำลังอัดคอนกรีตที่แตกต่างกันด้วย

2. การทดลอง

2.1 วัสดุและส่วนผสมคอนกรีต

ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลักของคอนกรีต ใช้มวลรวมหยาบเป็นหินปูนที่มีขนาดโตสุด 19 มิลลิเมตร และใช้ทรายที่มีค่าโมดูลัสความละเอียด 3.1 รายละเอียดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้แสดงในตารางที่ 1 ใช้เส้นใยเหล็กผสมคอนกรีตในปริมาณ 0.50% โดยปริมาตรของคอนกรีต ซึ่งขนาดและคุณสมบัติเชิงกลของเส้นใยเหล็กได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 ส่วนลักษณะและรูปร่างทางกายภาพของเส้นใยเหล็กได้แสดงในรูปที่ 1 และเงื่อนไขการทดสอบของคานคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงไว้ในตารางที่ 3

ตารางที่ 1 ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้

Mix id.	กำลังอัดออกแบบ, f'$_c$ (kg/cm^2)	w/b	ส่วนผสมคอนกรีต (kg/m^3)					Steel fiber (%)
			ซีเมนต์	น้ำ	ทราย (SSD)	หิน (SSD)	SP	
C1	240	0.55	304	167	909	1,024	1.52	-
C2			304	167	909	1,024	1.52	0.50
C3	350	0.38	405	152	851	957	2.03	0.50

ตารางที่ 2 ขนาดและคุณสมบัติเชิงกลของเส้นใยเหล็ก

Fiber type	Length, l_f (cm)	Diameter, d_f (cm)	Specific gravity	Tensile strength, f_f (kg/cm^2)	Elastic modulus (kg/cm^2)
Steel	3.5	0.055	7.85	11,213	1,121,300

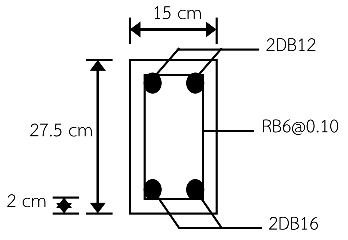
รูปที่ 1 ลักษณะและรูปร่างของเส้นใยเหล็กที่ใช้

ตารางที่ 3 เงื่อนไขการทดสอบของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

Beam no.	ปริมาณเส้นใยเหล็ก (% โดยปริมาตรของคอนกรีต)	กำลังอัดออกแบบ, f'$_c$ (kg/cm^2)	สิ่งแวดล้อมแบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง
B1	-	240	แช่น้ำเปล่า
B2	0.50	240	แช่น้ำเปล่า
B3	-	240	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5.0%
B4	0.50	240	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5.0%
B5	0.50	350	แช่น้ำเปล่า
B6	0.50	350	แช่น้ำเกลือคลอไรด์ 5.0%

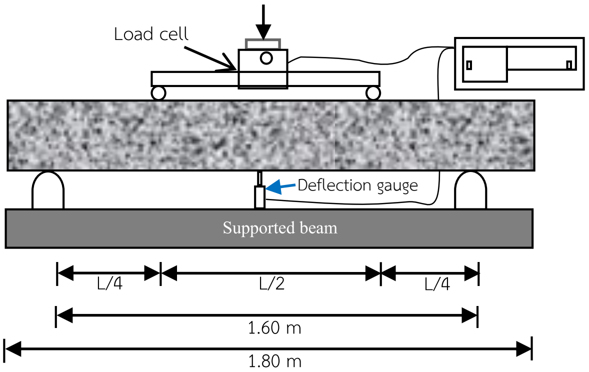
2.2 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

หล่ออย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร สูง 20 เซนติเมตร ตามส่วนผสมของคอนกรีตที่ออกแบบไว้ตามตารางที่ 1 ทำการถอดแบบภายหลังหล่อตัวอย่าง 24 ชั่วโมง จากนั้นนำตัวอย่างไปบ่มในน้ำเป็นระยะเวลา 28 วัน จึงนำตัวอย่างไปทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C 39 [9] กำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต (Splitting tensile strength test) ตามมาตรฐาน ASTM C 496 [10] ส่วนการทดสอบกำลังดัดของคอนกรีตเสริมเหล็ก (Flexural strength test) ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 78 [11] โดยทดสอบกำลังดัดด้วยวิธีการดัดแบบ 4 จุด (Four-point bend test) ทำการหล่อตัวอย่างคานคอนกรีตตามส่วนผสมที่ออกแบบไว้ดังแสดงในตารางที่ 1 (กรณีคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก เส้นใยได้ถูกผสมเข้าไปในคอนกรีตในขั้นตอนผสมคอนกรีต) โดยใช้คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความกว้าง 15 เซนติเมตร ลึก 27.5 เซนติเมตร ยาว 180 เซนติเมตร มีระยะห่างระหว่างจุดรองรับคานเท่ากับ 160 เซนติเมตร และเสริมเหล็กในคานน้อยกว่าสภาวะสมดุล (Under reinforcement) ตามรายละเอียดดังรูปที่ 2 ทั้งนี้ทำการบ่มคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยกระสอบชุบน้ำตลอดเวลาหลังการหล่อเป็นระยะเวลา 28 วัน จึงนำตัวอย่างคานไปแช่ในน้ำเปล่าและสารละลายคลอไรด์ความเข้มข้น 5.0% เป็นแบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง (5 วัน เปียก / 2 วัน แห้ง) เป็นระยะเวลา 2 ปี โดยในช่วงวัฏจักรเปียกตัวอย่างคานจมอยู่ในน้ำหรือสารละลายเกลือคลอไรด์ที่ความลึก 5 เซนติเมตร วัดจากท้องคานที่จม

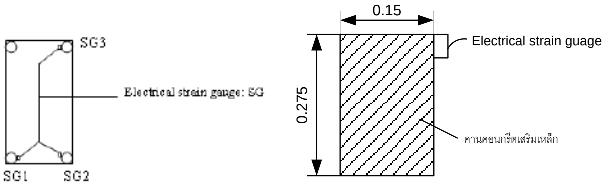


รูปที่ 2 รายละเอียดการเสริมเหล็กของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

Load
Portable data logger



รูปที่ 3 รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก



(ก) บนเหล็กเสริม (ข) บนผิวของคอนกรีต

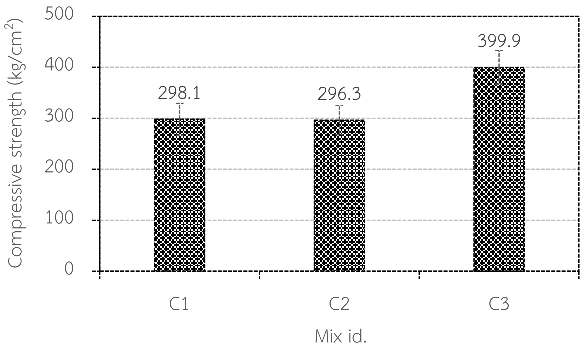
รูปที่ 4 ตำแหน่งการติดตั้ง Electrical-strain gauge

รายละเอียดการติดตั้งอุปกรณ์เพื่อทดสอบกำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการดัดแบบ 4 จุด ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3 ทำการทดสอบโดยใช้เครื่อง Universal testing machine ขนาด 150 ตัน เป็นต้นกำเนิดแรงกดกระทำที่กึ่งกลางคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยอ่านค่าแรงกดจากโหลดเซลล์ (Load cell) ขนาด 50 ตัน ส่วนการวัดการโก่งตัวของคาน ใช้อุปกรณ์วัดระยะการเคลื่อนที่ (Displacement transducer or deflection gauge) ติดตั้งที่กึ่งกลางใต้ท้องคานระหว่างจุดรองรับทั้งสอง และการวัดระยะการยืดหดของเหล็กเสริมภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้ Electrical-strain gauge (SG) ติดบนผิวเหล็กที่ช่วงกลางคานทั้งเหล็กบนและเหล็กล่างดังแสดงในรูปที่ 4 (ก) และในการวัดการหดตัวของคอนกรีตที่ผิวด้านบนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ใช้ Electrical-strain gauge ประเภทที่ติดผิวคอนกรีต ติดที่ผิวด้านข้างส่วนบนของคานคอนกรีตบริเวณช่วงกลางคาน ดังแสดงในรูปที่ 4 (ข)

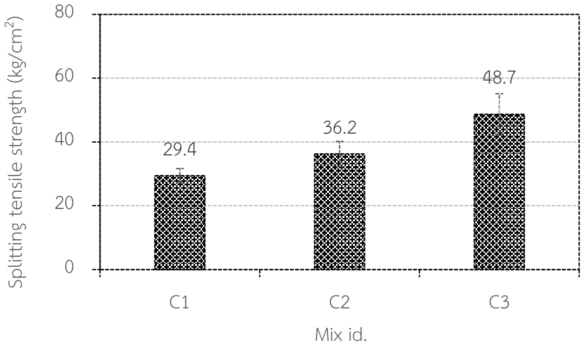
3. ผลการทดลองและอภิปราย

3.1 กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก

กำลังอัดของคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 5 เมื่อพิจารณาคอนกรีตชนิดเดียวกัน (C1 และ C2) พบว่า เส้นใยเหล็กไม่มีนัยสำคัญต่อการเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีต แต่พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานลดลง (C3) อย่างไรก็ตามกำลังอัดของคอนกรีตที่ 28 วัน สูงกว่าค่ากำลังอัดที่ออกแบบไว้ 24.2%, 23.4% และ 66.6% สำหรับ C1, C2 และ C3 ตามลำดับ โดยค่ากำลังอัดของ C1 และ C2 ออกแบบไว้ที่ 240 kg/cm^2 ส่วน C3 ออกแบบไว้ที่ 350 kg/cm^2



รูปที่ 5 กำลังอัดของคอนกรีต



รูปที่ 6 กำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต

3.2 กำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก

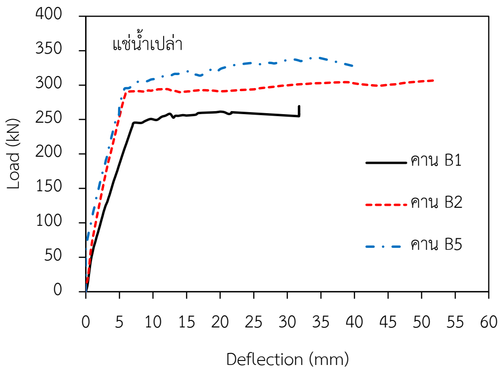
รูปที่ 6 แสดงค่ากำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีต เมื่อพิจารณาคอนกรีตชนิดเดียวกัน (C1 และ C2) พบว่า กำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็กซึ่ งสอดคลองกับงานวิจัยของ Zheng et al. (2018) [12] และกำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตมีผสมเส้นใยเหล็กมีค่าสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานลดลง (C3)

3.3 กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก

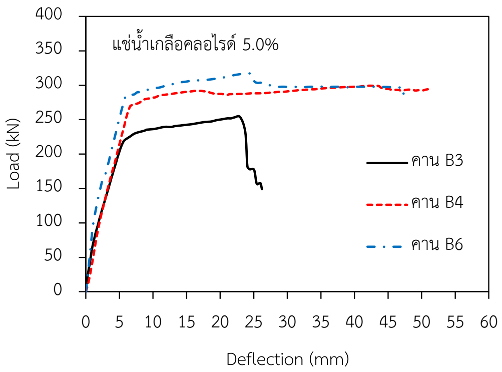
รูปที่ 7 ถึง 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดที่กระทำและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมและไม่ผสมเส้นใยเหล็กภายหลังเผชิญกับวัฏจักเปียกสลับแห้งด้วยน้ำเปล่าและสารละลายเกลือคลอไรด์เป็นระยะเวลา 2 ปี จากรูปที่ 7 และ 8 เมื่อพิจารณาผลกระทบของเส้นใยเหล็กต่อความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณากรณีเป็นคอนกรีตชนิดเดียวกัน (เปรียบเทียบระหว่าง B1 กับ B2 และ B3 กับ B4) พบว่า คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กสามารถรับแรงดัดได้สูงกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก นอกจากนี้ เมื่อใช้เส้นใยเหล็กผสมในคอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดสูงขึ้นส่งผลทำให้ความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กสูงขึ้นตามไปด้วย

พิจารณาความสามารถรับแรงดัดของคานภายหลังเผชิญในสิ่งแวดล้อมที่แตกต่างกันคือน้ำและสารละลายเกลือคลอไรด์ ดังแสดงในรูปที่ 9 ถึง 11 พบว่า คานที่เผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์สามารถรับแรงกดสูงสุดต่ำกว่าคานที่เผชิญกับน้ำที่ไม่มีคลอไรด์ เนื่องจากเหล็กเสริมในคานคอนกรีตเกิดสนิมเนื่องจากคลอไรด์ส่งผลให้หน้าตัดเหล็กลดลง กำลังรับแรงจึงลดลง อย่างไร

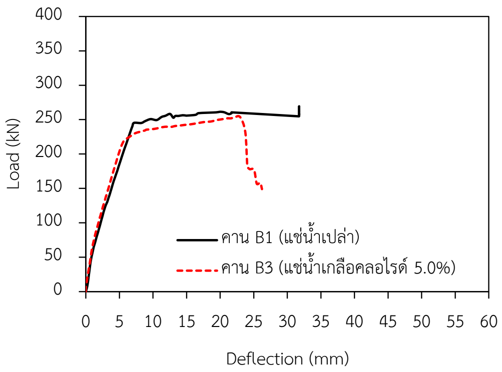
ก็ตาม สำหรับคานคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก ความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์สามารถรับแรงกดสูงสุดได้น้อยกว่าคานที่ไม่เผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ (เผชิญกับน้ำ) เนื่องจากเส้นใยเหล็กเกิดสนิมเมื่อต้องเผชิญในสิ่งแวดล้อมเกลือคลอไรด์ ดังรูปที่ 12 ส่งผลให้ความสามารถรับแรงของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กลดลง ความสามารถรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจึงลดลงตามไปด้วย



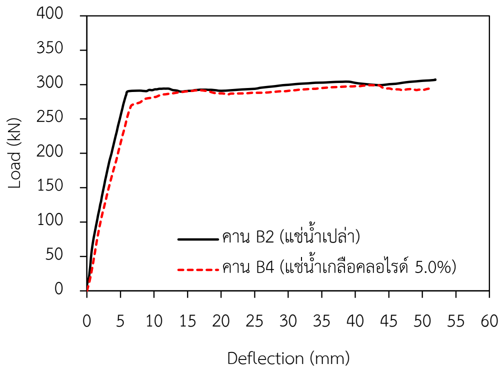
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดที่กระทำและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญกับน้ำ



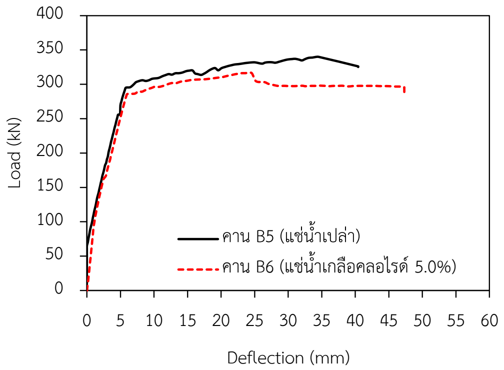
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดที่กระทำและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญกับสารละลายเกลือคลอไรด์ 5.0%



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดที่กระทำและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก (คอนกรีต C1)



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดที่กระทำและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก (คอนกรีต C2)



รูปที่ 11 แรงกดและการแอ่นตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็ก (คอนกรีต C3)

รูปที่ 12 การเกิดสนิมของเส้นใยเหล็กและเหล็กเสริมในคานคอนกรีตภายหลังเผชิญสิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง 2 ปี

4. สรุปผล

จากผลการศึกษากำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. การใช้เส้นใยเหล็กผสมคอนกรีตไม่ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นกำลังอัดของคอนกรีต แต่มีผลต่อการเพิ่มกำลังดึงของคอนกรีต โดยกำลังดึงของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็กสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก และเมื่อใช้เส้นใยเหล็กในส่วนผสมคอนกรีตที่มีค่ากำลังอัดสูงขึ้นส่งผลให้กำลังดึงแบบผ่าซีกของคอนกรีตสูงขึ้นตามไปด้วย

2. กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใยเหล็กสูงกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ผสมเส้นใย ทั้งที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมคลอไรด์และสิ่งแวดล้อมไม่มีคลอไรด์ (เผชิญน้ำเปล่า)

3. กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญในสิ่งแวดล้อมคลอไรด์ต่ำกว่ากำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญในสิ่งแวดล้อมไม่มีคลอไรด์ (เผชิญกับน้ำเปล่า)

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 112/2557 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] Zhang, P., Wan, J., Wang, K. and Li, Q. (2017). Influence of nano-SiO_2 on properties of fresh and hardened high-performance concrete: a state-of-the-art review. *Construction and Building Materials*, 148, pp. 648–658.

[2] Lan, L. (2014). *A new experimental study on the basic mechanical properties of concrete*, Dalian University of Technology, Dalian, China, 2014.

[3] Mohammed, T. J., Bakar, B. A. and Bunnori, N. M. (2016). Torsional improvement of reinforced concrete beams using ultra highperformance fiber reinforced concrete (UHPFC) jackets–experimental study. *Construction and Building Materials*, 106, pp. 533–542.

[4] Ya-Mei, H. and Li-Hua, W. (2018). Study on mechanical properties of green concrete. *China Rural Water and Hydropower*, 1, pp. 150–153.

[5] Zhang, P., Zhao, Y.-N., Li, Q.-F., Zhang, T.-H. and Wang, P. (2014). Mechanical properties of fly ash concrete composites reinforced with nano-SiO2 and steel fiber. *Current Science*, 106(11), pp. 1529–1537.

[6] Jaivignesh, B. and Sofi, A. (2017). Study on mechanical properties of concrete using plastic waste as an aggregate. *Earth and Environmental Science*, 80(1).

[7] Akca, A. H. and Ozyurt, N. (2018). Effects of re-curing on residual mechanical properties of concrete after high temperature exposure. *Construction and Building Materials*, 159, pp. 540–552.

[8] คณะอนุกรรมการคอนกรีตและวัสดุ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์., การเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต. ความคงทนของคอนกรีต :30

[9] ASTM C39 (2004). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. *Annual Book of ASTM Standard*, 04.02.

[10] ASTM C496 (2004). Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens. *Annual Book of ASTM Standard*, 04.02.

[11] ASTM C78 (2004). Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading). *Annual Book of ASTM Standard*, 04.02.

[12] Zheng, Y., Wu, X., He, G., Shang, Q., Xu, J., & Sun, Y. (2018). Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete by vibratory mixing technology. *Advances in Civil Engineering*, pp. 1–11.

การใช้ตะกอนประปา ในมอร์ต้าร์เกร้าท์รอยต่อผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูป
Use of Water Supply Treatment sludge in Mortar Grount in joint of Precast concrete pavement Grouting

ตะวัน เพชรอาวุธ[1,*] และ ผศ.ดร.จตุพล ตั้งปกาศิต[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคล-ธัญบุรี จังหวัดปทุมธานี
*Corresponding author; E-mail address: tawan_p@mail.rmutt.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาถึงผลของการใช้ตะกอนน้ำประปาจากโรงงานประปาบางเขนมาใช้แทนที่ในปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์บางส่วนในงานมอร์ต้าร์เกร้าท์รอยต่อของผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูป โดยการใช้ตะกอนน้ำประปาแทนที่โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน เพื่อศึกษาแรงยึดเหนี่ยว แรงดัด และ แรงดึงโดยตรง ขนาดตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ 15x15x15 เซนติเมตร ทรงกระบอก ⌀15 สูง 30 เซนติเมตร คาน 10x10x60 เซนติเมตร และ รูปตัวไอ พบว่าคุณสมบัติของตะกอนประปามีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าทราย แต่มีค่าการดูดซึมน้ำมากกว่าทราย ตะกอนประปามาใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ในมอร์ต้าร์เกร้าท์ร้อยละ 5 โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์ ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.35 ให้กำลังอัดสูงสุด การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวมอร์ต้าร์เกร้าท์ในช่วงอายุต้นมีค่าสูงกว่าฝังเหล็กขณะหล่อ แต่เมื่ออายุ 28 วัน มีค่าน้อยกว่าฝังเหล็กขณะหล่อ สำหรับการทดสอบแรงดึงโดยตรงพบว่าอายุไม่ส่งผลต่อการรับแรงดึง

คำสำคัญ : ตะกอนประปา, เกร้าท์, รอยต่อผิวทาง, แรงยึดเหนี่ยว

ABTRACT

This research aims to study the effects of using water supply treatment sludge from the bangkhen water supply treatment plant was used to partially replace in Portland cement type I by weight for the joint of Precast concrete pavement mortar grouting due to bonding strength, bending and direct tension. The tested of concrete cube 15x15x15 cm., cylinder 15x30, beam 10x10x60 and I-shape were determined at age of 1, 3, 7 and 28 days. The results showed that the specific gravity of water supply excess sluge was lower than sand but the absorption was higher than sand. The compressive strength of water supply treatment sluge to replace Portland cement at the rate of 5 percent with water cement ratio as 0.35 was highest strength of mortar grouting. Bonding strength of mortar grount was higher than place steel bar while casting concrete at early ages. At the age of 28 day, bonding strength of mortar grount was lower than place steel bar while casting concrete. The direction tension was not effect by the age of sample.

Keyword : water supply treatment sludge, grouting, joint of pavement, bonding strength

1. บทนำ

ในปัจจุบันปริมาณตะกอนน้ำประปาที่เป็นวัสดุเหลือทิ้งจากกระบวนการปรับปรุงคุณภาพน้ำดิบเพื่อผลิตเป็นน้ำประปา ยังคงเป็นปัญหาที่ทำให้เกิดค่าใช้จ่ายในการกำจัดตะกอนของโรงงานผลิตน้ำประปา จากข้อมูลของการประปานครหลวงบางเขน พบว่า มีตะกอนดินทิ้งประมาณ 100 ตันต่อวัน [1] ซึ่งการนำตะกอนประปาไปใช้ให้เกิดประโยชน์ยังมีในปริมาณที่น้อย [2, 3] โดยพบว่าการใช้แทนที่คอนกรีตในปริมาณร้อยละ 5 ของวัสดุประสานจะให้ค่ากำลังอัดช่วงอายุต้นมีค่าดีกว่าการใช้ปูนซีเมนต์เพียงอย่างเดียว [4] ถ้าสามารถนำมาตะกอนประปามาใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างได้ก็จะเป็นแนวทางในการแก้ไขปัญหาให้กับโรงงานผลิตน้ำประปาได้ โดยวิธีที่จะนำไปใช้ให้เกิดประโยชน์ โดยเฉพาะในอุตสาหกรรมก่อสร้างที่มีการใช้วัสดุในปริมาณที่มาก ทำให้มีความน่าจะเป็นที่จะสามารถนำตะกอนน้ำประปามาใช้ให้เกิดประโยชน์ซึ่งจะเป็นการลดปัญหาในการทิ้งและลดค่าใช้จ่ายในการขนย้ายให้กับโรงงานผลิตน้ำประปาได้ อีกทั้งยังเป็นการช่วยลดมลภาวะทางอากาศได้จากการที่ใช้ตะกอนน้ำประปามาแทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ [5]

จากเทคโนโลยีการก่อสร้างที่มีการใช้ระบบการก่อสร้างสำเร็จรูปมากขึ้น เนื่องจากปัญหาการขาดแคลนของแรงงานและ

ต้นทุนของวัสดุก่อสร้างที่ปรับตัวสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง สามารถที่จะก่อสร้างได้เร็วและลดการใช้แรงงานลง ซึ่งจากที่กล่าวมานอกจากการก่อสร้างอาคารด้วยระบบสำเร็จรูปแล้ว ในหลาย ๆ ประเทศเริ่มมีการใช้ผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูปมากขึ้น ซึ่งจากแนวโน้มดังกล่าวทำให้เห็นว่าการใช้ผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูปในประเทศจะมีการใช้มากขึ้น จากแนวโน้มดังที่กล่าวมาจะเห็นว่าผิวทางสำเร็จรูปจะเป็นวัสดุที่จะถูกใช้มากขึ้นในอนาคต [6, 7] จากข้อดีของผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูปที่สามารถควบคุมคุณภาพได้ ทำงานได้เร็ว ลดปัญหาจากการทำงานต่าง ๆ ลง โดยรอยต่อของแผ่นผิวทางคอนกรีตสำเร็จรูปจะต้องใช้วัสดุเกร้าท์สำหรับรอยต่อระหว่างเผ่นคอนกรีต เช่น อีพอกซี (Epoxy) แต่เนื่องจากอีพอกซีมีราคาค่อนข้างแพง การนำวัสดุอื่นมาแทนที่ เพื่อประหยัดทั้งราคาและมีคุณภาพใช้งานได้ อีกทั้งถ้าสามารถนำวัสดุเหลือทิ้งมาใช้ให้เกิดประโยชน์ก็จะเป็นการนำสิ่งที่ไม่มีค่า มาทำให้เกิดมูลค่าได้ อีกทั้งยังเป็นการลดการใช้ปูนซีเมนต์ลงได้ ซึ่งส่งผลทำให้สามารถแก้ไขปัญหาต่าง ๆทางสิ่งแวดล้อมได้อีกด้วย

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นการนำตะกอนประปามาใช้ในซีเมนต์เกร้าท์รอยต่อและรองพื้นของถนนคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast Concrete Pavement) โดยมีจุดมุ่งหมายที่จะลดปัญหาทางสิ่งแวดล้อมและทำให้วัสดุมีราคาที่ไม่สูงเกินไป

2. วัตถุประสงค์

1.2.1 เพื่อศึกษาคุณสมบัติเบื้องต้นของตะกอนประปาจากระบบการผลิตน้ำประปา

1.2.2 เพื่อศึกษาการใช้ตะกอนประปาแทนที่ในปูนซีเมนต์เป็นวัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ในงานรอยต่อผิวทางคอนกรีต

3. วิธีการทดสอบ

ในการศึกษานี้ ตะกอนที่ได้จากระบบผลิตน้ำประปา ของโรงผลิตน้ำประปา ตั้งอยู่ที่ 400 ถนนประชาชื่น แขวงทุ่งสองห้อง เขตหลักสี่ กรุงเทพมหานคร โดยเก็บตะกอนจากลานทิ้งตะกอนเพื่อนำมาศึกษาหาคุณสมบัติของตะกอนประปา เช่น หาความถ่วงจำเพาะ ทำการทดสอบหาส่วนผสมวัสดุเกร้าท์ โดยใช้ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 โดยแทนที่ตะกอนประปาในปูนซีเมนต์ร้อยละ 5 โดยน้ำหนัก ทำการทดสอบกำลังอัดที่อายุ 1, 3, 7 และ 14 วัน หาอัตราส่วนที่เหมาะสมในการใช้สำหรับการเป็นวัสดุเกร้าท์ สำหรับรอยต่อผิวทางคอนกรีต เมื่อได้ส่วนผสมแล้ว จะนำมาใช้ในการทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กกับคอนกรีต โดยใช้การเจาะเสียบเหล็กลงในตัวอย่างคอนกรีตที่เตรียมไว้โดยใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกราท์และทำการทดสอบที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน

รูปที่ 1 ตะกอนประปาผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 200

3.1 ขั้นตอนการศึกษา

การนำตะกอนจากระบบผลิตน้ำประปามาใช้เป็นส่วนผสมสำหรับงานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป นั้นมีวิธีการทดสอบต่างๆ มีรายละเอียดต่อไปนี้

3.1.1 การทดสอบหาคุณสมบัติของมวลรวม โดยทำการหาความถ่วงจำเพาะมวลรวมละเอียด และมวลรวมหยาบ และหน่วยน้ำหนัก

3.1.2 การทดสอบหาปริมาณน้ำที่เหมาะสมและระยะเวลาการก่อตัว

3.2 สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์เกร้าท์

สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์เกร้าท์ที่ใช้ในการทดสอบใช้ตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 5×5×5เซนติเมตร จำนวน 3 ตัวอย่างต่อ 1 อายุเพื่อทดสอบกำลังอัด อัตราส่วนวัสดุประสานต่อทรายเท่ากับ 1 ต่อ 1.375 โดยน้ำหนัก โดยใช้ตะกอนประปาแทนที่ปูนซีเมนต์ และมีการใช้สารลดน้ำเพื่อให้มีความสามารถในการทำงานได้และค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้นสำหรับชดเชยกำลังที่หายไปจากปริมาณปูนซีเมนต์ที่ลดลง ซึ่งมีรายละเอียดในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สัดส่วนผสมของมอร์ต้าร์ที่ใช้ในการศึกษา

สัญลักษณ์	ปริมาณส่วนผสมที่ใช้ (กก./ม.^{3})				สารผสมเพิ่ม (ร้อยละ)
	ซีเมนต์	ทราย	น้ำ	ตะกอนประปา	
5C1-F-0.35	948.5	1375	350	49.93	1.50
5C1-F-0.42	948.5	1375	420	49.93	1.50
5C1-F-0.45	948.5	1375	455	49.93	1.50

หมายเหตุ : ใช้สารลดปริมาณร้อยละ 1.5 ของปริมาณน้ำหนักวัสดุประสาน

C1 หมายถึง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1

F หมายถึง สารลดน้ำพิเศษ ประเภท F

5C1 , หมายถึง ร้อยละของตะกอนประปาที่ใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ ร้อยละ 5 โดยน้ำหนักตามลำดับ

0.35, 0.42 และ 0.45 หมายถึงอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

การอ่านสัญลักษณ์

5C1-F-0.35 หมายถึง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 แทนที่ด้วยตะกอนประปาร้อยละ 5 โดยน้ำหนักของปูนซีเมนต์ ใช้สารลดน้ำพิเศษประเภท F อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.35

3.3 การทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตควบคุม

ทดสอบแรงดัดของคานคอนกรีตควบคุมใช้สัดส่วนของคอนกรีตใช้สัดส่วน ปูนซีเมนต์ : ทราย : หิน เท่ากับ 370 : 856 : 1028 โดยน้ำหนัก และอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.50 โดยใช้ขนาดตัวอย่าง 10×10×60 เซนติเมตรที่อายุ 28 วัน ทดสอบแรงดึงของคอนกรีตควบคุมรูปตัวไอขนาด 10×20×60 เซนติเมตร ที่อายุ 28 วัน ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตควบคุมทรงกระบอก ø15 สูง 30 เซนติเมตรที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตควบคุมทรงลูกบาศก์ 15×15×15 เซนติเมตรที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน โดยทำการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตควบคุม เพื่อใช้สำหรับเปรียบเทียบกับคุณสมบัติของคอนกรีตที่เจาะใส่เหล็กแล้วใช้วัสดุเกร้าท์ที่แทนที่ด้วยตะกอนประปาเป็นตัวเชื่อมประสาน

3.4 การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวของวัสดุเกร้าท์ที่แทนที่ด้วยตะกอนประปา

3.4.1 ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับวัสดุเกร้าท์โดยฝังเหล็กข้ออ้อย 12 มิลลิเมตรลึก 20 เซนติเมตรในตัวอย่างรูปทรงกระบอกทรงกระบอก ø15 สูง 30 เซนติเมตร รูเจาะใส่วัสดุเกร้าท์ ขนาด 16 มิลลิเมตร ทดสอบแรงดึงของเหล็กที่ฝังในคอนกรีตโดยใช้วัสดุเกร้าท์ที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน

3.4.2 ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับวัสดุเกร้าท์ โดยฝังเหล็กข้ออ้อย 12 มิลลิเมตร ลึก 12 เซนติเมตรในตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 15×15×15 เซนติเมตร รูเจาะใส่วัสดุเกร้าท์ ขนาด 16 มิลลิเมตร ทดสอบแรงดึงของเหล็กที่ฝังในคอนกรีตโดยใช้วัสดุเกร้าท์ที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน

รูปที่ 2 ทรงกระบอก ø15 สูง 30 เซนติเมตร

รูปที่ 3 ทรงลูกบาศก์ขนาด 15 x 15 x 15 เซนติเมตร

3.4.3 ทดสอบโดยวิธีหาความเค้นดัดของตัวอย่างคานขนาด 10×10×60 เซนติเมตร โดยการฝังเหล็กข้ออ้อย 12 มิลลิเมตรยาว 30 เซนติเมตร โดยเหล็กปลายด้านหนึ่งจะหล่อฝังไปกับตัวอย่างตอนหล่อคอนกรีตยาว 15 เซนติเมตร อีกด้านหนึ่งเจาะตัวอย่างคอนกรีตที่เตรียมไว้สำหรับการใช้วัสดุเกร้าท์ลึก 15 เซนติเมตร โดยรูเจาะใส่วัสดุเกร้าท์มี ขนาด 16 มิลลิเมตร ทดสอบโดยให้แรงดัดที่อายุวัสดุเกร้าท์ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน

รูปที่ 4 แบบ ขนาด 10 x 10 x 60 เซนติเมตร

รูปที่ 5 ตัวอย่างคานขนาด 10 x 10 x 60 เซนติเมตร

3.4.4 ทดสอบแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับวัสดุเกร้าท์ โดยทดสอบแรงดึงโดยตรงของตัวอย่างคอนกรีตรูปตัว I โดยใช้เหล็กข้ออ้อย 12 มิลิเมตรยาว 30 เซนติเมตร ในตัวอย่างรูปตัวไอขนาด 10×20×30 เซนติเมตร ทำการหล่อตัวอย่างโดยฝังเหล็กข้างหนึ่ง 15 เซนติเมตร เตรียมไว้ส่วนอีกด้านหนึ่งทำการเจาะเพื่อใช้วัสดุเกร้าท์เพื่อฝังเหล็กยาว 15 เซนติเมตร มีรูเจาะขนาด 16 มิลลิเมตร เมื่อประกอบกันแล้วจะได้เป็นตัวอย่างรูปตัว I สำหรับทดสอบแรงดึงโดยตรงที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน

รูปที่ 6 แบบรูปตัวไอ ขนาด 20 x 10 x 30 เซนติเมตร

รูปที่ 7 ตัวอย่างรูปตัวไอขนาด 10 x 20 x 60 เซนติเมตร

4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการดำเนินงานและการวิเคราะห์คุณสมบัติของวัสดุ

จากการทดสอบหาคุณสมบัติของวัสดุได้ผลการทดสอบในตารางที่ 2 จากการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะของตะกอนน้ำประปาเมื่อเทียบกับทรายและหินจะพบว่ามีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าทรายและหินเล็กน้อยเมื่อทำการทดสอบหน่วยน้ำหนักจะพบว่าตะกอนประปามีค่าหน่วยน้ำหนักน้อยกว่าทรายหิน เนื่องจากตะกอนน้ำประปามีขนาดละเอียดกว่าทรายและมีลักษณะเป็นผงจึงมีการดูดซึมน้ำที่สูงกว่าทรายและหิน

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของวัสดุตามมาตรฐานต่าง ๆ

รายการ	ความถ่วงจำเพาะ	การดูดซึม ร้อยละ	หน่วยน้ำหนัก กก./ม^3.
ทราย	2.64	0.427	1.706
หิน	2.69	0.677	1.54
ตะกอนน้ำประปา	2.46	8.495	0.998

4.2 ปริมาณน้ำที่เหมาะสมและระยะเวลาการก่อตัว

การทดสอบหาปริมาณน้ำที่เหมาะสม ระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นและระยะเวลาการก่อตัวสุดท้ายแสดงผลการทดสอบในตารางที่ 3 พบว่า เมื่อแทนที่ด้วยตะกอนประปามีผลทำให้ระยะเวลาก่อตัวเริ่มต้นสั้นกว่า C1 เนื่องจากตะกอนประปาที่แทนที่ไปทำหน้าที่ดูดซึมน้ำในส่วนผสมทำให้ปริมาณน้ำในส่วนผสมให้น้อยลง

ทำให้การก่อตัวระยะต้นมีค่าน้อย แต่ระยะสุดท้ายของ 5C1-F ใช้เวลามากกว่าของ C1 เพราะตะกอนประปาที่แทนที่ปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณปูนซีเมนต์ในส่วนผสมน้อยลง การทำปฏิกิริยาน้อยลง ระยะเวลาการก่อตัวระยะสุดท้ายจึงช้ากว่าปูนซีเมนต์

ตารางที่ 3 ปริมาณน้ำและระยะการก่อตัว

สัญลักษณ์	ค่าความข้นเหลว (ร้อยละ)	ระยะเวลาก่อเริ่มต้น (นาที)	ระยะเวลาก่อตัวสุดท้าย (นาที)
C1	27	95	165
5C1- F	28	63	195

4.3 ผลการดำเนินงานและวิเคราะห์การทดสอบกำลังอัด

จากการทดสอบการรับกำลังอัดของตัวอย่างมอร์ต้าร์เกร้าท์ลูกบาศก์ขนาด 5 x 5 x 5 เซนติเมตร ตามตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบกำลังอัดของมอร์ต้าร์เกร้าท์

สัญลักษณ์	กำลังรับแรงอัด (กก./ตร.ซม.) ที่อายุ 1, 3, 7, 14 วัน			
	1	3	7	14
5C1-F-0.35	143	163	255	347
5C1-F-0.42	51	133	204	275
5C1-F-0.45	82	153	184	214

จากการทดลองพบว่า 5C1-F-0.35 เป็นส่วนผสมที่ดีที่สุดเนื่องจากใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานน้อยที่สุด หรือมีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.37 เมื่อรวมน้ำที่อยู่ในสารลดน้ำ เพื่อให้ได้ค่ากำลังที่สูงในช่วงอายุต้นจึงจะต้องใช้สารลดน้ำและใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่น้อย โดยในช่วงอายุ 7 ถึง 14 วัน จะมีการพัฒนากำลังอัดที่เร็วกว่าช่วงเวลาอื่น ๆ แต่เมื่ออายุมากกว่า 14 วันไปแล้วการพัฒนากำลังอัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นแต่ไม่มากเหมือนช่วงอายุระหว่าง 7 ถึง 14 วัน

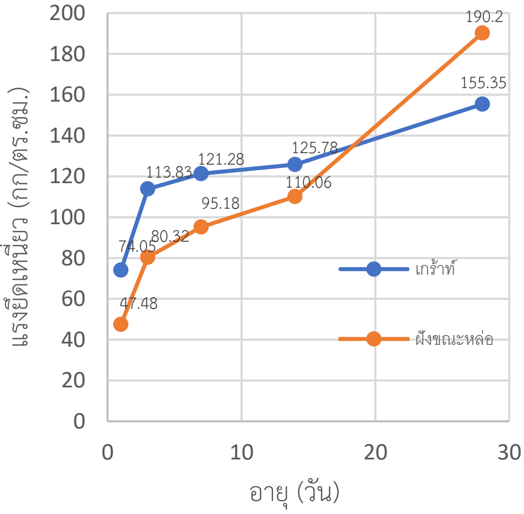
4.4 ผลการทดสอบกำลังของคอนกรีตควบคุมที่28 วัน

ผลการทดสอบแรงดัดของตัวอย่างคานคอนกรีตขนาด 10×10×60 เซนติเมตรมีค่าเท่ากับ 5.33 กก./ตร.ซม. แรงดึงของตัวอย่างรูปตัวไอขนาด 10×20×60 เซนติเมตรมีค่าเท่ากับ 18.78 กก./ตร.ซม. แรงอัดของตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 15×15×15 เซนติเมตรมีค่าเท่ากับ 365.55 กก./ตร.ซม.

ตารางที่ 5 โมเมนต์ดัดคานคอนกรีต ขนาด 10×10×60 เซนติเมตร เจาะฝังเหล็กใช้วัสดุเกร้าท์ข้างหนึ่ง อีกข้างหล่อฝังในคอนกรีต

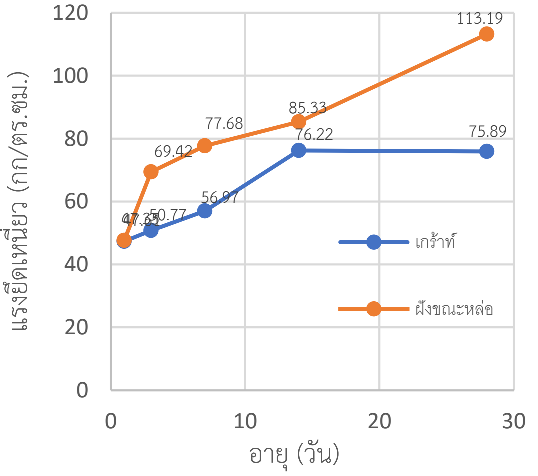
อายุ (วัน)	ค่าโมเมนต์ดัด (กก.- ซม.)
1	105787.50
3	107041.67
7	105112.50
14	106475.00
28	107254.17

จากผลการทดสอบแรงดัดของตัวอย่างคานคอนกรีต ขนาด 10×10×60 เซนติเมตร เจาะฝังเหล็กเกร้าวัสดุเกร้าท์ข้างหนึ่ง15 เซนติเมตร ฝังในคอนกรีตข้างหนึ่ง 15 เซนติเมตรในตารางที่ 5 พบว่าค่าแรงดัดที่อายุ 1 จนถึง 28 วัน มีค่าไม่แตกต่างกัน



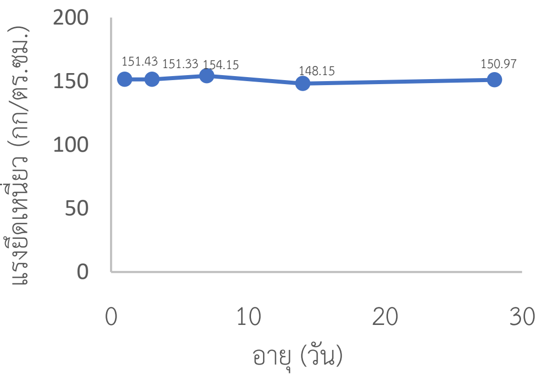
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีตเทียบกับใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ของลูกบาศก์ขนาด 15×15×15 เซนติเมตร

จากรูปที่ 8 แสดงให้เห็นได้ว่าตัวอย่างการทดสอบตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 15 x 15 x 15 ซม. แบบเจาะทีหลังแล้วใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ยึดเหล็กจะมีแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมคอนกรีต (bond strength) มากกว่าแบบใส่เหล็กตอนหล่อคอนกรีตแบบธรรมดาในช่วงอายุเริ่มต้นจนถึงอายุ 14 วัน แต่เมื่ออายุ 28 วัน จะพบว่าการใส่เหล็กตอนหล่อคอนกรีตแบบธรรมดาจะมีค่าสูงกว่า ซึ่งผลที่ได้มีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกับของ นายธวัชชัย และคณะ [8] ที่พบว่าการใช้ตะกอนประปาจะให้ค่ากำลังอัดได้สูงกว่าคอนกรีตปกติ แต่เมื่ออายุมากขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าอาจจะเป็นจากการหดตัวของมอร์ต้าร์เกร้าท์ที่แทนที่ตะกอนประปาในปูนซีเมนต์ทำให้การแรงยึดหน่วงลดลง ซึ่งจากงานวิจัยของ ยิ่งพงษ์ และ จตุพล [5] แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตที่แทนที่ตะกอนประปาในปูนซีเมนต์จะมีค่าการหดตัวมากกว่าคอนกรีตควบคุม



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีตเทียบกับเหล็กที่ใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ทรงกระบอกขนาด 15×30 เซนติเมตร

จากรูปที่ 9 แสดงให้เห็นได้ว่าตัวอย่างการทดสอบตัวอย่างลูกบาศก์ขนาด 15 x 30 ซม. แบบเจาะทีหลังแล้วใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ยึดจับเหล็กจะมีแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกับเหล็กเสริมคอนกรีต (bond strength) มีค่าน้อยกว่าแบบใส่เหล็กตอนหล่อคอนกรีตแบบธรรมดา จะพบว่าค่าแตกต่างจากการฝังเหล็กในตัวอย่างคอนกรีตขนาด 15x15x15 อาจจะเป็นเพราะการเจาะฝังเหล็กที่ลึกกว่าทำให้การใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์ ทำได้ยากกว่าจึงส่งผลให้มอร์ต้าร์เกราท์จับยึดได้ไม่ดี และเมื่ออายุ 28 วัน ค่าแนวโน้มของกำลังอัดลดลงมากขึ้นเมื่อเทียบกับการฝังคอนกรีตฝังขณะหล่อ เมื่อนำผลที่ได้ไปเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเหมือนกับผลของ นายธวัชชัย และคณะ [8] ที่พบว่าการใช้ตะกอนประปาจะให้ค่ากำลังอัดเมื่ออายุมากขึ้นจะมีค่าน้อยกว่าเนื่องจากตะกอนประปามีความแข็งแกร่งไม่เท่ากับทราย ทำให้กำลังที่อายุ 28 วัน จึงมีค่าต่ำกว่า เพราะในช่วงอายุ 1 วัน กำลังของคอนกรีตยังไม่ค่าไม่สูงมาก ความแข็งแรงของวัสดุผสมยังไม่ส่งผลต่อกำลังอัดมากนัก แต่เมื่ออายุมากขึ้น กำลังอัดมีค่าสูงขึ้นความแข็งของมวลรวมจะส่งผลต่อกำลังอัดมากกว่า และอาจจะมีผลมาจากการหดตัวของมอร์ต้าร์เกร้าท์ที่แทนที่ตะกอนประปาในปูนซีเมนต์ทำให้การแรงยึดหน่วงลดลง



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างเหล็กเสริมคอนกรีตตัวอย่างที่ใช้วัสดุมอร์ต้าร์เกร้าท์กับอายุ ตัวไอขนาด 10×20×60 เซนติเมตร

เมื่อทดสอบแรงดึงโดยตรงของตัวอย่างคอนกรีตรูปตัว I ปลายเหล็กข้างหนึ่งฝังขณะหล่อ และ อีกข้างหนึ่งเจาะฝังด้วยมอร์ต้าร์เกร้าท์ พบว่าเมื่ออายุมากขึ้นค่าแรงดึงที่ทดสอบได้ไม่มีค่าแตกต่างกันแสดงว่าอายุไม่ส่งผลต่อการรับแรงดึง เนื่องจากการวิบัติจะเกิดขึ้นที่คอนกรีตที่รับแรงดึงได้ไม่มากและไม่ได้เกิดการวิบัติที่แรงยึดเหนี่ยวของเหล็กฝัง

5.บทสรุป

จากการทดลองพบว่าสามารถนำตะกอนประปามาใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ในส่วนผสมมอร์ตาร์เกร้าท์ร้อยละ 5 โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์ ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.35 โดยคุณสมบัติของตะกอนประปามีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าทรายแต่มีค่าการดูดซึมน้ำมากกว่าทราย แรงยึดเหนี่ยวสูงสุดของคอนกรีตกับเหล็กเสริมในช่วงอายุต้นจะมีค่ามากกว่าคอนกรีตควบคุม แต่เมื่ออายุ 28 วัน จะมีค่าน้อยกว่าเป็นผลมาจากการหดตัวของมอร์ต้าร์เกร้าท์ และการทดสอบแรงดึงโดยตรงพบว่าอายุไม่มีผลต่อการรับแรงดึงไม่ส่งผลต่อการรับแรงดึงโดยตรงของคอนกรีต

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ นักศึกษา เจ้าหน้าที่ และภาคโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี ที่มีส่วนช่วยในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] โรงงานผลิตน้ำประปาบางเขน (2543). เอกสารเรื่องการกาจัดตะกอนของโรงผลิตน้ำประปาบางเขนในปัจจุบัน. โรงผลิตน้ำประปาบางเขน การประปานครหลวง.

[2] ดวงกมล สุริยฉัตร, ภาสันต์ วิชิอมรพันธ์ และ วรรธนะ เรืองสำเร็จ (2547). การประยุกต์ใช้ตะกอนจากน้ำประปา. สำนักอุสาหกรรมพื้นฐาน. กรมอุสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่. พิมพ์ครั้งที่ 1.

[3] จิตรกรวงศ์เชาวลิต. คุณสมบัติทางเคมีของเถ้าตะกอนสลัดจ์ที่เกิดจากการผลิตน้ำประปา (2543). วิทยานิพนธ์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[4] วศิน ดินกาหมีน, นายวิษณุ ชูกลิ่น, นายสุวัชชัย ละใบยูโซ๊ะ และ นายอนุพงศ์ ผาตะพงษ์, (2555). การนำตะกอนจากระบบผลิตน้ำประปามาใช้เป็นส่วนผสมในการทำคอนกรีตกำลังสูงที่อายุต้น สำหรับงานคอนกรีตหล่อสำเร็จรูป, ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

[5] ยิ่งพงษ์ หนูเนื้อ และ จตุพล ตั้งปกาศิต (2562) ผลกระทบของการใช้ตะกอนประปาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ทแลนด์ต่อกาลังอัด แรงดึงโดยตรง และ การหดตัวของคอนกรีต, การประชุมวิชาการคอนกรีตประจาปี ครั้งที่ 14, ประจวบคีรีขันธ์, 6 - 8 มีนาคม 2562.

[6] Manual for Jointed Precast Concrete Pavemen, 3rd edition, (2018). National Precast Concrete Association

[7] Shiraz, Tayabji. Dan, Ye. and Neeraj, Buch. (2013). Precast concrete pavement systems are used in highway corridors with high traffic volume and where lane closures are problematic, PCI Journal, Winter, 2013, pp.112-128.

[8] นายธวัชชัย พลรักษ์, นายศรายุทธ เที่ยงแท้, นายรณชัย รุกขวัฒน์ และ นายฐิติกร แก้วประชา (2556). การนำตะกอนจากระบบผลิตน้ำประปามาใช้เป็นส่วนผสมในการทำคอนกรีตกำลังสูงสำหรับงานคอนกรีตสำเร็จรูป, ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

คุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำล้น
Dynamic Properties of a Spillway Radial Gate

ราชันย์ ขันทกสิกรรม[1,*] พุทธรักษ์ จรัสพันธุ์กุล[2] และ ชยานนท์ หรรษภิญโญ[3]

[1] นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

[2, 3] ศูนย์ความเป็นเลิศด้านการจัดการภัยพิบัติทางธรรมชาติ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: Rachan_ka@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการศึกษาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำจากแผ่นดินไหว ปัจจุบันนอกเหนือจากการประเมินความปลอดภัยของเขื่อนแล้วยังจำเป็นต้องพิจารณาความปลอดภัยของอาคารประกอบเขื่อนและอุปกรณ์ต่างๆ ร่วมด้วย เนื่องจากความผิดปกติของอาคารประกอบเขื่อนหรืออุปกรณ์ต่างๆ อาจส่งผลทำให้เกิดการพิบัติของเขื่อนหรือก่อให้เกิดความสูญเสียอย่างใหญ่หลวงต่อพื้นที่ท้ายน้ำ สำหรับการศึกษานี้มุ่งเป้าไปที่ประตูระบายน้ำ เนื่องจากเป็นส่วนประกอบที่สำคัญอย่างยิ่งในอาคารระบายน้ำ หากมีความเสียหายเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวอาจจะส่งผลทำให้ไม่สามารถกักเก็บหรือควบคุมน้ำในอ่างกักเก็บได้และก่อให้เกิดน้ำท่วมแบบฉับพลันในบริเวณพื้นที่ท้ายน้ำ ในการศึกษาครั้งนี้ประตูระบายน้ำตัวแทนที่ใช้ในการวิเคราะห์ได้ทำการคัดเลือกมาจากพื้นที่ในเขตภาคเหนือตอนบน โดยนำมาสร้างแบบจำลองจากนั้นทำการวิเคราะห์การตอบสนองไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response Time-History Analysis) ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา(Maximum Considered Earthquake, MCE) ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302-61) สำหรับผลการวิเคราะห์จากการศึกษานี้ได้นำเสนอคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำรวมถึงข้อสังเกตในด้านความปลอดภัยของเขื่อนจากแผ่นดินไหวร่วมด้วย

คำสำคัญ: การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์, ความปลอดภัยจากแผ่นดินไหว, ประตูระบายน้ำ, แผ่นดินไหว

Abstract

This paper presents the dynamic properties of a spillway radial gate. Recently, the seismic safety evaluation of the dam itself seems to be insufficient because the damage or failure of dam relevant structures and their equipment could bring about the dam failure and cause disastrous losses to the cities located downstream. Hence, the seismic safety of the dam relevant structures and their relate equipment must be taken into account. This study focuses on a spillway radial gate since it plays an important role to a dam spillway. Besides, any damage of a spillway radial gate may cause severe losses owing to flash flood caused by the uncontrollable release of the reservoir water. In this study, the representative spillway radial gate is selected from the dam located in Northern Thailand. The nonlinear response history analysis of the spillway radial gate is performed using finite element analysis. For the input motions, the maximum considered Earthquake (MCE) were considered. The earthquake records were then selected following Thailand, Seismic design criteria in National Standard DPT1302-6. Therefore, the dynamic properties of a spillway radial gate is then presented along with the note on the seismic safety of a spillway radial gate.

Keywords: Dynamic, Seismic safety, Spillway radial gate, Earthquake

1. บทนำ

ความเสียหายและการสูญเสียที่เกิดจากการพังทลายของเขื่อนนั้นมีความสำคัญอย่างมากเพราะการพังทลายของเขื่อนส่งผลกระทบต่อความอยู่รอดของชุมชนท้ายน้ำ นอกจากนี้เขื่อนยังเป็นแหล่งทรัพยากรน้ำและแหล่งพลังงานที่สำคัญ ทุกวันนี้ความปลอดภัยของเขื่อนจากแผ่นดินไหวได้รับความสนใจและได้รับการประเมินตรวจสอบเป็นอย่างดี อย่างไรก็ตามการศึกษาความปลอดภัยจากแผ่นดินไหวของอาคารประกอบเขื่อนเช่น ศูนย์ควบคุม ประตูระบายน้ำ และอาคารระบายน้ำล้นจึงเป็นสิ่งที่มีความจำเป็น

ในบางครั้งการทำงานของเขื่อนอาจไม่สามารถดำเนินการต่อไปได้หลังเกิดแผ่นดินไหว เนื่องจากอาคารประกอบเขื่อนได้รับความเสียหาย นอกจากนี้ความเสียหายของอาคารประกอบเขื่อนอาจนำไปสู่การพังทลายของเขื่อนและความเสียหายต่อชุมชนท้ายน้ำ ตัวอย่างเช่นความเสียหายของ

ประตูระบายน้ำและศูนย์ควบคุมอาจทำให้เขื่อนปิดทำการ เนื่องจากปัญหาด้านความปลอดภัยและทำให้ไม่สามารถควบคุมการปล่อยน้ำได้

นักวิจัยหลายคนได้เสนอมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวสำหรับโครงสร้างดังกล่าว ตัวอย่างเช่น Wieland(2012)และ ICOLD(2002) [1-2] กล่าวว่าการออกแบบโครงสร้างดังกล่าวภายใต้แรงแผ่นดินไหวต้องทำให้มั่นใจว่าส่วนประกอบและอุปกรณ์ของโครงสร้างดังกล่าวต้องสามารถใช้งานได้ในระหว่างเกิดและหลังเกิดแผ่นดินไหว

ในปี ค.ศ.1996 องค์กรวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบจากภัยแผ่นดินไหวของประเทศสหรัฐอเมริกา (Applied Technology Council) ได้ตีพิมพ์คู่มือการออกแบบโครงสร้างอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหว (seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40) [3] ซึ่งมีการให้คำแนะนำการออกแบบอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวและรายละเอียดเกี่ยวกับการวิเคราะห์และการประเมินความปลอดภัยของอาคารจากแผ่นดินไหว วิธีการออกแบบตามประสิทธิภาพ ให้ข้อมูลเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างอาคารภายใต้ระดับการสั่นไหวที่สอดคล้องกับค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารเป้าหมาย

โดยทั่วไปข้อกำหนดและมาตรฐานการประเมินโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวส่วนใหญ่มุ่งเน้นไปที่อาคารทั่วไป แม้ว่าบางข้อกำหนดอาจให้แนวคิดการออกแบบเพิ่มเติมเพื่อประเมินความปลอดภัยจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างที่สำคัญอื่น ๆ แต่สำหรับอาคารประกอบเขื่อนยังไม่ได้รับความสนใจในการใช้ข้อกำหนดดังกล่าว ในปี ค.ศ.2000 งานวิจัยของ Wendy และ Colin [4] ได้นำเสนอการประเมินความปลอดภัยของประตูโค้งบนสันฝาย (spillway radial gate)โดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ในรูปแบบ 3 มิติ จากแรงแผ่นดินไหวที่เขื่อน Kilmorack เพื่อศึกษาเกี่ยวกับความอ่อนแอของประตูเมื่อเกิดแผ่นดินไหวและเพื่อกำหนดวิธีการที่เหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์คลื่นไหวสะเทือนของประตู และสามารถนำผลการวิเคราะห์ไปใช้กับประตูระบายน้ำล้นที่อื่นที่คล้ายคลึงกัน ส่วนในประเทศไทย เจนคณิต [5-6] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมทางพลศาสตร์และประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมาจากแผ่นดินไหว โดยทำการวิเคราะห์การตอบสนองของโครงสร้างไม่เชิงเส้นแบบประวัติเวลา (Nonlinear Response History Procedure) ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารระบายน้ำล้นจากแรงแผ่นดินไหว อย่างไรก็ตามการศึกษาดังกล่าวยังไม่ได้ประเมินความเสียหายของประตูระบายน้ำล้นในเขื่อนเดียวกัน

ในประเทศไทยเกณฑ์การออกแบบอาคารภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้ถูกกำหนดไว้ใน มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1302) [7-8] ได้กำหนดระดับแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา (Maximum Considered Earthquake, MCE) ที่มีโอกาสเกิดขึ้นน้อยที่รอบการเกิดซ้ำ 2475 ปี และ ระดับแผ่นดินไหวสำหรับการออกแบบ (Design Basis Earthquake, DBE) ที่รอบการเกิดซ้ำ 475 ปี โดย DBE คือ 2/3 ของ MCE

อย่างไรก็ตามระดับป้องกันการพังทลายอาจป้องกันไม่ให้สิ่งปลูกสร้างพังทลายเท่านั้น แต่ในความเป็นจริงระดับสมรรถนะของอาคารประกอบเขื่อนจะต้องอยู่ในระดับปฏิบัติงานได้

มีรายงานแผ่นดินไหวในระดับปานกลางถึงใหญ่ในภาคเหนือของประเทศไทย เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม ปี ค.ศ. 2014 แผ่นดินไหวขนาด 6.1 ที่แม่ลาวและบริเวณทางตอนเหนือของประเทศไทยและพม่า แผ่นดินไหวทำให้เกิดผู้เสียชีวิตและความเสียหายต่ออาคารถนนและวัด เหตุการณ์ครั้งนี้เป็นแผ่นดินไหวที่รุนแรงที่สุดที่เคยบันทึกไว้ในประเทศไทย [9-10]

ดังนั้นเพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว วัตถุประสงค์ของการวิจัยนี้คือเพื่อเสนอแนวทางในการประเมินความปลอดภัยของแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างประตูระบายน้ำล้นซึ่งส่วนประกอบที่สำคัญอย่างยิ่งในอาคารระบายน้ำ เนื่องจากหากมีความเสียหายเกิดขึ้นจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวอาจจะส่งผลทำให้ไม่สามารถกักเก็บหรือควบคุมน้ำในอ่างกักเก็บได้และก่อให้เกิดน้ำท่วมแบบฉับพลันในบริเวณพื้นที่ท้ายน้ำ เพื่อให้แน่ใจว่าประตูระบายน้ำสามารถทำงานได้ตามปกติหลังจากเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ในอนาคต

2. ประตูระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมาและคลื่นแผ่นดินไหว

เขื่อนที่ถูกเลือกในการศึกษาครั้งนี้คือเขื่อนกิ่วคอหมา ซึ่งเป็นเขื่อนดินที่ตั้งอยู่ใน อำเภอแจ้ห่ม จังหวัดลำปาง (ละติจูด 18–48 '- 24” N, ลองจิจูด 99-38-48” E) โดยเขื่อนแห่งนี้ใช้กักเก็บน้ำจากแม่น้ำวังซึ่งเป็นสายหนึ่งของแม่น้ำเจ้าพระยาซึ่งอยู่ห่างจากลำปาง 61 กิโลเมตรไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ เขื่อนแห่งนี้ตั้งอยู่ ห่างจากต้นกำเนิดแผ่นดินไหวแม่ลาวปี พ.ศ. 2557เป็นระยะ 90 กิโลเมตร การก่อสร้างเขื่อนเริ่มต้นขึ้นในปี พ.ศ. 2548 และเสร็จสมบูรณ์ในปี พ.ศ. 2553 เขื่อนนี้ไม่เพียงแต่สร้างขึ้นเพื่อป้องกันน้ำท่วมแต่ยังให้น้ำเพื่อการชลประทานการบริโภคของมนุษย์และการใช้ในอุตสาหกรรมในจังหวัดลำปาง ตัวเขื่อนมีความจุ 170 ล้านลูกบาศก์เมตร เขื่อนกิ่วคอหมามีอาคารประกอบเขื่อน 3 ส่วนได้แก่ อาคารระบายน้ำล้น อาคารระบายน้ำลงลำน้ำเดิม และเครื่องกำเนิดไฟฟ้า [11] ในการศึกษานี้จากข้อมูลที่มีอยู่และความสำคัญของเขื่อนเขื่อนแห่งนี้ได้คัดเลือกประตูระบายน้ำล้นเพื่อทำการประเมินความปลอดภัยภายใต้แรงแผ่นดินไหว

2.1 ประตูระบายน้ำล้น

อาคารระบายน้ำล้นตั้งอยู่ทางด้านขวาของเขื่อนหลัก (มองจากทางต้นน้ำ)ดังแสดงในรูปที่ 1 อาคารดังกล่าวเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ความยาวโดยรวมของอาคารระบายน้ำล้นคือ 800 เมตร และความกว้างของช่องระบายน้ำคือ 42.5 ม. ความจุสูงสุดของการกักเก็บน้ำคือ 352.90 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL) อาคารสามารถระบายน้ำได้สูงสุด 1,209 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เพื่อรองรับอัตราการระบายน้ำรอบการเกิดซ้ำ 1,000 ปี [11] อาคารดังกล่าวติดตั้งประตูระบายน้ำล้นเป็นแบบประตูโค้งบนสันฝาย (spillway radial gate) มีขนาดของแผ่นเหล็กกั้นน้ำคือ 12.5 x 7.00 เมตรและรัศมีของแขนนับจากจุดหมุดถึงแผ่นเหล็กกั้นน้ำคือ 10 เมตร ติดตั้งจำนวน 3 บาน ดังแสดงในรูปที่ 2

รูปที่ 1 เขื่อนกิ่วคอหมาและอาคารระบายน้ำ(cite https://www.google.co.th/maps/ place/hl=th)

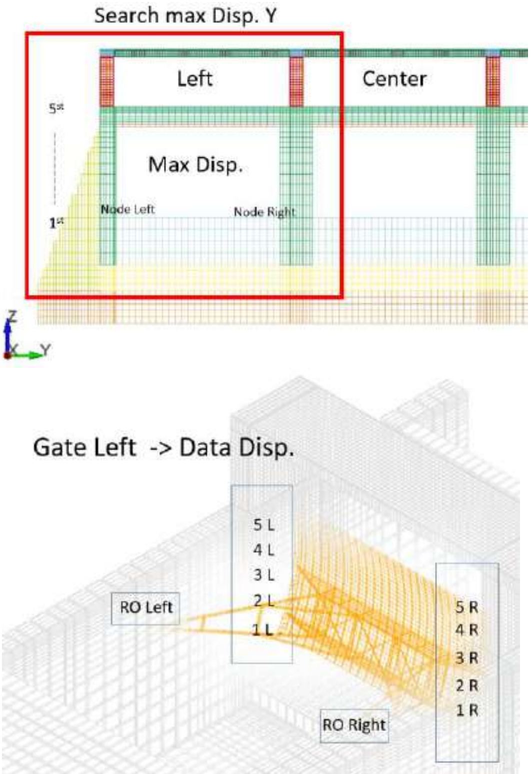
รูปที่ 2 อาคารระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมา

รูปที่ 3 ประตูระบายน้ำล้น(spillway radial gate)

2.2 การเคลื่อนที่ที่กระทำกับประตูระบายน้ำล้นจากแผ่นดินไหว

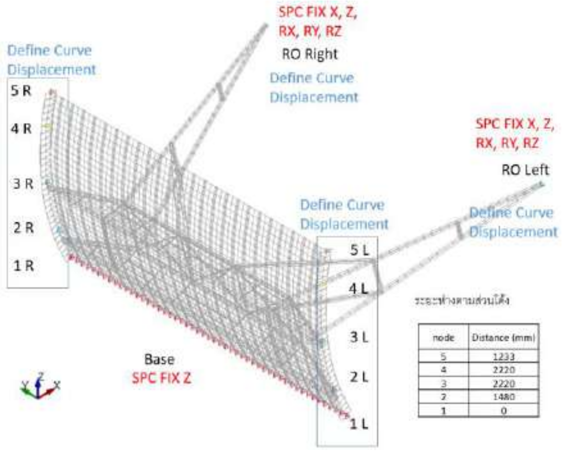
แผ่นดินไหวที่นำมาพิจารณาในการศึกษานี้มีรอบการเกิดซ้ำที่ 2475 ปี (MCE) สำหรับพื้นที่ที่ศึกษามีรอยเลื่อนมีพลังหลายแห่งที่ตั้งอยู่ใกล้กับเขื่อนกิ่วคอหมา รอยเลื่อนที่ถูกนำมาใช้ในงานวิจัยนี้คือรอยเลื่อนพะเยาซึ่งเป็นรอยเลื่อนแบบรอยเลื่อนปกติ(normal fault)ซึ่งอยู่ใกล้เขื่อนมากที่สุด รอยเลื่อนดังกล่าวอยู่ห่างจากเขื่อนกิ่วคอหมาคือ 20 กิโลเมตร ในขณะที่รอยเลื่อนที่ถูกนำมาใช้งานโดยทั่วไปอยู่ที่ประมาณ 100 กิโลเมตร จากเขื่อน [8] สำหรับระดับสมรรถนะของอาคารระบายน้ำล้นที่เกิดขึ้นภายใต้แผ่นดินไหว MCE ต้องเป็นไปตามเงื่อนไขต่อไปนี้ ส่วนประกอบโครงสร้างของอาคารระบายน้ำล้นทั้งหมดจะต้องอยู่ในสภาพที่สมบูรณ์และสามารถควบคุมการปล่อยน้ำในอ่างเก็บน้ำได้

เนื่องจากการขาดการบันทึกข้อมูลของคลื่นแผ่นดินไหวในประเทศไทย งานวิจัยนี้จึงได้ทำการใช้ข้อมูลจากงานวิจัยการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของอาคารระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมาของ เจนคณิต [5-6] ที่ได้ทำการเลือกคลื่นแผ่นดินไหวที่นำมาวิเคราะห์พิจารณาจากแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นได้ในพื้นที่อาคารระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอมหมา โดยการดัดแปลงคลื่นแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นทั่วโลก ที่มีขนาด ลักษณะการเกิดและลักษณะอื่นๆ ที่มีลักษณะของค่าสเปกตรัมใกล้เคียงกับพื้นที่วิเคราะห์ นำมาปรับค่าตามสเปกตรัมตอบสนองตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1302) [7] โดยพิจารณาเลือกคลื่นแผ่นดินไหวมา 3 คลื่น จากลักษณะของรอยเลื่อน, ระยะทาง, ขนาดแผ่นดินไหว และค่าอัตราเร่ง งานวิจัยนี้ได้ใช้ผลการเคลื่อนที่จากการวิเคราะห์โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ให้ผลรุนแรงที่สุดมาพิจารณา

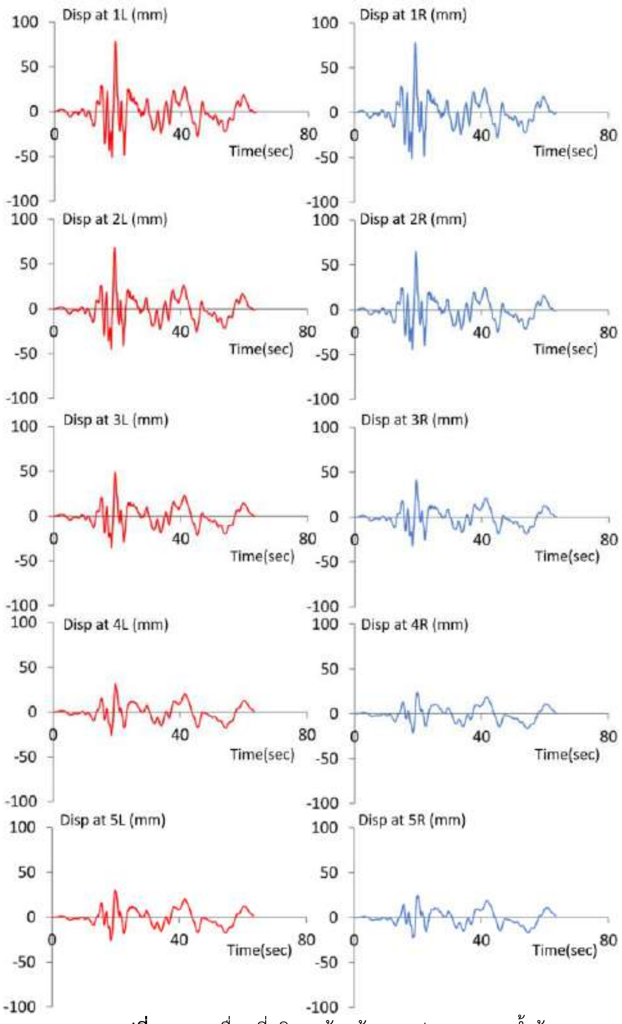


รูปที่ 4 บริเวณที่ประตูระบายน้ำล้นสัมผัสอาคารระบายน้ำล้น

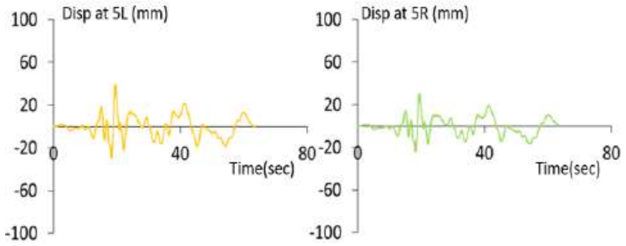
สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองประตูระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมาผ่านโปรแกรม LS-DYNA ได้นำการเคลื่อนที่ที่ผนังบริเวณที่ติดกับประตูระบายน้ำล้น และจุดรองรับแขนประตู งานวิจัยนี้จึงนำข้อมูลการเคลื่อนที่ที่บริเวณดังกล่าวมาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ความเสียหายของประตูระบายน้ำล้นโดยเลือกประตู 1 บานจาก 3 บานที่เกิดค่าการเคลื่อนที่สูงสุด(แสดงในรูปที่ 4) จากนั้นใส่ค่าการเคลื่อนที่บริเวณด้านข้างของประตูระบายน้ำล้น 2 ข้าง ข้างละ 5 ตำแหน่ง และ บริเวณจุดรองรับแขนประตูทั้ง 2 ข้าง ดังแสดงในรูปที่ 5 รายละเอียดค่าการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งต่างๆบนประตูระบายน้ำล้นดังแสดงในรูปที่ 6 และ 7



รูปที่ 5 บริเวณที่ใส่ค่าการเคลื่อนที่บนประตูระบายน้ำล้น



รูปที่ 6 การเคลื่อนที่บริเวณด้านข้างของประตูระบายน้ำล้น

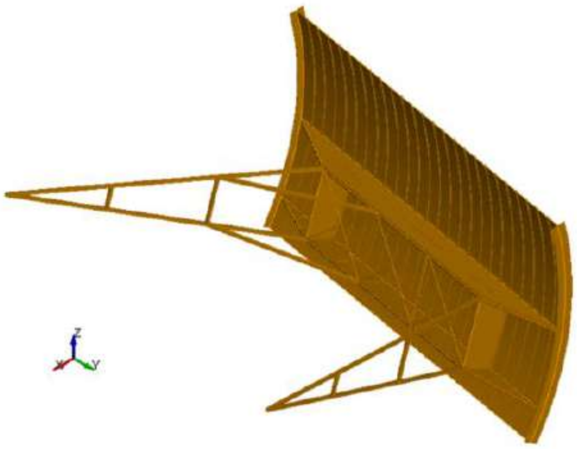


รูปที่ 7 การเคลื่อนที่บริเวณจุดจุดรองรับแขนประตูทั้ง 2 ข้าง

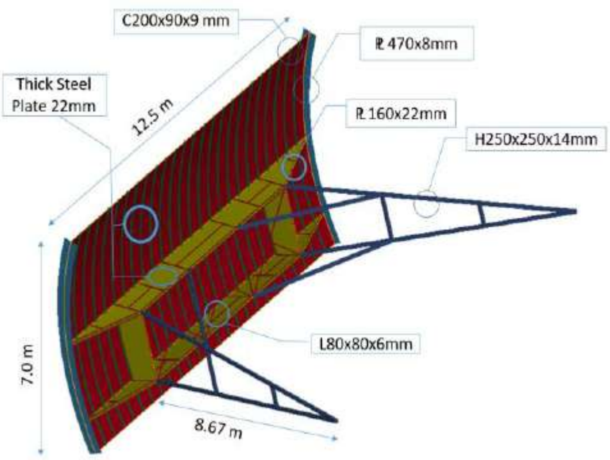
3. การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

3.1 แบบจำลองประตูระบายน้ำล้น

การวิเคราะห์ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ถูกใช้ผ่านโปรแกรม LS-DYNA [12] โดยเป็นแบบจำลอง 3 มิติของประตูระบายน้ำล้นที่ใช้องค์ประกอบของบานประตูกั้นน้ำซึ่งเป็นแผ่นเหล็กโค้งใช้เป็น ELEMENT_SHELL สำหรับองค์ประกอบของแขนประตูและโครงถักที่เชื่อมกับบานประตูซึ่งเป็นเหล็กรูปพรรณใช้เป็น ELEMENT_BEAM โดยพิจารณาถึงการยึดเกาะที่สมบูรณ์แบบระหว่าง ELEMENT_SHELLกับ ELEMENT_BEAM สำหรับคุณสมบัติของวัสดุซึ่งเป็นเหล็กทั้งหมดจะทำการสันนิษฐานว่ามีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น (MAT_ELASTIC) แบบจำลองประกอบด้วยองค์ประกอบของ ELEMENT_SHELL และELEMENT_BEAM จำนวน 1875 และ 1458 ชิ้นส่วน ตามลำดับ มีจุดต่อ (Node) ทั้งหมด 3645 จุดต่อ และกำหนดเงื่อนไขการเคลื่อนที่ดังต่อไปนี้ คือ ที่บริเวณสันฝายจำกัดการเคลื่อนที่ในทิศทางแกน Z, บริเวณด้านข้างของประตูทั้ง 2 ฝั่งจำกัดการเคลื่อนที่ในทิศทางแกน X และ บริเวณจุดหมุดตรงปลายสุดของแขนประตูทั้ง 2 ข้าง จำกัดการเคลื่อนที่ในทุกทิศทาง โดยแบบจำลองสามมิติของประตูระบายน้ำล้นนั้นแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 8 แบบจำลองสามมิติประตูระบายน้ำล้น



รูปที่ 9 ส่วนประกอบของประตูระบายน้ำล้น

สำหรับรายละเอียดของเหล็กโครงสร้างของประตูระบายน้ำล้นมีองค์ประกอบขององค์อาคารเหล็กรูปพรรณ ดังแสดงในตารางที่ 1 โดยส่วนของแขนประตูใช้วัสดุเป็นเหล็กรูปพรรณแบบ H250x250x14 mm, เหล็กโค้งประตูใช้วัสดุเป็นแผ่นเหล็กแบบ PL160x22 mm, Bracingใช้วัสดุเป็นเหล็กรูปพรรณแบบ L80x80x6 mm, เหล็กขอบประตูด้านนอกใช้วัสดุเป็นแผ่นเหล็กแบบ PL 470x8 mm, เหล็กขอบประตูด้านในใช้วัสดุเป็นแผ่นเหล็กแบบ C200x90x9 mm และ บานประตูและแผ่นเหล็กโครงประตูใช้วัสดุเป็นแผ่นเหล็กขนาด 12.5x7.0 m

ตารางที่ 1 ส่วนประกอบของประตูระบายน้ำล้น

ส่วนประกอบ	วัสดุ
แขนประตู	H250x250x14 mm
เหล็กโครงประตู	PL160x22 mm
Bracing	L80x80x6 mm
เหล็กขอบประตูด้านนอก	PL 470x8 mm
เหล็กขอบประตูด้านใน	C200x90x9 mm
บานประตูและแผ่นเหล็กโครงประตู	Thick Steel Plate 22mm

3.2 คุณสมบัติของวัสดุ

สำหรับการศึกษานี้แบบจำลองวัสดุเป็นพฤติกรรมการคืนรูปแบบอิลาสติก (elastic behavior) โดยประตูระบายน้ำล้นเป็นโครงสร้างเหล็กที่มีส่วนประกอบของบานประตูเป็นแผ่นเหล็กหนา 22 มิลลิเมตร และมีองค์อาคารที่ทำจากเหล็กรูปพรรณ ซึ่งเหล็กที่นำมาใช้จากแบบก่อสร้างจริงนั้นมีคุณสมบัติตามมาตรฐาน มอก. 1227-2539 ชั้นคุณภาพ SS400 และเหล็กที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์มีคุณสมบัติของวัสดุ ดังแสดงในตารางที่ 2 โดยคุณสมบัติที่พิจารณาได้แก่ โมดูลัสความยืดหยุ่น (E), อัตราส่วนปัวซอง (υ) และความหนาแน่น (ρ) ถูกกำหนดตามคู่มือการใช้งานโปรแกรม LS-DYNA [13]

ตารางที่ 2 คุณสมบัติวัสดุ

วัสดุ	โมดูลัสยืดหยุ่น (GPa)	อัตราส่วนปัวซอง	ความหนาแน่น (kg/m^3)
แผ่นเหล็ก	210	0.265	7,830
เหล็กรูปพรรณ	210	0.265	7,830

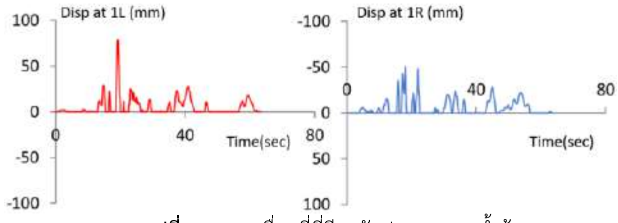
3.3 การเคลื่อนที่จากแบบจำลองอาคารระบายน้ำล้น

เมื่อเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนที่บริเวณพบว่า เกิดการเคลื่อนที่มากที่สุดที่บริเวณซ้ายล่างตำแหน่ง 2L มีค่าการเคลื่อนที่สูงสุดเท่ากับ 68.48 มิลลิเมตร โดยค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ตำแหน่งต่างๆแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่ตำแหน่งต่างๆบนผนังประตูระบายน้ำล้น

ตำแหน่ง	ค่าการเคลื่อนที่สูงสุด(mm)
1R	51.03
2R	65.06
3R	41.19
4R	24.06
5R	24.00
1L	78.42
2L	68.48
3L	48.80
4L	31.74
5L	30.50
RO Right	30.35
RO Left	39.20

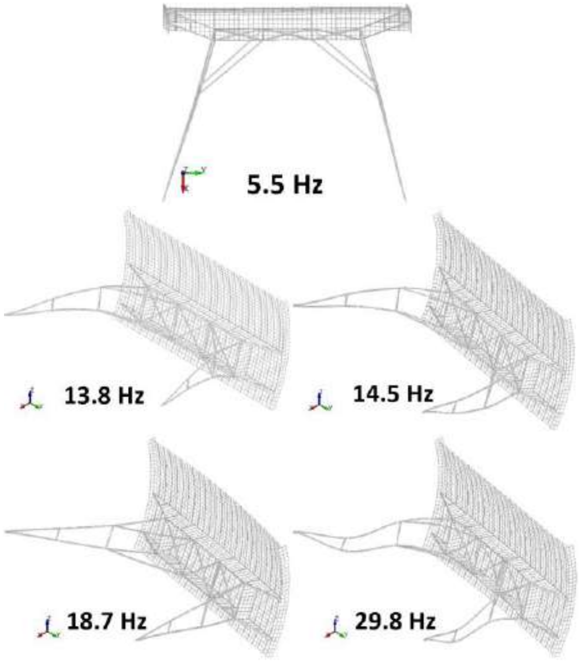
งานวิจัยนี้ได้พิจารณาแล้วว่าประตูระบายน้ำล้นสามารถรับการเคลื่อนที่แบบกดเท่านั้นไม่สามารถรับการเคลื่อนที่แบบดึงได้ ดังนั้นค่าการเคลื่อนที่ที่จะใช้มาวิเคราะห์ความเสียหายของประตูระบายน้ำล้นบริเวณด้านซ้ายของบานประตูจะมีค่าการเคลื่อนที่เป็นเครื่องหมายบวกเท่านั้นและบริเวณด้านขวาของบานประตูจะมีค่าการเคลื่อนที่เป็นเครื่องหมายลบเท่านั้น ดังนั้นค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่เกิดขึ้นด้านขวาของประตูระบายน้ำล้นเกิดขึ้นที่บริเวณขวาล่างสุดของประตู (ตำแหน่ง1R) มีค่าเท่ากับ 51.03 มิลลิเมตร และค่าการเคลื่อนที่สูงสุดที่เกิดขึ้นด้านซ้ายของประตูระบายน้ำล้นเกิดขึ้นที่บริเวณซ้ายล่างสุดของประตู (ตำแหน่ง 1L) มีค่าเท่ากับ 78.42 มิลลิเมตร รูปที่10 แสดงค่าการเคลื่อนที่บนประตูระบายน้ำล้นเมื่อทำการปรับแก้เครื่องหมายของค่าการเคลื่อนที่แล้ว



รูปที่ 10 การเคลื่อนที่ที่มีผลกับประตูระบายน้ำล้น

4. ความถี่ธรรมชาติและลักษณะการสั่นไหว

จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ผ่านโปรแกรม LS-DYNA พบว่าลักษณะการสั่นสะเทือน(Mode Shape)ในรูปแบบที่ 1 เกิดความอ่อนไหวมากที่สุดเกิดขึ้นในทิศทางแกน y หรือตามแนวการเคลื่อนที่สูงสุดของประตูระบายน้ำล้นซึ่งมีค่าความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 5.50 Hz ส่วนค่าความถี่ธรรมชาติของลักษณะการสั่นสะเทือนในรูปแบบที่ 2 มีค่าเท่ากับ 13.8 Hz มันเป็นลักษณะการดัดรอบแกน y มีความอ่อนไหวสูงสุดอยู่ที่แขนของประตูทั้ง 2 ข้าง ส่วนค่าความถี่ธรรมชาติของลักษณะการสั่นสะเทือนในรูปแบบที่ 3 มีค่าเท่ากับ 14.5 Hz มันเป็นลักษณะการดัดรอบแกน x มีความอ่อนไหวสูงสุดอยู่ที่แขนของประตูทั้ง 2 ข้าง จากนั้นค่าความถี่ธรรมชาติของลักษณะการสั่นสะเทือนในรูปแบบที่ 4 มีค่าเท่ากับ 18.7 Hz มันเป็นลักษณะการดัดรอบแกน y มีความอ่อนไหวสูงสุดอยู่ที่บริเวณส่วนบนของแผ่นเหล็กประตู และค่าความถี่ธรรมชาติของลักษณะการสั่นสะเทือนในรูปแบบที่ 5 มีค่าเท่ากับ 29.8 Hz มันเป็นลักษณะการดัดรอบแกน y มีความอ่อนไหวสูงสุดอยู่ที่แขนของประตูทั้ง 2 ข้าง โดยที่แขนของประตูทั้ง 2 ข้าง เกิดจุดดัดกลับ 2 ตำแหน่ง ลักษณะการสั่นสะเทือนของประตูระบายน้ำล้นในรูปแบบต่างๆถูกแสดงดังรูปที่ 11

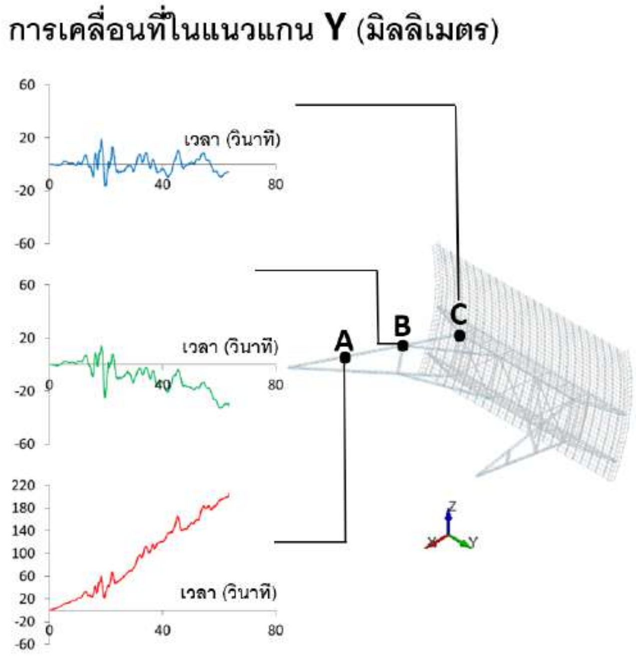


รูปที่ 11 ความถี่ธรรมชาติและการสั่นไหว

5. ผลการวิเคราะห์

5.1 พฤติกรรมของประตูระบายน้ำล้นภายใต้แรงแผ่นดินไหว

จากการวิเคราะห์พบว่าการตอบสนองของโครงสร้างประตูระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมามีการสั่นไหวของโครงสร้างมากที่สุดที่บริเวณแขนทั้ง 2 ข้าง โดยแสดงการเสียรูปจากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เทียบกับจุดรองรับแขนประตู ดังแสดงในรูปที่ 12 ซึ่งแสดงการพล็อตเวลากับการเคลื่อนที่สำหรับจุด A,B และ C เมื่ออยู่ภายใต้การเคลื่อนที่จากแบบจำลองอาคารระบายน้ำล้นของเจนคณิต [5-6] จากกรณีการวิเคราะห์ทั้งหมดพบว่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์สูงสุดเฉลี่ย Uy คือ 20.6 เซนติเมตร ซึ่งสามารถพบได้ที่บริเวณปลายแขนใกล้จุดรองรับแขนประตู (จุด A)



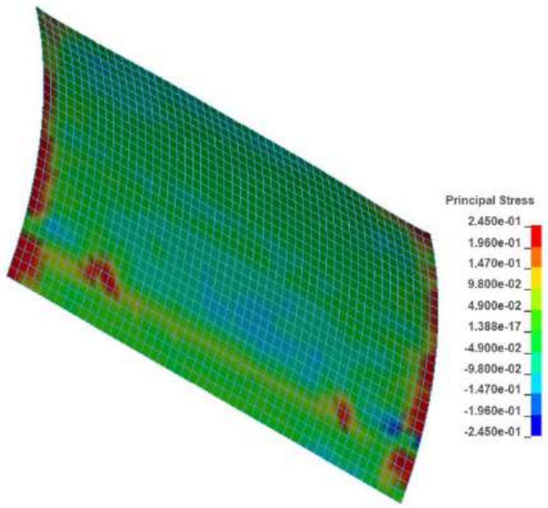
รูปที่ 12 การเคลื่อนที่ในแนวแกน Y ที่แขนของประตูระบายน้ำล้น

5.2 ความเสียหายของประตูระบายน้ำล้น

ความเสียหายของโครงสร้างประตูระบายน้ำล้นนั้นที่ส่วนของบานโค้งประตูถูกจำลองมาจาก ELEMENT_SHELL สามารถเปรียบเทียบค่าอ้างอิงจากกำลังคราก (Yield Stress) ที่รับได้กับค่าความเค้นสูงสุดที่เกิดขึ้นกับบานประตู ดังแสดงในตารางที่ 4 และ รูปที่ 13

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบกำลังของบานประตู

ส่วนประกอบ	กำลังคราก(GPa)	ความเค้นสูงสุด(GPa)
บานประตู	0.245	0.879

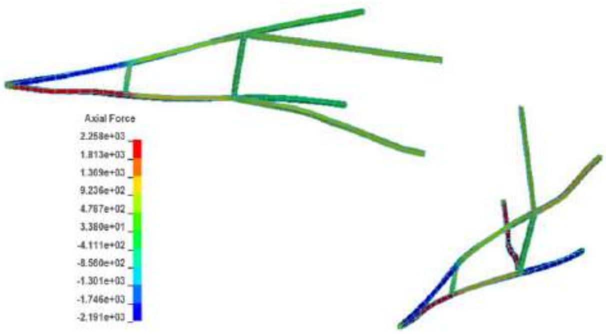


รูปที่ 13 ความเค้นที่เกิดขึ้นที่บานประตู (Principal Stress)

ความเสียหายในส่วนขององค์ประกอบขององค์อาคารเหล็กรูปพรรณนั้นจะพิจารณาในส่วนของแขนประตูทั้ง 2 ข้าง (H250x250x14 mm) ซึ่งเป็นส่วนที่มีการสั่นไหวสูงสุดโดยถูกจำลองมาจาก ELEMENT_BEAM สามารถเทียบค่าอ้างอิงจากแรงดึง (Tensile Force) และแรงอัด (Compression Force) สูงสุดตามแนวแกน (Axial Force) ที่แต่ละหน้าตัดสามารถรับได้โดยคำนวณมาจากคุณสมบัติของเหล็กรูปพรรณตามมาตรฐาน มอก. 1227-2539 ชั้นคุณภาพ SS400 กับค่าแรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์ (Axial Force Resultant) สูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละชิ้นส่วนของเหล็กรูปพรรณ ดังแสดงในตารางที่ 5 และรูปที่ 14

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบแรงตามแนวแกนของแขนประตู

ส่วนประกอบ	กำลังรับแรงดึง(kN)	แรงดึงสูงสุด (kN)	กำลังรับแรงอัด(kN)	แรงอัดสูงสุด (kN)
แขนประตู	2258.4	5383.5	2901.8	3516.3



รูปที่ 14 แรงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นที่แขนประตู (Axial Force)

6. บทสรุป

สำหรับผลการวิเคราะห์จากงานวิจัยนี้ได้นำเสนอคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์ของประตูระบายน้ำล้นโดยใช้การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

ความถี่ธรรมชาติของประตูระบายน้ำล้น(spillway radial gate)ในรูปแบบการสั่นไหวพื้นฐานมีรูปแบบการเคลื่อนที่ในแนวแกน y มีค่าเท่ากับ 5.5 Hz เมื่อนำค่าความถี่ธรรมชาติไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยของ Wendy และ Colin [4] ที่ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับค่าความถี่ธรรมชาติของประตูระบายน้ำล้นแบบโค้งบนสันฝาย (spillway radial gate)ที่เขื่อน Kilmorack โดยประตูระบายน้ำล้นดังกล่าวมีขนาดและรูปร่างใกล้เคียงกับประตูระบายน้ำล้นที่เขื่อนกิ่วคอหมา พบว่าค่าความถี่ธรรมชาติของการสั่นไหวในรูปแบบต่างๆ 5 รูปแบบแรกมีค่าใกล้เคียงกัน ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่าเปรียบเทียบความถี่ธรรมชาติ

No.Mode Shape	Frequencies (Hz)		
	Kilmorack Dam		Kiew Kho Ma Dam
	Tests	Model	model
1	7.4	6.3	5.5
2	14.6	13.6	13.8
3	14.0	13.9	14.5
4	19.8	18.9	18.7
5	25.5	22.8	29.8

การที่ค่าความถี่ธรรมชาติของประตูระบายน้ำล้นที่เขื่อนกิ่วคอหมามีค่าใกล้เคียงกับประตูระบายน้ำล้นที่เขื่อน Kilmorack นั้นแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองของประตูระบายน้ำล้นที่เขื่อนกิ่วคอหมามีความน่าเชื่อถือและใช้เป็นตัวแทนของประตูระบายน้ำล้นจริงได้

จากการวิเคราะห์พฤติกรรมของประตูระบายน้ำล้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวนั้นพบว่าบริเวณปลายแขนใกล้จุดรองรับแขนประตู (จุด A) เกิดการเคลื่อนที่มากที่สุด ซึ่งแสดงให้เห็นว่าส่วนแขนของประตูใกล้จุดรองรับเป็นจุดอ่อนแอที่สุดของประตูระบายน้ำล้น

ความเสียหายของประตูระบายน้ำล้นหลังจากการวิเคราะห์พบว่าทั้งส่วนของบานโค้งประตูและส่วนขององค์ประกอบขององค์อาคารเหล็กรูปพรรณนั้นมีหลายชิ้นส่วนที่เกินกำลังของวัสดุที่จะรับได้ อย่างไรก็ตามงานวิจัยนี้ยังมีความไม่สมบูรณ์จึงต้องทำการการวิจัยต่อ โดยอาจมีการเปลี่ยนเงื่อนไขที่บริเวณสันฝายและจุดรองรับแขนประตูทั้ง 2 ข้าง และมีการเปลี่ยนแบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุที่ปัจจุบันสามารถวิเคราะห์พฤติกรรมการคืนรูปแบบอิลาสติก (elastic behavior) ได้เพียงอย่างเดียว ไม่สามารถวิเคราะห์พฤติกรรมของวัสดุเมื่อเกิดหน่วยแรงเค้นที่เกินกำลังคราก (Yield Stress) ไปแล้วได้ และอาจมีการเปลี่ยนจากการใส่ค่าการเคลื่อนที่ลงบนแบบจำลองประตูระบายน้ำล้นมาเป็นการใส่ค่าแรงลงบนแบบจำลองประตูระบายน้ำล้นแทน เนื่องจากแรงจะทำให้เกิดแรงปฏิกิริยา

(Reaction) จากประตูระบายน้ำล้นกระทำกับผนังกำแพงของอาคารระบายน้ำล้น ทำให้พฤติกรรมของแบบจำลองประตูระบายน้ำล้นใกล้เคียงกับความเป็นจริงยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยงานนี้ได้รับการสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัยแห่งประเทศไทย (MRG6080109)

ขอแสดงความขอบคุณต่อ รองศาสตราจารย์ ดร. สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ได้ให้คำปรึกษาและข้อแนะนำในหัวข้องานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ICOLD (2002). Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams. *Commission Internationale des Grands Barrages. Bulletin 123.*

[2] Wieland (2012). Seismic Hazard and Seismic Design and Safety Aspects of Large Dam Projects. *Geological and Earthquake Engineering 34.*

[3] Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC 40). *Seismic safety commission state of California. lnc.*

[4] Wendy, E. and Colin, T. (2000). Seismic analysis and dynamic testing of a spillway radial gate, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zeland, Sunday 30 January - Friday 4 February 2000.

[5] Bhuddarak, C., Chayanon, H. and Junji, K. (2020). seismic analysis of dam–relevant structures in Northern Thailand, *International Journal of GEOMATE*, Jan., 2020, Vol.18, Issue 65, pp. 94-101, ISSN: 2186-2982 (P), 2186-2990 (O), Japan, DOI: https://doi.org/10.21660/2020.65.56966.

[6] เจนคณิต ขัดทองคำ, พุทธรักษ์ จรัสพันธุ์กุล, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, ปิยะพงษ์ วงค์เมธา และ ชินพัฒน์ บัวชาติ, การวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ของอาคารระบายน้ำล้นเขื่อนกิ่วคอหมา, *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, จ.อุดรธานี, 9-10 ก.ค. 2019, หน้า 219 -227, 2019.

[7] Department of Public Works and Town & Country Planning, Ministry of Interior, Thailand (2009). Seismic design criteria in National Standard DPT 1302. *Seismic Resistant Design of Buildings and Structures*.

[8] Ornthammarath, T., Warnitchai, P., Worakanchana, K., Zaman S., Sigbjornsson R. and Lai C., (2010). Probabilistic seismic hazard assessment for Thailand. *Bull Earthquake Eng*, 9(2), 367-394.

[9] U.S. Geological Survey USGS (2014). M 6.1 – 13 km NNW of Phan, Thailand, accessed August 2, 2019, at URL https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usb000qack/executive.

[10] Earthquake-Report.com (2014). Very strong deadly earthquake close to Chiang Rai, Thailand - At least 1 dead and 32 injuries + huge number of aftershocks, accessed August 23, 2017, at URLhttps://earthquakereport.com/2014/05/05/strong-earthquakethailand-on-may-5-2014/.

[11] Electricity Generating Authority of Thailand EGAT (2018). Kiew Kho Ma Dam, accessed August 23, 2017, at URL https://www.egat.co.th/en/information/power-plants-and-dams?view=article&id=481.

[12] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion database., accessed August 23, 2017, at URL https://peer.berkeley.edu/peer-strong-groundmotion-databases.

[13] Hallquist JO (2010). LS-DYNA keyword user's manual, Livermore Software Technology Corporation (LSTC). version 971, Vol. 1.

การสำรวจอัตราการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี
Survey on Carbonation Rate of Pedestrian Bridge Structures in Chonburi Community Area

สุพจน์ ธรรมนิทา[1*] และ ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี

*Corresponding author; E-mail address: suphot_t@mail.rmutt.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้เป็นการตรวจสอบการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี โดยทำการวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม วัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมและประเมินกำลังอัดประลัย พร้อมเจาะเก็บชิ้นตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชันของของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตั้งอยู่ในเขตชุมชนของจังหวัดชลบุรี โดยเลือกใช้โครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม 4 สะพาน ข้อมูลที่ได้นำมาหาการเกิดคาร์บอเนชันและทำนายอายุของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม โดยใช้สมการของ Fick's first law of diffusion และมาตรฐานการออกแบบความคงทนสำหรับโครงสร้างที่เผชิญคาร์บอเนชันของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.) ผลการศึกษาพบว่า ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตั้งอยู่ในเขตชุมชนของจังหวัดชลบุรี มีค่าเฉลี่ยระหว่าง 31 ถึง 44 มิลลิเมตร และกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าเฉลี่ยระหว่าง 307 ถึง 367 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และความลึกคาร์บอเนชันมีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 32 ถึง 41 มิลลิเมตร ส่วนสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 6.4 ถึง 7.1 มิลลิเมตร/ปี$^{1/2}$ สุดท้ายด้วยวิธีการตามสมการ Fick's first law of diffusion และมาตรฐาน มยผ. สามารถทำนายและคำนวณอายุปลอดการซ่อมแซมของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตั้งอยู่ในเขตชุมชนของจังหวัดชลบุรีที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ โดยผลที่ได้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบวางแผนดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

คำสำคัญ: โครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม, คาร์บอนไดออกไซด์, คาร์บอเนชัน, การทำนายอายุปลอดการซ่อมแซม, จังหวัดชลบุรี

Abstract

This article was an investigation on the carbonation depth of pedestrian bridge structures in Chonburi community area. Carbon dioxide (CO_2) concentration and relative humidity (RH) of the environment, and cover thickness, compressive strength and carbonation depth of concrete of pedestrian bridge structures were measured. In this study, the pedestrian bridge structures used 4 bridges in Chonburi community area. The study results were analyzed the occurrence on the carbonation depth of pedestrian bridge structures. The predict for free service life of pedestrian bridge structures in both by Fick's first law of diffusion equation and durability design of carbonation structure of Department of Public Works and Town & Country Planning were considered. The results indicated that the pedestrian bridge structures had the average of the cover thickness and the average of the compressive strength as 31-44 mm and 307-367 kg/cm^2, respectively. Besides, the average of the carbonation depth and the average of the carbonation coefficient of pedestrian bridge structures were 32-41 mm and 6.4-7.1 mm/year$^{0.5}$, respectively. Finally, the proposed method to Fick's first law of diffusion equation and durability design of carbonation structure of Department of Public Works and Town & Country Planning can predict and calculate the free service life of the pedestrian bridge structures exposed to CO_2. The result can be used in the design, planning and maintenance of pedestrian bridge structures faced by the carbonation environment as well as preventing damage that will occur in the future.

Keywords: pedestrian bridge structure, carbon dioxide, carbonation, service life prediction, Chonburi province

1. บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่ใช้ในงานก่อสร้างกันอย่างแพร่หลายตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน เพราะเป็นวัสดุที่มีความเหมาะสมทั้งด้านราคาและคุณสมบัติต่าง ๆ เช่น การนำมาใช้ในการก่อสร้างโครงสร้างรูปแบบต่าง ๆ อาทิ อาคารหรือโครงสร้างสาธารณะ หรือนำคอนกรีตมาหล่อขึ้นรูป และตกแต่งรูปทรงตามที่ต้องการ ถึงแม้ว่าคอนกรีตสามารถรับแรงอัดได้สูง แต่ถ้าคอนกรีตมีการก่อสร้างในสภาวะแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพ ก็จะทำ

ให้อายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตแตกต่างกัน ซึ่งสภาพแวดล้อมเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสื่อมสภาพเนื่องจากปัญหาความคงทนได้ เช่น การเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชัน คลอไรด์ เป็นต้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่ในเขตที่มีการจราจรหนาแน่น หรือในเขตเมืองจะมีโอกาสสัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในปริมาณที่สูง ก๊าซ CO_2 ดังกล่าวจะเข้าไปทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ในซีเมนต์เพสต์ ทำให้เกิดแคลเซียมคาร์บอเนตดังสมการ $Ca(OH)_2+CO_2$ $CaCO_3+H_2O$ ปฏิกิริยาดังกล่าวเรียกว่าปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน ซึ่งทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลงและส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ จากผลการวิจัยในอดีตพบว่าอัตราการเกิดคาร์บอเนชันในคอนกรีตขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการ เช่น จากผลงานวิจัยในอดีตของ Roy et al [1] พบว่าความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ความชื้นสัมพัทธ์ และอุณหภูมิ มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชัน โดยความชื้นสัมพัทธ์ประมาณร้อยละ 50 ถึง 75 ทำให้อัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูง ส่วนในกรณีของ Castro et al [2] พบว่าตำแหน่งที่ตั้งอาคารห่างจากทะเลประมาณ 100 ถึง 200 เมตร มีแนวโน้มอัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูงกว่าตำแหน่งอื่นๆ และระดับความสูงเพิ่มขึ้นของอาคารตัวอย่างทำให้อัตราการเกิดคาร์บอเนชันสูงขึ้นด้วย นอกจากนี้ Khunthongkeaw et al [3] พบว่าชนิดของวัสดุประสานมีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชัน โดยการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยทำให้เกิดคาร์บอเนชันได้เร็วขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากเป็นการลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงและปฏิกิริยาปอซโซลาน ซึ่งต่างก็มีส่วนทำให้ลดปริมาณแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) จึงทำให้ความลึกคาร์บอเนชันมากขึ้น อย่างไรก็ดียังไม่มีการตระหนักอย่างเพียงพอถึงการวางแผนและการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตที่มีผลกระทบเกี่ยวกับการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันอย่างจริงจัง รวมถึงการนำมาตรฐานการออกแบบต่าง ๆ ที่ช่วยป้องกันการเสื่อมสภาพให้อยู่ในเกณฑ์ที่ป้องกันได้ในสภาพแวดล้อมนั้น ๆ มาประยุกต์ใช้ในงานคอนกรีตที่แพร่หลาย จึงทำให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดความเสี่ยงการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชัน เป็นผลให้อายุการใช้งานของโครงสร้างลดลงตามลำดับ

จังหวัดชลบุรีซึ่งตั้งอยู่ในภาคตะวันออกของประเทศไทยและเป็นจังหวัดที่ติดกับชายทะเล นอกจากนี้ยังมีนิคมอุตสาหกรรมตั้งอยู่ในพื้นที่ด้วยสภาพทางภูมิศาสตร์และเศรษฐกิจของจังหวัด ทำให้อาคารส่วนใหญ่ตั้งอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีการทำลายสูง โดยเฉพาะอย่างยิ่งสะพานลอยคนเดินข้ามที่อยู่ในบริเวณการจราจรหนาแน่นนั้น มีความเสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพของตัวโครงสร้างเนื่องจากสภาวะแวดล้อมดังกล่าว ดังนั้นเพื่อเป็นการรับมือและป้องกันการเสื่อมสภาพของสะพานลอยคนเดินข้ามในพื้นที่จังหวัดชลบุรี

งานวิจัยนี้จึงได้ทำการสำรวจและตรวจสอบการเสื่อมสภาพของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี เพื่อที่จะได้ทราบถึงการเสื่อมสภาพของโครงสร้างดังกล่าว จะได้นำผลการศึกษาไปใช้ในการประเมินความเสี่ยงสำหรับพื้นที่อื่น ๆ ที่อยู่ในสภาพแวดล้อมเดียวกัน นอกจากนี้จะได้สร้างองค์ความรู้เกี่ยวกับความคงทนของอาคารในสภาพแวดล้อมที่มีการทำลายต่อไป

2. วิธีการศึกษา

2.1 การคัดเลือกตัวอย่างสะพานลอยคนเดินข้าม

ในการสำรวจการเกิดคาร์บอเนชัน พร้อมทั้งประเมินความเสียหายและการเสื่อมสภาพของสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี ในครั้งนี้ประกอบด้วย การตรวจสอบด้วยตาเปล่า การวัดความเข้มของปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมในบริเวณที่สะพานลอยคนเดินข้ามดังกล่าวตั้งอยู่ การวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม การประเมินกำลังอัดประลัยของคอนกรีต และการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตเพื่อนำมาทดสอบทางเคมีในห้องปฏิบัติการ เพื่อหาระยะความลึกคาร์บอเนชัน โดยได้ทำการเจาะเก็บตัวอย่างจากโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตั้งอยู่ในเขตอำเภอเมืองชลบุรีที่สัมผัสกับสภาวะแวดล้อมที่มีก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในปริมาณที่สูง จำนวน 4 สะพาน ได้แก่ สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส และสะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี โดยตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดของสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตรวจสอบในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี

ตารางที่ 1 รายละเอียดของสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตรวจสอบในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี

โครงสร้าง	ปีที่แล้วเสร็จ	อายุ (ปี)	ตำแหน่งที่ตั้ง	
			ละติจูด (N)	ลองติจูด (E)
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1)	2524	38	13°22'13.0"	100°59'33.4"
สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี	2532	30	13°21'43.3"	100°59'22.0"
สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส	2538	24	13°21'30.3"	100°59'13.2"
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2)	2541	21	13°22'15.5"	100°59'34.3"

**อายุโครงสร้างนับจากวันที่ก่อสร้างเสร็จไปจนถึงวันที่ตรวจสอบ (พ.ศ.2562)*

2.2 การวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม

ในการตรวจวัดครั้งนี้ใช้เครื่องวัดความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ยี่ห้อ EXTECH รุ่น CO250 เก็บวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์บริเวณอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน ทำการวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ทั้งหมด 3 วัน (เดือนเมษายน) โดยในแต่ละวันทำการวัดค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ 3 ช่วงเวลา คือ ช่วงเช้า (เวลาประมาณ 9 ถึง 10 นาฬิกา) ช่วงเที่ยง (เวลาประมาณ 12 ถึง 13 นาฬิกา) และช่วงเย็น (เวลาประมาณ 17 ถึง 18 นาฬิกา) ทั้งนี้การวัดความเข้มข้นก๊าซ

คาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ครั้งนี้เป็นการวัด ณ ช่วงเวลาหนึ่งเท่านั้น ซึ่งอาจจะไม่ใช่ความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ตลอดทั้งปี อย่างไรก็ตามเพื่อทำการวิเคราะห์พฤติกรรมการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่วัดได้ ณ ช่วงเวลาดังกล่าว

2.3 การวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

การทดสอบวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมในตำแหน่งที่ใกล้กับตำแหน่งที่เจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตทดสอบระยะคาร์บอเนชันแสดงดังรูปที่ 1 โดยใช้เครื่อง Electromagnetic induction ซึ่งใช้ทฤษฎีการเหนี่ยวนำทางแม่เหล็กไฟฟ้าในการวัดระยะห่างจากผิวโลหะ [4] ตรวจสอบบริเวณผิวของโครงสร้างคอนกรีตโดยเลือกหน้าตัดที่ผิวเรียบเท่านั้น ในแต่ละโครงสร้างอาคารจะวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 6 ตำแหน่ง ตำแหน่งละ 6 ค่า

2.4 การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก

ในการทดสอบกำลังอัดประลัยของโครงสร้างคอนกรีตในครั้งนี้ ใช้ค้อนกระแทกแบบชมิดท์ (Schmidt Hammer) ทำการทดสอบวัดค่าการสะท้อนกลับของคอนกรีต (รูปที่ 2) เก็บค่าการสะท้อนกลับของคอนกรีต 36 ค่าต่อ 1 ตำแหน่งการทดสอบ โดยจุดที่มีการวัดค่าการสะท้อนแต่ละครั้งต้องห่างกันประมาณ 25 มิลลิเมตร ในส่วนของค่าการสะท้อนของ Schmidt Hammer สามารถนำมาใช้ในการประมาณค่ากำลังอัด ของคอนกรีตโดยอ้างอิงการประมาณค่าตามความสัมพันธ์ดังแสดงในสมการที่ (1) (Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2005)

$$f_c' = -18 + (1.27 \times RN) \quad (1)$$

โดยที่ f_c' คือ ค่าประมาณกำลังอัดประลัยของคอนกรีต (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร) และ RN คือ ค่าการสะท้อนของ Schmidt Hammer

รูปที่ 1 การทดสอบวัดระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

รูปที่ 2 วิธีการทดสอบกำลังอัดประลัยของโครงสร้างคอนกรีต โดยใช้ค้อนกระแทกแบบชมิดท์

2.5 การเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน

การเจาะเก็บชิ้นส่วนตัวอย่างคอนกรีตด้วยสว่าน BOSCH หัวเจาะ HOLESAW (รูปที่ 3) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 5 เซนติเมตร ตำแหน่งที่เจาะสูงจากระดับพื้นดินประมาณ 1 ถึง 1.5 เมตร และการเจาะเก็บชิ้นส่วนตัวอย่างคอนกรีตลึกประมาณ 4 ถึง 5 เซนติเมตร โดยทำการศึกษาจากแบบโครงสร้างและพื้นที่ก่อสร้างจริง ซึ่งพิจารณาจากโครงสร้างหลักและสัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เป็นส่วนใหญ่ โดยแต่สะพานลอยคนเดินข้ามทั้งหมด 4 ตัวอย่างต่อ 1 สะพาน จากนั้นทำการผ่าซีกชิ้นตัวอย่าง ฉีดด้วยสารละลายฟีนอล์ฟธาลีนเพื่อวัดระยะความลึกคาร์บอเนชัน

การทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน โดยนำตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการเจาะ นำมาผ่าซีกดังแสดงในรูปที่ 4 โดยการฉีดพ่นสารละลายฟีนอล์ฟธาลีนไปยังคอนกรีตที่ผ่าซีกแล้ว ถ้าผิวของคอนกรีตที่ถูกฉีดเปลี่ยนเป็นสีชมพูเข้มแสดงว่ายังไม่เกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน หากคอนกรีตที่ยังคงสีเดิมอยู่แสดงว่าเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชัน จากนั้นวัดค่าระยะความลึกคาร์บอเนชันจากระยะความหนาของคอนกรีตที่ยังคงสีเดิมอยู่ไปจนถึงจุดตัดของสีชมพูเข้ม

รูปที่ 3 การเจาะตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทดสอบความลึกคาร์บอเนชัน

รูปที่ 4 การทดสอบและวัดความลึกคาร์บอเนชัน

3. ผลการศึกษาและวิเคราะห์

3.1 ความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อม

ในส่วนของปริมาณความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ เป็นตัวแปรสำคัญที่ทำให้การพัฒนาความลึกคาร์บอเนชันเกิดขึ้นได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งการเกิดคาร์บอเนชันนั้น ต้องอาศัยปัจจัยที่เหมาะสมของการทำปฏิกิริยาของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นสัมพัทธ์ โดยค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ที่มีผลต่อการเกิดคาร์บอเนชันในระดับรุนแรงมีค่าเท่ากับ 400 ppm เป็นต้นไป ในขณะที่ความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศที่มีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 40 ถึง 60 (ความชื้นสัมพัทธ์กึ่งชื้นกึ่งแห้ง) จัดว่าเป็นสภาพแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเกิดคาร์บอเนชันรุนแรงเช่นกัน [5] เมื่อปัจจัยทั้งสองด้านมีความเสี่ยงในระดับที่สูงย่อมทำให้การเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันสูงขึ้นตามลำดับ สำหรับภาพรวมของความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ของสะพานลอยคนเดินข้ามทั้ง 4 สะพาน (ตารางที่ 2) พบว่า มีความเข้มข้นที่ค่อนข้างสูง คือ 1,112 ถึง 1,167 ppm และความชื้นสัมพัทธ์มีค่าระหว่างร้อยละ 53.4 ถึง 58.1 เมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน มยผ. [5] ซึ่งพื้นที่ดังกล่าวมีภาวะความเสี่ยงต่อการเกิดคาร์บอเนชันที่ระดับความรุนแรง

3.2 ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

จากผลการทดสอบโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม พบว่าระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามทั้ง 4 สะพาน มีค่าเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 31 ถึง 44 มิลลิเมตร (ตารางที่ 3) ซึ่งมีค่าอยู่ในเกณฑ์ออกแบบมาตรฐานที่กำหนด [4] แสดงให้เห็นว่าการควบคุมคุณภาพการก่อสร้างของสะพานลอยดังกล่าวอยู่ในเกณฑ์มาตรฐาน

3.3 กำลังอัดประลัยคอนกรีต

จากผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตโดยวัดการสะท้อนกลับของผิวของคอนกรีตด้วยค้อนกระแทก (Schmidt Hammer) ของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ศึกษา พบว่า กำลังอัดประลัยของสะพานลอยคนเดินข้ามทั้ง 4 สะพาน มีค่าเฉลี่ยมากกว่า 300 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ตารางที่ 3) ซึ่งมากกว่ากำลังอัดประลัยของเกณฑ์มาตรฐานโครงสร้างทั่วไป

3.4 ความลึกคาร์บอเนชัน

ในส่วนของระยะความลึกคาร์บอเนชัน (ตารางที่ 3) นั้น พบว่า สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) มีค่ามากที่สุด ตามไปด้วย สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส และสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) ตามลำดับ ทั้งนี้อาจเป็นเพราะอายุของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่มากนั้น การทำลายคอนกรีตเนื่องจากก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ย่อมนานกว่า ส่งผลให้การเกิดคาร์บอเนชันที่มากกว่า อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาจากผลของกำลังอัดประลัยของโครงสร้าง ปริมาณความเข้มของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และความชื้นสัมพัทธ์ของอากาศในบริเวณแต่ละพื้นที่ที่โครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามแต่ละสะพานตั้งอยู่นั้นมีค่าที่ใกล้เคียงกัน (ตารางที่ 2) จึงไม่ส่งผลกระทบต่อการเกิดคาร์บอร์เนชันที่ไม่แตกต่าง

3.5 สัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน

โดยสมการ Fick's first law of diffusion เมื่อทราบอายุของโครงสร้างและความลึกคาร์บอเนชัน สามารถคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันได้จากสมการ $d = k\sqrt{t}$ โดยที่ d คือค่าความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร) t คือ อายุของโครงสร้าง (ปี) และ k คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร/ปี$^{1/2}$)

จากผลการทดสอบโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม สามารถหาค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันได้ แสดงดังตารางที่ 3 พบว่า โครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ตั้งอยู่ในเขตชุมชนของจังหวัดชลบุรี มีค่าสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชันที่ไม่แตกต่างกันมากนัก กล่าวคือ สัมประสิทธิ์คาร์บอเนชันของสะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี มีค่ามากที่สุด ตามด้วยของสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) และสะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส ตามลำดับ

ตารางที่ 2 ปริมาณความเข้มก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และความชื้นสัมพัทธ์

รายการ	อายุ (เดือน)	ความเข้มก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (ppm)	ร้อยละความชื้นสัมพัทธ์
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1)	456	1,115	57.4
สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี	360	1,118	56.5
สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส	336	1,112	53.4
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2)	252	1,167	58.1

ตารางที่ 3 ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม กำลังอัดประลัย ความลึกคาร์บอเนชัน และสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน

รายการ	ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (มม.)	กำลังอัดประลัย (กก./ซม.^{2})	ความลึกคาร์บอเนชัน (มม.)	สัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน (มม./ปี$^{1/2}$)
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1)	44	367	41	6.7
สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี	43	361	39	7.1
สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส	31	307	34	6.4
สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2)	40	327	32	7.0

3.6 การทำนายอายุโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามจากการเกิดคาร์บอเนชันตามสมการ Fick's first law of diffusion

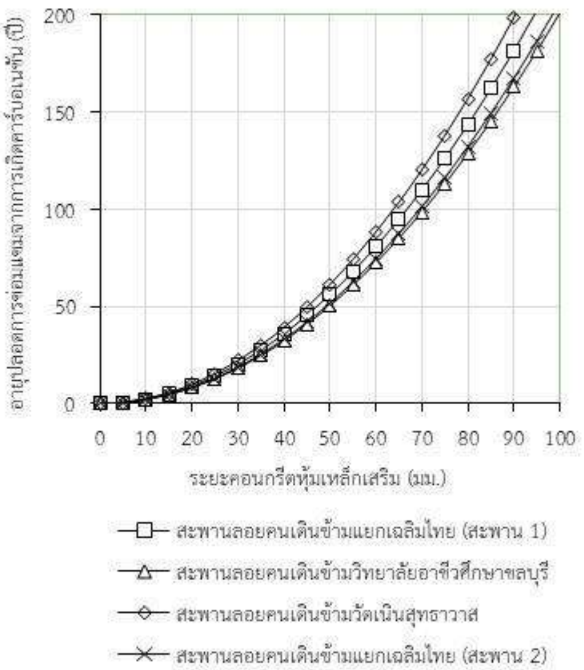
3.6.1 ผลจากระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

เมื่อพิจารณาโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในปริมาณที่สูง โครงสร้างเหล่านี้มีความเสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันในอัตราที่สูง ซึ่งปฏิกิริยาคาร์บอเนชันทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตลดลง และส่งผลให้เหล็กเสริมเกิดสนิมได้ในที่สุด จนทำให้โครงสร้างเกิดความวิบัติขึ้นตามมา ดังนั้นการวางแผนเพื่อจะให้โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีอายุการใช้งานที่ยาวนานขึ้นเป็นสิ่งที่มีความสำคัญ โดยรูปที่ 5 ได้แสดงกราฟทำนายอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมโดยใช้สมการ Fick's first law of diffusion คือ $d = k\sqrt{t}$ พบว่า ที่ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมที่เท่ากันนั้น อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) มีค่ามากที่สุด ตามด้วยสะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) และสะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี ตามลำดับ

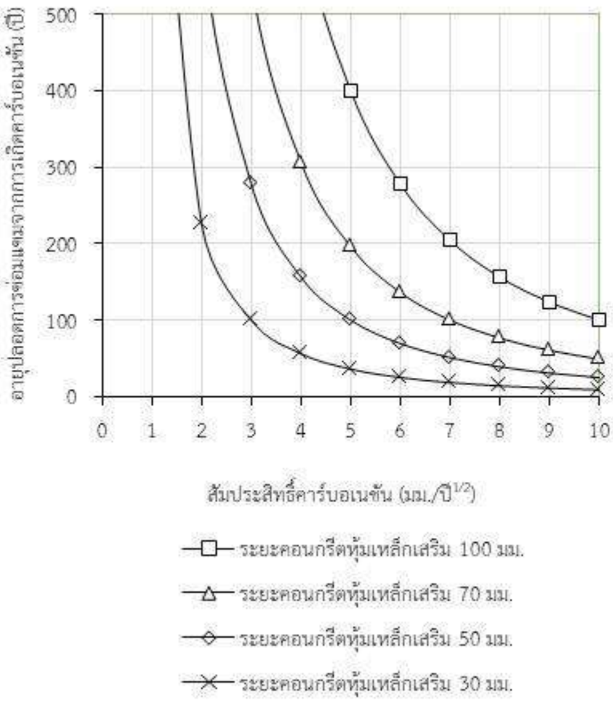
จากรูปที่ 5 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันกับระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของสะพานลอยคนเดินข้ามอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิงสมการ Fick's first law of diffusion พบว่า กรณี สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) นั้น มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 44 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 43 ปี และสะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี ซึ่งมีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 43 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 37 ปี ในขณะที่สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาสนั้น มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 31 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 23 ปี สุดท้ายสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) ซึ่งมีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 40 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 33 ปี

3.6.2 ผลจากสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน

จากค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน (ตารางที่ 3) สามารถทำนายอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน โดยใช้สมการ Fick's first law of diffusion คือ $d = k\sqrt{t}$ ได้ดังรูปที่ 8 โดยในภาพดังกล่าวได้เสนอแนวคิดให้โครงสร้างที่มีการออกแบบให้ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างเท่ากับ 30 50 70 และ100 มิลลิเมตร พบว่า โครงสร้างที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันน้อยทำให้อายุการใช้งานของโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กมีมากกว่าของโครงสร้างที่มีค่าสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมาก ในขณะเดียวกันที่สัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันเท่ากัน พบว่า โครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมมากกว่าจะมีอายุการใช้งานที่มากกว่า



รูปที่ 5 อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันของสะพานลอยคนเดินข้ามอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม อ้างอิงสมการ Fick's first law of diffusion



รูปที่ 6 อายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน อ้างอิงสมการ Fick's first law of diffusion

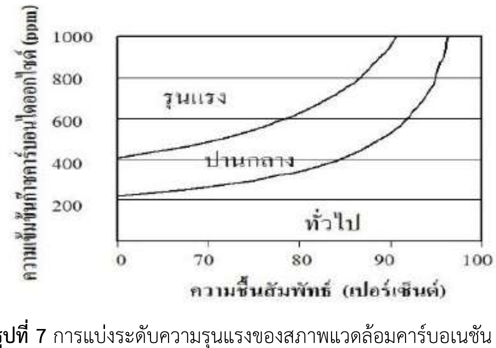
3.7 การทำนายอายุโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามตามมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ.)

มาตรฐานการออกแบบของกรมโยธาธิการและผังเมืองเป็นอีกวิธีการหนึ่งที่สามารถใช้ในการออกแบบได้ [5] โดยใช้สมการ $X_c = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot k\sqrt{t}$ โดยที่ X_C คือ ความลึกคาร์บอเนชัน (มิลลิเมตร) วัดจากผิวคอนกรีตที่เผชิญกับสภาพแวดล้อม ณ อายุคอนกรีตที่ออกแบบ α_1 คือสัมประสิทธิ์การสัมผัสความเปียกชื้น โดยเท่ากับ 1.00 สำหรับผิวคอนกรีตที่ไม่สัมผัสความเปียกชื้น และ 0.95 สำหรับผิวคอนกรีตที่สัมผัสความเปียกชื้น ส่วน α_2 คือสัมประสิทธิ์ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน พิจารณาได้จากตารางที่ 3 และ t คืออายุของโครงสร้าง (ปี)

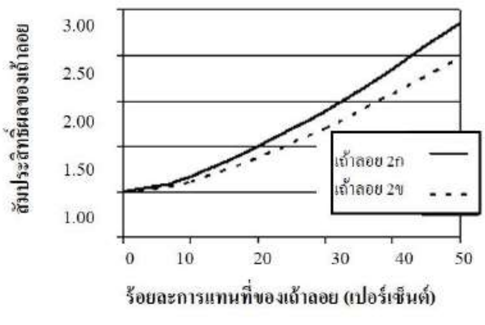
ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน สามารถกำหนดได้โดยใช้รูปที่ 7 โดยขึ้นอยู่กับความเข้มข้นของก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยของบริเวณสถานที่ที่จะทำการก่อสร้างในช่วงอายุการใช้งาน ซึ่งอาจต้องคาดการณ์ล่วงหน้าไปในอนาคต และ k คือสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน ดังสมการ $k = 17.5 \cdot k_r \cdot (w/b)^3$ เมื่อ w/b คืออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน โดย k_r คือ ค่าสัมประสิทธิ์แสดงผลของการแทนที่เถ้าลอยในวัสดุประสาน (ชนิดของเถ้าลอย 2ก และ 2ข กำหนดตามมาตรฐาน มอก. 2135-2545 หรือ วสท. 1014-46) ดังรูปที่ 8

ตารางที่ 4 สัมประสิทธิ์ระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน [5]

ความรุนแรงของสภาพแวดล้อม	α_2
สภาวะทั่วไป	0.65
เสี่ยงต่อคาร์บอเนชันปานกลาง	0.85
เสี่ยงต่อคาร์บอเนชันรุนแรง	1.00



รูปที่ 7 การแบ่งระดับความรุนแรงของสภาพแวดล้อมคาร์บอเนชัน [5]

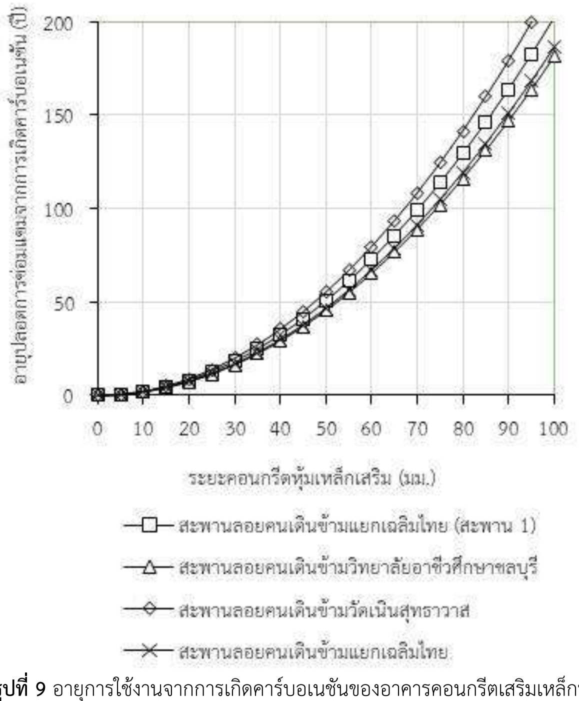


รูปที่ 8 ค่าสัมประสิทธิ์แสดงผลของการแทนที่เถ้าลอยในวัสดุประสาน [5]

3.7.1 ผลจากระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม

ผลจากการทำนายอายุที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมตามมาตรฐาน มยผ. ดังรูปที่ 9 ซึ่งมีอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันไปในทิศทางเดียวกันกับสมการ Fick's first law of diffusion

จากรูปที่ 9 ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันกับระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของสะพานลอยคนเดินข้ามอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กอ้างอิงมาตรฐาน มยผ. นั้นก็สามารถทำนายอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชัน เช่นเดียวกับกรณีของสมการ Fick's first law of diffusion กล่าวคือ สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) นั้น มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 44 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 41 ปี และสะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี ซึ่งมีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 43 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 35 ปี ในขณะที่สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาสนั้น มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 31 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 22 ปี สุดท้ายสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) ซึ่งมีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 40 มิลลิเมตร จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 31 ปี โดยตามมาตรฐาน มยผ. จะให้อายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันที่น้อยกว่าของที่อ้างอิงจากสมการ Fick's first law of diffusion

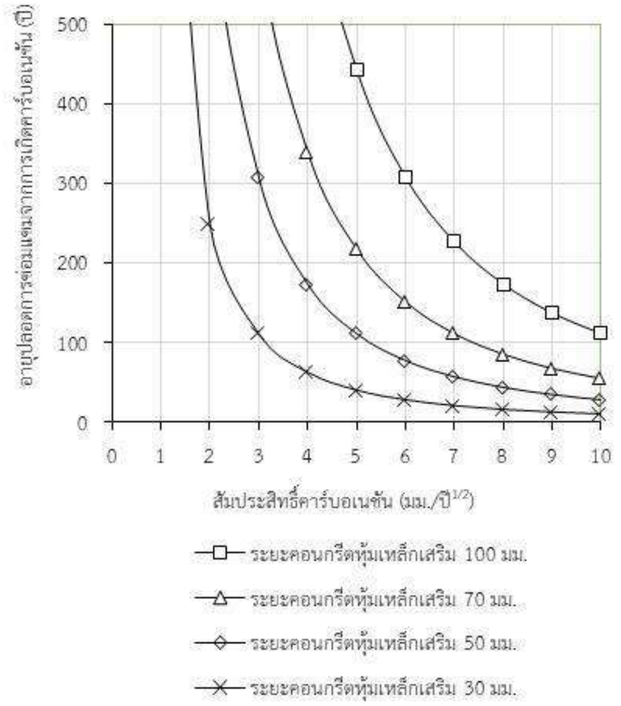


รูปที่ 9 อายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กอ้างอิงมาตรฐาน มยผ.

3.7.2 ผลจากสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชัน

จากผลสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน (ตารางที่ 3) สามารถทำนายอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตาม

สัมประสิทธิ์คาร์บอเนชัน โดยใช้มาตรฐาน มยผ. ได้เช่นกัน ดังรูปที่ 10 โดยในภาพดังกล่าวได้เสนอแนวคิดให้ออกแบบโครงสร้างคอนกรีตที่มีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมเท่ากับ 30 50 70 และ 100 มิลลิเมตร เหมือนกับวิธีของสมการ Fick's first law of diffusion ซึ่งสามารถทำนายอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างได้



รูปที่ 10 อายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่แปรผันตามสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชั่นอ้างอิงมาตรฐาน มยผ. (โครงสร้างสำหรับผิวคอนกรีตที่สัมผัสความเปียกชื้น: α_1 =0.95 และอยู่สภาพเสี่ยงต่อคาร์บอเนชันรุนแรง: α_2 =1)

จากการทำนายอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี ตามสมการ Fick's first law of diffusion และตามมาตรฐาน มยผ. โดยการใช้ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม และค่าสัมประสิทธิ์คาร์บอเนชันเป็นตัวแปรในการวิเคราะห์ เพื่อทำนายอายุการใช้งานจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้าม สามารถนำไปใช้ในการวางแผนออกแบบ บำรุงรักษาโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรีที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

4. สรุป

จากผลของการศึกษา สามารถสรุปได้ดังนี้

1) สิ่งแวดล้อมของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรีมีค่าความเข้มข้นก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เฉลี่ยเท่ากับ 1,112 ถึง 1,167 ppm และความชื้นสัมพัทธ์เฉลี่ยเท่ากับร้อยละ 53 ถึง 58 เมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน มยผ. จัดอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่เสี่ยงต่อการเสื่อมสภาพเนื่องจากคาร์บอเนชันในระดับรุนแรง

2) ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรีมีค่าระหว่าง 31 ถึง 44 มิลลิเมตร ส่วนกำลังอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าระหว่าง 307 ถึง 367 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

3) ความลึกคาร์บอเนชันเฉลี่ยของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามในเขตชุมชนจังหวัดชลบุรี มีค่าอยู่ระหว่าง 32 ถึง 41 มิลลิเมตร ส่วนสัมประสิทธิ์ความลึกคาร์บอเนชันมีค่าอยู่ระหว่าง 6.4 ถึง 7.1 มิลลิเมตร/ปี$^{1/2}$

4) ตามสมการ Fick's first law of diffusion นั้น สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส และสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) มีอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 43 37 23 และ 33 ปี ตามลำดับ

5) ตามมาตรฐาน มยผ. นั้น สะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 1) สะพานลอยคนเดินข้ามวิทยาลัยอาชีวศึกษาชลบุรี สะพานลอยคนเดินข้ามวัดเนินสุทธาวาส และสะพานลอยคนเดินข้ามแยกเฉลิมไทย (สะพาน 2) มีอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันเท่ากับ 41 35 22 และ 31 ปี ตามลำดับ

6) ตามสมการ Fick's first law of diffusion และมาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง สามารถทำนายและคำนวณอายุปลอดการซ่อมแซมจากการเกิดคาร์บอเนชันของโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่สัมผัสกับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ได้ โดยผลที่ได้สามารถนำไปใช้ในการออกแบบวางแผนดูแลบำรุงรักษาโครงสร้างสะพานลอยคนเดินข้ามที่ต้องเผชิญกับสภาวะแวดล้อมคาร์บอเนชัน ตลอดจนป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นในอนาคตได้

เอกสารอ้างอิง

[1] S.K.Roy, K.B.Poh and D.O.Northwood, (1998). Durability of concrete accelerated carbonation and weathering studies, Building and Environment, Vol.34, pp. 597-606.

[2] P. Castro, E.I. Morenob and J. Genesca, (2000). Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings, Cement and Concrete Research, Vol 30, pp. 1565- 1571.

[3] J.Khunthongkeaw, S.Tangtermsirikul and T.Leelawat, (2006). A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete, Construction and Building Materials, Vol.20, pp. 744-753.

[4] มาตรฐาน มยผ. 1501-51 ถึง มยผ. 1507–51, มาตรฐานการตรวจสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย, กรมโยธาธิการและผังเมือง.

[5] มาตรฐาน มยผ. 1332 – 55, มาตรฐานงานคอนกรีตเมื่อพิจารณาความคงทนและอายุการใช้งาน, กรมโยธาธิการและผังเมือง.

คอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในปริมาณสูง
High-Strength Concrete Containing High Volume Ground Palm Oil Fuel Ash

เทพฤทธิ์ เจริญสุข[1] วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[2] และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล[3]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (thepparit.ch@mail.kmutt.ac.th)
[2]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมแกล้าธนบุรี (weerachart.tan@kmutt.ac.th)
[3]ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (chai.jat@kmutt.ac.th)

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษากำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและการหดตัวรวมของคอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันซึ่งบดจนมีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ไม่เกินร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก เป็นวัสดุปอซโซลานแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ในอัตราส่วนร้อยละ 60, 70 และ 80 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน กำหนดปริมาณวัสดุประสานในส่วนผสมคอนกรีตเท่ากับ 560 กก/ม^3 อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (W/B) เท่ากับ 0.25 และใช้สารลดน้ำพิเศษเพื่อควบคุมค่ายุบตัวของคอนกรีตสดให้อยู่ในช่วง 150-200 มม ทำการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 7, 14, 28 และ 90 วัน และทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่อายุ 28 และ 90 วัน นอกจากนี้ยังมีการทดสอบการหดตัวรวมของคอนกรีตที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน ผลการวิจัยพบว่าคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในปริมาณสูงที่อัตราการแทนที่ร้อยละ 70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานสามารถให้กำลังอัดสูงถึง 82.2 เมกะปาสคาล ที่อายุ 90 วัน ซึ่งมีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตควบคุม ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแปรผันตรงตามกำลังอัดของคอนกรีต และผลการทดสอบการหดตัวรวมของคอนกรีตที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด พบว่าเมื่ออัตราส่วนการแทนที่ของเถ้าปาล์มน้ำมันเพิ่มขึ้นส่งผลให้การหดตัวรวมของคอนกรีตมีค่าลดลง

คำสำคัญ: เถ้าปาล์มน้ำมัน, คอนกรีตกำลังสูง, การแทนในปริมาณสูง, วัสดุปอซโซลาน

Abstract

This research aims to study compressive strength and total shrinkage of high strength concrete containing high volume ground palm oil fuel ash. Palm oil fuel ash (POFA) was ground by grinding machine until the particles retained on a sieve No. 325 of less than 1% by weight. Then, ordinary Portland cement (OPC) was replaced by ground palm oil fuel ashes at the rates of 60, 70 and 80% by weight of binder. The total binder content of concrete was 560 kg/m^3 and water to binder ratio was set as a constant of 0.25. Superplasticizer was used to control the slump of fresh concrete between 150 to 200 mm. Compressive strength of concrete was investigated at 7, 14, 28 and 90 days, and modulus of elasticity of concrete was investigated at 28 and 90 days. The total shrinkage of concrete was determined at 1, 3, 7, 14 and 28 days. The results indicated that the use of ground POFA to replace OPC at 70% by weight of binder gave compressive strength at 90 days of 82.2 MPa which was as high as that of CT concrete. The modulus of elasticity of high volume ground POFA concretes was related to its compressive strength, i.e. the modulus of elasticity of concrete was increased with the increased compressive strength of concrete. The total shrinkage of concrete was reduced when the cement replacement level by ground POFA increased.

Keywords: Palm oil fuel ash, High-Strength concrete, High volume, Pozzolanic material

1. คำนำ

เนื่องจากทั่วโลกมีการใช้คอนกรีตในการสร้างสิ่งก่อสร้างอย่างแพร่หลายและเพิ่มจำนวนมากขึ้นในทุกปี ทำให้มีความต้องการปูนซีเมนต์ซึ่งเป็นส่วนประกอบหลักของคอนกรีตในปริมาณมาก ซึ่งการผลิตปูนซีเมนต์ ไม่เพียงแต่ใช้ต้นทุนในการผลิตที่สูง มีขั้นตอนการผลิตที่ซับซ้อนแต่ยังส่งผลกระทบต่อการเกิดสภาวะเรือนการจก เนื่องจากการปลดปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในกระบวนการผลิตออกสู่ชั้นบรรยากาศ และเป็นที่มาของปัญหาสภาวะโลกร้อนในปัจจุบัน นอกจากนี้ปัจจุบันที่ดินในย่านชุมชนมีมูลค่าสูง เจ้าของที่ดินจึงนิยมสร้างตึกสูงเพื่อใช้ประโยชน์ที่ดินให้ได้มากที่สุด การสร้างตึกสูงจำเป็นต้องใช้คอนกรีตกำลังสูงในการก่อสร้าง ซึ่งนอกจากจะช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างแล้ว ยังช่วยลดขนาดของชิ้นส่วนโครงสร้างให้เล็กลง ในขณะที่ยังมีประสิทธิภาพในการรับแรงได้อย่างดี ด้วยเหตุนี้การลดต้นทุนในการใช้

ปูนซีเมนต์โดยการใช้วัสดุทดแทนชนิดอื่นเป็นวัสดุประสานจึงเป็นทางเลือกหนึ่งที่จะสามารถลดต้นทุนในงานก่อสร้างได้

วัสดุปอซโซลานเป็นวัสดุที่ได้รับความนิยมในการนำมาใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ซึ่งประกอบไปด้วยวัสดุจากแหล่งที่มาต่างๆ หลากหลายชนิด เช่น เถ้าลอย เถ้าก้นเตา เถ้าแกลบ เถ้าชานอ้อย และเถ้าปาล์มน้ำมัน เป็นต้น [1-5] วัสดุปอซโซลานเป็นวัสดุที่สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานในคอนกรีต เพื่อช่วยเพิ่มการรับกำลังอัดและปรับปรุงความทนทานของคอนกรีต ซึ่งวัสดุปอซโซลานที่นำมาศึกษาในวิจัยนี้คือ เถ้าปาล์มน้ำมัน โดยเถ้าปาล์มน้ำมันเป็นผลพลอยได้จากกระบวนการเผาปาล์มน้ำมัน โดยมีวัสดุเหลือทิ้งที่ประกอบไปด้วยทางปาล์มน้ำมัน, เปลือกปาล์มน้ำมัน และกะลาปาล์มน้ำมัน จากนั้นวัสดุเหล่านี้จะนำไปเผาเพื่อผลิตกระแสไฟฟ้า ส่วนที่เหลือจากการเผากากน้ำมันปาล์มเหล่านี้ คือ เถ้าปาล์มน้ำมัน ซึ่งส่วนใหญ่แล้วเถ้าปาล์มน้ำมันจะถูกจัดเป็นวัสดุเหลือทิ้งและนำไปฝังกลบต่อไป ในปี 2561 สำนักงานเศรษฐกิจการเกษตร [6] รายงานว่าประเทศไทยมีการผลิตปาล์มน้ำมันสูงถึง 15.5 ล้านตัน และมีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นในทุกๆ ปี จากงานวิจัยของ Weerachart Tangchirapat [7] พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันมีขนาดอนุภาคที่ใหญ่และมีรูพรุนสูงทำปฏิกิริยาปอซโซลานค่อนข้างต่ำ แต่เมื่อนำไปบดเพื่อเพิ่มความละเอียด ทำให้เถ้าปาล์มน้ำมันสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีและให้กำลังอัดที่สูงขึ้นด้วย เมื่อพิจารณาองค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดตามมาตรฐาน ASTM C618 [8] พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดสามารถจัดเป็นวัสดุปอซโซลาน Class N และสามารถใช้เป็นวัสดุประสานในงานคอนกรีตโดยแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ในอัตราส่วนที่เหมาะสมได้

จากข้อมูลข้างต้น ผู้วิจัยจึงสนใจศึกษาเกี่ยวกับการนำเถ้าปาล์มน้ำมันมาใช้ให้เกิดประโยชน์สูงที่สุด โดยศึกษาการใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดซึ่งมีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ไม่เกินร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก มาแทนที่ปูนซีเมนต์เพื่อผลิตคอนกรีตกำลังสูง โดยศึกษาปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าปาล์มบดละเอียดในปริมาณสูงในอัตราร้อยละ 60, 70 และ 80 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ที่มีผลต่อการรับกำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่น และการหดตัวของคอนกรีตกำลังสูง

2. วัสดุและวิธีการศึกษา

2.1 วัสดุประสาน

วัสดุประสานที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) และเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด (POFA) ซึ่งมาจากโรงงานน้ำมันปาล์ม จ.ชุมพร โดยเถ้าปาล์มน้ำมันที่นำมาเป็นวัสดุเหลือใช้จากการนำกากปาล์มน้ำมันไปเผาไหม้ เพื่อผลิตไฟฟ้าใช้ในโรงงานน้ำมันปาล์ม นำเถ้าที่ได้จากโรงงานมาบดละเอียดให้มีอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ที่มีช่องเปิดของตะแกรงขนาด 45 ไมโครเมตร ไม่เกินร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ดีขึ้น ดังแสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด

2.2 มวลรวม

มวลรวมที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วย มวลรวมหยาบจากธรรมชาติเป็นหินแกรนิตจาก จ.กาญจนบุรี โดยมีขนาดใหญ่สุด 3/8 นิ้ว และมวลรวมละเอียดจากธรรมชาติ เป็นทรายแม่น้ำ โดยมีขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4

มวลรวมละเอียดจากทรายแม่น้ำและมวลรวมหยาบจากหินแกรนิตมีความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.61 และ 2.62 ตามลำดับ และค่ามีโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 2.82 และ 5.76 ตามลำดับ

2.3 การทดสอบสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

สมบัติทางกายภาพของเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่ทดสอบคือ ความละเอียดโดยวิธีร่อนแบบเปียก (Wet Sieve Analysis) ตามมาตรฐาน ASTM C430 [9] ซึ่งเป็นการทดสอบโดยพิจารณาน้ำหนักของวัสดุประสานที่เหลือค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ของวัสดุประสาน รวมทั้งทดสอบความหนาแน่นของวัสดุประสานตามมาตรฐาน ASTM C188 [10] ซึ่งจะได้ค่าความถ่วงจำเพาะของวัสดุประสานทั้งสองชนิดคือ ปูนซีเมนต์ และเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด

2.4 ส่วนผสมของคอนกรีตและการทดสอบ

ส่วนผสมของคอนกรีตในการศึกษานี้ประกอบด้วย 2 ส่วนหลัก ส่วนแรกคือ คอนกรีตควบคุม (CT) โดยมีวัสดุประสานจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ซึ่งอ้างอิงจากงานวิจัยของ บุษรา มีนยุทธ์ และคณะ [11] ในส่วนที่สองเป็นส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ ในอัตราร้อยละ 60 (POFA60), 70 (POFA70) และ 80 (POFA80) โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน มีอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานคงที่เท่ากับ 0.25 และควบคุมการยุบตัวของคอนกรีตให้อยู่ระหว่าง 150-200 มม โดยการใช้สารลดน้ำพิเศษเพื่อช่วยเพิ่มความสามารถในการทำงานของคอนกรีตสด ซึ่งส่วนผสมของคอนกรีตแสดงในตารางที่ 1 ผสมคอนกรีตตามส่วนผสมข้างต้น หลังจากนั้นเทคอนกรีตสดลงในแบบหล่อรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม สูง 200 มม หลังจากนั้นเป็นเวลา 48 ชั่วโมง (เนื่องจากคอนกรีตไม่สามารถแข็งตัวได้ในเวลา 24 ชั่วโมง จึงต้องทำการแกะแบบที่ 48 ชั่วโมง) นำตัวอย่างออกจากแบบหล่อ และนำตัวอย่างไปบ่มในน้ำสะอาด ทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต ที่อายุ 7, 14, 28 และ 90 วัน แต่ละ

อายุใช้คอนกรีต 3 ตัวอย่าง เพื่อนำผลการทดสอบมาเฉลี่ยกัน โดยแต่ละตัวอย่างต้องมีค่ากำลังอัดที่ต่างจากค่าเฉลี่ยไม่เกินร้อยละ 10.6 ตามมาตรฐาน ASTM C39 [12] ก่อนการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตทุกครั้งต้องทำการขัดผิวของคอนกรีตให้ได้ระดับก่อนการทดสอบ เช่นเดียวกับการทดสอบเพื่อหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C469 [13] โดยทดสอบที่อายุ 28 และ 90 วัน ในการทดสอบใช้ตัวอย่างคอนกรีต 3 ตัวอย่าง

ทดสอบการหดตัวรวมของคอนกรีตโดย ผสมคอนกรีตและเทลงในแบบหล่อขนาด 75x75x285 มม^3 ทิ้งไว้ 48 ชั่วโมงที่อุณหภูมิห้อง จากนั้นถอดแบบ และนำตัวอย่างทดสอบเก็บไว้ในห้องควบคุมอุณหภูมิ 23±2 องศาเซลเซียส มีความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 50±4 โดยควบคุมอุณหภูมิและความชื้นตลอดระยะเวลาการทดสอบ ทำการทดสอบการหดตัวของคอนกรีตที่อายุ 1, 3, 7, 14 และ 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM C157 [14] การหดตัวของคอนกรีตแต่ละอายุ 3 ตัวอย่าง เพื่อนำผลการทดสอบมาเฉลี่ยกัน

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์

Mix	Mix Proportion (kg/m^3)					SP (% of binder)	W/B	Slump (mm)
	Cement	POFA	Fine	Coarse	Water			
CT	560	-	780	1020	140	0.9	0.25	150
POFA60	224	336	760	920	140	1.1	0.25	150
POFA70	168	392	750	910	140	1.2	0.25	170
POFA80	112	448	745	900	140	1.3	0.25	180

3. ผลการทดสอบ

3.1 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

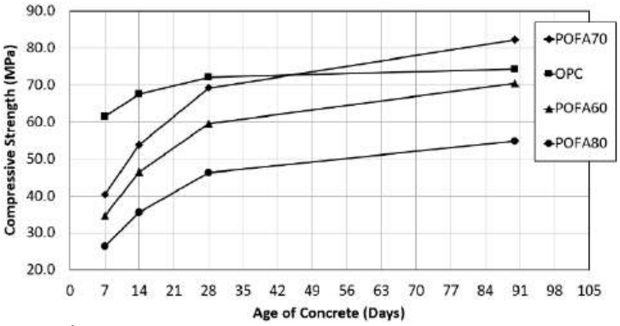
ตารางที่ 2 แสดงสมบัติทางกายภาพของ OPC และ POFA พบว่า POFA มีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 0.61 โดยน้ำหนัก เมื่อทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C430 [9] จากมาตรฐาน ASTM C618 [8] วัสดุปอซโซลานที่มีความละเอียดที่เหมาะสมต้องมีปริมาณที่ค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ไม่เกินร้อยละ 34 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน หากบดจนได้ความละเอียดสูงส่งผลให้มีศักยภาพในการทำปฏิกิริยามากขึ้น ความละเอียดที่สูงเป็นส่วนช่วยให้มีการทำปฏิกิริยาได้ดีขึ้น [15] ในขณะที่ OPC มีขนาดอนุภาคค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ร้อยละ 11.35 โดยน้ำหนัก จากงานวิจัยที่ผ่านมาแสดงให้เห็นได้ว่า เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่มีความละเอียดสูงขึ้นจะช่วยเพิ่มความสามารถในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ [4, 16, 17] ความถ่วงจำเพาะของ OPC มีค่าเท่ากับ 3.14 ซึ่งมากกว่าความถ่วงจำเพาะของ POFA ที่มีค่าเท่ากับ 2.66

ตารางที่ 2 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

Material	Retained on a No. 325 sieve (% by weight)	Specific gravity
OPC	11.35	3.14
POFA	0.61	2.66

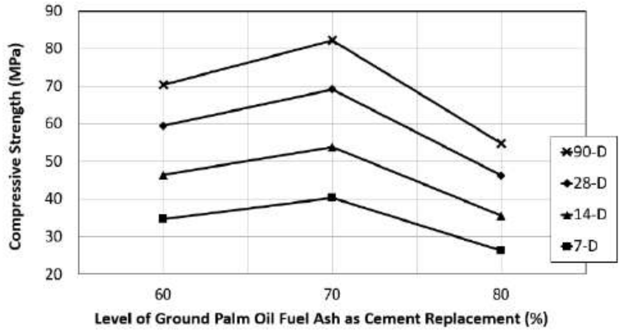
3.2 กำลังอัดของคอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอายุของคอนกรีตที่แทนที่ OPC ด้วย POFA ที่อัตราส่วนร้อยละ 60, 70 และ 80 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน แสดงดังรูปที่ 2 พบว่าที่อายุ 7, 14, และ 28 วัน คอนกรีตที่ผสม POFA มีค่ากำลังอัดที่ต่ำกว่าคอนกรีต CT ในทุกการแทนที่ โดยคอนกรีต CT มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 61.4, 67.5 และ 72.1 เมกะปาสคาล ที่อายุ 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ ขณะที่คอนกรีต POFA60 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 34.7, 46.5 และ 59.5 เมกะปาสคาล หรือคิดเป็นร้อยละ 57, 69 และ 83 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ คอนกรีต POFA70 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 40.4, 53.9 และ 69.2 เมกะปาสคาล หรือร้อยละ 66, 80 และ 96 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ และคอนกรีต POFA80 มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 26.4, 35.6 และ 46.3 เมกะปาสคาล หรือร้อยละ 43, 53 และ 64 ของคอนกรีต CT ตามลำดับ เมื่อพิจารณากำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในอัตราร้อยละ 60 และ 70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน เมื่อพัฒนากำลังอัดจนถึงอายุ 28 วันสามารถจัดเป็นคอนกรีตกำลังสูงได้ตามมาตรฐาน ACI 363 [18]



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอายุของคอนกรีตกำลังสูง

เมื่อพิจารณาการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตในช่วงอายุต้น (7-14 วัน) เห็นได้ว่า คอนกรีตที่ใช้ POFA แทนที่ OPC มีกำลังอัดในช่วงต้นที่ต่ำ แต่ในช่วงอายุปลายคอนกรีตมีการพัฒนาได้สูงขึ้น โดยที่อายุ 90 วัน ของคอนกรีต POFA70 มีกำลังอัดสูงถึง 82.2 เมกะปาสคาล ยิ่งไปกว่านั้นที่อายุ 90 วัน คอนกรีต POFA ที่แทนที่ในอัตราร้อยละ 70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานมีค่ากำลังอัดสูงกว่ากำลังอัดของคอนกรีต CT การพัฒนากำลังอัดของคอนกรีต POFA ที่พัฒนากำลังอัดได้สูงขึ้นในช่วงอายุปลายและอัตราการเพิ่มขึ้นของกำลังอัดอย่างต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลมาจากการใช้ POFA แทนที่ OPC โดยจะเห็นได้ว่าการใช้วัสดุปอซโซลานเป็นวัสดุประสานในงานคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีต พร้อมจะทำปฏิกิริยาปอซโซลานอย่างต่อเนื่องในช่วงอายุปลาย ในขณะที่ปูนซีเมนต์จะเกิดปฏิกิริยาเพียงอย่างเดียวในระบบคือ ปฏิกิริยาไฮเดรชัน และโดยปกติการพัฒนากำลังของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ล้วนจะชะลอตัวลงภายหลังอายุ 28 วัน ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Karim และคณะ [19] ที่ศึกษาการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแทนที่ OPC ด้วย POFA โดยพบว่าการใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดช่วยพัฒนากำลังอัดให้สูงขึ้นในช่วงอายุปลาย อย่างไรก็ตาม Karim และคณะ [19] ได้เสนอว่าอัตราส่วนที่เหมาะสมที่สุดในการแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดเพื่อเป็นวัสดุประสานบางส่วนในงานคอนกรีตคือร้อยละ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน โดยเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่มีอนุภาคที่ไม่เท่ากันส่งผลต่อความเหมาะสมของอัตราการแทนที่ต่างกัน

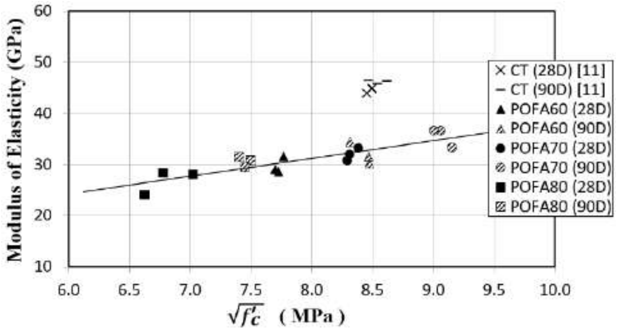


รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและอัตราส่วนการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด

พิจารณาการแทนที่ POFA ในแต่ละอัตราส่วน แสดงดังรูปที่ 3 พบว่า คอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในอัตราร้อยละ 70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานเป็นอัตราการแทนที่ที่เหมาะสม เมื่อเทียบกับคอนกรีต POFA60 และ POFA80 เนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลาน เป็นปฏิกิริยาทางเคมีที่ SiO_2 ในวัสดุปอซโซลานทำปฏิกิริยากับ $Ca(OH)_2$ ที่เป็นผลผลิตจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น ทำให้เกิดปฏิกิริยาปอซโซลาน ซึ่งได้ผลผลิตของปฏิกิริยาเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตหรือ C-S-H โดย C-S-H ทำหน้าที่เป็นตัวประสาน ส่งผลให้คอนกรีตสามารถรับกำลังได้มากขึ้น และคอนกรีต POFA80 ที่มีอัตราการแทนที่ของเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่สูง ทำให้มีปริมาณ OPC ลดลงเหลือปริมาณที่น้อย ส่งผลให้เกิดสารตั้งต้น $Ca(OH)_2$ ในปริมาณที่น้อยกว่า POFA70 และมีโอกาสที่น้อยกว่าในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานต่ออีกลำดับหนึ่ง สอดคล้องกับงานวิจัยของ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล และ ไกรวุฒิ เกียรติโกมล [20] และในทางกลับกัน คอนกรีต POFA60 มีปริมาณ SiO_2 ที่ต่ำกว่าคอนกรีต POFA70 เนื่องจากมีการแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในปริมาณที่น้อยกว่าทำให้มีผลผลิตจากการทำปฏิกิริยาปอซโซลานที่ต่ำกว่า

3.3 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตแสดงดังรูปที่ 4 จากการศึกษาพบว่า ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดเป็นวัสดุประสานแทนที่ OPC ทั้ง 3 อัตราการแทนที่ โดยทดสอบอัตราการแทนที่ละ 3 ตัวอย่างที่อายุ 28 และ 90 วัน เมื่อพิจารณาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ พบว่าการแทนที่ของเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่ทำให้คอนกรีตมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงสุดคือร้อยละ 70 และรองลงมาเป็นร้อยละ 60 และ 80 ตามลำดับ ซึ่งค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต POFA แปรผันตรงกันกับกำลังอัด เมื่อพิจารณาคอนกรีต POFA70 ในแต่ละตัวอย่างที่อายุ 28 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 32.0, 30.8 และ 33.2 จิกะปาสคาล และที่อายุ 90 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 36.6, 36.6 และ 33.3 จิกะปาสคาล รองลงมาด้วยคอนกรีต POFA 60 ที่อายุ 28 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 31.6, 28.6 และ 29.0 จิกะปาสคาล และที่อายุ 90 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 30.2, 31.6 และ 34.4 จิกะปาสคาล และคอนกรีต POFA80 ที่อายุ 28 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 24.1, 28.0 และ 28.3 จิกะปาสคาล และที่อายุ 90 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเท่ากับ 30.8, 29.5 และ 31.4 จิกะปาสคาลซึ่งเป็นอัตราส่วนที่มีกำลังอัดต่ำที่สุด และมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำที่สุดเช่นเดียวกัน ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบคอนกรีตแทนที่ POFA กับ คอนกรีต CT จากงานวิจัยของ บุษรา มีนยุทธ์ และคณะ [11] พบว่าคอนกรีต POFA มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นในทุกการแทนที่ที่ต่ำกว่าคอนกรีตควบคุม เปรียบเทียบคอนกรีต POFA70 และ คอนกรีต CT ที่มีกำลังอัดสูงสุดทั้ง 2 อัตราส่วนที่อายุ 90 วัน (82.2 เมกะปาสคาล สำหรับคอนกรีต POFA70 และ 74.2 เมกะปาสคาล สำหรับคอนกรีต CT) พบว่าคอนกรีต CT มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงกว่าคอนกรีต POFA70 อยู่มาก ซึ่งนอกจากผลจากกำลังอัดของคอนกรีต CT ที่สูงกว่า ยังมีผลของคุณสมบัติของมวลรวม โดยหินที่ใช้ในการศึกษานี้แตกต่างจากหินจากการศึกษาของบุรษา มีนยุทธ์ และคณะ [11] จากผลการทดสอบจะเห็นว่าคุณภาพของหินส่งผลอย่างมากต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดของคอนกรีต

จากผลการทดสอบยังพบว่า การแทนที่ OPC ด้วย POFA ไม่ส่งผลกระทบต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นโดยตรง แต่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น โดยสมบัติการเสียรูปของซีเมนต์เพสต์ มวลรวม และการยึดเกาะระหว่างซีเมนต์เพสต์กับมวลรวม สมบัติดังกล่าวมีผลกระทบโดยตรงต่อการรับกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต สอดคล้องกับงานวิจัยของ บุษรา มีนยุทธ์ และคณะ [11] ที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดเป็นวัสดุปอซโซลาน พบว่าการใช้วัสดุปอซโซลานไม่มีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่น โดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นมีค่าเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดที่สูงขึ้น

3.4 การหดตัวรวมของคอนกรีต

การหดตัวรวมของคอนกรีตเป็นสมบัติของคอนกรีตที่สำคัญอย่างหนึ่ง เนื่องจากคอนกรีตที่มีการหดตัวรวมมากจะส่งผลให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าวได้ การเกิดการหดตัวรวมของคอนกรีตมีปัจจัยหลักคือการสูญเสียน้ำในช่องว่าง (Capillary pore) ซึ่งการสูญเสียน้ำจะเริ่มต้นจากช่องว่างที่ใหญ่ในช่วงอายุต้นของคอนกรีต ตามด้วยช่องว่างขนาดเล็กในช่วงอายุถัดไป ซึ่งจากรูปที่ 4 พบว่าคอนกรีต POFA80 เป็นคอนกรีตที่มีการหดตัวต่ำที่สุด โดยมีค่าการหดตัวรวมของคอนกรีต POFA80 ที่อายุ 1 และ 3 วัน เท่ากับ 68 และ 241 ไมโครสเตรน หลังจากนั้นมีอัตราการหดตัวลดลง โดยมีค่าเท่ากับ 408, 571 และ 721 ไมโครสเตรน ที่อายุ 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ ในขณะที่คอนกรีตควบคุม มีการหดตัวที่สูงกว่าคอนกรีตที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดในทุกอายุการทดสอบ โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่อายุ 14 วัน คอนกรีตควบคุมมีการหดตัวสูงถึง 731 ไมโครสเตรน แต่คอนกรีตที่ผสมเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์มีการหดตัวเพียง 571-646 ไมโครสเตรนเท่านั้น

เมื่อเปรียบเทียบการหดตัวของคอนกรีตที่ใช้ POFA แทนที่ OPC กับคอนกรีต CT ที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานเพียงอย่างเดียวที่อายุ 28 วัน พบว่าคอนกรีต POFA60, POFA70 และ POFA80 มีค่าการหดตัวรวมเท่ากับ 827, 780 และ 721 ไมโครสเตรน ตามลำดับ และค่าหดตัวรวมของคอนกรีต CT ที่อายุเดียวกันเท่ากับ 856 ไมโครสเตรน แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดมีค่าการหดตัวรวมน้อยกว่าคอนกรีต CT ซึ่งเห็นได้ว่า เมื่ออัตราการแทนที่ POFA มากขึ้น ทำให้การหดตัวของคอนกรีตมีแนวโน้ม ลดลงตามลำดับ สอดคล้องกับงานวิจัยของ Alsubari และคณะ [21] และงานวิจัยของ Hamada และคณะ [22] เนื่องจาก POFA มีขนาดอนุภาคเล็ก จึงสามารถเข้าไปอุดช่องว่างในคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีช่องว่างน้อยลงและมีความหนาแน่นมากขึ้น ส่งผลให้คอนกรีตมีการสูญเสียน้ำลดลง

รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างการหดตัวรวมและอายุของคอนกรีต

4. สรุปผลการทดสอบ

4.1 เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดที่มีความละเอียดค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ไม่เกินร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก แทนที่ปูนซีเมนต์ปริมาณสูง มีอัตราส่วนการแทนที่ดีที่สุด คือร้อยละ 70 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน โดยมีกำลังอัดที่อายุ 90 วัน สูงถึง 82.2 เมกะปาสคาล จัดเป็นคอนกรีตกำลังสูงได้

4.2 การใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในคอนกรีตสามารถลดต้นทุนของคอนกรีตได้สูง เนื่องจากคอนกรีต POFA70 ใช้ปูนซีเมนต์เพียงร้อยละ 30 ของคอนกรีต CT ซึ่งสามารถลดการใช้ปูนซีเมนต์ได้สูงถึง 392 กก/ม^3 โดยมีกำลังอัดที่อายุ 90 วัน สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานเพียงอย่างเดียว

4.3 การใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในคอนกรีต ไม่ส่งผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต โดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะแปรผันตามกำลังอัดของคอนกรีต กล่าวคือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น

4.4 การใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในคอนกรีตส่งผลให้ค่าการหดตัวรวมของคอนกรีตลดลงตามอัตราส่วนการแทนที่ เนื่องจากอนุภาคของเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดมีขนาดเล็ก ทำให้ลดช่องว่างในคอนกรีตและทำให้คอนกรีตมีความหนาแน่นมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณโรงงานน้ำมันปาล์ม จังหวัดชุมพร ที่กรุณาเอื้อเฟื้อเถ้าปาล์มน้ำมันเพื่อใช้ในงานวิจัย และขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่เอื้อเฟื้อสถานที่และอุปกรณ์การทำวิจัย

เอกสารอ้างอิง

1. Wang, Y., Tan, Y., Wang, Y. and Liu, C. (2020). Mechanical properties and chloride permeability of green concrete mixed with fly ash and coal gangue. *Construction and Building Materials*, 233, pp. 117-166.
2. Khongpermgoson, P., Boonlao, K., Ananthanet, N., Thitithananon, T., Jaturapitakkul, C., Tangchirapat, W. and Ban, C.C. (2020). The mechanical properties and heat development behavior of high strength concrete containing high fineness coal bottom ash as a pozzolanic binder. *Construction and Building Materials*, 253, pp. 119-239.
3. Loganayagan, S., Chandra Mohan, N. and Dhivyabharathi, S. *Sugarcane bagasse ash as alternate supplementary cementitious material in concrete.* Materials Today: Proceedings, 2 April 2020.

4. Jaturapitakkul, C., Tangpagasit, J., Songmue, S. and Kiattikomal, K. (2011). Filler effect and pozzolanic reaction of ground palm oil fuel ash. *Construction and Building Materials*, 25(11), pp. 4287-4293.
5. Olutoge, F.A. and Adesina, P.A. (2019). Effects of rice husk ash prepared from charcoal-powered incinerator on the strength and durability properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 196, pp. 386-394.
6. ศูนย์สารสนเทศการเกษตร (2562). สถิติการเกษตรของประเทศไทย ปี ๒๕๖๒. สำนักงานเศรษฐกิจการเกษตร, หน้า. 26.
7. Tangchirapat, W. (2007). *Effect of palm oil fuel ash and rice husk-bark ash on compressive strength and durability of concrete*. Ph.D. Dissertation, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand.
8. ASTM C618 (2019). *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
9. ASTM C430 (2017). *Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by the 45-μm (No. 325) Sieve*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
10. ASTM C188 (2017). *Standard Test Method for Density of Hydraulic Cement*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
11. บุษรา มีนยุทธ์, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2019). คอนกรีตกำลังสูงที่ผสมเถ้าก้นเตาบดละเอียดปริมาณสูง. วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย, ปีที่ 7, ฉบับที่ 2, หน้า 14-24.
12. ASTM C39 (2020). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
13. ASTM C469 (2014). *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
14. ASTM C157 (2017). *Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete*. ASTM International, West Conshohocken, PA, United States of America.
15. Kroehong, W., Sinsiri, T., Jaturapitakkul, C. and Chindaprasirt, P. (2011). Effect of palm oil fuel ash fineness on the microstructure of blended cement paste. *Construction and Building Materials*, 25(11), pp. 4095-4104.
16. Mujah, D. (2016). Compressive strength and chloride resistance of grout containing ground palm oil fuel ash. *Journal of Cleaner Production*, 112, pp. 712-722.
17. Elbasir, O.M.M., Johari, M.A.M. and Ahmad, Z.A. (2019). Effect of fineness of palm oil fuel ash on compressive strength and microstructure of alkaline activated mortar. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23, pp. 136-152.
18. American Concrete Institute, A.C. (2010). *Report on High-Strength Concrete (ACI 363R-10),* ACI Manual of Concrete Pratice, American Concrete Institute: Farmington Hills, Michigan, pp. 65.
19. Karim, R., Zain, Jamil and Islam, N. (2011). Strength of concrete as influenced by palm oil fuel ash. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5, pp. 990-997.
20. ชัย จาตุรพิทักษ์กุล และ ไกรวุฒิ เกียรติโกมล (2549). การศึกษาเถ้าแกลบ-เปลือกไม้และเถ้าปาล์มน้ำมันในงานคอนกรีต. สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย, หน้า 66-71.
21. Alsubari, B., Shafigh, P., Jumaat, M.Z. and Alengaram, J. (2014). Palm oil fuel ash as a partial cement replacement for producing durable self-consolidating high-Strength concrete. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39, pp. 8507-8516.
22. Hamada, H.M., Al-attar, A.A., Yahaya, F.M., Muthusamy, K., Tayeh, B.A. and Humada, A.M. (2020). Effect of high-volume ultrafine palm oil fuel ash on the engineering and transport properties of concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 12, pp. 318

การต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียว

Earthquake Resistance of Non-Ductile Reinforce Concrete Building

อมรชัย ใจยงค์[1] และ ชานนท์ กวางเจริญ[2]

[1, 2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี

**Corresponding author; E-mail address: jaiyong@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกาการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวในประเทศไทย อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กนำมาใช้เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวโดยอาคารจะถูกสมมติให้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยที่มีระดับความรุนแรงในการเกิดแผ่นดินไหวแตกต่างกัน 3 ระดับ ได้แก่ บริเวณพื้นที่เฝ้าระวัง บริเวณที่ 1 และบริเวณที่ 2 โดยโครงสร้างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจะถูกพิจารณาเป็นแบบจำลองสองมิติ พฤติกรรมความเสียหายของอาคารจะแสดงอยู่ในรูปของจุดหมุนพลาสติก ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ระหว่างมุมหมุนกับโมเมนต์ดัด ซึ่งกฎของความสัมพันธ์นี้จะถูกควบคุมด้วยโมเมนต์ที่จุดคราก โมเมนต์สูงสุดและมุมหมุนสูงสุด จากผลการศึกษาเส้นโค้งสมรรถนะของโครงสร้างพบว่า โครงสร้างอาคารจะยังคงมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่นเมื่อแรงแผ่นดินไหวที่กระทำไม่เกิน 10653 กิโลกรัม และโครงสร้างอาคารสามารถต้านทานแรงสูงสุดในช่วงไม่ยืดหยุ่นได้ไม่เกิน 17,140 กิโลกรัมก่อนที่โครงสร้างจะเข้าสู่สภาวะพังทลายและเมื่ออาคารถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหวจากพื้นที่เสี่ยงภัยทั้ง 3 โซน พบว่าอาคารเกิดความเสียหายที่เสาและคานอย่างรุ่นแรง โดยพฤติกรรมโดยรวมของอาคารเกิดกว่าระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลายนั่นหมายถึงอาคารจะเกิดการวิบัติเมื่อถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหวสูงสุดจากเขตพื้นที่เสี่ยงภัยดังกล่าว

คำสำคัญ: การต้านทานแผ่นดินไหว, อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก, ปราศจากความเหนียว

Abstract

This study emphasized to investigate the earthquake force resistance of non-ductile the reinforced concrete building constructed in Thailand. The 4-story RC building was adopted to evaluate the earthquake resistance capacity when it subjected to earthquake forces. A 4-story RC building is assumed to locate in three intensity levels of Thailand's hazard area, surveillance zone, the first zone, and the second zone. The RC frame was modeled as a two-dimensional. The moment-rotation relationship consists of the yielding moment, capping moment, and capping rotation obtained in the plastic hinge model. The capacity curve indicated that the 4-story RC building remains elastic behavior when the earthquake force regarded as base shear subjected to the building not more than 10653-kilogram forces and it can resist the maximum base shear in an inelastic range around 17140-kilogram forces before the collapse. When the building subjected to the earthquake forces from three intensity levels of Thailand's hazard area, the beam and column were severely damaged and the global behavior of the building beyond the level of collapse prevention means the building is collapse.

1. คำนำ

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ธรรมชาติที่ก่อให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมาก แม้ว่าประเทศไทยจะไม่ได้อยู่ในบริเวณที่ก่อให้เกิดความเสียหายมากนัก แต่จากหลายเหตุการณ์ที่ผ่านมากลับพบว่า เมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวแต่ละครั้งมักก่อให้เกิดความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือน ซึ่งล้วนแล้วเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่อยู่ในเกณฑ์บังคับให้ต้องออกแบบและให้รายละเอียดโครงสร้างเป็นกรณีพิเศษเพื่อต้านทานแรงจากแผ่นดินไหว ซึ่งระดับความเสียหายของโครงสร้างอาคารก็จะขึ้นอยู่กับความรุนแรงของการเกิดแผ่นดินไหวและระดับความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวทั้งในด้านกำลังของโครงสร้างอาคารและความสามารถในการเคลื่อนตัวของอาคารภายหลังเกิดความเสียหายหรือที่เรียกว่าค่าความเหนียว (ductility)

สำหรับอาคารขนาดเล็ก เช่น อาคารพักอาศัย ตึกแถว และอาคารพาณิชย์ จัดเป็นประเภทอาคารที่มิได้อยู่ในเกณฑ์บังคับตามประกาศกฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคารและพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ดังนั้นจากอดีตที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน การออกแบบและก่อสร้างอาคารประเภทนี้ จึงเป็นเพียงการออกแบบเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานและแรงลมโดยทั่วไป ซึ่งมิได้มีการพิจารณาออกแบบเหล็กเสริมพิเศษสำหรับต้านทานแรงแผ่นดินไหว ดังนั้นเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีความรุนแรงแล้วอาคารเหล่านี้จึงมีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายขึ้นได้ง่าย แต่ถึงกระนั้น ถึงแม้ว่าอาคารเหล่านี้จะมิได้เสริมเหล็กเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว แต่ด้วยรายละเอียดการเสริมเหล็กปลอกที่มีอยู่แล้วในโครงสร้างเสาและคานก็พอจะช่วยเพิ่มความสามารถในการต้านแรง

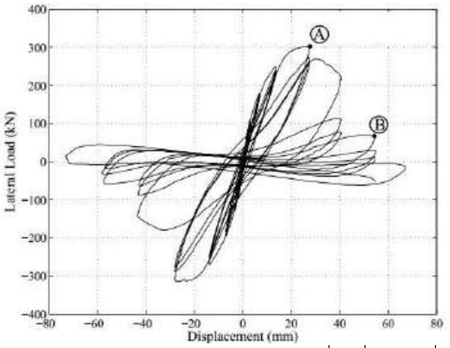
แผ่นดินไหวและช่วยให้ระบบโครงสร้างมีค่าความเหนียวในระดับหนึ่ง ดังนั้นเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่มีขนาดไม่รุนแรงนัก อาคารเหล่านี้ก็ยังคงพอต้านทานอยู่ได้โดยไม่เกิดการพังทลาย แต่ก็อาจทำให้โครงสร้างบางส่วนเกิดความเสียหายขึ้น

ดังนั้นเพื่อให้วิศวกรรวมถึงเจ้าของอาคารได้ทราบถึงระดับความสามารถในการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ถูกออกแบบให้ต้านทานแผ่นดินไหวซึ่งถือเป็นอาคารประเภทที่ปราศจากความเหนียว (Non-ductile) นี้ ในงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มิได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยได้เลือกระบบโครงสร้างอาคารพาณิชย์ความสูง 4 ชั้น มาทำการศึกษาในครั้งนี้

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 พฤติกรรมของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กปราศจากความเหนียว

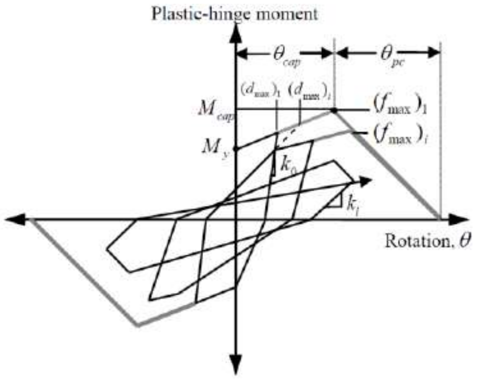
งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาผลตอบสนองของโครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวซึ่งหมายถึงชิ้นส่วนโครงสร้างที่ไม่ได้มีการให้รายละเอียดเหล็กเสริมเป็นกรณีพิเศษเพื่อใช้ในการป้องกันแรงกระทำที่มีลักษณะเป็นวงรอบหรือวัฏจักร โดยพฤติกรรมของชิ้นส่วนประเภทนี้เมื่อถูกกระทำด้วยแรงกระทำแบบวัฏจักรจะส่งผลให้เกิดการเสื่อมถอยของกำลัง (Strength degradation) และค่าสติฟเนส (Stiffness degradation) ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงด้านข้างกับการเคลื่อนที่ของเสาที่ปราศจากความเหนียว [1]

ซึ่งการเสื่อมถอยของกำลังและสติฟเนสในชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ปราศจากความเหนียวนี้ ส่งผลทำให้โครงสร้างอาคารสูญเสียสติฟเนสและกำลังต้านทานแรงแผ่นดินไหวอย่างรวดเร็ว ในแง่ผลการศึกษาการตอบสนองของโครงสร้างที่ปราศจากความเหนียวอย่างง่าย เช่น ผลตอบสนองของระบบขั้นเสรีเดียว (single degree of freedom, SDF) ของระบบที่ปราศจากความเหนียว พบว่า เมื่อโครงสร้างประเภทนี้ถูกกระตุ้นด้วยแรงแบบวัฏจักรหรือคลื่นแผ่นดินไหว กำลังต้านทานทางด้านข้าง (Lateral resisting force) จะมีอัตราสดลงมากกว่าระบบทั่วๆไป อีกทั้งยังมีแนวโน้มว่าโครงสร้างที่ปราศจากความเหนียวจะมีการเคลื่อนตัวสูงกว่า [2] ซึ่งเป็นผลมาจากชิ้นส่วนโครงสร้างเกิดความเสียหายได้ง่าย ทำให้ค่าสติฟเนสเกิดการเสื่อมถอย (Stiffness degradation) ลงรวดเร็วกว่าอาคารที่มีความเหนียว รวมถึงผลการศึกษาที่เกี่ยวกับผลตอบสนองของแบบจำลองระบบหลายระดับขั้นเสรี (Multi degree of freedom, MDF) ก็พบว่า การเคลื่อนตัวที่พื้นชั้นต่างๆ รวมถึงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีแนวโน้มขยายตัวสูงกว่าแบบจำลองทั่วไปที่ไม่ได้คำนึงถึงผลของการเสื่อมถอยที่เกิดจากชิ้นส่วนประกอบปราศจากความเหนียว[3] ดังนั้นในการศึกษาเกี่ยวกับการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเก่าซึ่งจัดเป็นอาคารที่ปราศจากความเหนียว (ซึ่งเป็นประเภทอาคารที่มิได้มีการเสริมเหล็กพิเศษเพื่อให้อาคารมีความเหนียว) จึงต้องคำนึงถึงพฤติกรรมการเสื่อมถอยเหล่านี้เข้าไว้ในการวิเคราะห์ โดยพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของชิ้นส่วนโครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหายจะแสดงในรูปของจุดหมุนพลาสติก

จุดหมุนพลาสติก (Plastic hinge) จะเป็นจุดที่แสดงการเกิดความเสียหายเนื่องจากการดัดจนทำให้เกิดมุมหมุน โดยแบบจำลองที่ใช้จะมีลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกที่คำนึงถึงการเสื่อมถอย [4]

ในการศึกษานี้ เส้นขอบสูงสุด (Envelope curve) ซึ่งแสดงในรูปความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับมุมหมุนของจุดหมุนพลาสติกจะถูกควบคุมด้วยพารามิเตอร์ 4 ตัวแปร ดังนี้: โมเมนต์ดัดที่จุดคราก (M_y) [5], โมเมนต์ดัดที่จุดสูงสุด (M_c), มุมหมุนที่จุดสูงสุด (θ_{cap}) และมุมหมุนที่สภาวะสุดท้ายที่กำลังต้านทานเป็นศูนย์ (θ_{pc})โดยค่าพารามิเตอร์ M_c , θ_{cap} และ θ_{pc} คำนวณได้จากสมการที่ 1-3[6]

$$M_c = (1.25)(0.89)^{\nu}(0.91)^{0.01 c_{units} f_c'} \cdot M_y \tag{1}$$

$$\theta_{cap} = 0.13(1+0.55 a_{sl})(0.13)^{\nu}(0.02+40\rho_{sh})^{0.65}(0.57)^{0.01 c_{units} f_c'} \tag{2}$$

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^{\nu}(0.02+40\rho_{sh})^{1.02} \tag{3}$$

เมื่อ ν = อัตราส่วนแรงในแนวแกน ($P / A_g f_c'$)

A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

f_c' = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

c_{units} = 1.0 เมื่อหน่วยของกำลังอัดคอนกรีตมีหน่วยเป็น MPA

ρ_{sh} = อัตราส่วนพื้นที่ของเหล็กปลอก (A_{sh} / sb)

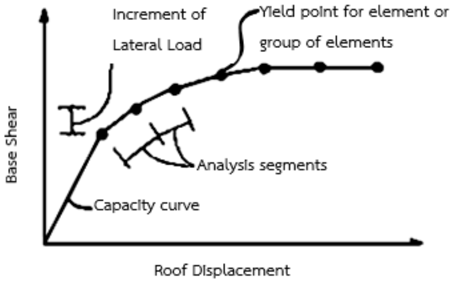
A_{sh} = พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกรับแรงเฉือน (ตารางมิลลิเมตร)

s = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก, b = ความกว้างคาน

ซึ่งค่าตัวแปรต่างๆเหล่านี้จะถูกนำไปใช้ในแบบจำลองคุณสมบัติของจุดหมุนพลาสติก เพื่อวิเคราะห์หาผลตอบสนองของโครงข้อแข็งปราศจากความเหนียวต่อไป

2.2 การสร้างเส้นสมรรถนะของอาคารด้วยวิธีแรงกระทำด้านข้าง (Pushover Analysis)

การสร้างเส้นสมรรถนะของอาคารจะดำเนินการโดยกำหนดแรงกระทำด้านข้างตลอดความสูงอาคารที่มีการกระจายแรงประสิทธิผลในโหมดพื้นฐาน (effective modal force) จาก $s_1^* = \mathbf{m}\phi_1$ โดยที่ $\mathbf{m}$ คือ เมทริกซ์มวล และ ϕ_1 คือ โหมดรูปร่างของคาบการสั่นไหวที่ 1 โดยจะค่อยๆเพิ่มแรงผลักต่ออาคารจนกระทั่งอาคารเกิดการพังทลาย (Collapse) จากขั้นตอนนี้จะทำให้ทราบถึงความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของแรงที่ผลักด้านข้างอาคารกับแรงเฉือนที่ฐาน (Base shear) ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 เส้นโค้งสมรรถนะของอาคารคาร [7]

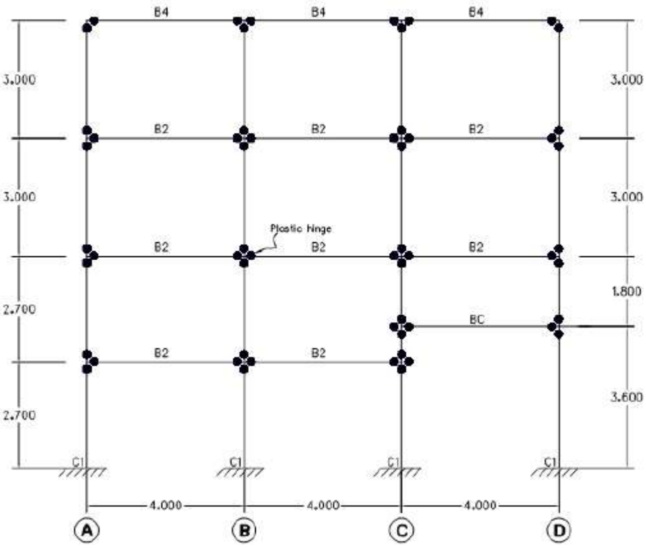
ซึ่งเส้นสมรรถนะของอาคารนี้จะถูกนำไปใช้ในการประเมินความสามารถหรือกำลังในการต้านทานแรงด้านข้างเมื่อถูกกระทำด้วยแรงแผ่นดินไหวที่ระดับความรุนแรงต่างๆ ต่อไป

3. การดำเนินงานวิจัย

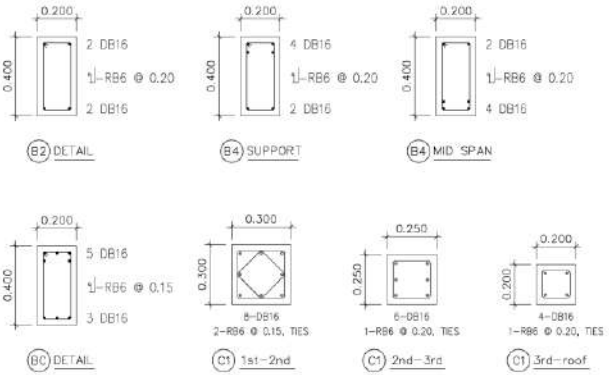
3.1 อาคารที่ใช้ในการศึกษา

ในการศึกษานี้ได้เลือกแบบอาคารเก่าคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ที่มิได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยถูกใช้เป็นอาคารพาณิชย์ มาเป็นกรณีศึกษา โดยมีรายละเอียดของโครงสร้างดังต่อไปนี้

- รูปแบบอาคารเป็นอาคารพาณิชย์หน้ากว้าง 4 เมตร ความลึกตัวอาคารเท่ากับ 12 เมตร แบ่งเป็น 3 ช่วงเสา ช่วงเสาละ 4 เมตร อาคารมีความสูงจากพื้นดินถึงชั้นหลังคาดาดฟ้าเท่ากับ 11.40 เมตร ตำแหน่งการเกิดความเสียหายสมมติให้อยู่ในบริเวณปลายคานและเสา ดังแสดงในรูปที่ 4
- กำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 210 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เหล็กเสริมหลักใช้เหล็กข้ออ้อยเกรด SD30 มีกำลังรับแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 3000 กิโลกรัมต่อตารางเซ็นติเมตร โดยรายละเอียดหน้าตัดคานและเสาของอาคารที่ใช้ในการศึกษาแสดงไว้ดังรูปที่ 5



รูปที่ 4 แบบจำลองอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 4 ชั้นและตำแหน่งจุดหมุนพลาสติก (Plastic hinges) ที่ระบุในแบบจำลอง



รูปที่ 5 รายละเอียดหน้าตัดคานและเสาของอาคารที่ใช้ในการศึกษา

น้ำหนักอาคารแต่ละชั้นจะพิจารณาจากน้ำหนักเสา คานและวัสดุปูผิว ดังแสดงตามตารางที่ 1

ตารางที่ 1 น้ำหนักในแต่ละชั้นและน้ำหนักรวมทั้งหมดของอาคาร

ชั้น	น้ำหนัก (กิโลกรัม)					
	ผนัง	คาน	พื้น	กระเบื้อง	เสา	รวม
ดาดฟ้า	3,168	2,304	11,520	0	116	17,108
4	6,600	2,304	11,520	4,800	240	25,464
3	6,600	2,304	11,520	4,800	375	25,599
2	5,808	2,304	11,520	4,800	476	24,908
1	5,808	2,304	11,520	4,800	476	24,908
รวมทั้งหมด						**117,987**

จากผลการวิเคราะห์หาคุณสมบัติเชิงพลศาสตร์พบว่า อาคารนี้มีคาบการสั่นไหวประจำโหมดพื้นฐาน (T_1) เท่ากับ 0.34 วินาที

3.2 แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับอาคารตัวอย่าง

แรงแผ่นดินไหวของอาคารที่ใช้ในการศึกษานี้จะพิจารณาโดยสมมติให้อาคารตัวอย่างนี้ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวของประเทศไทยซึ่งแบ่งออกเป็น 3 โซน ได้แก่ เขตพื้นที่เฝ้าระวัง พื้นที่บริเวณที่ 1 และพื้นที่บริเวณที่ 2 โดยสำหรับเขตพื้นที่เฝ้าระวังและพื้นที่บริเวณที่ 2 จะทำการเลือกค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวที่รุนแรงสูงสุดที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_s) และคาบการสั่น 1 วินาที (S_1) ณ ตำแหน่งที่ตั้งที่มีค่าสูงสุดของแต่ละโซนมาทำการวิเคราะห์เพื่อหาค่าสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว ออกโดยกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ. 1301/1302-61) [8] ของแต่ละโซน โดยเริ่มจาก การหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของอาคาร โดยการคูณปรับแก้ค่า S_S ด้วยค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคารสำหรับคาบการสั่น 0.2 วินาที (F_a) ดังสมการที่ 4 และทำการคูณปรับแก้ค่า S_1 ด้วยค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคารสำหรับคาบการสั่น 1 วินาที (F_v) ดังสมการที่ 5

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (4)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (5)$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์ F_a และ F_v แสดงไว้ในตารางที่ 2 และ 3 ตามลำดับ ซึ่งในการศึกษานี้จะสมมติให้พื้นดินบริเวณที่ตั้งอาคารมีลักษณะเป็นดินประเภทชั้นดิน D สำหรับทั้ง 3 พื้นที่เสี่ยงภัย

ตารางที่ 2 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_a

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 0.2 วินาที				
	$S_S \le 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \ge 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

ตารางที่ 3 ค่าสัมประสิทธิ์สำหรับชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร F_v

ประเภทของชั้นดิน	ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณาที่คาบ 1.0 วินาที				
	$S_1 \le 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \ge 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	จำเป็นต้องทำการวิเคราะห์การตอบสนองของดินเป็นกรณี ๆ ไป				

ต่อจากนั้นจึงทำกาปรับค่าสเปกตรัม S_{MS} และ S_{M1} ไปเป็นค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{DS}) และที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{D1}) ดังสมการที่ 6 และ 7 ตามลำดับ

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (7)$$

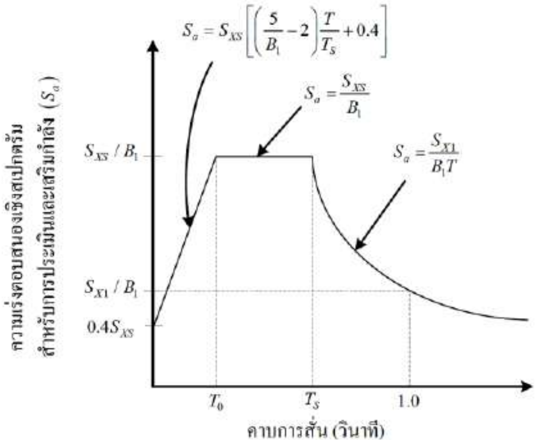
จากนั้นจึงหาค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (S_{XS}) และค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินที่คาบการสั่น 1 วินาที (S_{X1}) ตามมาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1303-57) [9] ดังสมการที่ 8 และ 9 ตามลำดับ

$$S_{XS} = 0.5 S_{DS} \quad (8)$$

$$S_{X1} = 0.5 S_{D1} \quad (9)$$

ซึ่งสเปกตรัมตอบสนองสำหรับการประเมินความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารตัวอย่างสามารถหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและเสริมกำลังกับคาบการสั่นซึ่งกำหนดไว้ใน มยผ.1303-57 ดังรูปที่ 6

สำหรับพื้นที่ที่ถูกสมมติให้เป็นตัวแทนที่ตั้งอาคารตัวอย่างในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยทั้ง 3 โซน ประกอบด้วย (1) **บริเวณเฝ้าระวัง** เลือกใช้ข้อมูลของพื้นที่ อำเภอสุขสำราญ จังหวัดระนอง (2) **บริเวณที่ 1** เป็นพื้นที่แอ่งกรุงเทพฯ เลือกใช้ข้อมูลของพื้นที่โซน 1 ครอบคลุมจังหวัดราชบุรีและเพชรบุรี และ (3) **บริเวณที่ 2** เลือกใช้ข้อมูลของพื้นที่ อำเภอวังชิ้น จังหวัดแพร่ โดยข้อมูลสำหรับการคำนวณค่าสเปกตรัมตอบสนองสำหรับการประเมินความแข็งแรงของโครงสร้างอาคารตัวอย่างแสดงไว้ในตารางที่ 4



รูปที่ 6 สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลัง [9]

เมื่อ $T_S = S_{X1} / S_{XS}$, $T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS}$ และ $B_1 = 4 / [5.6\text{-}\ln(100\beta)]$

โดยที่ β = อัตราส่วนความหน่วงมีค่าเท่ากับ 0.05

ตารางที่ 4 ค่าตัวแปรสำหรับคำนวณค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินของอาคารตัวอย่างแบ่งตามโซนพื้นที่เสี่ยงภัย

ค่าตัวแปร	บริเวณเฝ้าระวัง	บริเวณที่ 1	บริเวณที่ 2	มาตรฐานอ้างอิง
S_s (g)	0.355	-	1.086	มยผ.1301/1302-61
S_1 (g)	0.112	-	0.275	มยผ.1301/1302-61
F_a	1.52	-	1.066	มยผ.1301/1302-61
F_v	2.35	-	1.85	มยผ.1301/1302-61
S_{MS} (g)	0.540	-	1.158	มยผ.1301/1302-61
S_{M1} (g)	0.260	-	0.509	มยผ.1301/1302-61
S_{DS} (g)	0.360	-	0.772	มยผ.1301/1302-61
S_{D1} (g)	0.173	-	0.339	มยผ.1301/1302-61
S_{XS} (g)	0.180	-	0.386	มยผ.1303-57
S_{X1} (g)	0.087	-	0.170	มยผ.1303-57
T_S	0.483	-	0.440	มยผ.1302
T_0	0.096	-	0.088	มยผ.1302
S_a **(g)**	**0.180**	**0.190**	**0.385**	มยผ.1303-57

หลังจากได้ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับออกแบบของแต่ละพื้นที่ดังที่กล่าวมาแล้ว จะนำความเร่งเหล่านี้มาคำนวณหาแรงแผ่นดินไหวสูงสุดจากมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (มยผ.1301/1302-61) ซึ่งแสดงในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Seismic base shear, *V*) ดังสมการที่ 10

$$V = S_a\left(\frac{I}{R}\right)W \qquad (10)$$

โดยที่ S_a คือ ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร, I คือ ตัวประกอบความสำคัญของอาคารมีค่าเท่ากับ 1.0 สำหรับอาคารทั่วไป และ R คือ ตัวประกอบปรับผลตอบสนอง ซึ่งในขั้นตอนการประเมินจะใช้ค่า R = 1.0 เพื่อให้ได้ค่าแรงแผ่นดินไหวสูงสุดที่กระทำกับอาคารทั้งหลัง โดยอยู่ในรูปของแรงเฉือนที่ฐานอาคาร (Base shear, V_b) ดังตารางที่ 5 นี้

ตารางที่ 5 ค่าแรงเฉือนที่ฐานของอาคารแบ่งตามโซนพื้นที่เสี่ยงภัย

โซนพื้นที่เสี่ยงภัย	ค่าแรงเฉือนที่ฐาน (V_b) (กิโลกรัม)
บริเวณเฝ้าระวัง	21,238
บริเวณที่ 1	22,418
บริเวณที่ 2	45,424

และทำการกระจายแรงในแนวดิ่งตามตารางที่ 5 ไปสู่แรงกระทำด้านข้างในแนวราบด้วยสมการที่ 11

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} V_b \qquad (11)$$

เมื่อ k = 1.0 กรณีที่ $T_1 < 0.5$ วินาที

ดังนั้นจากสมการที่ 11 จะได้แรงกระทำด้านข้างที่ชั้นต่างๆของอาคารแบ่งตามโซนพื้นที่เสี่ยงภัยซึ่งแสดงไว้ในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่าแรงกระทำด้านข้างอาคารแบ่งตามโซนพื้นที่เสี่ยงภัย

ระดับชั้น	แรงกระทำด้านข้างอาคารแบ่งตามโซนพื้นที่เสี่ยงภัย (กิโลกรัม)		
	บริเวณเฝ้าระวัง	บริเวณที่ 1	บริเวณที่ 2
หลังคา	6,741	7,116	14,419
ชั้น 4	7,394	7,805	15,815
ชั้น 3	4,778	5,043	10,218
ชั้น 2	2,325	2,454	4972
ชั้น 1	0	0	0
รวม	21,238	22,418	45,424

3.3 การประเมินการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารตัวอย่าง

การประเมินการต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารจะพิจารณาจาก ค่าร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ของอาคารแต่ละชั้นภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่มากระทำ แล้วนำมาเทียบกับเกณฑ์ระดับสมรรถนะของโครงสร้างและความเสียหาย ดังแสดงไว้ในตารางที่ 7 โดยการวิเคราะห์หาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์จะใช้วิธีสถิตไม่เชิงเส้น โดยรวมผลของน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Q_D) และน้ำหนักบรรทุกจร (Q_L) เข้าไว้ด้วยดังสมการที่ 12 ซึ่งในการวิเคราะห์ได้คำนึงถึงผลของ $P-\Delta$ ด้วยแล้ว

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \qquad (12)$$

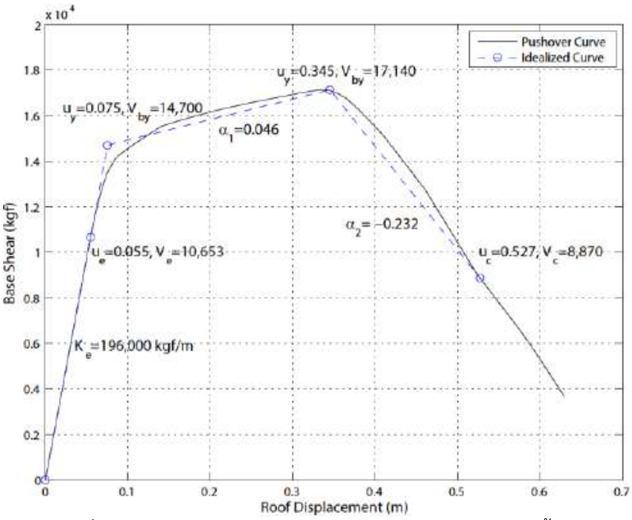
ค่าร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (% Story drift) จะถูกนำมาพิจารณาเพื่อประเมินระดับสมรรถนะของโครงสร้างโดยจะแบ่งออกเป็น 3 ระดับ คือ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (Immediate Occupancy level, IO) ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (Life safety level, LS) และระดับป้องกันการพักทลาย (Collapse prevention level, CP) โดยพิจารณาจากเกณฑ์การยอมรับสำหรับโครงต้านแรงดัดคอนกรีต แสดงในตารางที่ 7

ตารางที่ 7 ค่าร้อยละการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นสำหรับจำแนกระดับสมรรถนะของโครงสร้างและความเสียหาย [10]

ประเภทโครงสร้าง	ระดับป้องกันการพังทลาย (CP)	ระดับปลอดภัยต่อชีวิต (LS)	ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO)
โครงต้านแรงดัดคอนกรีต	< 4%	< 2%	< 1%

4. ผลการวิจัย

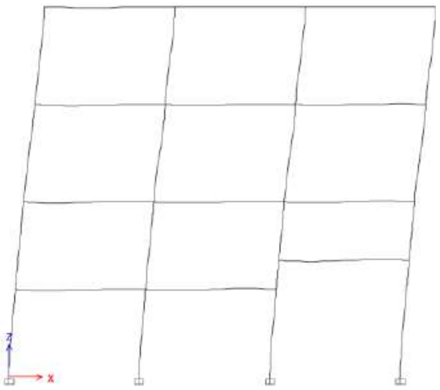
จากการสร้างเส้นสมรรถนะของอาคารด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้น (Nonlinear static analysis) โดยการผลักอาคารด้วยแรงกระจายแรงประสิทธิผลในโหมดพื้นฐาน (s_1^*) โดยเพิ่มขนาดของแรงขึ้นเรื่อยๆจนโครงสร้างพังจะได้เส้นสมรรถนะของอาคารดังรูปที่ 7



รูปที่ 7 เส้นสมรรถนะของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น

4.1 พฤติกรรมในช่วงยืดหยุ่นของอาคาร

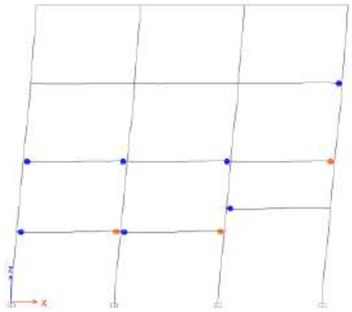
จากเส้นสมรรถนะของอาคารดังรูปที่ 7 แสดงให้เห็นว่า เมื่อมีแรงแผ่นดินไหวกระทำกับอาคารในช่วงไม่เกิน 10,653 กิโลกรัม แรงกระทำระดับนี้ไม่ทำให้เกิดจุดหมุนพลาสติกขึ้นในโครงสร้างอาคารซึ่งหมายถึงความเสียหายในโครงสร้างอาคารอยู่ในระดับต่ำมากและไม่ส่งผลให้ตัวอาคารเกิดการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นแบบถาวร อาคารยังคงสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างดี โครงสร้างโดยรวมยังคงสติฟเนสและกำลังส่วนใหญ่ไว้ได้ดี โดยมีขอบเขตการเคลื่อนที่ที่ยอดอาคารสูงสุด 0.055 เมตร โดยอาคารเกิดการเคลื่อนตัวดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 รูปร่างการเคลื่อนตัวด้านข้างของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ช่วงขีดจำกัดยืดหยุ่น

4.2 สมรรถนะของอาคารในระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที

เป็นช่วงที่โครงสร้างเกิดการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นจากสภาวะยืดหยุ่นส่งผลให้แรงภายในชิ้นส่วนเพิ่มขึ้นถึงจุดที่ก่อให้เกิดความเสียหายขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้าง โดยแรงแผ่นดินไหวที่ทำให้พฤติกรรมโดยรวมของโครงสร้างอยู่ในสภาวะครากมีค่าโดยประมาณเท่ากับ 14,700 กิโลกรัม ที่ระยะเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร 0.075 เมตร โดยการเสียรูปของอาคารและตำแหน่งการเกิดความเสียหาย (จุดหมุนพลาสติก) แสดงไว้ในรูปที่ 9 สำหรับค่าการเคลื่อนที่ที่ชั้นต่างๆ รวมถึงค่าร้อยละการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในสภาวะคราก แสดงไว้ในตารางที่ 8



รูปที่ 9 การเสียรูปของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ในระดับสมรรถนะเข้าใช้อาคารได้ทันที

ตารางที่ 8 ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่สภาวะคราก

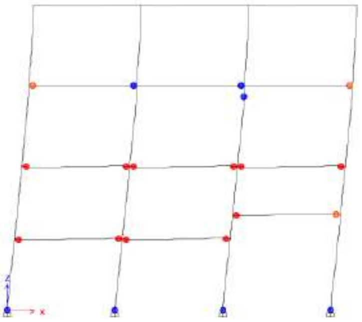
ชั้น	ความสูงระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัว (เมตร)	การเคลื่อนตัวระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (%)	เกณฑ์ระดับ IO
หลังคา	3	0.102	0.022	0.73	< 1%
4	3	0.08	0.029	0.97	< 1%
3	2.7	0.05	0.025	0.93	< 1%
2	2.7	0.025	0.025	0.93	< 1%
1	0	0	-	-	-

จากรูปที่ 9 โดยส่วนใหญ่โครงสร้างเกิดความเสียหายขึ้นที่คานชั้น 2 ถึงชั้น 3 โดยเป็นความเสียหายที่เกิดจากการดัด และระดับสมรรถนะของโครงสร้างอยู่ในระดับ IO ซึ่งยังมีความปลอดภัยต่อการใช้งาน

4.3 สมรรถนะของอาคารในระดับปลอดภัยต่อชีวิต

เป็นช่วงที่อาคารถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำจนทำให้พฤติกรรมโครงสร้างโดยรวมเกินกว่าพิกัดที่สภาวะคราก ซึ่งชิ้นส่วนโครงสร้างอาคารมีแนวโน้มเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้นและเสียหายรุนแรงมากขึ้น โดยจากเกณฑ์ระดับ

สมรรถนะของโครงสร้างและความเสียหายสำหรับระดับปลอดภัยต่อชีวิตในตารางที่ 7 กำหนดให้ค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ในทุกชั้นต้องมีค่าไม่เกินกว่า 2 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งภายใต้เงื่อนไขนี้ โครงสร้างจะสามารถต้านทานแรงด้านข้างได้สูงสุดไม่เกิน 16,094 กิโลกรัม ที่การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารเท่ากับ 0.193 เมตร โดยรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นแสดงไว้ดังรูปที่ 10 และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์แสดงไว้ในตารางที่ 9



รูปที่ 10 การเสียรูปของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ในระดับสมรรถนะปลอดภัยต่อชีวิต

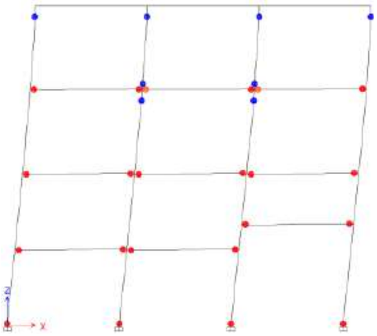
ตารางที่ 9 ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่สภาวะแรงต้านสูงสุด

ชั้น	ความสูงระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัว (เมตร)	การเคลื่อนตัวระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (%)	เกณฑ์ระดับ LS
หลังคา	3	0.194	0.032	1.1	< 2%
4	3	0.162	0.054	1.8	< 2%
3	2.7	0.108	0.053	1.96	< 2%
2	2.7	0.054	0.053	1.96	< 2%
1	0	0	-	-	-

สำหรับความเสียหายที่เกิดขึ้นในโครงสร้างอาคาร จะเกิดจากการดัดที่คานทุกตัวตั้งแต่ชั้น 2 จนถึงชั้น 4 ในขณะเดียวกันก็เกิดความเสียหายขึ้นในโครงสร้างเสาโดยเฉพาะในบริเวณโคนเสาชั้นล่าง

4.3 สมรรถนะของอาคารในระดับป้องกันการพังทลาย

เป็นช่วงที่โครงสร้างสามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวและการเคลื่อนที่ได้สูงสุดซึ่งมีค่ากำลังต้านทานเท่ากับ 17,140 กิโลกรัม และการเคลื่อนตัวที่จุดยอดอาคารเท่ากับ 0.345 เมตร ก่อนที่โครงสร้างจะมีกำลังต้านทานแรงด้านข้างลดลง ถึงกระนั้นระบบโครงสร้างอาคารก็ยังคงรับน้ำหนักบรรทุกในแนวดิ่งได้ สำหรับค่าการเคลื่อนตัวที่ชั้นอื่นๆ และค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์แสดงไว้ในตารางที่ 10 สำหรับการเสียรูปของอาคารเป็นไปตามรูปที่ 11



รูปที่ 11 การเสียรูปของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ในระดับสมรรถนะป้องกันการพังทลาย

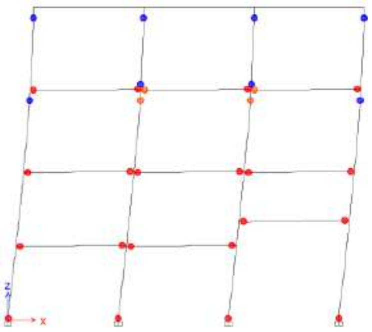
ตารางที่ 10 ค่าการเคลื่อนตัวและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ที่สภาวะแรงต้านสูงสุด

ชั้น	ความสูงระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัว (เมตร)	การเคลื่อนตัวระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (%)	เกณฑ์ระดับ CP
หลังคา	3	0.338	0.058	1.93	< 4%
4	3	0.28	0.094	3.13	< 4%
3	2.7	0.186	0.093	3.44	< 4%
2	2.7	0.093	0.093	3.44	< 4%
1	0	0	-	-	-

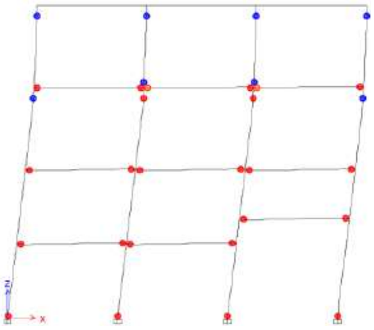
ในสภาวะนี้คานชั้น 2 ถึง 4 รวมถึงโคนเสาชั้นล่างจะเกิดรอยแตกร้าวอย่างรุนแรงและเหล็กเสริมหลักเกิดการคราก ในขณะที่หัวเสารับพื้นชั้น 4 และชั้นหลังคาเกิดรอยแตกร้าวเล็กน้อย ซึ่งในสภาวะ CP นี้ จะสังเกตได้ว่าบริเวณเสาชั้น 1 ถึงชั้น 3 (ยกเว้นโคนเสาชั้น 1) เกิดความเสียหายน้อยมาก ซึ่งแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของเสาที่มีความแข็งแรง ในขณะที่ความเสียหายหลักๆจะเกิดที่คาน เหตุผลที่ทำให้เสามีความแข็งแรงตามที่กล่าวมานี้เนื่องจาก ในแบบก่อสร้างผู้ออกแบบได้กำหนดให้ใช้ขนาดหน้าตัดและรายละเอียดเหล็กเสริมของสำหรับเสาชั้นหนึ่งต่อเนื่องไปจนถึงหัวเสารับพื้นชั้นสาม ซึ่งทำให้ชิ้นส่วนเสาบริเวณชั้นสองมีกำลังต้านทานสูงกว่าปกติเมื่อเทียบกับกำลังของเสาในชั้นอื่น

4.4 ความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารแบ่งตามเขตพื้นที่เสี่ยงภัย

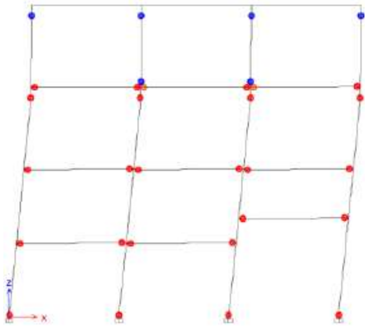
เมื่อทำการวิเคราะห์การเสียรูปของอาคารด้วยวิธีสถิตไม่เชิงเส้นโดยการผลักอาคารด้วยแรงกระทำด้านข้างด้วยแรงแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยตามตารางที่ 6 จะได้ผลการวิเคราะห์ซึ่งแสดงตำแหน่งการเกิดจุดหมุนพลาสติกดังนี้



รูปที่ 12 ตำแหน่งการเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างที่ถูกผลักด้วยแรงแผ่นดินไหวบริเวณเฝ้าระวัง



รูปที่ 13 ตำแหน่งการเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างที่ถูกผลักด้วยแรงแผ่นดินไหวบริเวณที่ 1



รูปที่ 14 ตำแหน่งการเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างที่ถูกผลักด้วยแรงแผ่นดินไหวบริเวณที่ 2

จากรูปที่ 12-14 รูปแบบการเกิดจุดหมุนพลาสติกในโครงสร้างเมื่อถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างที่มีขนาดตามแรงแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยทั้ง 3 โซน จะพบว่า เสาทุกต้นเกิดจุดหมุนพลาสติกที่โคนเสาชั้นหนึ่งและที่บริเวณหัวเสารับพื้นชั้นดาดฟ้า และเมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนที่ที่ยอดตามตารางที่ 11 พบว่า การเคลื่อนที่ตัวที่ยอดอาคารมีค่าเกิดกว่าค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดที่ระดับป้องกันการพังทลาย (CP) ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการตอบสนองของโครงสร้างอาคารจากแรงแผ่นดินไหวทั้ง 3 โซน อยู่ในสภาวะที่อาคารเกิดการวิบัติ (Collapse)

ตารางที่ 11 การเคลื่อนตัวที่ยอดอาคารแบ่งตามเขตพื้นที่เสี่ยงภัย

ตำแหน่งการเคลื่อนตัว	เฝ้าระวัง (เมตร)	บริเวณ 1 (เมตร)	บริเวณ 2 (เมตร)
หลังคา	0.415	0.465	0.829

และเมื่อพิจารณาค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Story drift) ของอาคารจำแนกตามความรุนแรงของแผ่นดินไหวจากบริเวณพื้นที่เสี่ยงภัยทั้ง 3 โซน ตามตารางที่ 8 พบว่า ค่าการเคลื่อนที่ระหว่างชั้นเกินกว่าเกณฑ์การป้องกันการพังทลาย (CP) สอดคล้องกับการประเมินจากผลการเคลื่อนตัวที่ยอดอาคาร

ตารางที่ 12 การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นแบ่งตามเขตพื้นที่เสี่ยงภัย

ชั้น	ความสูงระหว่างชั้น (เมตร)	การเคลื่อนที่ระหว่างชั้น (เมตร) (% story drift)		
		เฝ้าระวัง	บริเวณ 1	บริเวณ 2
หลังคา	3	0.059 (1.97%)	0.05 (1.67%)	0.033 (1.1%)
4	3	0.110 (3.67%)	0.154 (5.13%)	0.25 (8.33%)
3	2.7	0.117 (4.33%)	0.161 (5.96%)	0.27 (10%)
2	2.7	0.123 (4.56%)	0.163 (6.04%)	0.27 (10%)
1	0	-	-	-

5. สรุปและวิเคราะห์ผล

จากผลการวิเคราะห์การเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นของอาคารพาณิชย์คอนกรีตเสริมเหล็กความสูง 4 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารเก่าและไม่ได้ออกแบบให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว ในวันหนึ่งเมื่ออาคารเหล่านี้ได้รับแรงแผ่นดินไหวที่มีขนาดความรุนแรงเทียบเท่าแรงแผ่นดินไหวในเขตพื้นที่เสี่ยงภัยทั้ง 3 โซน ตัวโครงสร้างอาคารมีแนวโน้มที่จะเกิดความเสียหายอย่างรุนแรงและอาจก่อให้เกิดการพังทลายของโครงสร้างนำมาซึ่งความสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สิน ดังนั้นวิศวกรผู้ออกแบบอาคารรวมรวมถึงเจ้าของอาคารและผู้มีส่วนเกี่ยวข้องควรต้องคำนึงถึงการออกแบบโครงสร้างเพื่อให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้อยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ในระดับป้องกันการพังทลาย ถึงแม้ว่าอาคารประเภทนี้จะไม่จัดเป็นอาคารที่ถูกบังคับให้ต้องออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวก็ตาม

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพาที่ให้ความสะดวกด้านเครื่องมือและสถานที่ทำวิจัย และขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ที่มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านในการประสานงานและสนับสนุนด้านข้อมูลวิจัย โดยงานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยและพัฒนา จากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา เลขที่ 9/2555

เอกสารอ้างอิง

[1] Sezen, H. (2002). *Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns*. Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley.

[2] Chenouda, M. and Ayoub, a. (2008). Inelastic displacement ratios of degrading system. *Journal of Structural Engineering*. 134:6, 1030-1045

[3] Jaiyong, A. and Chintanapakdee, C. (2011). *Modal Pushover Analysis for Degrading Structures*. Ph.D. Thesis, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand.

[4] Lowes, L.N., Mitra, N. and Altoontash, A. (2003). A Beam Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frame, *PEER Report 2003/10*. Berkeley: Pacific Engineering Research Center, University of California

[5] Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*. 98:2, 135-147.

[6] Haselton, C.B. and Deierlein, G.G. (2007). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings, *Report No. 152*. California: John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

[7] Applied Technology Council (ATC-40), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, Vol. 1-2, California, 1996, pp 8-6.

[8] กรมโยธาธิการและผังเมือง, “มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1301/1302-61”, พิมพ์ครั้งที่1, กรุงเทพฯ: สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2561.

[9] กรมโยธาธิการและผังเมือง, “มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ.1302”, พิมพ์ครั้งที่1, กรุงเทพฯ: สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552.

[10] กรมโยธาธิการและผังเมือง, “มาตรฐานการประเมินและการเสริมความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างอาคารในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยผ. 1303-57,” พิมพ์ครั้งที่ 1, กรุงเทพฯ: สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2557.

พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ถูกโอบรัดด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรง
Behavior of Reinforced Concrete Column Confined with Prestressed Steel Straps

อิทธิพล พลิษฐ์โยธิน[1] สายันต์ ศิริมนตรี[2] และ ชนะชัย ทองโฉม[3,*]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: Tchanach@engr.tu.ac.th*

บทคัดย่อ

ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาการเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete Column) โดยใช้สายรัดเหล็กโอบรัดรอบแบบให้แรงก่อน (Prestressed Steel Straps) โดยการทดสอบเสาตัวอย่างจำนวน 5 ตัวอย่าง มีขนาดหน้าตัดเท่ากับ 150x150 มิลลิเมตร มีความสูงเท่ากับ 1.20 เมตร โดยตัวแปรที่ได้ทำการศึกษาคือระยะห่างของสายเหล็กรัดรอบประกอบด้วย 150 และ 75 มิลลิเมตร โดยทดสอบภายใต้การรับแรงอัดแบบตรงศูนย์ ผลที่ได้จากการบันทึกจากการทดสอบประกอบด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำตามแนวแกนและระยะหดตัว และลักษณะการวิบัติของเสาตัวอย่าง จากผลการทดสอบพบว่า การเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรงกระทำก่อนสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงกระทำตามแนวแกนได้ 30-33 เปอร์เซนต์ และสามารถเพิ่มความเหนียวได้ 71-118 เปอร์เซ็นต์ ระยะห่างระหว่างสายเหล็กรัดรอบไม่มีผลต่อความสามารถในการรับแรงตามแนวแกนแต่มีผลต่อความเหนียว เมื่อเทียบกับเสาตัวอย่างควบคุม

คำสำคัญ: คอนกรีตเสริมเหล็ก, เสา, สายรัดเหล็ก, ความเหนียว, การเสริมกำลัง

Abstract

This article presents the experimental study on reinforced concrete (RC) column strengthened with prestressed steel straps. A total of five specimens is studied. A cross-section of all specimens is 150x150 millimeters. The height is 1.20 meters. The variable studied is the spacing of steel straps (150 and 75 millimeters). All columns are subjected to the compressive force without the eccentric load. The experimental data is recorded in terms of the load and deformation relationships, and mode of failure. Based on the experimental data, the reinforced concrete column strengthened with steel straps enhance the axial load by 30 to 33 percent and increases the ductility by 71 to 118 percent. The spacing of steel straps has no effect on the axial load but it affects the ductility when compared to the control specimen.

Keywords: Reinforced concrete, Column, Steel straps, Ductility, Strengthening

1. คำนำ

โครงสร้างอาคารส่วนใหญ่ในประเทศไทยเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อระยะเวลาผ่านไปโครงสร้างอาจจะเสื่อมสภาพหรือเสียหายได้ อาจส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกมีค่าลดลง ทำให้โครงสร้างดังกล่าวไม่สามารถต้านทานแรงกระทำได้ ทำให้ต้องการเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกขององค์อาคารดังกล่าว สาเหตุอื่นๆที่ทำให้โครงสร้างต้องมีความสามารถรับกำลังเพิ่มเติมอาจเป็นอันเนื่องมาจากการดัดแปลงสภาพการใช้งาน โครงสร้างดังกล่าวต้องรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้อาคาร เสาเป็นชิ้นส่วนที่สำคัญของระบบโครงสร้าง เนื่องจากโครงสร้างเสาต้องรับน้ำหนักที่ถ่ายมาจากพื้นและคาน เป็นต้น ดังนั้น เมื่อเสาเสื่อมสภาพหรืออาคารมีการเปลี่ยนแปลงการใช้งาน ทำให้เสาจำเป็นต้องมีการเสริมกำลังหรือซ่อมแซมให้รับน้ำหนักบรรทุกตามความต้องการที่เพิ่มขึ้นได้ ซึ่งอาจเป็นวิธีที่ดีกว่าการทุบทิ้งแล้วทำการก่อสร้างใหม่ เนื่องจากการทุบทิ้งแล้วก่อสร้างใหม่อาจจะมีค่าใช้จ่ายรวมถึงระยะเวลาการก่อสร้างใหม่ที่ยาวนานกว่าการใช้วิธีเสริมกำลังหรือซ่อมแซมโครงสร้างเดิม จากปัญหาดังกล่าว ทำให้มีการศึกษาการเสริมกำลังโครงสร้างเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวนมาก

การเสริมกำลังของโครงสร้างเสาเป็นทางเลือกหนึ่งในการเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกหรือเพิ่มความเหนียว โดยการเสริมกำลังมีหลายวิธี เช่น การใช้เฟอร์โรซีเมนต์ [1-3] การใช้วัสดุพอลิเมอร์เสริมเส้นใย [4-6] การใช้ Steel jacketing [7] หรือ การใช้ Steel angle/strips [8, 9] เป็นต้น ซึ่งวิธีการเสริมกำลังข้างต้นสามารถเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกหรือเพิ่มความเหนียวให้แก่ชิ้นส่วนเสาได้ การใช้พอลิเมอร์เสริมเส้นใยอาจไม่เกิดสนิมเมื่อเทียบกับการใช้เหล็กในการเสริมกำลัง แต่ราคาของวัสดุพอลิเมอร์เสริมเส้นใยมีราคาค่อนข้างสูงเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้เหล็กในการเสริมกำลัง สำหรับสายรัดเหล็ก (Steel straps) เป็นวัสดุ

ที่สามารถหาได้ง่ายและราคาถูกเมื่อเปรียบเทียบกับวัสดุอื่นๆ บุคคลทั่วไปสามารถทำได้ ดังนั้นในงานวิจัยนี้จะศึกษาประสิทธิภาพของการเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยสายรัดเหล็ก

ในการวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังโดยการโอบรัดด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรง โดยการทดสอบเสาตัวอย่างจำนวน 5 ตัวอย่าง ประกอบด้วยเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังจำนวน 2 ตัวอย่าง และเสาที่ทำการเสริมกำลัง 3 ตัวอย่าง โดยตัวแปรที่ได้ทำการศึกษาคือ ระยะห่างระหว่างสายรัดเหล็ก การทดสอบเสาจะให้แรงกระทำแบบตรงศูนย์จนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ โดยผลการทดสอบประกอบด้วย ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการหดตัว และลักษณะการวิบัติของเสาตัวอย่าง

2. รายละเอียดการทดสอบ

2.1 ตัวอย่างเสา

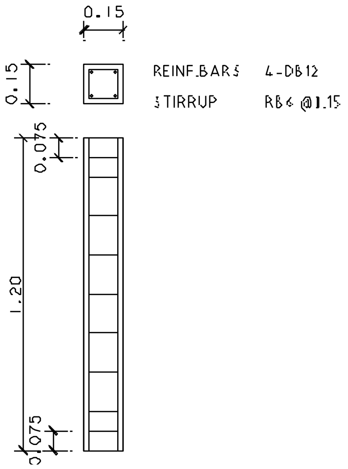
ในงานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 5 ตัวอย่าง โดยขนาดหน้าตัดของเสาทุกตัวอย่างมีขนาดเท่ากับ 150x150 มิลลิเมตร มีความสูงเท่ากับ 1.20 เมตร เสริมด้วยเหล็กข้ออ้อยที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 12 มิลลิเมตรจำนวน 4 เส้นเป็นเหล็กยืน และเหล็กกลมเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มิลลิเมตรระยะเรียงเท่ากับ 150 มิลลิเมตร เท่ากันทุกตัวอย่างเสา ตัวแปรที่ศึกษาคือ ระยะห่างของสายรัดเหล็กเท่ากับ 150 และ 75 มิลลิเมตร ตารางที่ 1 และรูปที่ 1 แสดงรายละเอียดของเสาตัวอย่าง

2.2 คุณสมบัติวัสดุ

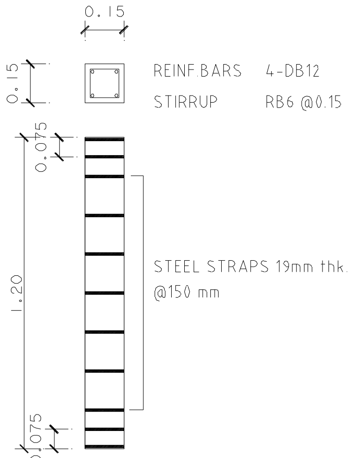
วัสดุที่ใช้ในการการทำตัวอย่างเสา ประกอบด้วย คอนกรีต เหล็กเสริมและสายรัดเหล็ก โดยกำลังอัดของคอนกรีตที่ 28 วัน เท่ากับ 233 ksc. กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อยที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 12 มิลลิเมตร (DB12) และเหล็กกลมที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มิลลิเมตร (RB6) มีค่าเท่ากับ 5862 และ 4226 ksc ตามลำดับ ส่วนสายรัดเหล็กที่ใช้นั้นมีความกว้างเท่ากับ 19 มิลลิเมตร และมีความหนาเท่ากับ 0.8 มิลลิเมตร มีกำลังรับแรงดึงเท่ากับ 4815 ksc.

2.3 การเตรียมตัวอย่างเสา

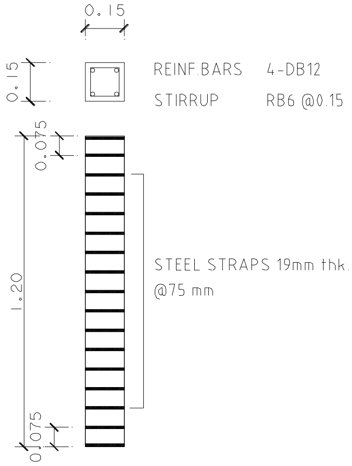
เสาคอนกรีตเสริมเหล็กมีหน้าตัดของเสาทุกตัวอย่างมีขนาดเท่ากับ 150x150 มิลลิเมตร มีความสูงเท่ากับ 1.20 เมตร เสริมด้วยเหล็กข้ออ้อยที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 12 มิลลิเมตรจำนวน 4 เส้นเป็นเหล็กยืน และเหล็กกลมเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 6 มิลลิเมตรระยะเรียงเท่ากับ 150 มิลลิเมตร เท่ากันทุกตัวอย่างเสา (รูปที่ 2(ก)) โดยมีระยะเวลาบ่มคอนกรีตเป็นระยะเวลา 28 วัน รูปที่ 2(ข) แสดงการบ่มตัวอย่างโดยพลาสติก โดยมีเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ตัวอย่างเป็นเสาควบคุม (ไม่มีการเสริมด้วยสายรัดเหล็ก) สำหรับตัวอย่างที่เสริมด้วยสายรัดเหล็กนั้นมีจำนวน 3 ตัวอย่าง ประกอบด้วย เสาตัวอย่างที่ทำการเสริมด้วยสายรัดเหล็กมีระยะห่างเท่ากับ 150 มิลลิเมตรจำนวน 2 ตัวอย่างคือ เสา CS-150A และ CS-150B และเสา



(ก) เสาตัวอย่าง CC



(ข) เสาตัวอย่าง CS-150



(ค) เสาตัวอย่าง CS-75

รูปที่ 1 รายละเอียดของเสาตัวอย่าง (หน่วย: เมตร)

ตัวอย่างที่ทำการเสริมด้วยสายรัดเหล็กมีระยะห่างเท่ากับ 75 มิลลิเมตร จำนวน 1 ตัวอย่าง คือเสา CS-75 การเสริมกำลังเสาทำโดยใช้เครื่องมือตึงสายรัดเหล็กให้ยืดตัวออกประมาณ 2.0 มิลลิเมตร (ซึ่งจะมีค่าเท่ากับแรงประมาณ 4.2 kN) และทำการล๊อคโดยใช้ตัวยึดเหล็กทั้งสองไว้ด้วยกัน รูปที่ 3 แสดงสายรัดเหล็กและเครื่องมือตึงสายรัด

ตารางที่ 1 รายละเอียดเสาตัวอย่าง

เสาตัวอย่าง	ขนาดเสา (มม.^{2})	ระยะห่างของสายรัดเหล็ก (มม.)
CCA	150x150	-
CCB	150x150	-
CS-150A	150x150	150
CS-150B	150x150	150
CS-75	150x150	75

2.4 การทดสอบตัวอย่างเสา

รูปที่ 4(ก) และ 4(ข) แสดงภาพวาดและภาพถ่ายการติดตั้งเครื่องมือวัดกับเสาตัวอย่าง โดยเครื่องมือการตรวจวัดประกอบด้วย Load cell (มีกำลังรับน้ำหนักสูงสุด 5000 กิโลนิวตัน) เครื่องมือตรวจวัดการหดตัว (LVDT) จำนวน 2 ตัว โดยการให้แรงกระทำกับเสาตัวอย่างเป็นการให้แรงแบบตรงศูนย์จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ สำหรับค่าที่ทำการตรวจวัดประกอบด้วยแรงกระทำ ระยะหดตัว และลักษณะการวิบัติของเสา ซึ่งจะอธิบายในหัวข้อถัดไป

(ก) การผูกเหล็กเสริม

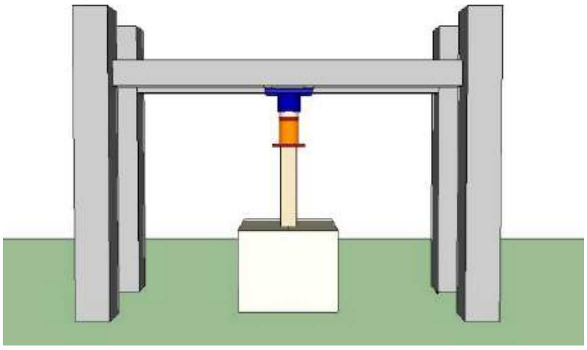
(ข) การบ่มคอนกรีต

รูปที่ 2 สายรัดเหล็กและเครื่องมือรัดดึง

(ก) สายรัดเหล็ก

(ข) เครื่องมือรัดดึง

รูปที่ 3 สายรัดเหล็กและเครื่องมือรัดดึง
(ที่มา: https://www.brandexdirectory.com)



(ก) ภาพวาด

(ข) ภาพถ่าย

รูปที่ 4 การติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัดกับเสาตัวอย่าง

3. ผลการทดสอบ

3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะหดตัว

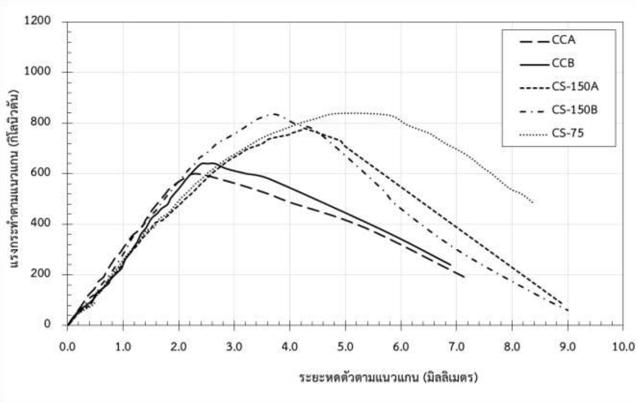
รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัวของเสาตัวอย่างทั้งหมด ผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังด้วยสายรัด

เหล็กอัดแรงสามารถเพิ่มกำลังสูงสุดและเพิ่มความเหนียวเมื่อเทียบกับเสาตัวอย่างควบคุม โดยรายละเอียดแรงอัดสูงสุดและระยะหดตัวที่แรงกระทำสูงสุดได้แสดงในตารางที่ 2

เสา CCA1 และ CCA2 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กควบคุม (ที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) รับแรงอัดในแนวแกนสูงสุดได้เท่ากับ 600 และ 630 กิโลนิวตัน ตามลำดับ (ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 615 กิโลนิวตัน) และมีระยะการหดตัวในแนวแกนที่แรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 2.22 และ 2.46 มิลลิเมตร ตามลำดับ (ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.34 มิลลิเมตร)

เสา CS-150A และ CS-150B เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่มีระยะห่างเท่ากับ 150 มิลลิเมตร รับแรงอัดในแนวแกนสูงสุดได้เท่ากับ 780 และ 820 กิโลนิวตัน ตามลำดับ (ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 800 กิโลนิวตัน) และมีระยะการหดตัวในแนวแกนที่แรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 4.23 และ 3.76 มิลลิเมตร ตามลำดับ (ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 4.00 มิลลิเมตร)

เสา CS-75 เป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่มีระยะห่างเท่ากับ 75 มิลลิเมตร สามารถรับแรงอัดในแนวแกนสูงสุดได้เท่ากับ 820 กิโลนิวตัน และมีระยะการหดตัวในแนวแกนที่แรงกระทำสูงสุดเท่ากับ 5.11 มิลลิเมตร



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและระยะหดตัวของเสาตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังและเสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็ก

ตารางที่ 2 รายละเอียดเสาตัวอย่าง

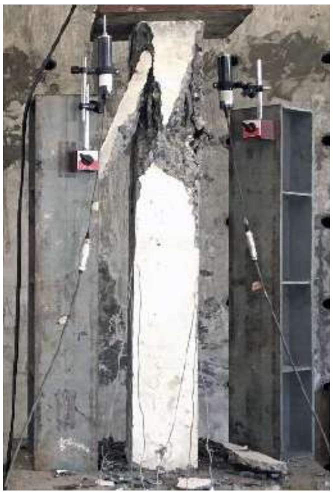
เสาตัวอย่าง	ขนาดเสา (มม.^{2})	ระยะห่างของสายรัดเหล็ก (มม.)	แรงอัดสูงสุด (กิโลนิวตัน)	ระยะหดตัว* (มิลลิเมตร)
CCA	150x150	-	600	2.22
CCB	150x150	-	630	2.46
CS-150A	150x150	150	780	4.23
CS-150B	150x150	150	820	3.76
CS-75	150x150	75	820	5.77

*หมายเหตุ * ระยะหดตัวที่ตำแหน่งแรงกระทำสูงสุด*

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า เสาที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่ระยะห่างเท่ากับ 150 และ 75 มิลลิเมตรสามารถเพิ่มความสามารถในการกำลังรับแรงอัดตามแกนเท่ากับ 30 และ 33 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ เมื่อเทียบกับเสาตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมด้วยสายรัดเหล็ก สำหรับระยะหดตัวตามแนวแกนที่แรงกระทำสูงสุดนั้นพบว่าเสาที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่ระยะห่างเท่ากับ 150 และ 75 มิลลิเมตรสามารถเพิ่มระยะหดเท่ากับ 71 และ 118 เปอร์เซ็นต์ ตามลำดับ

3.2 ลักษณะการวิบัติ

(ก) เสาตัวอย่าง CCA



(ข) เสาตัวอย่าง CCB

รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็ก

รูปที่ 6(ก) และ 6(ข) แสดงลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กควบคุม (ที่ไม่ได้ทำการเสริมกำลัง) ตามลำดับ ผลการทดสอบพบว่า เมื่อเสารับน้ำหนักกดอัดในแนวแกนในช่วงแรก เมื่อมีแรงกระทำตามแนวแกนเพิ่มขึ้น ค่าการหดตัวของเสามีค่าเพิ่มมากขึ้น โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนและการหดตัวแสดงดังรูปที่ 5 จนกระทั่งเมื่อแรงอัดตามแนวแกนถึงค่าสูงสุด เสาตัวอย่างบริเวรด้านบนเริ่มมีรอยแตกร้าวมากขึ้น รอยแตกร้าวดังกล่าวเริ่มขยายตัวเพิ่มมากขึ้น จนกระทั่งเสาไม่สามารถรับแรงกระทำเพิ่มได้อีก ทำให้ค่าของแรงกระทำมีค่าตกลง แต่ค่าการหดตัวมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อรอยแตกร้าวขยายออกมากขึ้นจนกระทั่งคอนกรีตเริ่มแตก

ออกและหลุดร่วงจึงทำให้เสาไม่สามารถรับแรงได้อีกต่อไปจึงหยุดทำการทดสอบ

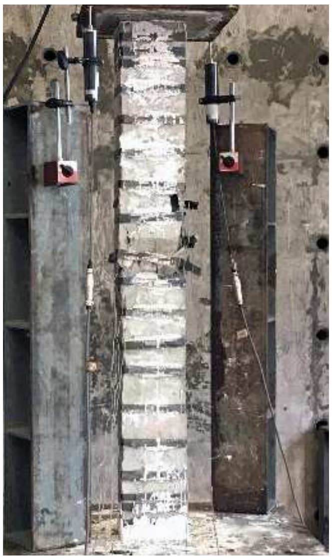
รูปที่ 7(ก) และ 7(ข) แสดงลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่มีระยะห่างเท่ากับ 150 มิลลิเมตร ผลการทดสอบพบว่า เมื่อเสารับน้ำหนักกดอัดในแนวแกนในช่วงแรกเมื่อมีแรงกระทำตามแนวแกนเพิ่มขึ้นทำให้ค่าการหดตัวของเสามีค่าเพิ่มมากขึ้นเช่นเดียวกับเสาควบคุม (รูปที่ 5) แต่มีระยะการหดตัวตามแนวแกนที่แรงกระทำสูงสุดมีค่าสูงกว่า เมื่อคอนกรีตเริ่มแตกร้าวเล็กน้อยก่อนถึงแรงกระทำสูงสุด จนกระทั่งสายรัดเหล็กขาดที่บริเวณมุมของเสา ทำให้แรงกระทำมีค่าลดลง จากนั้นรอยแตกร้าวของคอนกรีตมีค่ามากขึ้น เมื่อเสาไม่สามารถรับแรงกระทำตามแนวแกนได้อีก จึงหยุดทำการทดสอบ

(ก) เสาตัวอย่าง CS-150A

(ข) เสาตัวอย่าง CS-150B

รูปที่ 7 ลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็ก (ระยะห่างเท่ากับ 150 มิลลิเมตร)

รูปที่ 8 แสดงลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่มีระยะห่างเท่ากับ 75 มิลลิเมตร ผลการทดสอบพบว่า เมื่อเสารับน้ำหนักกดอัดในแนวแกนในช่วงแรกเมื่อมีแรงกระทำตามแนวแกนเพิ่มขึ้นทำให้ค่าการหดตัวของเสามีค่าเพิ่มมากขึ้นเช่นเดียวกับเสาควบคุม โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดตามแนวแกนและการหดตัวแสดงดังรูปที่ 4 แต่มีระยะการหดตัวตามแนวแกนที่สูงกว่าเสาควบคุมและเสาที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กที่มีระยะห่างเท่ากับ 150 มิลลิเมตร เมื่อคอนกรีตเริ่มแตกร้าวเล็กน้อยก่อนถึงแรงกระทำสูงสุด จนกระทั่งสายรัดเหล็กขาดที่บริเวณมุมของเสา จนทำให้รอยร้าวของคอนกรีตขยายอย่างรวดเร็วทำให้แรงกระทำมีค่าลดลง เมื่อเสาไม่สามารถรับแรงกระทำตามแนวแกนได้อีก จึงหยุดทำการทดสอบตัวอย่างดังกล่าว



รูปที่ 8 ลักษณะการวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็ก (ระยะห่างเท่ากับ 75 มิลลิเมตร)

4. สรุปผลการวิจัย

จากงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการโอบรัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรง จากการทดสอบเสาจำนวน 5 ตัวอย่าง โดยขนาดของตัวอย่างเสาทุกตัวมีขนาดเท่ากันทุกตัวอย่างเท่ากับ

150x150 มิลลิเมตร มีความสูงเท่ากับ 1.20 เมตร โดยตัวแปรที่ได้ทำการศึกษาคือ ระยะห่างของสายรัดรอบ 2 ระยะคือ ระยะเท่ากับ 150 และ 75 มิลลิเมตร ทดสอบภายใต้การรับแรงอัดแบบตรงศูนย์ จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ดังนี้

การเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรงกระทำก่อนสามารถช่วยเพิ่มความสามารถในการรับแรงกระทำตามแนวแกนได้ 30 ถึง 33 เปอร์เซนต์ โดยระยะห่างของสายรัดเหล็กที่แตกต่างกันในงานวิจัยนี้ไม่มีผลต่อการเพิ่มความสามารถในการรับกำลังอัดตามแนวแกนอย่างมีนัยสำคัญ

การเสริมกำลังเสาคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรงกระทำก่อนสามารถช่วยเพิ่มความความเหนียวเมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมกำลังได้ 71 ถึง 118 เปอร์เซ็นต์ โดยระยะห่างของสายเหล็กรัดรอบส่งผลต่อความเหนียวของเสาที่ได้รับการเสริมกำลัง โดยเมื่อระยะห่างของสายเหล็กรัดรอบน้อยจะส่งผลให้ความเหนียวมีค่าเพิ่มมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

การวิบัติของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นแบบคอนกรีตแตกหัก ลักษณะการวิบัติของเสาที่เสริมกำลังด้วยสายรัดเหล็กแบบให้แรงกระทำก่อนคือ การขาดของสายรัดเหล็กที่บริเวณมุมของเสา

เอกสารอ้างอิง

[1] Mourad, S. M., and Shannag, M. J. (2012). Repair and strengthening of reinforced concrete square columns using ferrocement jackets. *Cement and concrete composites*, 34(2), pp.288-294.

[2] Mourad, S. M., and Shannag, M. J. (2012). Repairing reinforced concrete rectangular columns using ferrocement laminates. *Concrete solutions*. *Taylor & Francis Group*, London, pp. 757-763.

[3] Sirimontree, S., Witchayangkoon, B., and Lertpocasombut, K. (2015). Strengthening of reinforced concrete column via ferrocement jacketing. American Transactions on Engineering and Applied Sciences, 4(1), pp. 39-47.

[4] Pantazopoulou, S. J., Bonacci, J. F., Sheikh, S., Thomas, M. D. A., and Hearn, N. (2001). Repair of corrosion-damaged columns with FRP wraps. *Journal of composites for construction*, 5(1), pp. 3-11.

[5] Li, G., Hedlund, S., Pang, S. S., Alaywan, W., Eggers, J., and Abadie, C. (2003). Repair of damaged RC columns using fast curing FRP composites. *Composites Part B: Engineering*, 34(3), pp. 261-271.

[6] Choo, C. C., Harik, I. E., and Gesund, H. (2006). Strength of rectangular concrete columns reinforced with fiber-reinforced polymer bars. *ACI Structural Journal*, 103(3), 452.

[7] Abdel-Hay, A. S., and Fawzy, Y. A. G. (2015). Behavior of partially defected RC columns strengthened using steel jackets. *HBRC Journal*, 11(2), pp. 194-200.

[8] Tarabia, A. M., and Albakry, H. F. (2014). Strengthening of RC columns by steel angles and strips. *Alexandria Engineering Journal*, 53(3), pp. 615-626.

[9] Ma, C. K., Yung, S. C. S., Apandi, N., Awang, A. Z., and Omar, W. (2017). Innovative Concrete Repairing Technique Using Post Tensioning Steel Straps. *In MATEC Web of Conferences*, Vol. 103, p. 02011.

Seismic Strengthening of Soft-Story RC Moment Frames

Wongsa Wararuksajja[1] Sutat Leelataviwat[1,*] Pennung Warnitchai[2] Li Bing[3], Hasan Tariq[4] and Nattakan Naiyana[1]

[1] King Mongkut's University of Technology Thonburi, THAILAND
[2] Asian Institute of Technology, Thailand, THAILAND
[3] Nanyang Technological University, Singapore
[4] New Jersey Institute of Technology, Newark, USA
**Corresponding author; E-mail address: sutat.lee@kmutt.ac.th*

Abstract

This study was conducted to compare seismic strengthening techniques for soft-story RC buildings and to retrofit actual buildings as a pilot case. Two methods were selected, a strengthening technique using Buckling Restrained Braces (BRBs) and a conventional method using concrete column jacketing. Two soft-story RC buildings located in northern Thailand having the same structural framing and details were strengthened using the two different approaches. Background works that formed the basis for the strengthening design concepts of these buildings are briefly presented. Nonlinear analyses are used to assess the performance of the two buildings and to compare their response with that of the un-retrofitted structure. The effectiveness of using passive energy dissipating devices such as BRBs in controlling the excessive soft story drift is discussed in comparison with that of using the concrete jacketing method. The differences and limitations of the two strengthening techniques are also discussed.

Keywords: Seismic Retrofitting, Buckling Restrained Braces, Concrete Jacketing, School Buildings, Seismic Evaluation

1. Introduction

When a magnitude 6.3 earthquake occurred in Mae Lao, Chiang Rai Province, on May 5th 2014, several soft-story RC buildings were damaged. The earthquake strongly demonstrated the vulnerability of these buildings in seismically active areas in Thailand. Seismic strengthening of these buildings has become a crucial safety issue. For this reason, two RC buildings were selected for retrofitting in a pilot project to evaluate suitable technology for Thailand. A number of retrofitting schemes for RC frames developed in the past were evaluated. Two methods, in particular, were selected, a modern strengthening technique using Buckling Restrained Braces (BRBs) and a conventional method using concrete column jacketing.

This paper focuses on summarizing the observed performance of these buildings and comparing the effectiveness of two selecting strengthening methods. Background works that formed the basis for the strengthening design concepts of these buildings are presented. Nonlinear analyses are used to assess the performance of the retrofitted buildings and to compare their response with that of the un-retrofitted structure. The effectiveness of using passive energy dissipating devices such as BRBs in controlling the excessive first story drift is discussed in comparison with that of using the concrete jacketing method.

2. Details of Prototype Frames

Two school buildings with soft-story characteristics located in Chiang Rai were selected for retrofitting in a pilot project to evaluate suitable retrofitting technology. Although a number weaknesses exist within the structure, the soft-story was the most important aspect to eliminate. A number of retrofitting schemes for RC frames developed in the past were evaluated. Two methods, in particular, were selected, a modern strengthening technique using Buckling Restrained Braces (BRBs) and a conventional method using concrete column jacketing. Two different seismic strengthening techniques were used so as to provide options for the school owners. The two selected buildings share the same framing and member details. The overview of one of the buildings and the key plans are shown in Fig. 1.

3. Retrofitting Design

3.1 Strengthening with Buckling Restrained Braces

In recent years, the use of BRBs has gained popularity as an attractive way to retrofit a non-ductile RC structure [1-4]. The

stable hysteretic behavior of the BRBs can significantly enhance the energy dissipation of the system. However, the hysteretic behavior of an RC-BRB system is also quite complex especially for the case involving a non-ductile RC frame. The hysteretic behavior of a combined RC-BRB system depends on the relative strength and stiffness of the RC frame and the BRBs [4]. For a frame with relatively small BRB strength, the behavior is still dominated by the pinched hysteretic behavior of the non-ductile RC frame. On the other hand, for a frame with relatively large BRB strength, the behavior is governed by the elastic–plastic strain hardening hysteretic behavior of the BRBs. One of the main challenges of using the BRBs to strengthen a structure is how the sizes of the BRBs can be selected and how the inelastic deformation demands of the system can be estimated.

Fig. 1 The overview of the study building.

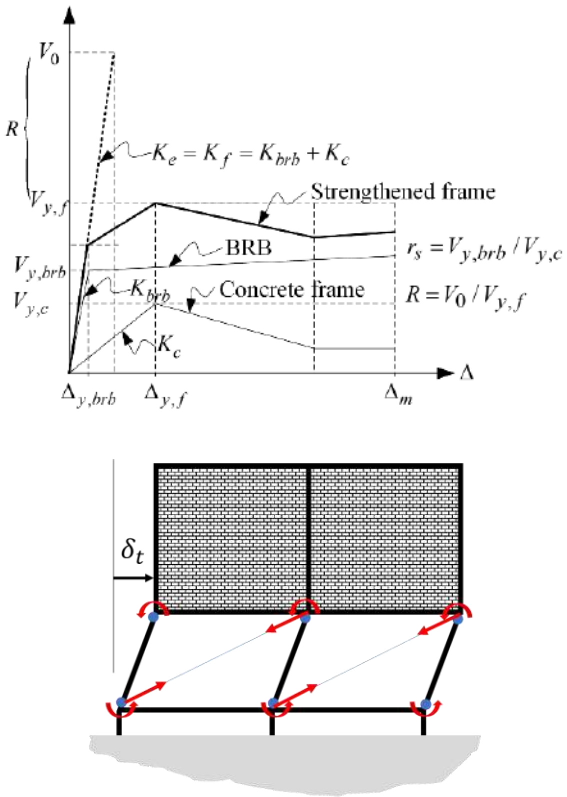
Khampanit et al. (2014) [4] presented a strengthening design approach that takes into account the complex hysteretic behavior of the combined RC-BRB system. The approach is based on the energy balance concept and plastic design. The design method utilized the results from a parametric study which considered the dynamic response of RC-BRB system with varying BRB strengths. This same parametric study results can also be applied in the well-known Displacement Coefficient Method (FEMA440) to estimate the inelastic deformation demands of the RC frames strengthened with BRBs [5]. The Displacement Coefficient Method utilizes different coefficients to modify the elastic deformation demand of an equivalent single-degree-of-freedom system to give an estimate of the inelastic deformation demand. The displacement at the roof (called the target displacement, δ_t) of a given system is computed by

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (1)$$

where C_0 is the coefficient to convert SDOF displacement to MDOF roof displacement, C_1 is the coefficient that gives the ratio of the expected maximum inelastic displacement of an elastic-perfectly-plastic system to that of the elastic displacement, C_2 is the coefficient that modifies the displacement due to effects of hysteretic behavior (the displacement of the system divided by the displacement of the equivalent elastic-perfectly plastic system, $C_2 = \Delta/\Delta_{EPP}$), C_3 is the coefficient that takes into account the P-Delta effects, T_e is the effective period, S_a is the spectral acceleration, and g is the acceleration due to gravity.

As mentioned, the hysteretic behavior of a combined RC-BRB system depends on the relative strength and stiffness of the RC frame and the BRBs. To apply the Displacement Coefficient Method to a combined RC-BRB system, it is important to take into account the variation in the hysteretic behavior. This can be done through the coefficient C_2 which considers the effects of the combined hysteretic behavior as a function of RC and BRB relative strengths. For this purpose, a parametric study was carried out as part of the development of a direct strengthening design method [4]. A SDOF analytical model that represents a non-ductile RC frame strengthened with BRBs was used. The SDOF model consists of 2 parallel springs with the first string (K_f) representing the non-ductile concrete frame and the second spring (K_{brb}) representing the BRBs. The hysteretic response of the RC part was assumed to be trilinear with strength degradation and Takeda hysteretic model. The hysteretic response of the BRBs was assumed to be bi-linear with strain hardening. The combined response is defined by a parameter called the strength ratio (the strength of BRBs divided by that of the concrete frame, r_s) and the reduction factor (the ratio of the strength required for

the system to remain elastic to the strength of the combined response, R). The load-deformation plot of the combined system is shown in Fig. 2. In all, a total number of 24000 time history analysis runs were used to conduct the parametric study. More details of the parametric study can be found elsewhere [4].



$$V_{y,f} = \sum \frac{M_{pc}}{h_c} + \sum P_y \cos(\theta)$$

$$r_s = \sum P_y \cos(\theta) / \sum \frac{M_{pc}}{h_c}$$

Fig. 2 Idealized force–displacement relationships [4].

Examples of the results from the parametric study in terms of the coefficient C_2 are shown in Fig. 3. The results were based on the assumption that the yield drift of the RC frame and that of the BRBs are in the ratio of 4:1. This ratio was based on the configuration of a typical Thai school building. Overall, the strength ratio significantly influences the factor C_2, especially in the short period range. In this range, as the strength of the BRBs increases, the value of C_2 becomes closer to a value of 1.0 meaning that the behavior becomes similar to that of an EPP system. For periods within the practical ranges, the factor C_2 is less than 1.0 which indicates that the deformation is lower than that of an EPP system. This is most likely due to the positive post-yield stiffness provided by the BRBs.

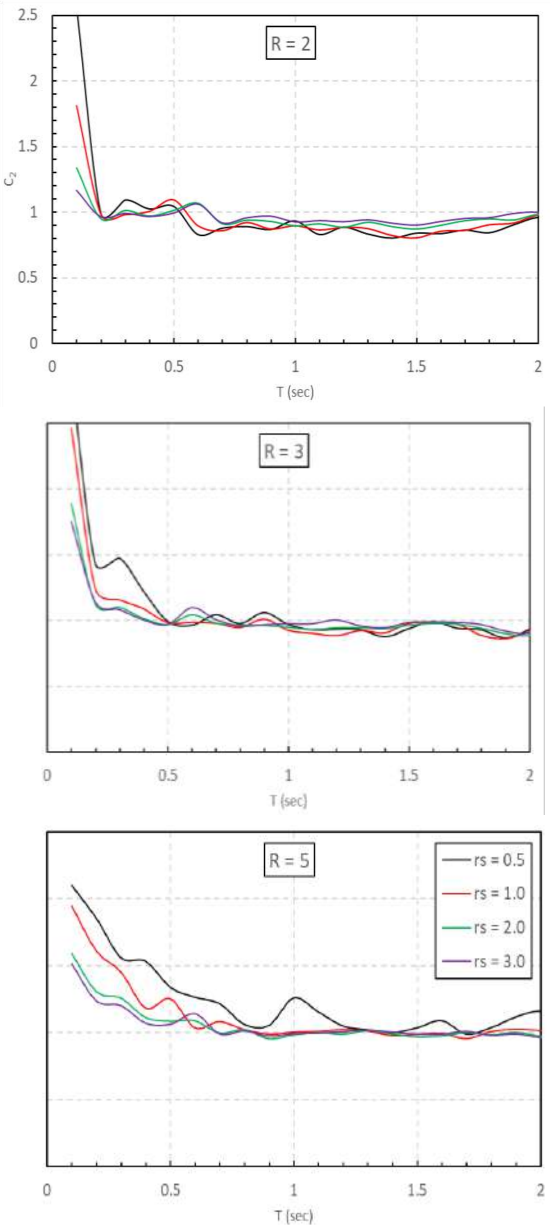


Fig. 3 Values of C2 factor for different strength ratios compared with those from FEMA440 (Khampanit and Leelatviwat 2015).

For the design of the study building, the selection of the BRB capacity can be determined such that the story strength of the first story after retrofitting is slightly smaller than the strength of the upper story considering the infill wall. This would ensure that the BRBs would be activated. The story drift of the frame under a given ground motion intensity can then be estimated using the displacement coefficient described above. Based on this concept, a total of eight BRBs were used, four BRBs with the capacity of 160 kN in the longitudinal direction of the frame and four BRBs with the capacity of 275 kN in the transverse direction of the frame. The configuration of the BRBs are shown in Fig. 4.

The columns in the braced bays from pile cap to the ground floor are also strengthened using concrete jacketing to cope with the increased demand.

Fig. 4 BRB configuration of the prototype building.

3.2 Strengthening with Concrete Jacketing

In Concrete Jacketing method, concrete columns are enlarged by casting new concrete around existing columns. It is well known that the bond interface between new and existing concrete are crucial in creating a compatible response between new and existing concrete. In addition, the design is governed by minimum practical requirements for the thickness of the jacket as well as the minimum amount of longitudinal reinforcement in the new concrete. The story drift of the frame under a given ground motion intensity can also be estimated using the displacement coefficient described above (with C_2 equal to one assuming ductile detailing in the new jacketed column). Based on this concept, a total of 24 columns were strengthened. The typical details are shown in Fig. 5.

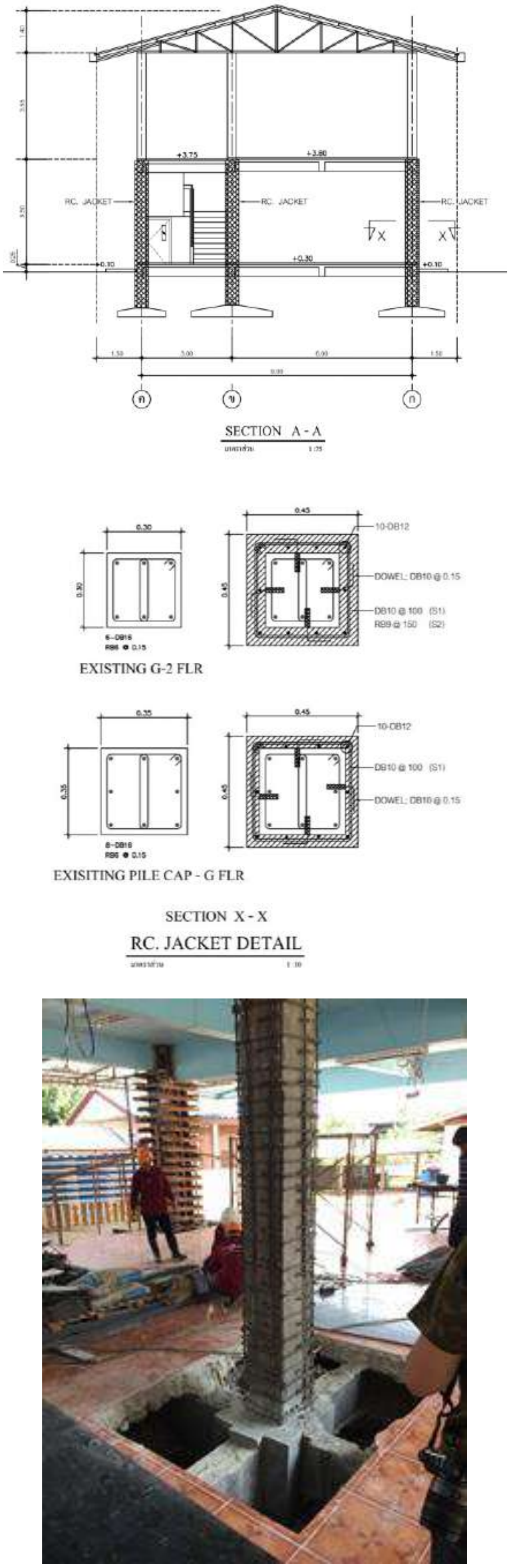


Fig. 5 Concrete jacketing details.

4. Response Analysis

Analytical models of the structures were created using a computer software PERFORM 3D [6]. A combination of fiber and lump plasticity elements were used. Fiber elements were used in the columns where significant inelastic activities took place. The infilled walls were modeled using equivalent diagonal strut elements. The performance assessment was carried out using inelastic static (pushover) and nonlinear dynamic analysis. The pushover analysis was used to determine the overall response, the sequence of yielding leading to collapse, and the failure mechanism. The nonlinear dynamic analysis was used to examine the behavior of the structure at the selected level ground motion intensity. A total of 6 ground motions were used. They were scaled such that the average spectrum matches with the target spectrum at 0.2s (the approximate period of the strengthened frames). The spectra are shown in Fig. 6 along with the target spectrum.

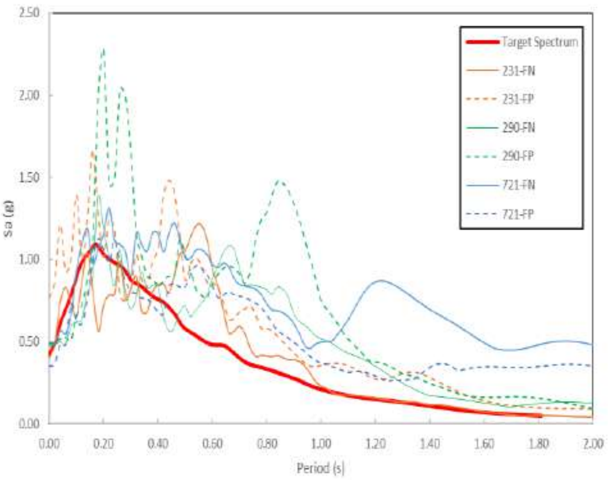


Fig. 6 Response spectra of ground motions used in this study.

The plot of base shear versus roof displacement from pushover analysis is shown in Fig. 7. For this paper, only the results for the transverse direction are given. The results show similar trend in the longitudinal direction. The plot shows that because of the BRBs and concrete jackets, the stiffness and lateral strength of the retrofitted frames are much higher than those of the existing RC frame. The analysis results in terms of the peak inter-story drifts from non-linear dynamic analysis are shown in Fig. 8. The inter-story drift values of the existing structure were very high, particularly for the first story, indicating a soft story mechanism with drifts exceeding 3% for several cases. The existing RC frame had high probability of collapse under the design level ground motions. For the strengthened frame, the maximum story drifts were significantly reduced. Both strengthening techniques seemed to be equally effective in controlling the excessive story drifts with the concrete jacketing method having the smaller story drifts.

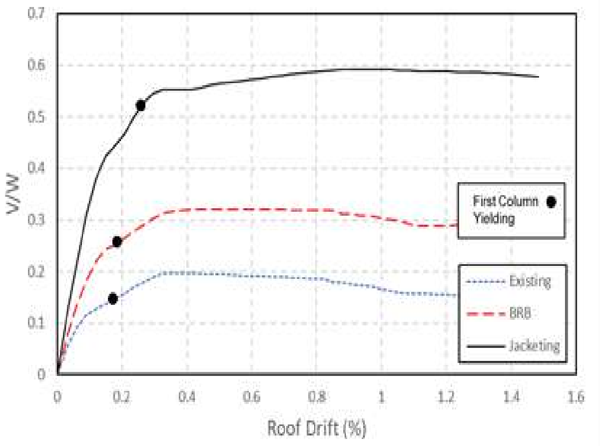


Fig. 7 Pushover curves.

Fig. 8 also provides the displacement estimated using Eq. 1 for the BRB case. The roof displacement was calculated from the single-degree of freedom behavior as in Fig. 2 assuming fixed bases at the ground floor. For the BRB frame, the strengthening ratio (r_s) was approximately 0.56 with R of 2.4. The C_2 factor was found from interpolation to be 1.17. Other factors were computed based on FEMA440 [7] (C_0=1, C_1=1.4, C_3=1). The estimated story drifts were found to be effective in predicting the drift values from dynamic analysis. This could be useful in the design phase to assess different strengthening solutions. It is important to note that, for a low-rise building with a short period, the C_2 for the BRB case could be much larger than one. This may indicate a drawback for using BRBs to strengthen low-rise buildings as opposed to concrete jacketing method. Nevertheless, because of the significant reduction in the story drift, As a result, the plastic hinge rotation demands in the column were also reduced. The plastic rotations are shown in Fig. 9. It can be seen that the rotations were within the life safety limits for the strengthened frames.

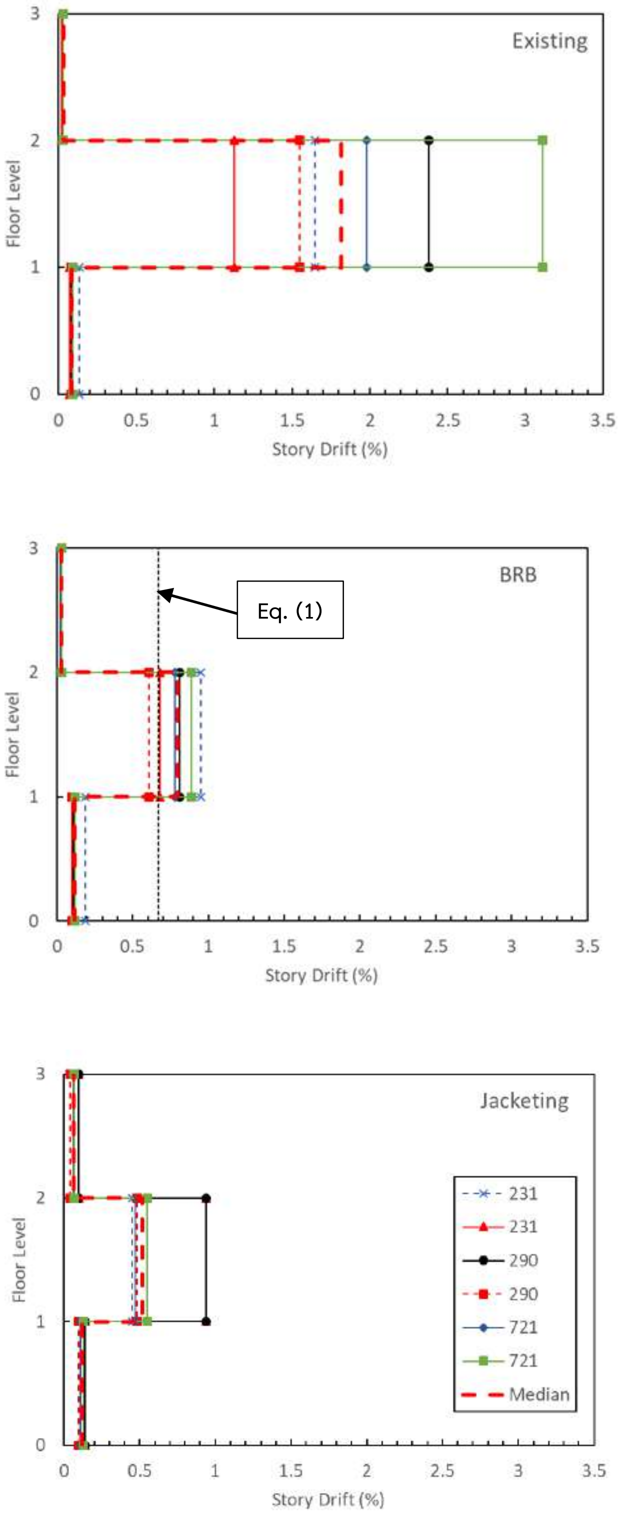
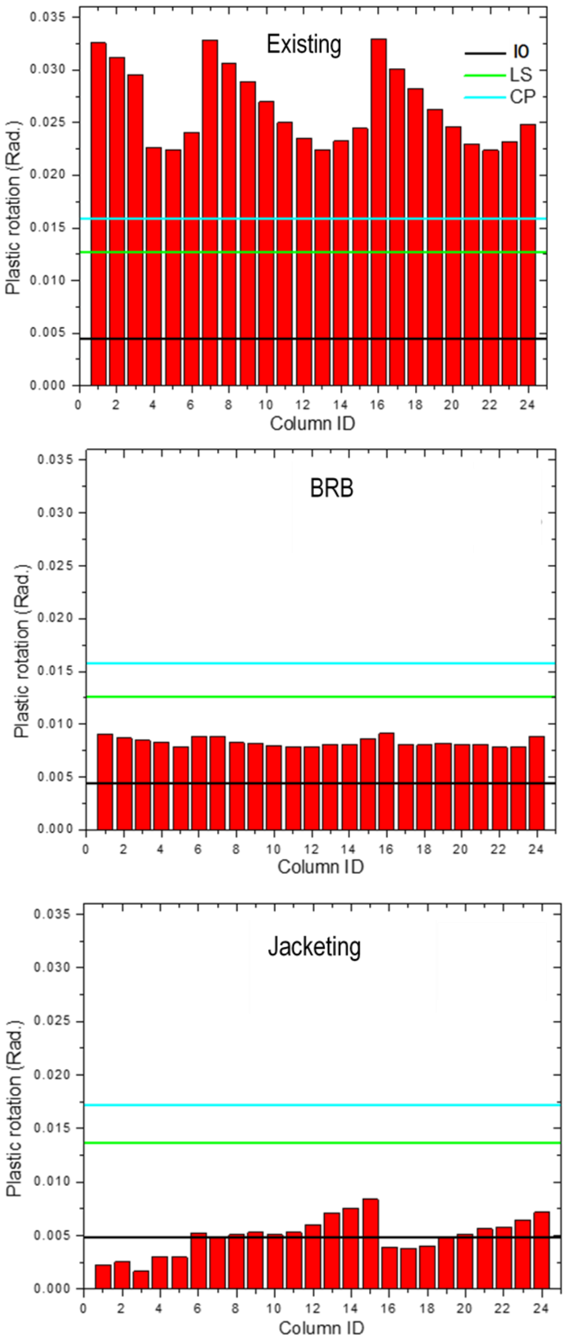


Fig. 8 Maximum and median story drift values.



References

[1] Ishii T., Mukai T., Kitamura H., Shumizu T., Fujisawa K. and Ishida Y. (2004), "Seismic retrofit of existing RC building using energy dissipative braces,: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.

[2] Di Sarno L. and Manfredi G. (2010), "Seismic retrofitting with buckling restrained braces: application to an existing non-ductile RC framed building," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 30(11), 279–297.

[3] Oviedo A.J.A, Midorikawa M., and Asari T. (2010_, “Earthquake response of ten-story story drift-controlled reinforced concrete frame with hysteretic damper,” Engineering Structures. 32, 1735–1746.

[4] Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J., and Warnitchai, P. (2014), “Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces,” Engineering Structures. 81,110-122.

[5] Khampanit, A., and Leelataviwat, S. (2015), “Inelastic Deformation Demands of Non-Ductile Reinforced Concrete Frames Strengthened with Buckling-Restrained Braces,” Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering, Sydney, Australia.

[6] CSI. 2007. PERFORM 3D user’s manual version 4.0. Computer and Structures Inc., Berkeley, CA, USA.

[7] FEMA-440. 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency. Washington, DC, USA.

แรงอัดวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้

Critical Compression Load of Variable-Arc-Length Beam-Column Structure

ธนภัทร วัฒนาบุญศิริ[1] อินทัช ด่านปาน[1] ธนนพ เหมือนเหลา[1] และการันต์ คล้ายฉ่ำ[2,*]

[1] นิสิตปริญญาตรี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน จ. นครปฐม

[2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน จ. นครปฐม

**Corresponding author; E-mail address: karun.kl@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอค่าแรงอัดวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ คาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้เป็นโครงสร้างประเภทอิลาสติกคา ซึ่งปลายของโครงสร้างนี้สามารถเลื่อนผ่านจุดรองรับเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่มากระทำ ส่งผลให้ความยาวส่วนโค้งของคานเปลี่ยนไป สมการครอบคลุมปัญหาของคาน-เสาสร้างจากความสัมพันธ์เชิงเรขาคณิตของเส้นโค้งในระนาบของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างคาน-เสา และจากการพิจารณาสมดุลของแรงและโมเมนต์ ชุดสมการครอบคลุมปัญหาเป็นสมการเชิงอนุพันธ์อันดับที่ 1 แบบไม่เป็นเชิงเส้น ซึ่งจัดเป็นปัญหาเงื่อนไขขอบเขตแบบ 2 จุด ผลคำตอบเชิงตัวเลขหาได้โดยใช้ระเบียบวิธียิงเป้า ผลการศึกษาเชิงตัวเลขมุ่งเน้นศึกษาผลกระทบของแรงกระทำทางขวาง ได้แก่น้ำหนักของโครงสร้างต่อค่าแรงอัดวิกฤติสำหรับ 4 โหมดแรกของการโก่งเดาะ และพฤติกรรมหลังการโก่งเดาะของโครงสร้างคาน-เสา ผลคำตอบเชิงตัวเลขแสดงให้เห็นว่าผลของแรงกระทำทางด้านข้างทำให้แรงอัดวิกฤติลดลงและทำให้โครงสร้างเสียเสถียรภาพ

คำสำคัญ: คาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้, แรงอัดวิกฤติ, พฤติกรรมหลังการโก่งเดาะ, ระเบียบวิธียิงเป้า

Abstract

This paper presents the critical compressive load of the variable-arc-length (VAL) beam-column structure. Variable arc-length (VAL) beam-column is one of the elastica structures where its tip can slip through the support due to loadings, which results in the alteration of the total arc-length. The governing equations of the beam-column structure are derived by considering the differential geometry relations in a plane curve of the beam-column segment and the equilibrium of force and moment. The set of governing equations yields the nonlinear first-order differential equations, which are categorized as two-points boundary value problem. The numerical solution can be solved by using the shooting optimization method. This numerical investigation attempts to study the effect of the lateral load, including the structure weight on the critical compression load for the first four buckling modes and the post-buckling behavior of VAL beam-column structure. The numerical results show that the increase in lateral load reduces the critical compressive load and causes to lose its stability.

Keywords: Critical Compressive Load, Post-Buckling Behavior, Shooting Optimization Method, Variable-Arc-Length Beam-Column

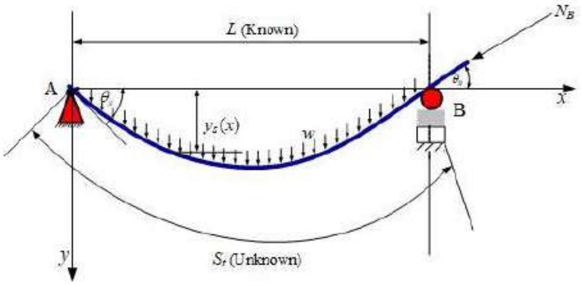
1. บทนำ

โครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ (Variable-Arc-Length Beam-Column) ซึ่งความยาวส่วนโค้งที่เปลี่ยนไปขึ้นอยู่กับน้ำหนักของโครงสร้าง หรือแรงภายนอกที่มากระทำ และทำให้โครงสร้างเกิดการแอ่นตัวมาก (Large Deflection) จากการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง การวิเคราะห์ปัญหาคานที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้แรงกระทำต่างๆ สามารถกระทำได้ทั้งวิธีเชิงวิเคราะห์และวิธีเชิงตัวเลขต่าง ๆ เช่น งานวิจัยของสุนิสา รอดสังวาลย์ [1] ได้ศึกษาการแอ่นตัวมากของคานที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้โดยใช้วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ จีระพงษ์ เทพพิทักษ์ [2] ได้วิเคราะห์การแอ่นตัวมากของคานช่วงเดียวที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบต่าง ๆ ครัณย์ ชุ่มกลัด [3] ศึกษาผลกระทบของปลายยื่นของอิลาสติกคาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวเอง จากงานวิจัยของ Athisakul และคณะ [4] ได้ศึกษาหาน้ำหนักวิกฤติไร้หน่วยของคานที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้และพบว่ามีค่าเท่ากับ 8.253 ซึ่งคานจะไม่สามารถคงอยู่ในสภาวะสมดุลสถิตยศาสตร์ได้เมื่อน้ำหนักบรรทุกมากกว่าค่าวิกฤติ เพื่อเพิ่มน้ำหนักวิกฤติไร้หน่วยของคานในกรณีดังกล่าว การยึดรั้งที่ปลายคาน อาทิ ใช้แรงดึงยึดรั้งที่ปลายคานจะช่วยเพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤติได้ ดังนั้นการันต์ คล้ายฉ่ำ [5] ได้ทำการศึกษาหาน้ำหนักวิกฤติของคานเอียงต่างระดับที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้แรงดึงที่จุดรองรับ อย่างไรก็ดี งานวิจัยในอดีตยังไม่ได้ศึกษาพฤติกรรมการโก่งเดาะของคานที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้แรงอัดที่ปลายคานโดยรวมผลกระทบจากแรงด้านข้างด้วย

ดังนั้นงานวิจัยนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมหลังการโก่งเดาะและหาแรงอัดวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ โดยพิจารณาผลกระทบจากแรงกระทำด้านข้างของคานด้วย งานวิจัยนี้ได้สร้างสมการทางคณิตศาสตร์ในรูปของสมการเชิงอนุพันธ์แบบไม่เป็นเชิงเส้นและใช้วิธียิงเป้า (Shooting Method) สำหรับหาคำตอบเชิงตัวเลข

2. สมการที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์

รูปที่ 1 แสดงลักษณะทางกายภาพของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ที่มีจุดรองรับทั้ง 2 ด้านอยู่ในระดับเดียวกันภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบกระจายสม่ำเสมอเนื่องจากน้ำหนักของโครงสร้าง (w) และแรงอัดที่จุดรองรับด้านขวา (N_B) ปลายด้านขวาของโครงสร้างพาดอยู่บนจุดรองรับที่ยอมให้โครงสร้างเลื่อนสไลด์ผ่านได้ ดังนั้นเมื่อมีแรงมากระทำจะทำให้ความยาวส่วนโค้งของคาน-เสา (S_t) สามารถแปรเปลี่ยนได้ ขณะที่ระยะห่างระหว่างจุดรองรับทั้ง 2 ข้างของคาน-เสาหรือความยาวช่วงมีค่าคงที่ (L) จากการแอ่นตัวมากของคาน-เสา จะทำให้คานแอ่นตัวจากตำแหน่งก่อนการเสียรูปไปยังตำแหน่งของคานที่สภาวะสมดุลสถิตย์ (y_s)



รูปที่ 1 ลักษณะการแอ่นตัวมากของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้แรงอัดที่จุดรองรับ B

รูปที่ 2 แสดงผังอิสระของชิ้นส่วนย่อยของคานที่มีความยาวส่วนโค้งน้อย ๆ (ds_s) จากรูปนี้ สมการความสัมพันธ์เชิงเรขาคณิตของเส้นโค้งในระนาบโดยอ้างอิงทฤษฎีอิลาสติกคาสามารถแสดงได้ดังต่อไปนี้

$$\frac{dy_s}{ds_s} = sin\,\theta \quad (1ก)$$

$$\frac{dx}{ds_s} = cos\,\theta \quad (1ข)$$

$$\frac{d\theta}{ds_s} = \kappa = -\frac{M}{EI} \quad (1ค)$$

โดยที่ตัวแปร θ คือมุมระหว่างแนวราบกับแนวสัมผัสของโครงสร้าง s_s คือพิกัดตามความยาวส่วนโค้งของคาน และ x คือพิกัดตามระยะในแนวราบของโครงสร้าง ตัวแปร E และ I คือโมดูลัสยืดหยุ่นและโมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดโครงสร้าง ตามลำดับ

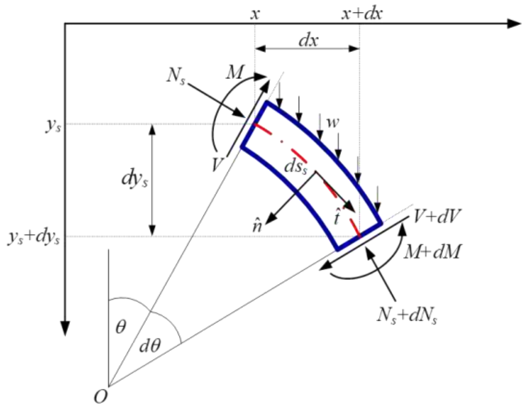
จากรูปที่ 2 สมการสมดุลของโครงสร้างคาน-เสาสามารถเขียนให้อยู่ในรูปของสมการเชิงอนุพันธ์อันดับที่ 1 ซึ่งประกอบด้วยสมการสมดุลของแรงตามแนวสัมผัสและแนวตั้งฉากกับเส้นโค้งการเสียรูปของโครงสร้างดังสมการที่ (2ก) และ (2ข) ขณะที่สมการที่ (2ค) คือสมการสมดุลของโมเมนต์รอบจุด O

$$\frac{dN_s}{ds_s} = V\frac{d\theta}{ds_s} - w\sin\theta \quad (2ก)$$

$$\frac{dV}{ds_s} = -N_s\frac{d\theta}{ds_s} - w\sin\theta \quad (2ข)$$

$$\frac{dM}{ds_s} = V \quad (2ค)$$

ตัวแปร N_s M และ V คือแรงอัดตามแนวแกน โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่ตำแหน่งต่าง ๆของคาน ตามลำดับ



รูปที่ 2 ผังอิสระของชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างคาน-เสา

สมการที่ (1) และ (2) เป็นสมการแบบไม่เป็นเชิงเส้นซึ่งจำเป็นต้องหาคำตอบด้วยวิธีการเชิงตัวเลข เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณจำเป็นต้องจัดให้อยู่ในรูปแบบไร้หน่วย ตามความสัมพันธ์ต่อไปนี้

$$s^* = \frac{s_s}{s_t}, \hat{s}_t = s_t/L, \hat{x} = \frac{x}{L}, \hat{y} = \frac{y_s}{L}, \hat{s} = \frac{s_s}{L} \quad (3ก)$$

$$\hat{w} = \frac{wL^3}{EI}, \hat{N} = \frac{N_sL^2}{EI}, \hat{V} = \frac{VL^2}{EI}, \hat{M} = \frac{ML}{EI} \quad (3ข)$$

ตัวแปร $\hat{s}_t$ ความยาวไร้หน่วยของโครงสร้าง $\hat{s}$ คือค่าพิกัดตามความยาวส่วนโค้งแบบไร้หน่วย $\hat{w}$ $\hat{N}$ $\hat{V}$ และ $\hat{M}$ คือค่าไร้หน่วยของน้ำหนักโครงสร้าง แรงอัดตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ตามลำดับ จากสมการที่ (3ก) และ (3ข) ทำให้สามารถเขียนสมการครอบคลุมปัญหาสมการที่ (1) และ (2) ให้อยู่ในรูปของสมการไร้หน่วยได้ดังนี้

$$\frac{d\hat{y}}{ds^*} = \hat{s}_t\,sin\,\theta \quad (4ก)$$

$$\frac{d\hat{x}}{ds^*} = \hat{s}_t\cos\theta \quad (4ข)$$

$$\frac{d\theta}{ds^*} = \hat{s}_t\hat{M} \quad (4ค)$$

$$\frac{d\hat{N}}{ds^*} = \hat{V}\frac{d\theta}{ds^*} - \hat{s}_t\hat{w}\sin\theta \quad (4ง)$$

$$\frac{d\hat{V}}{ds^*} = -\hat{N}\frac{d\theta}{ds^*} - \hat{s}_t\hat{w}\,cos\,\theta \quad (4จ)$$

$$\frac{d\hat{M}}{ds^*} = \hat{s}_t\hat{V} \quad (4ฉ)$$

ระบบสมการที่ (4) จัดเป็นปัญหาค่าเงื่อนไขของเขตแบบ 2 จุด ซึ่งในการศึกษานี้ได้ใช้วิธียิงเป้า (Shooting Method, SM) ในการหาคำตอบเชิงตัวเลข ซึ่งได้กำหนดเงื่อนไขของจุดรองรับทั้ง 2 ด้านของโครงสร้างดังนี้ ที่จุดรองรับด้านซ้าย (จุด A) ของโครงสร้างกำหนดให้อยู่ที่พิกัด $\hat{x} = 0$ และ

$\hat{y} = 0$ ขณะที่จุดรองรับด้านขวา (จุด B) ของโครงสร้างอยู่ที่พิกัด $\hat{x} = 1$ และ $\hat{y} = 0$ เนื่องจากจุดรองรับทั้ง 2 ข้างของคานเป็นแบบยึดหมุน ดังนั้นโมเมนต์ดัด $(\hat{M})$ ที่ปลายทั้ง 2 ข้างของคานเท่ากับศูนย์ อย่างไรก็ดี ค่ามุม (θ) แรงเฉือน $(\hat{V})$ และแรงอัดตามแนวแกน $(\hat{N})$ ที่จุดรองรับ B เป็นตัวแปรไม่ทราบค่า ซึ่งจำเป็นต้องเดาค่าเริ่มต้นให้กับตัวแปรไม่ทราบค่านี้เป็น $\theta_B, \hat{V}_B$ และ $\hat{N}_B$ ตามลำดับ ดังนั้นในกระบวนการคำนวณ ค่าเงื่อนไขขอบเขตที่ปลายทั้งสองข้างของโครงสร้าง ทั้งที่ทราบค่าและไม่ทราบค่า สามารถเขียนให้อยู่ในรูปแบบสมการไร้หน่วยดังต่อไปนี้

จุดรองรับ A $(s^* = 0)$:

$$\hat{x} = 0, \hat{y} = 0, \hat{M} = 0, \theta = \theta_A, \hat{V} = \hat{V}_A, \hat{N} = \hat{N}_A \quad (5)$$

จุดรองรับ B $(s^* = 1)$:

$$\hat{x} = 1, \hat{y} = 0, \hat{M} = 0, \theta = \theta_B, \hat{V} = \hat{V}_B, \hat{N} = \hat{N}_B \quad (6)$$

กระบวนการหาคำตอบเชิงตัวเลขสามารถสรุปเป็นขั้นตอนได้ดังต่อไปนี้ เริ่มแรกให้กำหนดค่าของตัวแปรควบคุม $\hat{s}_t$ (ความยาวส่วนโค้งของโครงสร้างแบบไร้หน่วย) กำหนดน้ำหนักของคาน $(\hat{w})$ ซึ่งเป็นค่าคงที่ และค่าเงื่อนไขขอบเขต ($\hat{x}$, $\hat{y}$ และ $\hat{M}$ ที่ $s^* = 1$) จากนั้นประมาณค่าเริ่มต้นของตัวแปรไม่ทราบค่าซึ่งประกอบด้วย θ และ $\hat{V}$ ที่ $s^* = 1$ ให้เท่ากับ θ_B และ $\hat{V}_B$ ตามลำดับ และประมาณค่าแรงอัดไร้หน่วย $(\hat{N}_B)$ โดยอาศัยทฤษฎีของโรงสร้างที่แอ่นตัวน้อยแบบเป็นเชิงเส้นเพื่อใช้เป็นค่าเดาเริ่มต้น จากนั้น อินทริเกรตสมการครอบคลุมปัญหาทั้ง 6 สมการ (สมการที่ (4)) ตามพิกัดส่วนโค้งของคานจาก $s^* = 1$ ถึง $s^* = 0$ (จากจุด B ถึงจุด A) ด้วยวิธี Cash-Karp Runge-Kutta อันดับที่ 5 โดยควบคุม Step Size ของการอินทริเกรต เพื่อให้ได้คำตอบเชิงตัวเลขที่มีความถูกต้องแม่นยำเพียงพอ การศึกษานี้ใช้ Step Size เท่ากับ 0.01 จากนั้นใช้กระบวนการทำซ้ำ Newton-Raphson เพื่อทำการปรับแก้ค่าเริ่มต้นของตัวแปรที่ไม่ทราบค่า (θ_B, $\hat{V}_B$, $\hat{N}_B$) จนกระทั่งผลลัพธ์ลู่เข้าและสอดคล้องกับเงื่อนไขในสมการที่ (7) โดยกำหนดค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ (Tolerance) เท่ากับ 10^{-12}

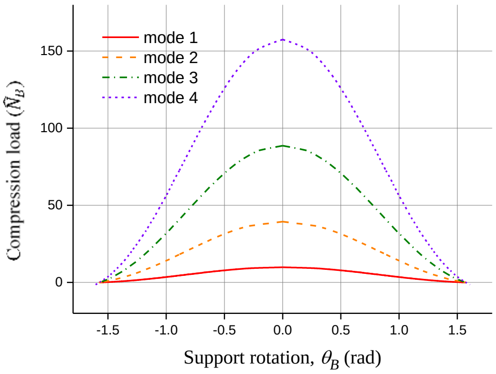
$$\underset{\theta_B, \hat{V}_B, \hat{N}_B}{\text{Min}} \quad \Phi = |\hat{x}(0)| + |\hat{y}(0)| + |\hat{M}(0)| = 0 \quad (7)$$

ขั้นตอนสุดท้ายให้บวกส่วนเพิ่ม $\Delta\hat{s}_t$ เข้ากับค่าตัวแปรควบคุม $\hat{s}_t$ และทำซ้ำกระบวนการดังกล่าวข้างต้นทั้งหมดเพื่อสร้างเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่าง θ_B และ $\hat{N}_B$

3. ผลคำตอบเชิงตัวเลข

3.1 ตรวจสอบความถูกต้องของคำตอบเชิงตัวเลขกรณีไม่พิจารณาน้ำหนักคาน $(\hat{w} = 0)$

เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้างที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้และผลเฉลยเชิงตัวเลขที่ได้จากการคำนวณด้วยวิธียิงเป้า จึงนำคำตอบที่ได้มาเปรียบเทียบกับคำตอบจากงานวิจัยในอดีตของ Chucheepsakul และ Monprapussorn [6] ซึ่งใช้วิธีอีลิปติคอินทิกรัล (Elliptic Integral Method, EIM) ในการหาคำตอบเชิงตัวเลข ซึ่งงานวิจัยดังกล่าวนี้ได้วิเคราะห์ท่อลำเลียงของไหลที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ ซึ่งพบว่าแรงจากของไหลภายในท่อเปรียบเสมือนแรงอัดกระทำที่ปลายท่อ ซึ่งผลคำตอบที่ได้จึงสามารถนำมาเปรียบเทียบกับการศึกษานี้ได้ อย่างไรก็ดี กรณีที่ทำการเปรียบเทียบนี้ไม่ได้พิจารณาน้ำหนักของโครงสร้าง $(\hat{w} = 0)$



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดที่ปลายโครงสร้าง $(\hat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) กรณีที่ $\hat{w} = 0$

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลขของโครงสร้างคาน-เสากรณีที่ $\hat{w} = 0$

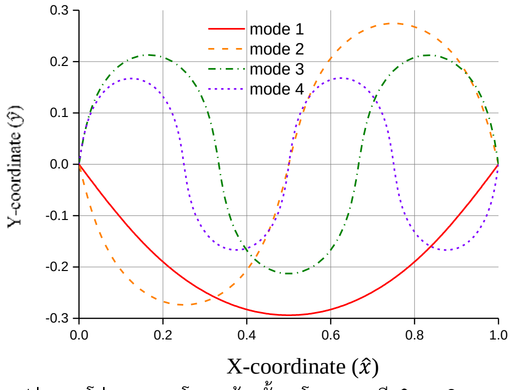
Mode	$\hat{S}_t$	θ_A	θ_B	$\hat{y}_{max}$	$\hat{V}_{max}$	$\hat{M}_{max}$	$\hat{N}_B$
1	1.2	0.83	-0.83	-0.30	5.53	-2.21	5.04
	1.4	1.10	-1.10	-0.43	5.26	-2.54	2.66
	1.6	1.28	-1.28	-0.55	4.57	-2.61	1.38
	1.8	1.40	-1.40	-0.65	3.90	-2.57	0.66
	2.0	1.50	-1.50	-0.75	3.32	-2.49	0.24
2	1.2	-0.83	-8.32	0.15	22.12	4.42	20.17
	1.4	-1.10	-1.10	0.22	21.05	5.09	10.62
	1.6	-1.28	-1.28	0.27	-18.29	5.21	5.51
	1.8	-1.40	-1.40	0.33	-15.60	5.13	2.64
	2.0	-1.50	-1.50	0.37	-13.29	4.97	0.97
3	1.2	-0.83	0.83	-0.10	49.79	-6.63	45.40
	1.4	-1.10	1.10	-0.14	47.39	-7.64	23.96
	1.6	-1.28	1.28	-0.18	41.16	-7.82	12.40
	1.8	-1.40	1.40	-0.22	35.09	-7.70	5.98
	2.0	-1.50	1.50	-0.25	29.90	-7.46	2.15
4	1.2	0.83	0.83	0.07	88.52	-8.38	80.67
	1.4	1.10	1.11	0.10	84.22	9.61	42.75
	1.6	1.28	1.27	-0.13	-73.15	-9.81	22.15
	1.8	1.40	1.40	0.15	62.43	-9.64	10.57
	2.0	1.50	1.50	0.18	53.19	-9.31	3.91

จากผลการวิเคราะห์ ความสัมพันธ์ระหว่างระหว่างแรงอัดที่ปลายโครงสร้าง $(\hat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) ของการโก่งเดาะ 4 โหมดแรกของโครงสร้างคาน-เสาแสดงดังรูปที่ 3 และผลคำตอบเชิงตัวเลขได้แสดงไว้ในตารางที่ 1 ได้แก่ค่าความยาวส่วนโค้งทั้งหมดของโครงสร้าง $(\hat{S}_t)$ มุมที่จุดรองรับ A (θ_A) มุมที่จุดรองรับ B (θ_B) ค่าการแอ่นตัวสูงสุด $(\hat{y}_{max})$ ค่าแรงเฉือนสูงสุด $(\hat{V}_{max})$ ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด $(\hat{M}_{max})$ และค่าแรงอัดไร้หน่วยที่ปลายด้านขวา $(\hat{N}_B)$

จากรูปที่ 3 พบว่าเมื่อแรงอัดที่ปลายโครงสร้างค่อยๆเพิ่มขึ้นแต่โครงสร้างยังไม่เกิดการเสียรูป จนกระทั่งแรงอัดเพิ่มขึ้นจนถึงค่าที่มากที่สุด (ที่ $\theta_B = 0$ rad) ซึ่งเรียกว่าแรงอัดวิกฤติ ($\widehat{N}_{Bcr}$) ซึ่งทำให้โครงสร้างเกิดการโก่งเดาะ ที่สภาวะนี้เรียกว่าสภาวะสมดุลวิกฤติ (Critical Equilibrium) หลังจากนั้นโครงสร้างจะแสดงพฤติกรรมหลังการโก่งเดาะ โดยโครงสร้างจะเริ่มเกิดการแอ่นตัวมากขึ้นในขณะที่แรงอัดที่ปลายโครงสร้างจะลดลง ซึ่งสภาวะนี้เรียกว่าสภาวะสมดุลแบบไม่มีเสถียรภาพ (Unstable Equilibrium) การโก่งเดาะของโครงสร้างภายใต้แรงอัดสามารถเกิดขึ้นได้หลายโหมดขึ้นอยู่กับแรงอัดที่กระทำกับโครงสร้าง ซึ่งการโก่งเดาะในโหมดที่ 1 มีค่าต่ำที่สุดและจะเกิดขึ้นง่ายที่สุด ตัวอย่างรูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างแต่โหมดแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งการโก่งเดาะทุกโหมดที่แสดงในรูปนี้เกิดขึ้นภายใต้แรงอัดที่ปลายโครงสร้างเท่ากัน ($\widehat{N}_B = 5$) จากรูปที่ 4 พบว่ารูปร่างการโก่งเดาะของโหมดที่ 1 จะไม่มีจุดดัดกลับ (Inflection Point) ขณะที่รูปร่างของโหมดที่ 2 3 และ 4 จะมีจำนวนจุดดัดกลับเท่ากับ 1 2 และ 3 จุดตามลำดับ กล่าวคือจำนวนจุดดัดกลับจะเท่ากับ $n-1$ เมื่อ n คือลำดับโหมดของการโก่งเดาะ

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบผลคำตอบเชิงตัวเลขที่สภาวะวิกฤติของโครงสร้างสำหรับกรณีที่ไม่พิจารณาน้ำหนักโครงสร้าง ($\widehat{w} = 0$)

Mode	θ_B		$\hat{y}_{max}$		$\hat{S}_t$		$\widehat{N}_{Bcr}$	
	EIM	SM	EIM	SM	EIM	SM	EIM	SM
1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	9.8696	9.8695
2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	39.4784	39.4763
3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	88.8264	88.7801
4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	157.9136	157.5752



รูปที่ 4 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างทั้ง 4 โหมด กรณี $\widehat{w} = 0$ และแรงอัดที่ปลาย $\widehat{N}_B = 5$

ผลคำตอบเชิงตัวเลขที่สภาวะวิกฤติของโครงสร้าง ซึ่งสามารถหาได้จากจุดสูงสุดบนเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดที่ปลายโครงสร้าง ($\widehat{N}_B$) และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) (รูปที่ 3) ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 โดยได้เปรียบเทียบผลคำตอบที่ได้จากวิธียิงเป้า (Shooting Method, SM) ของงานวิจัยนี้กับคำตอบจากวิธีอีลิปติคอินทิกรัล (Elliptic Integral Method, EIM) จากงานวิจัยของ Chucheepsakul และ Monprapussorn [6] โดยผลการวิเคราะห์ที่นำมาเปรียบเทียบกันได้แก่ ค่ามุมที่จุดรองรับ A (θ_A) ค่าการแอ่นตัวสูงสุด ($\hat{y}_{max}$) ค่าความยาวส่วนโค้งทั้งหมดของโครงสร้าง ($\hat{S}_t$) และแรงอัดวิกฤติของแต่ละโหมด ($\widehat{N}_{Bcr}$) ผลการเปรียบเทียบพบว่าคำตอบเชิงตัวเลขที่ได้จากทั้ง 2 วิธีนี้มีความสอดคล้องกันมาก อย่างไรก็ดีพบว่าแรงอัดวิกฤติไร้หน่วยจะมีค่าเข้าใกล้กับ $\widehat{N}_{Bcr} \approx (n\pi)^2$ โดยที่ n คือลำดับโหมดของการโก่งเดาะ ซึ่งแรงอัดวิกฤติของโครงสร้างที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้นี้จะตรงกับแรงอัดวิกฤติของเสาที่ได้จากกระบวนการเชิงวิเคราะห์แบบเป็นเชิงเส้น แต่ทว่าพฤติกรรมหลังการโก่งเดาะของโครงสร้างที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้จะต่างจากพฤติกรรมของเสาทั่วไป และเมื่อมีแรงด้านข้างกระทำร่วมด้วยพฤติกรรมของโครงสร้างก็จะต่างออกไป ซึ่งได้นำเสนอในหัวข้อถัดไปนี้

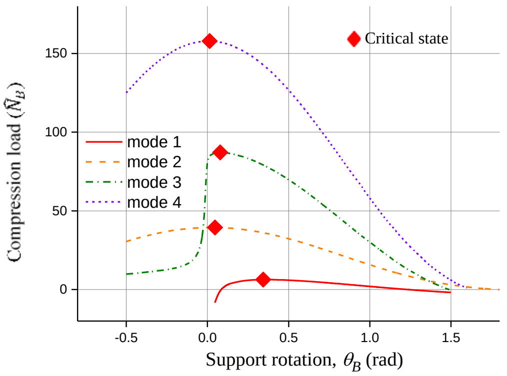
3.2 ผลกระทบของแรงด้านข้างจากน้ำหนักของโครงสร้างต่อพฤติกรรมการโก่งเดาะ ($\widehat{w} \neq 0$)

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลขของโครงสร้างกรณีที่ $\widehat{w} = 6$

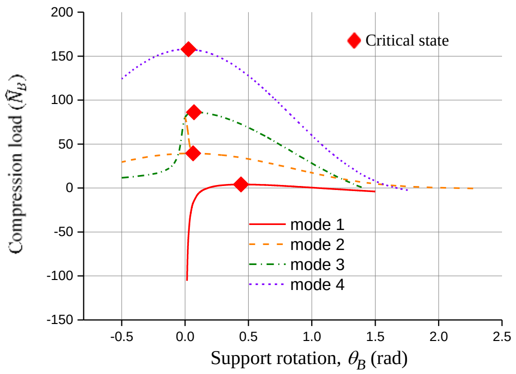
Mode	$\hat{S}_t$	θ_A	θ_B	$\hat{y}_{max}$	$\widehat{V}_{max}$	$\widehat{M}_{max}$	$\widehat{N}_B$
1	1.2	-0.83	0.83	0.29	-5.86	2.20	0.46
	1.4	-1.10	1.10	0.43	-5.35	2.56	-2.00
	1.6	-1.27	1.27	0.55	-4.43	2.65	-3.65
	1.8	-1.39	1.39	0.65	3.69	2.65	-4.83
	2.0	-1.47	1.47	0.75	-3.32	2.62	-5.75
2	1.2	0.94	0.70	-0.17	21.98	-4.57	20.45
	1.4	1.28	0.92	-0.25	21.03	-5.28	11.03
	1.6	1.53	1.02	-0.32	18.46	-5.43	6.09
	1.8	1.75	1.07	-0.39	16.10	-5.39	3.39
	2.0	1.98	1.08	-0.45	14.37	-5.30	1.80
3	1.2	-0.78	0.78	-0.11	49.79	-6.74	45.00
	1.4	-1.03	1.03	-0.17	47.40	-7.77	23.60
	1.6	-1.17	1.17	-0.22	41.19	-7.98	12.15
	1.8	-1.26	1.26	-0.26	35.18	-7.88	5.71
	2.0	-1.31	1.30	-0.31	30.09	-7.67	1.97
4	1.2	0.86	0.80	-0.08	88.50	-8.44	80.73
	1.4	1.14	1.06	-0.11	84.23	-9.68	42.79
	1.6	1.34	1.21	-0.14	73.19	-9.90	22.27
	1.8	1.49	1.32	-0.17	62.48	-9.76	10.75
	2.0	1.61	1.38	-0.20	53.34	-9.47	4.13

เพื่อศึกษาผลกระทบของแรงด้านข้างจากน้ำหนักโครงสร้างต่อพฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้าง จากผลการวิเคราะห์ เส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงอัดที่ปลายโครงสร้าง ($\widehat{N}_B$) และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) ภายใต้น้ำหนักโครงสร้าง $\widehat{w}$ = 2, 4, 6 และ 8 ได้แสดงในรูปที่ 5-8 ตามลำดับ และผลการคำนวณเชิงตัวเลขของกรณีตัวอย่างที่ $\widehat{w} = 6$ ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3 ซึ่งประกอบด้วยค่าความยาวส่วนโค้งทั้งหมดของโครงสร้าง ($\hat{S}_t$) มุมที่จุดรองรับ A (θ_A) มุมที่จุดรองรับ B (θ_B) ค่าการแอ่นตัวสูงสุด ($\hat{y}_{max}$) ค่าแรงเฉือนสูงสุด ($\widehat{V}_{max}$) ค่า

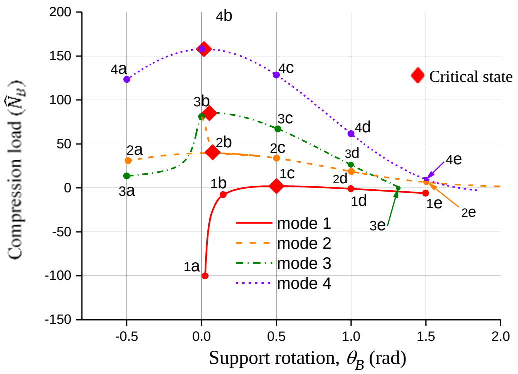
โมเมนต์ดัดสูงสุด $(\widehat{M}_{max})$ และค่าแรงอัดไร้หน่วยที่ปลายด้านขวา $(\widehat{N}_B)$



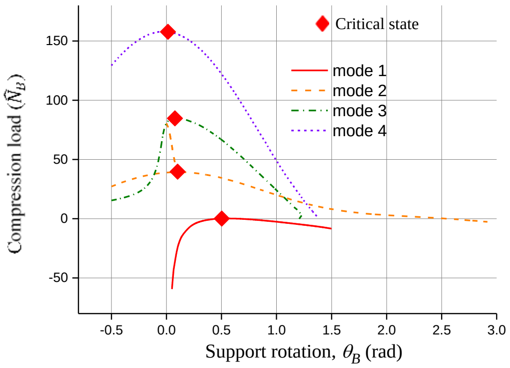
รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด $(\widehat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) กรณีที่ $\widehat{w} = 2$



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด $(\widehat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) กรณีที่ $\widehat{w} = 4$



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด $(\widehat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) กรณีที่ $\widehat{w} = 6$

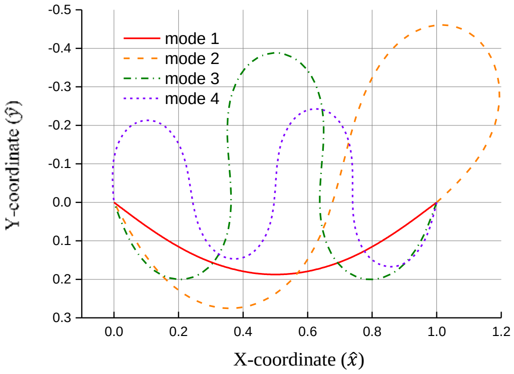


รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัด $(\widehat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) กรณีที่ $\widehat{w} = 8$

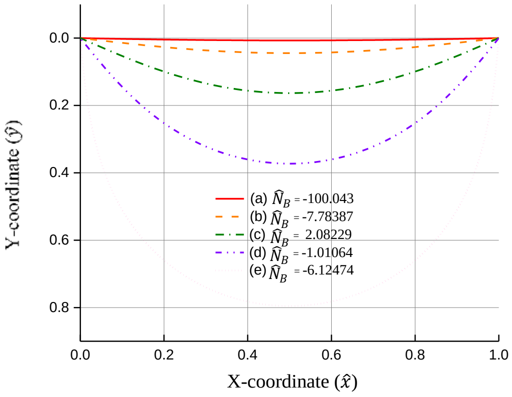
ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์เชิงตัวเลขที่สภาวะวิกฤติของโครงสร้างคาน-เสา

$\widehat{w}$	Mode	$\widehat{S}_t$	θ_A	θ_B	$\widehat{y}_{max}$	$\widehat{V}_{max}$	$\widehat{M}_{max}$	$\widehat{N}_{Bcr}$	% Buckling load*
2	1	1.03280	-0.35887	0.35887	0.11589	-3.47572	1.08259	6.32515	100
	2	1.00019	0.02282	-0.02786	-0.00891	0.33345	-0.10376	39.47308	624
	3	1.00180	-0.07405	0.07403	-0.01226	-7.47217	-0.82261	87.18394	1378
	4	1.00007	-0.00943	-0.02210	-0.00277	-2.48926	-0.20502	157.84769	2496
4	1	1.05200	-0.44940	0.44940	0.14637	-4.30091	1.32546	4.07407	100
	2	1.00075	0.05040	-0.05067	-0.01777	0.63538	-0.20219	39.58166	972
	3	1.00290	-0.08498	0.08495	-0.01793	-9.85830	-1.05336	86.22372	2116
	4	1.00004	0.01594	-0.00580	-0.00367	1.08544	-0.115329	157.87403	3875
6	1	1.06770	-0.51049	0.51049	0.16742	-4.83850	1.47905	2.08456	100
	2	1.00019	0.01892	-0.01893	-0.01398	1.76356	-0.28411	74.00833	3550
	3	1.00380	-0.08775	0.08772	-0.02282	-10.53774	-1.20974	85.41382	4097
	4	1.00008	0.01887	-0.01910	-0.00475	0.45995	-0.07597	157.97282	7578
8	1	1.08120	-0.55694	0.55694	0.18375	-5.23687	1.58975	0.22827	100
	2	1.00309	0.11027	-0.09446	-0.03599	1.30688	-0.41245	39.35958	17243
	3	1.00490	-0.09103	0.09099	-0.02785	11.76699	-1.37248	84.68813	37100
	4	1.00014	0.03245	-0.01825	-0.006843	1.28075	-0.15119	157.86157	69156

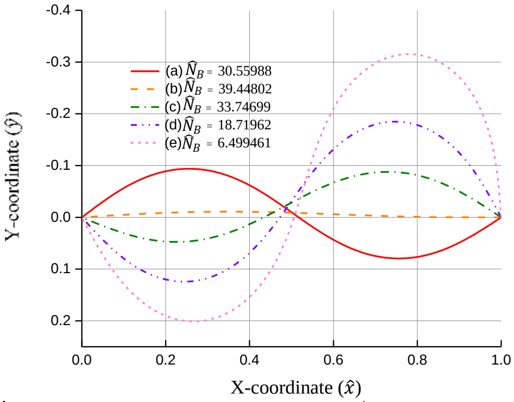
หมายเหตุ % Buckling load* คือร้อยละของค่าแรงอัดวิกฤติที่เทียบกับโหมดการโก่งเดาะที่ 1



รูปที่ 9 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างทั้ง 4 โหมดกรณีที่ $\hat{w} = 6$ และ $\hat{N}_B = 1$



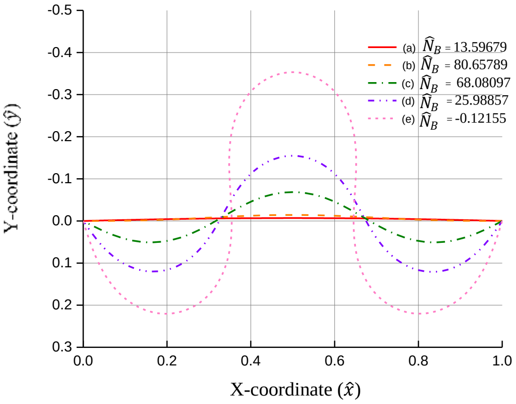
รูปที่ 10 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างในโหมดที่ 1 ภายใต้แรงอัดต่างๆ



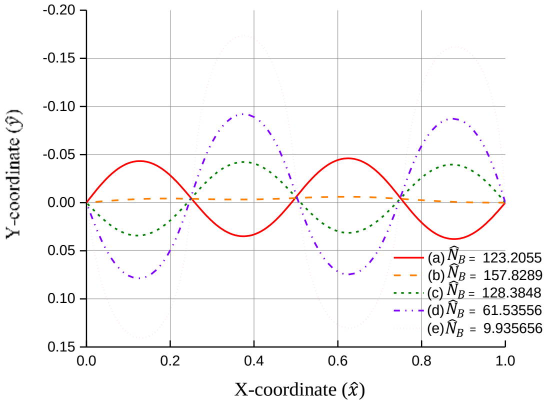
รูปที่ 11 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างในโหมดที่ 2 ภายใต้แรงอัดต่างๆ

ในที่นี้ จะอธิบายพฤติกรรมของโครงสร้างในกรณีที่ $\hat{w} = 6$ ซึ่งรูปที่ 7 แสดงเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงอัดที่ปลายโครงสร้าง $(\hat{N}_B)$ และมุมที่จุดรองรับ B (θ_B) ของโหมดการเสียรูปทั้ง 4 แบบ สำหรับโหมดที่ 1 (เส้น 1a-1e) พบว่าจุดที่เกิดการโก่งเดาะคือจุด 1c (Critical Point) สำหรับช่วง 1a–1c โครงสร้างอยู่ในสภาวะสมดุลแบบมีเสถียรภาพ (Stable Equilibrium) คือสภาวะที่ค่า θ_B เพิ่มขึ้นพร้อมกับค่า $\hat{N}_B$ เพิ่มมากขึ้น ขณะที่ช่วง 1c–1e โครงสร้างอยู่ในสภาวะสมดุลแบบไร้เสถียรภาพ (Unstable Equilibrium) คือสภาวะที่ค่า θ_B เพิ่มขึ้นแต่ค่า $\hat{N}_B$ ลดลง อย่างไรก็ดี สำหรับโหมดที่ 2 3 และ 4 จะไม่เกิดสภาวะสมดุลแบบมีเสถียรภาพ จะพบเฉพาะสภาวะสมดุลวิกฤติและสภาวะสมแบบไร้เสถียรภาพ โดยมีสภาวะสมดุลวิกฤติอยู่ที่จุด 2b 3b และ 4b สำหรับโหมดการโก่งเดาะที่ 2 3 และ 4 ตามลำดับ นอกจากนั้นยังพบว่าโครงสร้างเปลี่ยนรูปแบบการโก่งเดาะจากโหมดที่ 2 ไปยังโหมดที่ 3 ตามเส้นโค้ง 2b-3b ดังแสดงในรูปที่ 7 ทั้งนี้ค่าแรงอัดวิกฤติของโครงสร้าง $(\hat{\boldsymbol{N}}_{\boldsymbol{Bcr}})$ สำหรับโหมดการโก่งเดาะที่ 1-4 ภายใต้น้ำหนัก $\hat{w} =$ 2, 4, 6, และ 8 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4

รูปที่ 9 แสดงเปรียบเทียบรูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างทั้ง 4 รูปแบบในกรณีที่น้ำหนัก $(\hat{w})$ เท่ากับ 6 และมีค่าแรงอัดไร้หน่วยที่ปลายที่ด้านขวาเท่ากับ $(\hat{N}_B = 1)$ รูปที่ 10-13 แสดงรูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างตั้งแต่โหมดที่ 1-4 ตามลำดับ สำหรับกรณีที่ $\hat{w}$ = 6 ซึ่งพิจารณาที่จุด a b c d และ e บนเส้นกราฟในรูปที่ 7



รูปที่ 12 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างในโหมดที่ 3 ภายใต้แรงอัดต่างๆ



รูปที่ 13 รูปร่างการโก่งเดาะของโครงสร้างในโหมดที่ 4 ภายใต้แรงอัดต่างๆ

4. สรุป

งานวิจัยนี้นำเสนอสมการครอบคลุมปัญหาที่อยู่ในรูปของสมการเชิงอนุพันธ์อันดับที่ 1 แบบไม่เป็นเชิงเส้นสำหรับวิเคราะห์พฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้างคาน-เสาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ โดยใช้วิธียิงเป้าในการหาคำตอบเชิงตัวเลข ซึ่งผลเฉลยที่ได้เมื่อนำไปเปรียบเทียบกับงานวิจัยในอดีตที่วิเคราะห์ได้จากวิธีอีลิปติคอินทิกรัลพบว่าผลลัพธ์ทั้งสองมีความสอดคล้องกันโดยจะมีค่าต่างกันไม่เกิน 0.05% จากการวิเคราะห์

พฤติกรรมการโก่งเดาะของโครงสร้างภายใต้แรงอัดที่ปลายโดยคำนึงถึงผลกระทบจากแรงทางด้านข้าง พบว่าแรงทางด้านข้างทำให้แรงอัดวิกฤติและเสถียรภาพของโครงสร้างลดลง ซึ่งโครงสร้างสามารถเกิดการโก่งเดาะได้หลายรูปแบบ ได้แก่โหมดที่ 1 ซึ่งเป็นโหมดที่มีรูปร่างการโก่งเดาะที่ปราศจากจุดดัดกลับ สำหรับโหมดการโก่งเดาะที่ 2 3 และ 4 จะพบจำนวนจุดดัดกลับเท่ากับ 1 2 และ 3 ตามลำดับ สำหรับโหมดการโก่งเดาะที่ 1 จะมีสภาวะสมดุล 3 รูปแบบ ได้แก่สภาวะสมดุลแบบมีเสถียรภาพ สภาวะสมดุลวิกฤติ และสภาวะสมดุลแบบไร้เสถียรภาพ สำหรับโหมดการโก่งเดาะที่ 2 3 และ 4 จะมีสภาวะสมดุลเพียง 2 รูปแบบ คือสภาวะสมดุลแบบไร้เสถียรภาพ และสภาวะสมดุลวิกฤติ นอกจากนั้นรูปแบบการโก่งเดาะในโหมดที่ 2 สามารถเปลี่ยนเป็นการโก่งเดาะในโหมดที่ 3 ได้

5. กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ที่ให้ความอนุเคราะห์สถานที่สำหรับการทำวิจัยและสนับสนุนทุนวิจัยครั้งนี้

6. เอกสารอ้างอิง

[1] สุนิสา รอดสังวาลย์. 2541. การวิเคราะห์การแอ่นตัวมากของคานที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[2] จีระพงษ์ เทพพิทักษ์. 2538. การวิเคราะห์การแอ่นตัวมากของคานช่วงเดียวที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบต่าง ๆ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.

[3] ครัณย์ ชุ่มกลัด. 2560. ผลกระทบของปลายยื่นของอิลาสติกคาที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้โดยมีแรงกระทำภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวเอง. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี.

[4] Athisakul, C. Monprapussorn T., and Chucheepsakul, S. (2008). “Effect of Inclination on Bending of Variable-Arc-Length-Beams Subjected to Uniform Self-Weight,” Engineering Structure, 30, pp. 902-908.

[5] การันต์ คล้ายฉ่ำ. 2562. น้ำหนักวิกฤติของคานเอียงต่างระดับที่มีความยาวส่วนโค้งแปรเปลี่ยนได้ภายใต้แรงดึงที่จุดรองรับ. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ., 42(3), pp. 263-278.

[6] Chucheepsakul S., and Monprapussorn T. (2000). Divergence instability of variable-arc-length elastica pipes transporting fluid. Fluids and Structures, 14, pp.895-916.

บทความ

สาขาวิศวกรรมปฐพี

(GTE)

การประเมินดีกรีการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยวิธีอาซาโอกะ
Evaluation of Consolidation Degree for Soft Bangkok Clay by the Asaoka Method

สินาด โกศลานันท์[1,*] ชัยศาสตร์ สกุลศักดิ์ศรี[2] และ อลงกต ไชยอุปละ[3]

[1,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จ.จันทบุรี
[2] ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม วิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: sinat.k@rbru.ac.th*

บทคัดย่อ

การปรับปรุงดินเหนียวอ่อนด้วยวิธีการใช้แผ่นระบายน้ำแนวดิ่งร่วมกับน้ำหนักกดทับเป็นวิธีที่นิยมใช้กันทั่วโลก โดยเฉพาะประเทศไทยซึ่งมีโครงการก่อสร้างใหญ่ ๆ ที่ใช้วิธีนี้เช่น โครงการก่อสร้างถนนมอเตอร์เวย์สายกรุงเทพ-ชลบุรี โครงการก่อสร้างถนนวงแหวนรอบนอก และโครงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับทางจอด ทางวิ่ง และทางขับเครื่องบิน ที่สนามบินนานาชาติสุวรรณภูมิ เป็นต้น การประเมินดีกรีการอัดตัวคายน้ำนับว่ามีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งเพื่อใช้เป็นหนึ่งในดัชนีสำหรับการตัดสินใจย้ายน้ำหนักกดทับออกจากพื้นที่ปรับปรุงคุณภาพดิน การวิเคราะห์นี้สามารถทำได้โดยการสังเกตในสนามจากการวัดการทรุดตัวของดินที่ปรับปรุงจากแผ่นวัดการทรุดตัว ข้อมูลการทรุดตัวในสนามถูกวิเคราะห์ด้วยวิธีของอาซาโอกะเพื่อทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดเนื่องจากน้ำหนักกดทับและดีกรีการอัดตัวคายน้ำ รวมถึงการวิเคราะห์ย้อนกลับของข้อมูลการทรุดตัวสามารถให้ค่าสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำตามแนวราบได้ วัตถุประสงค์ของบทความนี้คือ การศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุด ดีกรีการอัดตัวคายน้ำ และค่าสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำตามแนวราบด้วยวิธีอาซาโอกะ โดยอาศัยข้อมูลการทรุดตัวในสนามของโครงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับทางจอด ทางวิ่ง และทางขับเครื่องบิน ที่สนามบินนานาชาติสุวรรณภูมิ จากผลการศึกษาพบว่า เมื่อใช้ช่วงเวลาประเมินที่ยาวนานจะได้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ได้ดีกรีการอัดตัวคายน้ำที่ลดลงและสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำตามแนวราบน้อยลงด้วย และ ความห่างของข้อมูลไม่มีผลต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุด ดีกรีการอัดตัวคายน้ำ และสัมประสิทธิ์ของการอัดตัวคายน้ำตามแนวราบ นอกจากนี้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาสามารถสร้างได้โดยง่ายจากคำนวณย้อนหลัง ซึ่งหากระยะเวลาอ่านข้อมูลมากก็จะให้ผลที่สอดคล้องกับข้อมูลในสนามมาก

คำสำคัญ: ดีกรีการอัดตัวคายน้ำ, ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, วิธีอาซาโอกะ, แผ่นระบายน้ำในแนวดิ่ง

Abstract

Ground improvement of soft clay by prefabricated vertical drains with preloading is one of the most widely-used methods in the world especially in Thailand, there are the mega projects using this technique such as the Bangkok-Chonburi motorway project, the outer Bangkok ring road project and the ground improvement for airside pavements project at Suvarnabhumi international airport. Evaluation of consolidation degree is very important as one of the indicators for making decision prior to the removal of preloading. This analysis can be estimated by field observational methods from settlement data of surface settlement plates. The field settlement data can be analyzed by the Asaoka method to predict the ultimate settlement of soft Bangkok clay under preloading. Back-Analysis of the settlement data will yield horizontal coefficient of consolidation. The objective of this paper is to study on the various factors that affect prediction by the Asaoka evaluation method. The results show that in the Asaoka method, the value of ultimate settlement increases, consolidation degree and horizontal coefficient of consolidation decrease as a longer period of evaluation is used. Interval of time for readings is not affected on prediction of ultimate settlement, consolidation degree and horizontal coefficient of consolidation. Furthermore, settlement curve with time can be plotted easily by back calculation equation that agrees well with field data.

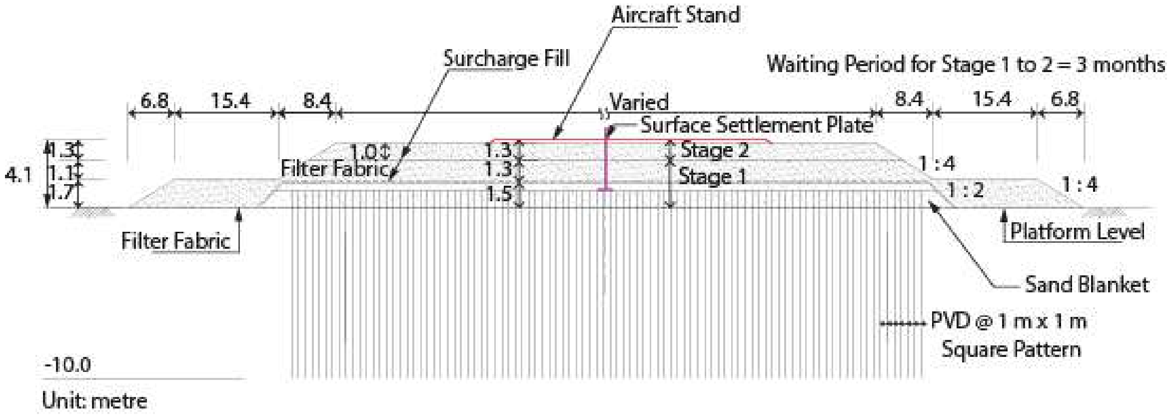
Keywords: Consolidation degree, Soft Bangkok clay, the Asaoka method, Prefabricated vertical drains, Ultimate settlement

1. คำนำ

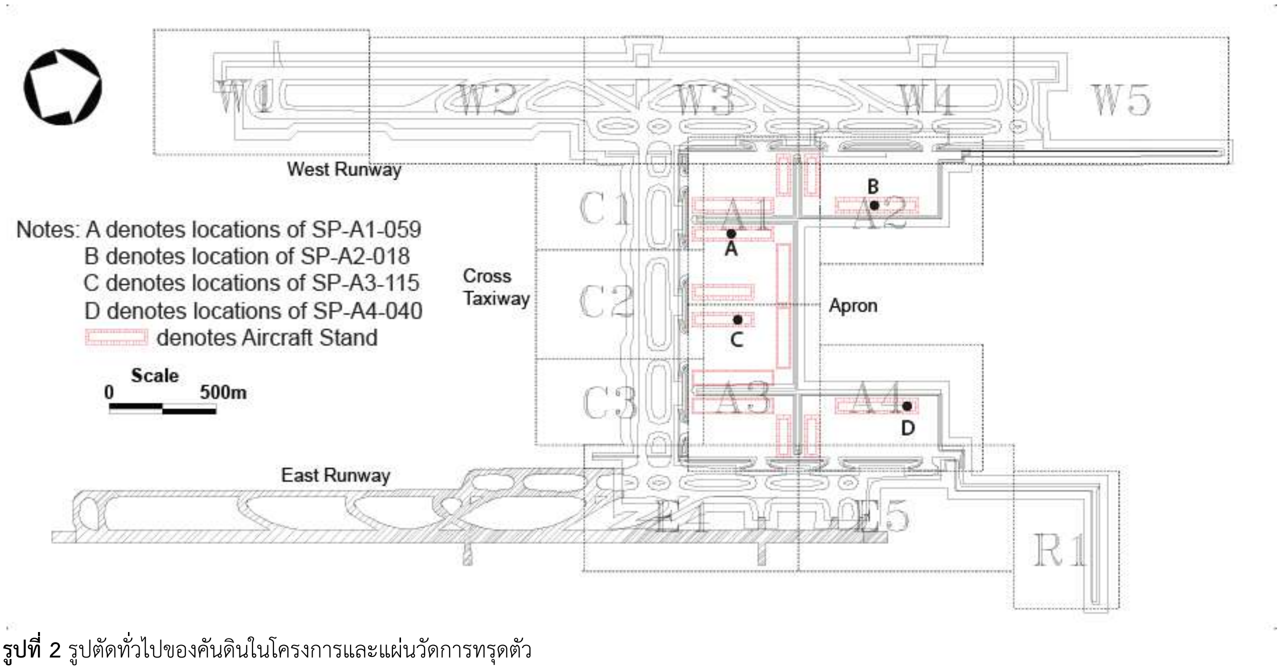
การปรับปรุงดินเหนียวอ่อนด้วยวิธีการใช้แผ่นระบายน้ำแนวดิ่งร่วมกับน้ำหนักกดทับเป็นวิธีที่นิยมใช้กันทั่วโลก โดยเฉพาะประเทศไทยซึ่งมีโครงการก่อสร้างใหญ่ ๆ ที่ใช้วิธีนี้เช่น โครงการก่อสร้างถนนมอเตอร์เวย์สายกรุงเทพ-ชลบุรี [1] โครงการก่อสร้างถนนวงแหวนรอบนอก [2] และ

โครงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับลานจอด ทางวิ่ง และทางขับเครื่องบินที่สนามบินนานาชาติสุวรรณภูมิ [3] เป็นต้น

โครงการปรับปรุงคุณภาพดินสำหรับลานจอด ทางวิ่ง และทางขับเครื่องบิน เฟสที่ 1 ที่สนามบินนานาชาติสุวรรณภูมิได้ก่อสร้างสำเร็จตั้งแต่ปีพุทธศักราช 2546 และสนามบินได้เปิดให้บริการในปีพุทธศักราช 2549 มีมูลค่าโครงการ 8,240ล้านบาท โดยแผนภาพพื้นที่โครงการแสดงในรูปที่ 1 ขั้นตอนในการปรับปรุงคุณภาพดินนี้ประกอบด้วย การติดตั้งแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง ตามด้วยการถมน้ำหนักกดทับจากหินคลุกลงไปเป็นน้ำหนักกดทับและเร่งการอัดตัวคายน้ำในชั้นดินเหนียวอ่อน จากนั้นจึงย้ายน้ำหนักกดทับออก ในโครงการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนเช่นนี้ ดีกรีการอัดตัวคายน้ำจึงมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง และถูกใช้เป็นดัชนีบ่งชี้ว่า ดินที่ปรับปรุงคุณภาพนั้นมีคุณสมบัติสามารถรับน้ำหนักใช้งานได้แล้ว จึงจะสามารถย้ายน้ำหนักกดทับออกไปได้ การวิเคราะห์นี้สามารถทำได้โดยใช้วิธีการสังเกตใน



รูปที่ 1 แผนภาพพื้นที่โครงการ ตำแหน่งที่ติดตั้งแผ่นวัดการทรุดตัว และตำแหน่งลานจอดเครื่องบิน



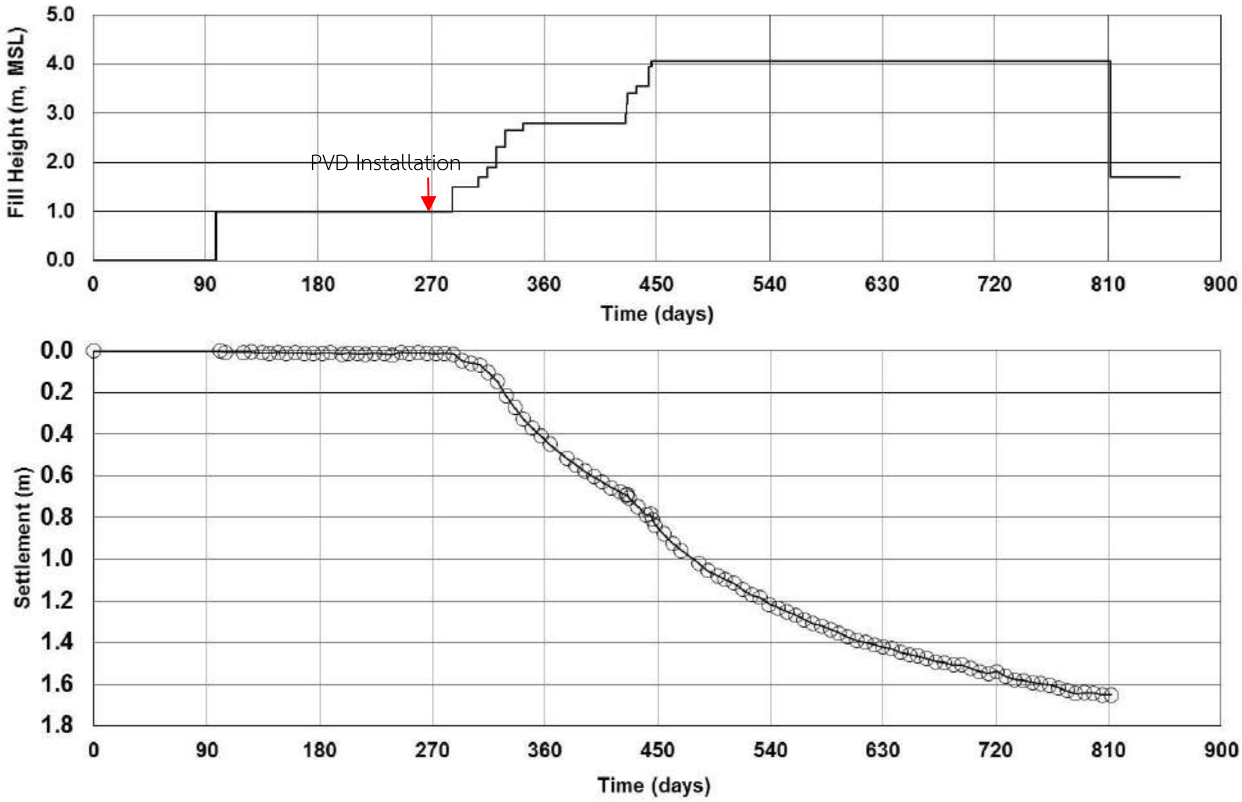
รูปที่ 2 รูปตัดทั่วไปของคันดินในโครงการและแผ่นวัดการทรุดตัว

สนามด้วยข้อมูลการทรุดตัวจากแผ่นวัดการทรุดตัวซึ่งมีการบันทึกค่าไว้โดยตลอด ตั้งแต่ช่วงติดตั้งเครื่องมือก่อนทำการปรับปรุงคุณภาพดินจนกระทั่งปรับปรุงคุณภาพดินเสร็จและนำน้ำหนักกดทับออก

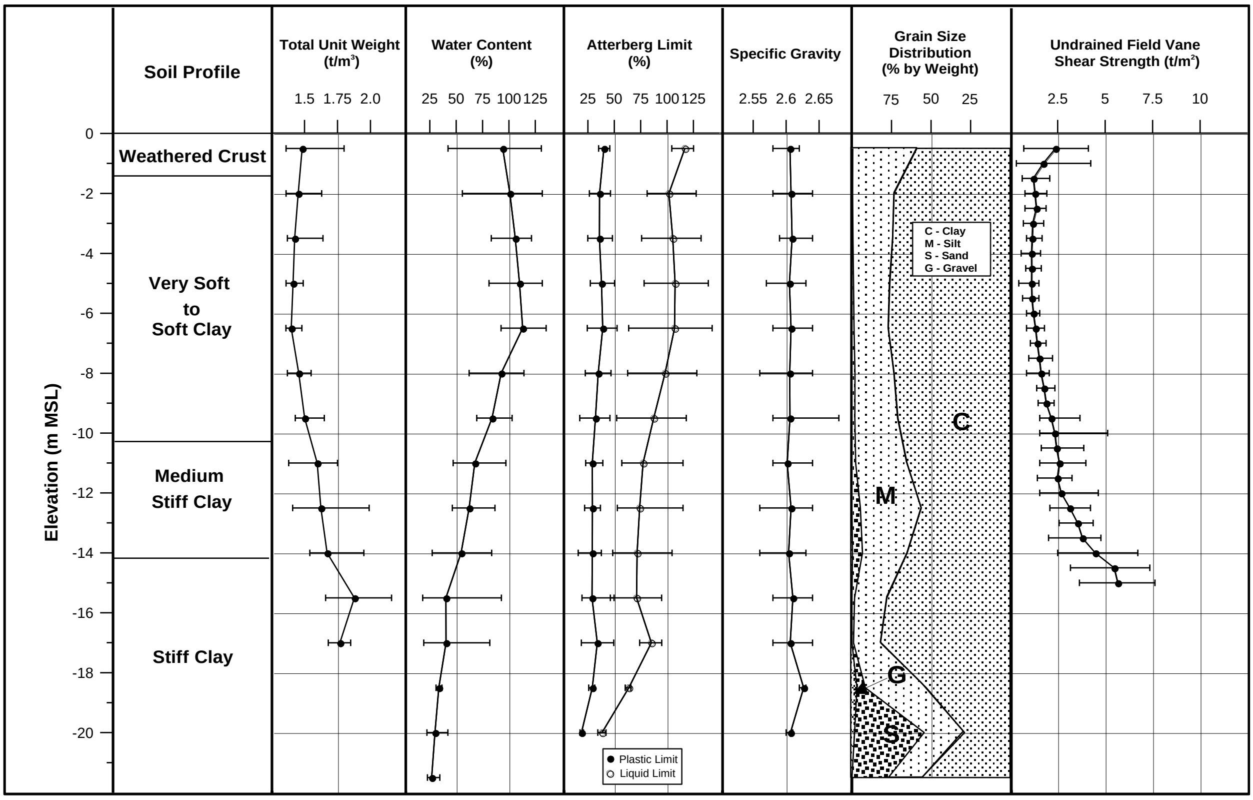
โครงการนี้เริ่มจากการปรับระดับสภาพดินเดิมให้อยู่ที่ระดับ 0.0 เมตรจากระดับน้ำทะเล ทั่วทั้งพื้นที่ปรับปรุงดิน จากนั้นพื้นที่ถูกปูทับด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ทั่วบริเวณ แล้วนำทรายมาถมสูงเป็นชั้น ๆ โดยแผ่นระบายน้ำแนวดิ่งจะถูกติดตั้งจากระดับชั้นทรายที่ถมสูง 1.0 เมตร จนถึงความลึกที่ระดับ -10 เมตรจากระดับน้ำทะเล ในรูปแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีระยะห่างกัน 1.0 เมตร และถมต่อไปจนถึงระดับ 1.5 เมตร จากระดับน้ำทะเล จะปูด้วยแผ่นใยสังเคราะห์อีกครั้ง แล้วถมต่อด้วยหินคลุกซึ่งใช้เป็นน้ำหนักกดทับในชั้นที่ 1 จนถึงระดับ 2.8 เมตร จากระดับน้ำทะเล จากนั้นรอเวลาอีก 3 เดือนเพื่อให้ชั้นดินเหนียวอ่อนมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นจึงถมหินคลุกต่อในชั้นที่ 2 จนถึงระดับ 3.8 เมตร จากระดับน้ำทะเล จากนั้นรอเวลาอีกประมาณ 6 เดือน ในพื้นที่ทั่วไป แต่บริเวณที่ใช้ในการศึกษานี้เป็นพื้นที่

บริเวณลานจอดเครื่องบินซึ่งรับน้ำหนักมากกว่าบริเวณทั่วไป ทำให้ต้องเพิ่มน้ำหนักกดทับในชั้นที่ 2 จากถึงระดับ 3.8 เมตร เป็น ระดับที่ประมาณ 4.1 เมตร หรือ มีน้ำหนักกดทับรวม 8.5 ตันต่อตารางเมตร ดังแสดงตำแหน่งในรูปที่ 1 และเพิ่มระยะเวลารอคอยจากอย่างน้อย 6 เดือน เป็นอย่างน้อย 9 เดือน ซึ่งเป็นโอกาสอันดีที่จะใช้พื้นที่นี้ในการศึกษาเนื่องจากใช้เวลาในการอ่านค่าแผ่นวัดการทรุดตัวนานกว่าพื้นที่อื่น ๆ โดยมีลักษณะเป็นคันดินดังแสดงในรูปที่ 2 โดยมีการติดตั้งแผ่นวัดการทรุดตัวที่ระดับ 1 เมตร จากระดับน้ำทะเล และเมื่อเสร็จสิ้นการปรับปรุงคุณภาพดินในแต่ละพื้นที่น้ำหนักกดทับหินคลุกเหล่านี้จะถูกนำกลับไปใช้ในพื้นที่อื่น ๆ อีก

รูปที่ 3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว และความสูงของคันดินถมกับเวลา ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จะถูกนำมาวิเคราะห์และตรวจสอบหาปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุด ดีกรีการอัดตัวคายน้ำ และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำในแนวราบด้วยวิธีของอาซาโอกะ [4] ซึ่งเป็นวิธีที่มีขั้นตอนไม่ยุ่งยากซับซ้อน และนิยมใช้กันทั่วโลก ปัจจัยที่มีผลต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดและดีกรีการอัดตัวคายน้ำได้แก่ ช่วงเวลาที่ใช้ในการประเมินหลังให้น้ำหนักกดทับสุดท้าย และช่วงห่างของข้อมูลที่ใช้ในการประเมิน ในการศึกษานี้ค่าต่าง ๆ ถูกประเมินที่ช่วงเวลา 6 9 และ 12 เดือนหลังจากให้น้ำหนักกดทับ โดยมีช่วงความห่างของข้อมูลตั้งแต่ 7 ถึง 56 วัน



รูปที่ 3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัว และความสูงของคันดินถมกับเวลาของแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059



รูปที่ 4 คุณสมบัติทั่วไปของชั้นดินในโครงการ

2. สภาพชั้นดิน

สภาพชั้นดินในโครงการก่อสร้างซึ่งตั้งอยู่บริเวณหนองงูเห่า อำเภอบางพลี จังหวัดสมุทรปราการ นั้นเกิดจากการฟอร์มตัวของสามเหลี่ยมแม่น้ำเจ้าพระยา พร้อมด้วยอิทธิพลการขึ้นลงของระดับน้ำทะเล การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลทำให้เกิดการสะสมและชะล้างของตะกอน ซึ่งทำให้อนุภาคขนาดเล็กถูกพัดพาขึ้นมาตกตะกอนอยู่ด้านบน โดยตัวการสำคัญที่ทำให้เกิดการลดต่ำลงของที่ราบเจ้าพระยาลงนั้นเป็นผลมาจากการเคลื่อนที่ของโครงสร้างเปลือกโลกในสมัย Tertiary ตอนปลาย และ วัฏจักรของการตกตะกอน [5]

การสำรวจดินในพื้นที่สนามบินนั้นมีการสำรวจอย่างต่อเนื่องในหลายช่วงตั้งแต่ปีพุทธศักราช 2515 โดยผลการสำรวจพบว่า ดินบริเวณหนองงูเห่ามีสภาพดินเป็นชั้นดินสม่ำเสมอ (Uniform) ตลอดพื้นที่โครงการซึ่งประกอบด้วยชั้นหน้าดิน (Weather crust) เกิดเนื่องจากวัฏจักรเปียกและแห้งของดินสลับกันพร้อมกับซีเมนต์ธรรมชาติมีความหนาประมาณ 1-2 เมตร โดยวางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่งเรียกว่า “ดินเหนียวกรุงเทพ (Bangkok clay)” จนถึงความลึกประมาณ 8-11 เมตร จากนั้นเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลางถึงแข็ง (Medium stiff to stiff clay) จนกระทั่งถึงความลึกประมาณ 20 เมตร การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกายภาพของดินตามความลึกนั้นเป็นผลมาจากการเพิ่มปริมาณของดินตะกอนทราย (Silt) หรือ ทรายละเอียด (Fine sand) และการลดลงของปริมาณดินเหนียว ระดับน้ำใต้ดินอยู่ที่ความลึกประมาณ 1.5 เมตร ใต้ชั้นดินเหนียวแข็งเป็นชั้นทรายแน่น(Dense sand) สลับกับชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) และดินทรายปนดินเหนียว (clayey Sand) จนถึงระดับความลึก 155 เมตร สำหรับชั้นดินที่จะปรับปรุงคุณภาพในโครงการนี้ได้แก่ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่อยู่ในชั้นตั้งแต่ความลึกที่ 1-2 เมตรจนถึงประมาณ 8-11 เมตรซึ่งมีปริมาณความชื้น (Water content) มากกว่า 100% และ ค่ากำลังรับแรงเฉือน (Undrained shear strength) ต่ำ (น้อยกว่า 2.5 ตันต่อตารางเมตร) คุณสมบัติทั่วไปของชั้นดินจนถึงความลึก 20 เมตร ได้สรุปไว้ในรูปที่ 4

3. การประเมินการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดและดีกรีการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธีอาซาโอกะ

วิธีอาซาโอกะ [4] ใช้ในการหาค่าการทรุดตัวสูงสุด และประเมินดีกรีการอัดตัวคายน้ำในโครงการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยด้วยวิธีแผ่นระบายน้ำแนวดิ่งร่วมกับน้ำหนักกดทับ วิธีอาซาโอกะสามารถหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบได้ด้วยการวิเคราะห์ย้อนกลับ

3.1 การทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดและดีกรีการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธีอาซาโอกะ

อาซาโอกะ [4] ได้เสนอวิธีแก้ปัญหาเกี่ยวกับการอัดตัวคายน้ำที่ใช้การระบายน้ำด้วยแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง โดยปรับเปลี่ยนวิธีของบาร์รอน [6] ซึ่งใช้สำหรับการอัดตัวคายน้ำที่ใช้การระบายน้ำตามแนวราบเพียงอย่างเดียว ขั้นตอนของอาซาโอกะทำได้โดยการสร้างเส้นตรงโดยสมมติให้พฤติกรรมดินเป็นไปตามสมมติฐานทฤษฎีการอัดตัวคายน้ำแบบหนึ่งมิติของเทอร์ซากิ

การใช้วิธีอาซาโอกะในงานปรับปรุงคุณภาพดินด้วยแผ่นระบายน้ำในแนวดิ่งพร้อมน้ำหนักกดทับได้ถูกทำการศึกษาโดยนักวิจัยหลายท่าน [7-11]

ขั้นตอนในการวิเคราะห์ด้วยวิธีอาซาโอกะ เริ่มต้นด้วยการสร้างกราฟการทรุดตัวกับเวลา ชุดค่าการทรุดตัว $S_1, S_2, ...S_i$ จะถูกเลือกขึ้นมา และ S_i คือ ค่าการทรุดตัวที่เวลาใด ๆ i และช่วงเวลาห่าง $\Delta t = (t_i - t_{i-1})$ ซึ่งคงที่ ลำดับต่อมาคือ การวาดจุดคู่อันดับ (S_{i-1}, S_i) ลงบนกราฟโดยค่า S_{i-1} เป็นค่าตามแนวแกน x และ S_i เป็นค่าตามแนวแกน y จุดเหล่านี้ควรเรียงตัวกันเป็นกราฟเส้นตรง ซึ่งนิยามได้ดังนี้

$$S_i = S_o + \beta S_{i-1} \quad (1)$$

ที่ซึ่ง S_o และ β คือค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับการเลือก ช่วงเวลาห่าง Δt

ค่าคงที่ β คือ ค่าความชันของกราฟเส้นตรง

ค่าการทรุดตัวสูงสุดสามารถทำนายได้จากจุดตัดระหว่างเส้นตรงนี้ กับเส้นที่ทำมุม 45° ในกรณีที่มีการถมน้ำหนักกดทับ เส้นตรงนี้จะเบี่ยงเข้าตัดเส้นที่ทำมุม 45° ซึ่งสามารถคำนวณได้จากจุดตัดของสองสมการเส้นตรงดังนี้

$$S_{ult} = \frac{S_o}{1-\beta} \quad (2)$$

จากค่าการทรุดตัวที่วัดได้ และค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ทำนายได้ ดีกรีการอัดตัวคายน้ำสามารถประมาณได้จาก

$$U_i\% = S_i/S_{ult} x100\% \quad (3)$$

ที่ซึ่ง S_{ult} คือ ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ทำนายได้ด้วยวิธีอาซาโอกะ และ $U_i\%$ คือ ค่าดีกรีการอัดตัวคายน้ำที่เวลาใด ๆ $t = t_i$

3.2 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบด้วยวิธีอาซาโอกะ

การหาค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวรัศมี (c_r) หาได้จากสมการของบาร์รอน [6] ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวที่มีความเครียดเท่ากัน (Equal-strain settlement) กับเวลา และต่อมาได้ถูกพัฒนาให้รวมผลกระทบจากการรบกวนของดิน (Smear) และจากแรงต้านการไหลของแผ่นระบายน้ำ (Well resistance) [12]ดังนี้

$$S_i = S_{ult}\left[1 - \exp\left(\frac{-8c_r t_i}{\mu d_e^2}\right)\right] \quad (4)$$

ที่ซึ่ง

$$\mu = F_n + F_s + F_r \quad (5)$$

โดยที่ F_n คือ ผลกระทบจากระยะห่างระหว่าง PVD สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (6)

$$F_n = \frac{n^2}{(n^2-1)} ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (6)$$

เมื่อ n คือ อัตราส่วนระหว่างระยะห่างกับระยะเส้นรอบรูปของแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง $= d_e/d_w$; $d_e = 1.13\, x$ ระยะห่างแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง สำหรับการติดตั้งแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัส; $d_e = 1.05\, x$ ระยะห่างแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง สำหรับ การติดตั้งแบบสามเหลี่ยม; $d_w = [2(a + b)]/\pi$,เมื่อ a คือ ความกว้าง และ b คือ ความหนาของแผ่นระบายน้ำแนวดิ่ง

F_s คือ ผลกระทบจากการรบกวนของดิน สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (7)

$$F_s = \left(\frac{k_r}{k_{r'}} - 1\right) ln(s) \quad (7)$$

เมื่อ k_r = สัมประสิทธิ์การซึมน้ำตามแนวรัศมี; k_r' = สัมประสิทธิ์การซึมน้ำตามแนวรัศมีในดินที่ถูกรบกวน; $s = d_s/d_w$; d_s = ความยาวเส้นผ่านศูนย์กลางของดินบริเวณที่ถูกรบกวน โดยที่ $d_s = 2d_m$ และ d_m = ความยาวเส้นผ่านศูนย์กลางของ Mandrel สามารถหาได้จากสมการที่ (8)

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} w \times l} \quad (8)$$

เมื่อ w = ความกว้างของ Mandrel และ l = ความยาวของ Mandrel

F_r คือ ผลกระทบจากแรงต้านการไหลของแผ่นระบายน้ำ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (9)

$$F_r = \pi \frac{2l^2 k_r}{3q_w} \quad (9)$$

เมื่อ q_w = อัตราการไหลของแผ่นระบายน้ำ คำนวณได้จากสมการที่ (10) [13]

$$q_w = 5l^2 k_r \quad (10)$$

เมื่อ l = ความยาวของแผ่นระบายน้ำ

พิจารณาการทรุดตัวเมื่อเวลาผ่าน $t = t_i$ (สมการที่ (4)) และ $t = t_{i-1}$ (สมการที่ (11))

$$S_{i-1} = S_{ult}\left[1 - \exp\left(\frac{-8c_r t_{i-1}}{\mu d_e^2}\right)\right] \quad (11)$$

จัดรูปสมการ (4) และ (11) ใหม่ และนำสมการมาหารกันเพื่อหาค่า β ซึ่งเป็นความชันของกราฟความสัมพันธ์ S_{i-1} กับ S_i ในสมการ (4) จะได้

$$\frac{S_{ult}-S_i}{S_{ult}-S_{i-1}} = \exp\left[\frac{-8c_h}{\mu d_e^2}(t_i - t_{i-1})\right] \quad (12)$$

แทนค่า β สำหรับความชัน และ ให้ $t_i - t_{i-1} = \Delta t$ จะได้

$$\ln \beta = \frac{-8c_h}{\mu d_e^2} \Delta t \quad (13)$$

และ

$$c_r = \frac{-\ln\beta d_e^2 \mu}{8\Delta t} \quad (14)$$

แทนค่า สมการที่ (14) ลงในสมการที่ (4) จะได้

$$S_i = S_{ult}\left[1 - \exp\left(\frac{\ln\beta t_i}{\Delta t}\right)\right] \quad (15)$$

4. การประเมินปัจจัยที่มีผลต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดและดีกรีการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธีอาซาโอกะ

ข้อมูลการทรุดตัวจากแผ่นวัดการทรุดตัวที่ถูกเลือกจำนวน 4 ชุดในบริเวณลานจอดเครื่องบินดังรูปที่ 1 จะถูกนำมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลกระทบต่อ การทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุด ดีกรีการอัดตัวคายน้ำ และสัมประสิทธิ์ตามแนวราบด้วยวิธีอาซาโอกะ โดยมีขั้นตอนดังนี้

1. นำข้อมูลการทรุดตัวกับเวลาในรูปที่ 3 มาเขียนความสัมพันธ์ในสมการที่ (1) จะได้ลักษณะกราฟดังรูปที่ 5 สำหรับแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 ด้วยช่วงห่างของข้อมูลที่แตกต่างกันในระยะเวลา 12 เดือน

2. นำกราฟเส้นตรงที่ได้มาลากต่อโดยประมาณ หรือ ใช้วิธีการสร้างสมการถดถอยเชิงเส้นจะได้สมการรูปแบบเดียวกับสมการที่ (1) และจุดที่เส้นตรงตัดกับเส้นที่ทำมุม 45° คือ ค่าการทรุดตัวสูงสุด ซึ่งสามารถหาได้จากการวัดในกราฟ หรือ แทนค่า S_o และ β ในสมการที่ (2) อีกทางหนึ่งด้วย

3. เปลี่ยนช่วงระยะห่างของข้อมูล และระยะเวลาที่ใช้อ่านข้อมูล ตามที่กำหนด ผลที่ได้แสดงในตารางที่ 1ถึง 4 สำหรับแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 SP-A2-018 SP-A3-115 และ SP-A4-040 ตามลำดับ

4. ดีกรีการอัดตัวคายน้ำคำนวณโดยใช้สมการที่ (3) ผลที่ได้แสดงในตารางที่ 1ถึง 4

5. สัมประสิทธิ์ตามแนวราบหาได้จากการนำความชัน β ในสมการ (1) มาแทนค่าในสมการที่ (14) โดยใช้

$d_e = 1.13$ เมตร สำหรับการติดตั้งแผ่นระบายน้ำแนวดิ่งในรูปแบบสี่เหลี่ยมจตุรัสระยะห่างด้านละ 1 เมตร

$d_w = [2(a + b)]/\pi = [2(98mm + 4\ mm)]/\pi = 65$ มิลลิเมตร $= 0.065$ เมตร สำหรับ แผ่นระบายน้ำแนวดิ่งที่มีความกว้าง 98 มิลลิเมตร และ ความหนา 4 มิลลิเมตร

$n = d_e/d_w = 17.4$ แทนค่าในสมการที่ (6) จะได้ $F_n = 2.12$

$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} w \times l} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 0.045 \times 0.125} = 0.085$ เมตร สำหรับ Mandrel ที่มีขนาดความกว้าง 45 มิลลิเมตร และยาว 125 มิลลิเมตร

$d_s = 2d_m = 2(0.085) = 0.17$ เมตร

$s = d_s/d_w = 0.17/0.065 = 2.6$

ใช้ $k_r/k_r' = 5$ จากงานวิจัยของหลินและคณะ [14] แทนค่าในสมการที่ (7) จะได้ $F_s = 3.83$

$F_r = \pi \frac{2l^2 k_r}{3q_w} = \pi \frac{2l^2 k_r}{3 \times 5 l^2 k_r} = 0.42$ แทนค่าในสมการที่ (5) จะได้

$\mu = 6.36$

Δt = ช่วงห่างของข้อมูลที่นำมาวาดกราฟ

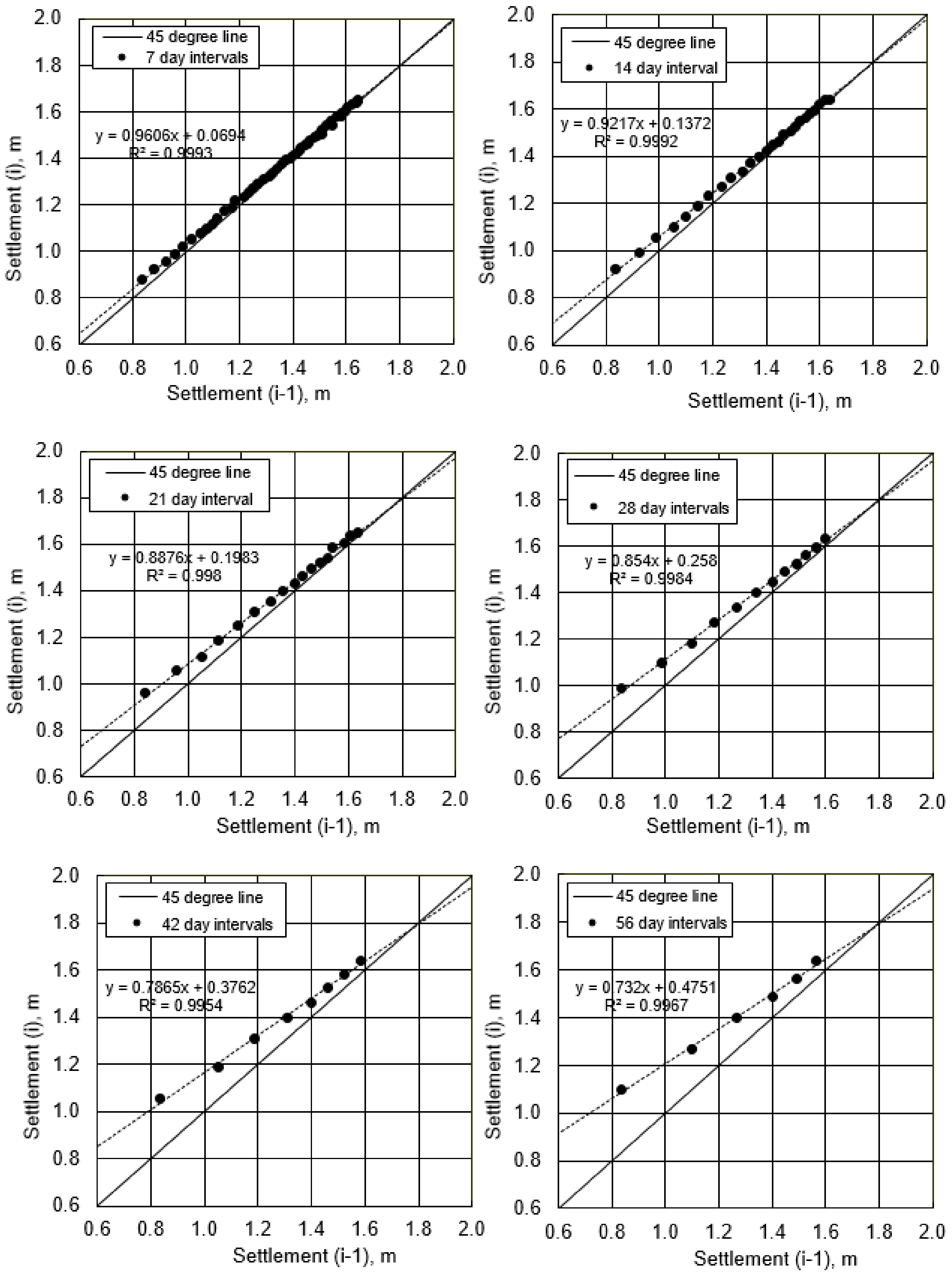
ค่าสัมประสิทธิ์ตามแนวราบจากการคำนวณได้จากสมการที่ (14) และถูกแสดงไว้ในตารางที่ 1 ถึง 4

6. นอกจากนี้วิธีอาซาโอกะยังสามารถวิเคราะห์ย้อนกลับ แล้วสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างเวลาและการทรุดตัวขึ้นใหม่ได้จากสมการที่ (15) ซึ่งในสมการนี้จะเห็นได้ว่า การทรุดตัวที่เกิดขึ้นจะขึ้นอยู่กับค่าความชัน β ในสมการ (1) และ ช่วงห่างเวลา Δt ที่เลือกข้อมูลเท่านั้น โดยไม่ได้ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ μ หรือ c_r ในการคำนวณเลย ผลจากการคำนวณย้อนกลับในช่วงน้ำหนักกดทับชั้นสุดท้าย แสดงในรูปที่ 6 และ 7 สำหรับแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059

4.1 ช่วงเวลา และช่วงห่างของข้อมูลที่ใช้ประเมิน

จากตารางที่ 1 ถึง 4 สำหรับทุกแผ่นวัดการทรุดตัว และการเปรียบเทียบการทรุดตัวกับเวลาของแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 ในรูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่า ช่วงเวลาที่นานกว่า (12 เดือนหลังจากให้น้ำหนักกดทับ) จะให้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่เพิ่มขึ้น และเป็นผลให้มีค่าดีกรีการอัดตัวคายน้ำที่ลดลง ทั้งนี้เนื่องมาจากความชันของเส้นแนวโน้มลดลง โดยค่าการทรุดตัวสูงสุดของแต่ละพื้นที่จะไม่เท่ากันซึ่งเป็นไปตามสภาพธรรมชาติของชั้นดินที่ โดยมีค่าตั้งแต่ 1.57 เมตร ถึง 2.00 เมตร

สำหรับช่วงห่างของข้อมูลไม่มีผลต่อค่าการทรุดตัวสูงสุดดังเห็นได้จากค่าในตาราง และ รูปที่ 7 ที่แสดงให้เห็นว่า ช่วงห่างของข้อมูลในแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 ตั้งแต่ 7 ถึง 56 วัน ให้กราฟค่าการทรุดตัวกับเวลาเกือบจะเป็นเส้นเดียวกัน



รูปที่ 5 กราฟที่วาดด้วยวิธีอาซาโอกะที่ช่วงห่างของข้อมูลแตกต่างกันในระยะเวลา 12 เดือนของแผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่คำนวณได้ช่วงระยะเวลาและระยะห่างต่าง ๆ กันจากแผ่นการทรุดตัว SP-A1-059

Time after Final Surcharge	Parameters	Time Interval (days)					
		7	14	21	28	42	56
6 months	β	0.9506	0.9042	0.8622	0.8264	0.7409	0.6906
	S_0	0.0806	0.1566	0.2263	0.2880	0.4245	0.5179
	R^2	0.9990	0.9984	0.9966	0.9976	0.9916	0.9979
	$S_{ult\ (m)}$	1.631	1.635	1.643	1.659	1.638	1.674
	$S_{i(m)}$	1.410	1.410	1.410	1.410	1.410	1.410
	$U_i\%$	86.4	86.3	85.8	85.0	86.1	84.2
	C_h (m^2/yr)	2.68	2.66	2.62	2.52	2.64	2.45
9 months	β	0.9561	0.9143	0.8707	0.8344	0.7568	0.7004
	S_0	0.0746	0.1457	0.2173	0.2797	0.4083	0.5084
	R^2	0.9993	0.9990	0.9982	0.9988	0.9956	0.9987
	$S_{ult\ (m)}$	1.700	1.700	1.680	1.689	1.679	1.697
	$S_{i(m)}$	1.548	1.548	1.548	1.548	1.548	1.548
	$U_i\%$	91.1	91.1	92.1	91.7	92.2	91.2
	C_h (m^2/yr)	2.38	2.37	2.44	2.39	2.46	2.36
12 months	β	0.9606	0.9217	0.8876	0.8540	0.7865	0.7320
	S_0	0.0694	0.1372	0.1983	0.2580	0.3762	0.4751
	R^2	0.9993	0.9992	0.9980	0.9984	0.9954	0.9967
	$S_{ult\ (m)}$	1.761	1.752	1.764	1.767	1.762	1.773
	$S_{i(m)}$	1.652	1.652	1.652	1.652	1.652	1.652
	$U_i\%$	93.8	94.3	93.6	93.5	93.8	93.2
	C_h (m^2/yr)	2.13	2.16	2.10	2.09	2.12	2.06

ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่คำนวณได้ช่วงระยะเวลาและระยะห่างต่าง ๆ กันจากแผ่นการทรุดตัว SP-A2-018

Time after Final Surcharge	Parameters	Time Interval (days)					
		7	14	21	28	42	56
6 months	β	0.9489	0.9112	0.8676	0.8293	0.7623	0.7266
	S_0	0.0886	0.1605	0.2383	0.3081	0.4336	0.5186
	R^2	0.9990	0.9985	0.9986	0.9938	0.9994	0.9991
	$S_{ult\ (m)}$	1.733	1.808	1.800	1.805	1.824	1.897
	$S_{i(m)}$	1.502	1.502	1.502	1.502	1.502	1.502
	$U_i\%$	86.7	83.1	83.5	83.2	82.3	79.2
	C_h (m^2/yr)	2.78	2.46	2.50	2.48	2.39	2.11
9 months	β	0.9551	0.9132	0.8714	0.8334	0.7639	0.7123
	S_0	0.0816	0.1582	0.2339	0.3034	0.4316	0.5332
	R^2	0.9992	0.9993	0.9992	0.9970	0.9994	0.9991
	$S_{ult\ (m)}$	1.817	1.822	1.819	1.821	1.828	1.853
	$S_{i(m)}$	1.656	1.656	1.656	1.656	1.656	1.656
	$U_i\%$	91.1	90.9	91.1	90.9	90.6	89.4
	C_h (m^2/yr)	2.43	2.40	2.43	2.41	2.38	2.24
12 months	β	0.9601	0.9213	0.8849	0.8456	0.7797	0.7271
	S_0	0.0755	0.1484	0.2177	0.2891	0.4136	0.5169

	R^2	0.9994	0.9994	0.9991	0.9979	0.9990	0.9990
	S_{ult} (m)	1.892	1.886	1.891	1.872	1.878	1.894
	$S_{i(m)}$	1.774	1.774	1.774	1.774	1.774	1.774
	U_i%	93.8	94.1	93.8	94.7	94.5	93.7
	C_h (m^2/yr)	2.15	2.17	2.16	2.22	2.19	2.11

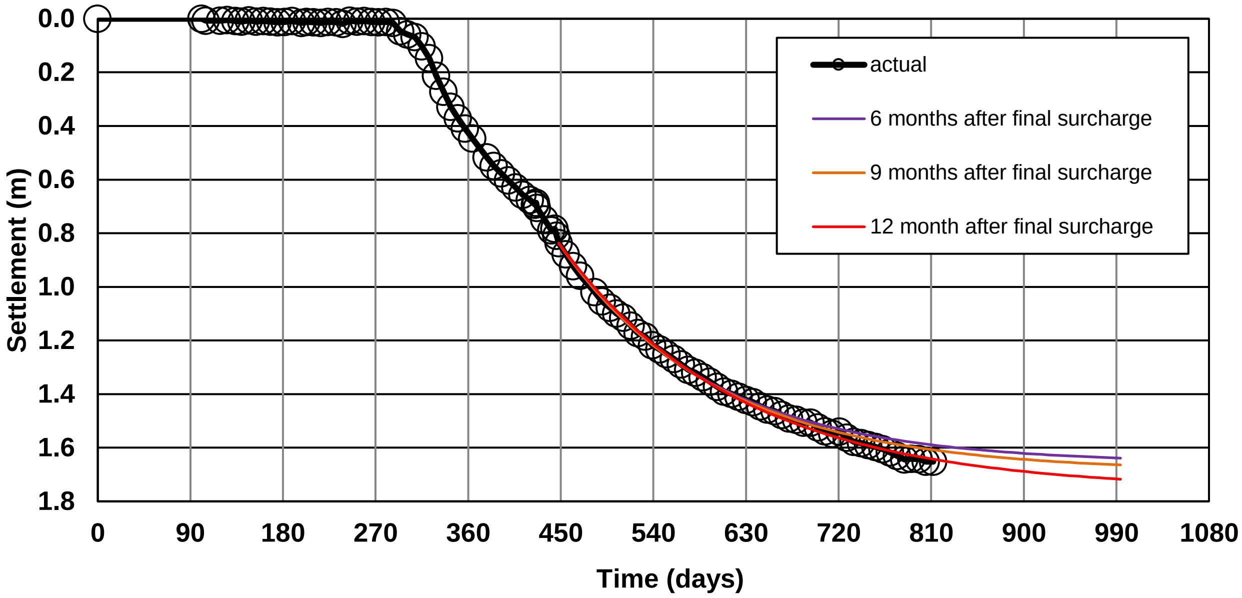
ตารางที่ 3 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่คำนวณได้ช่วงระยะเวลาและระยะห่างต่าง ๆ กันจากแผ่นการทรุดตัว SP-A3-115

Time after Final Surcharge	Parameters	Time Interval (days)					
		7	14	21	28	42	56
6 months	β	0.9484	0.9028	0.8589	0.8266	0.7394	0.6854
	S_0	0.0811	0.1542	0.2251	0.2813	0.4168	0.5116
	R^2	0.9987	0.9986	0.9996	0.9996	0.9991	1.0000
	S_{ult} (m)	1.572	1.586	1.596	1.622	1.599	1.626
	$S_{i(m)}$	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375	1.375
	U_i%	87.5	86.7	86.2	84.8	86.0	84.6
	C_h (m^2/yr)	2.80	2.71	2.68	2.52	2.66	2.50
9 months	β	0.9562	0.9177	0.8751	0.8386	0.7610	0.6881
	S_0	0.0730	0.1389	0.2088	0.2692	0.3964	0.5091
	R^2	0.9990	0.9985	0.9992	0.9991	0.9988	1.0000
	S_{ult} (m)	1.667	1.688	1.672	1.668	1.658	1.632
	$S_{i(m)}$	1.519	1.519	1.519	1.519	1.519	1.519
	U_i%	91.1	90.0	90.9	91.1	91.6	93.1
	C_h (m^2/yr)	2.37	2.27	2.35	2.33	2.41	2.47
12 months	β	0.9609	0.9245	0.8880	0.8569	0.7845	0.7324
	S_0	0.0678	0.1315	0.1948	0.2493	0.3724	0.4656
	R^2	0.9993	0.9990	0.9990	0.9989	0.9977	0.9966
	S_{ult} (m)	1.734	1.742	1.739	1.742	1.728	1.740
	$S_{i(m)}$	1.624	1.624	1.624	1.624	1.624	1.624
	U_i%	93.6	93.2	93.4	93.2	94.0	93.3
	C_h (m^2/yr)	2.11	2.08	2.10	2.04	2.14	2.06

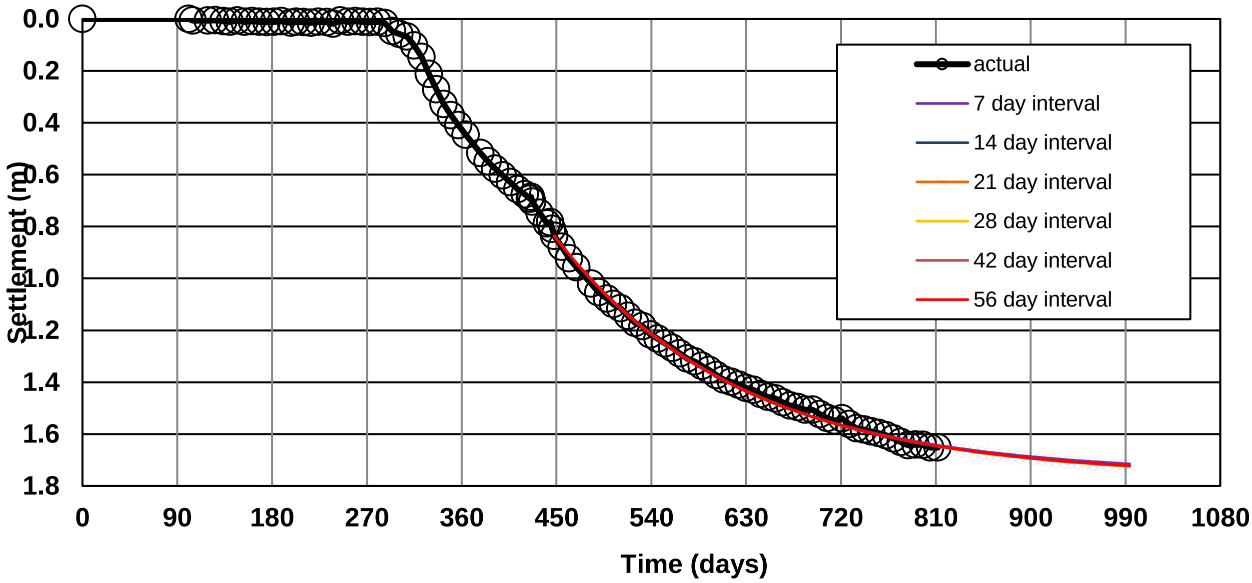
ตารางที่ 4 ค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ที่คำนวณได้ช่วงระยะเวลาและระยะห่างต่าง ๆ กันจากแผ่นการทรุดตัว SP-A4-040

Time after Final Surcharge	Parameters	Time Interval (days)					
		7	14	21	28	42	56
6 months	β	0.9457	0.8920	0.8430	0.7903	0.7149	0.6384
	S_0	0.0980	0.1937	0.2816	0.3734	0.5137	0.6515
	R^2	0.9990	0.9990	0.9942	0.9908	0.9830	0.9739
	S_{ult} (m)	1.805	1.793	1.794	1.781	1.802	1.802
	$S_{i(m)}$	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600
	U_i%	88.6	89.2	89.2	89.9	88.8	88.8
	C_h (m^2/yr)	2.95	3.02	3.01	3.11	2.96	2.97
9 months	β	0.9533	0.9121	0.8661	0.8225	0.7530	0.6760
	S_0	0.0886	0.1690	0.2538	0.3353	0.4694	0.6097
	R^2	0.9993	0.9983	0.9969	0.9951	0.9908	0.9837
	S_{ult} (m)	1.898	1.923	1.895	1.889	1.900	1.882

	$S_{i(m)}$	1.736	1.736	1.736	1.736	1.736	1.736
	$U_i\%$	91.5	90.3	91.6	91.9	91.3	92.3
	C_h (m^2/yr)	2.53	2.43	2.54	2.58	2.50	2.59
12 months	β	0.9606	0.9223	0.8864	0.8494	0.7853	0.7266
	S_0	0.0791	0.1556	0.2277	0.3010	0.4294	0.5487
	R^2	0.9996	0.9990	0.9981	0.9970	0.9943	0.9916
	$S_{ult\ (m)}$	2.007	2.002	2.004	1.998	2.000	2.007
	$S_{i(m)}$	1.911	1.911	1.911	1.911	1.911	1.911
	$U_i\%$	95.2	95.5	95.4	95.6	95.6	95.2
	C_h (m^2/yr)	2.13	2.14	2.13	2.16	2.13	2.11



รูปที่ 6 การทรุดตัวโดยการคำนวณย้อนกลับที่แผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 ในช่วงข้อมูลห่าง 28 วัน สำหรับช่วงเวลา 6 9 และ 12 เดือนหลังจากมีน้ำหนักกดทับขั้นสุดท้าย



รูปที่ 7 การทรุดตัวโดยการคำนวณย้อนกลับที่แผ่นวัดการทรุดตัว SP-A1-059 สำหรับช่วงเวลา 12 เดือนหลังจากมีน้ำหนักกดทับขั้นสุดท้าย

อย่างไรก็ตามช่วงห่างของข้อมูลที่เวลาสั้น ๆ เช่น 7 วัน มีจำนวนข้อมูลที่มากทำให้ยากในการสร้างเส้นแนวโน้มที่ถูกต้อง ส่วนช่วงห่างของข้อมูลที่เวลายาว ๆ เช่น 42 วัน หรือ 56 วัน ต้องอาศัยช่วงเวลาที่อ่านค่านานเพียงพอเพื่อให้จำนวนข้อมูลในการสร้างเส้นแนวโน้มเพียงพอ

จากกราฟในรูปที่ 6 และ 7 ที่ได้จากการคำนวณย้อนกลับแสดงให้เห็นว่า สมการที่ใช้คำนวณ กับข้อมูลที่ได้จากในสนามมีความสอดคล้องกัน โดยหากยิ่งมีระยะเวลาการอ่านค่าที่นาน จะให้ข้อมูลที่สอดคล้องกับในสนามมากขึ้นเท่านั้น ในรูปที่ 6 สมการที่ได้จากระยะเวลาอ่าน 12 เดือนหลังจากมีน้ำหนักกดทับในเส้นสีแดง จะให้ความสอดคล้องมากที่สุด ตามด้วยระยะเวลาการอ่าน 9 เดือน และ 6 เดือนในเส้นสีส้ม และสีม่วง ตามลำดับ

4.2 ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบด้วยการวิเคราะห์ย้อนกลับ

ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบถูกแสดงไว้ในตารางที่ 1 ถึง 4 พบว่า มีค่าอยู่ระหว่าง 2.06 ถึง 3.11 ตารางเมตรต่อปี โดยเมื่อระยะเวลาอ่านข้อมูลนานขึ้นค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบจะลดลง ทั้งนี้เนื่องจากค่าความชันของเส้นแนวโน้มลดลงเมื่อระยะเวลาอ่านมากขึ้น เช่นเดียวกันกับค่าการทรุดตัวสูงสุด ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบจะไม่ขึ้นอยู่กับช่วงห่างของข้อมูล มีข้อสังเกตว่า หากใช้ค่า μ ซึ่งเป็นผลรวมของผลกระทบที่เกิดจาก ระยะห่างของแผ่นระบายน้ำ การรบกวนของดิน และ แรงต้านการไหลของแผ่นระบายน้ำที่แตกต่างกัน หรือ พิจารณาเฉพาะผลกระทบที่เกิดจากปัจจัยบางตัวซึ่งจะทำให้ ค่า μ แตกต่างกันจะส่งผลให้ได้ค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบที่แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญตามสัดส่วน

5. บทสรุป

การศึกษานี้มุ่งศึกษาปัจจัยต่าง ๆ ที่มีผลต่อการประเมินดีกรีการอัดตัวคายน้ำสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยวิธีอาซาโอกะ ผลจากการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้

1. ด้วยวิธีอาซาโอกะ ช่วงเวลาของการอ่านข้อมูลที่นานขึ้น จะทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดมากขึ้น ส่งผลให้ได้ค่าดีกรีการอัดตัวคายน้ำลดลง และค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบลดลง

2. ช่วงระยะห่างของข้อมูลไม่ส่งผลต่อการทำนายค่าการทรุดตัวสูงสุดและค่าสัมประสิทธิ์การอัดตัวคายน้ำตามแนวราบ

3. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับเวลาสามารถสร้างได้โดยง่ายจากคำนวณย้อนหลัง ซึ่งหากระยะเวลาอ่านข้อมูลมากก็จะให้ผลที่สอดคล้องกับข้อมูลในสนามมาก

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนลำดับที่ 1 ขอขอบคุณ Mr. Lin, P.C. กลุ่มบริษัทที่ปรึกษา เอ็ม เอ เอ และ Dr. Seah, T. H. บริษัท Alfageotech สำหรับการให้คำปรึกษาขณะก่อสร้างโครงการ และขอขอบคุณ คุณศราวุธ สืบไชยวังบริษัท บริษัท เอเชี่ยน เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแต้นส์ สำหรับการอนุเคราะห์แบบก่อสร้างโครงการ

เอกสารอ้างอิง

[1] Ruenkrairergsa, T., Lin, P. C. and Sunantapongsak, S. (2001). Performance of PVD road embankment on soft Bangkok clay. *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Istanbul, Turkey, 27 - 31 August 2001, pp. 2179-2182.

[2] Suzuki, K. (2000). Supervision records of soft ground improvement for OBRR (Eastern Portion), *Proceeding of the 3rd Seminar on Ground Improvement in Highways, Department of Highways and Japan International Cooperation Agency*, Bangkok, Thailand, Vol. II, pp 7.

[3] สินาด โกศลานันท์ และ เพน ชิ หลิน (2552). กรณีศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินสนามบินสุวรรณภูมิ. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14, นครราชสีมา, 13-15 พฤษภาคม 2552, หน้า 305-310.

[4] Asaoka, A. (1978). Observation procedure of settlement prediction. *Soil and Foundations*, 18(4), pp. 87-101.

[5] Muktabhant, C., Teerawong, P. and Tengamuuay, V. (1966). *Engineering properties of Bangkok subsoils*. Report, Chulalongkorn University, Bangkok Thailand.

[6] Barron, R. A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113, pp. 718-742.

[7] Seah, T.H., Tangthansup, B. and Wongsatian, P. (2004). Horizontal coefficient of consolidation of soft Bangkok clay. *Geotechnical Testing Journal*, 27(5), pp. 1-10.

[8] Bergado, D.T. Alfaro, M.C. and Balasubramaniam, A. S. (1993). Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains, Geotextiles and Geomembranes. 12, pp. 615-663.

[9] Arulrajah, A. and Bo, M.W. (2008). Factors affecting consolidation related prediction of Singapore marine clay by observational methods. *Geotech Geol Eng*, 26, pp. 417-430.

[10] Mesri, G. and Huvaj-Sarihan, N. (2009). The Asaoka method revisited. *Proceedings of the seventeenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Alexandria, Egypt, 5-9 October 2009, pp. 131-134.

[11] Orleach, P. (1983). *Techniques to evaluate the field performance of vertical drains*. M.Sc. Thesis, MIT, USA.

[12] Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proceedings of the tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)*, Stockholm, Sweden, 15-19 June, 1981 pp. 677-682.

[13] กนกอร กันณรงค์ (2558) *การวิเคราะห์การทรุดตัวชั้นดินเหนียวกรณีไม่มีและมีการปรับปรุงคุณภาพด้วยระบบระบายน้ำตามแนวดิ่ง*. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[14] Lin, D.G., Liu, W.T., Lin, P.C. (2006). Numerical analyses of PVD improved ground at reference section of second Bangkok International Airport. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of the Second Bangkok International (Suvarnabhumi) Airport in Thailand.* Southeast Asian Geotechnical Society (SEAGS), Bangkok, Thailand, pp. 67–88.

การประเมินความแม่นยำของแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model) ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า

Accuracy assessment of Antecedent Precipitation Model (AP-Model) for landslide early warning system

สลิลยา เศษเพ็ง[1] เทพไท ไชยทอง[2] และ สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
*Corresponding author; E-mail address: salinya.se@ku.th

บทคัดย่อ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พัฒนาเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ จากการรวบรวมตำแหน่งและข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ตกจริงในช่วงเวลาเกิดเหตุการณ์ดินถล่มในอดีตมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันที่นำไปใช้ในแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใช้คาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า โดยแบบจำลอง AP-Model นั้นวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF (Weather Research and Forecasting Model) ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) เข้าสู่กระบวนการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันเปรียบเทียบกับเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ จากการวิเคราะห์ของแบบจำลองในข้างต้นแสดงให้เห็นถึงข้อจำกัดในการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝน เนื่องจากแบบจำลอง AP-Model ใช้ปริมาณน้ำฝนของแบบจำลอง WRF ซึ่งมีความถูกต้องอยู่ที่ร้อยละ 69 ในการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้า ด้วยข้อจำกัดนี้อาจจะส่งผลให้แบบจำลอง AP-Model มีความแม่นยำในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มลดลง ดังนั้น บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความแม่นยำในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้าด้วยวิธี ROC โดยเปรียบเทียบข้อมูลพื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากการแบบจำลอง AP-Model และข้อมูลสถิติของเหตุการณ์เกิดดินถล่มในพ.ศ. 2557 ถึงพ.ศ. 2562 จากการประเมินความถูกต้อง พบว่า Area Under Curve (AUC) สำหรับการเตือนภัยดินถล่มในพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มในช่วงร้อยละ 20-50 (ระดับเตรียมพร้อมรับมือ พื้นที่สีเหลือง) เท่ากับ 0.736 อยู่ในระดับ ดี และ AUC สำหรับการเตือนภัยดินถล่มในพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 (ระดับอพยพ พื้นที่สีแดง) เท่ากับ 0.639 อยู่ในระดับ ปานกลาง

คำสำคัญ: ความแม่นยำ, เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติ, แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ AP-Model

Abstract

Geotechnical Engineering Research and Development Center (GERD), Faculty of Civil Engineering, Kasetsart University has developed a Critical Rainfall Threshold by studying various landslide location and collecting rainfall data from events to create the relationship between rainfall accumulated in 3 days and rainfall on the day of landslide incident. The threshold uses Antecedent Precipitation Model (AP-Model) to analyze landslide susceptibility areas. The AP-Model creates a map for landslide early warning system. The model is analyzed by the use of predictive rainfall dataset of the Weather Research and Forecasting Model (WRF) by Hydro Informatics Institute to calculate a cumulative rainfall of 3 days and compare it with the Critical Rainfall Threshold. The limitation of the rainfall dataset usage affects the model because the predictive rainfall dataset of WRF model is only 69 percent accurate. This limitation may reduce accuracy of AP-model for landslide early warning system. Therefore, the purpose of this research is to evaluate the accuracy of the AP-Model for landslide early warning system by ROC method and comparing statistical data of landslide with simulate landslide susceptibility areas of the AP-model during 2014 to 2019. This result shows that area under curve (AUC) of landslide probability 20-50% and more than 50% is 0.736 and 0.639 that means good and medium respectively.

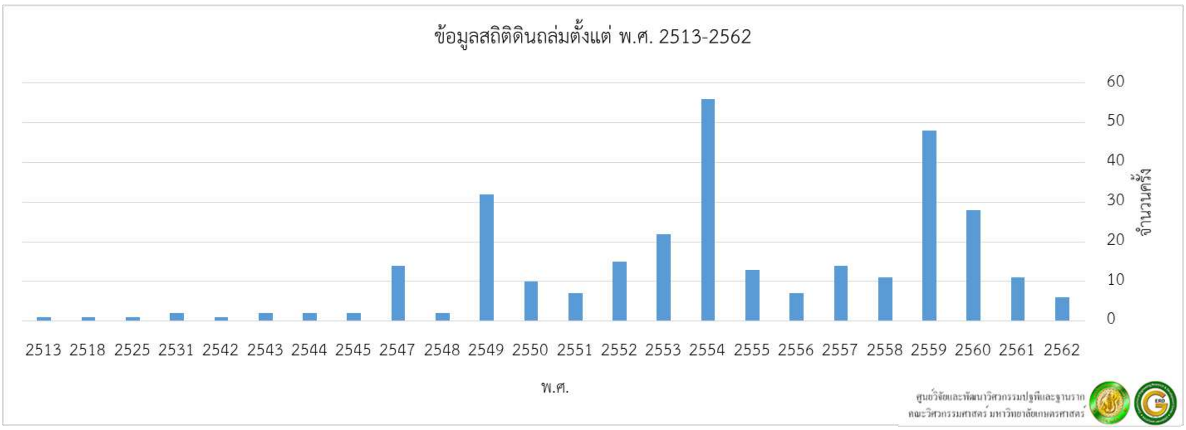
Keywords: Accuracy, Critical Rainfall Envelope, Antecedent Precipitation Model (AP-Model)

1. คำนำ

พิบัติภัยดินถล่มสร้างความเสียหายและสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก ประเทศไทยมีเหตุพิบัติภัยดินถล่มเกิดขึ้นในหลายพื้นที่และเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง[1] ซึ่งปัจจัยที่มีผลต่อการเกิดพิบัติดินถล่มได้แก่ ความลาดชันของพื้นที่ การใช้ประโยชน์ที่ดินในพื้นที่และการเปลี่ยนแปลงลาดดินโดยมนุษย์ รวมทั้งปัจจัยที่สำคัญที่สุดต่อการเกิดดินถล่มคือปริมาณน้ำฝนเนื่องจากประเทศไทยตั้งอยู่ในพื้นที่มรสุมเขตร้อน ส่งผลให้หลายพื้นที่มีโอกาสเกิดดินถล่มได้ง่ายเพราะประเทศไทยมีปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีเฉลี่ย 1,572.5 มิลลิเมตร โดยเฉพาะบริเวณภาคใต้ที่มีบางพื้นที่มีปริมาณน้ำฝนรายปีสูงถึง 4,000 มิลลิเมตร[2] จากสถิติเหตุการณ์ดินถล่มที่เกิดขึ้นในประเทศไทยในอดีตพบว่าส่วนใหญ่เกิดขึ้นในช่วงเวลาที่เกิดฝนตกหนักติดต่อกันหลายวันโดยเกิดจากฝนที่ตกตามฤดูกาลรวมถึงฝนที่ตกนอกฤดูกาลที่ส่งผลให้เกิดฝนตกมากกว่าปกติ ดังเช่นในวันที่ 29 มีนาคม พ.ศ.2554 เกิดดินถล่มบริเวณเทือกเขาพนมเบญจา พื้นที่บ้านต้นหาร และบ้านห้วยแก้ว ตำบลหน้าเขา อ.เขาพนม จ.กระบี่ ซึ่งมีปริมาณน้ำฝนสะสมตั้งแต่วันที่ 26-29มีนาคม พ.ศ.2554 อยู่ที่ 410 มิลลิเมตรโดยประมาณ ส่งผลให้พื้นที่การเกษตรเสียหายจำนวนมาก รูปที่ 1 แสดงจำนวนเหตุการณ์ดินถล่มในอดีต

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พัฒนาแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) ภายใต้ความร่วมมือกับกรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม โดยใช้ข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF) ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) โดยแบบจำลอง AP-Model จะทำการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า 3 วันเพื่อใช้เตือนภัยแก่ประชาชนที่อยู่ในพื้นที่

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อการประเมินความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่ระดับอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากแบบจำลอง AP-Model โดยเปรียบเทียบกับเหตุการณ์ดินถล่มที่เกิดขึ้นจริงด้วยวิธี Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve ทั้งนี้เพื่อการพัฒนาให้แบบจำลองมีประสิทธิภาพและความแม่นยำในการเตือนภัยดินถล่มมากขึ้น

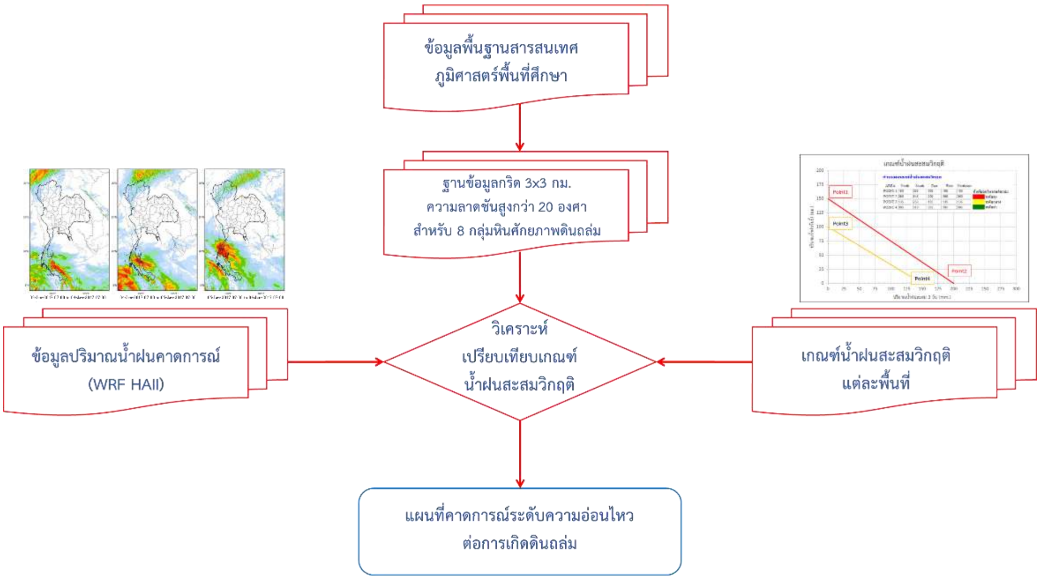


รูปที่ 1 ข้อมูลสถิติดินถล่มตั้งแต่พ.ศ. 2547-2562

2. แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model)

แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) เป็นแบบจำลองที่ใช้เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติและปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ในการเตือนภัยดินถล่มล่วงหน้า โดยแบบจำลองได้สร้างฐานข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ประกอบด้วยข้อมูลความลาดชัน (Slope angle) สำหรับ 8 กลุ่มชุดหินศักยภาพดินถล่มที่มีความละเอียดของกริดขนาด 3x3 กม. ร่วมกับข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้า 3 วันจากระบบคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลองWRF โดยสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ที่มีความละเอียดของกริดขนาด3x3 กม. เข้าสู่กระบวนการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสมเปรียบเทียบกับเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold) ของแต่ละภูมิภาค[3] จากนั้นแสดงผลการประเมินแผนที่ของระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม รูปที่2 แสดงขั้นตอนการวิเคราะห์ของ AP-Model

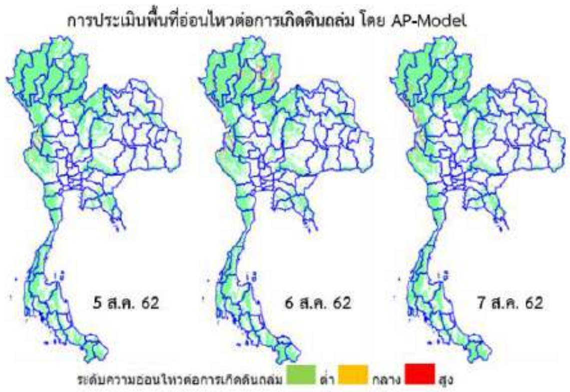
แบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มออกมาในรูปแบบของแผนที่ โดยแผนที่แสดงระดับความอ่อนไหว ดังนี้ ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มต่ำ มีโอกาสเกิดดินถล่มต่ำกว่าร้อยละ 20 แสดงเป็นสีเขียว หมายถึง ปลอดภัย ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มปานกลาง มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 แสดงเป็นสีเหลือง หมายถึง เตรียมพร้อมรับมือ และ ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มสูง มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 แสดงเป็นสีแดง หมายถึง อพยพ ดังตารางที่1 และตัวอย่างแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มแสดง ดังรูปที่3 สามารถติดตามข้อมูลได้ที่ http://gerdmodel.ku.ac.th/dmrweb/index.php และทางแอปพลิเคชั่น “LandslideWarning.Thai”



รูปที่ 2 ขั้นตอนการวิเคราะห์ AP-Model[3]

ตารางที่ 1 ความหมายที่แสดงในแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม

สีบนแผนที่	ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม	โอกาสเกิดดินถล่ม (%)	ความหมาย
	ต่ำ	ต่ำกว่า 20	ปลอดภัย : พื้นที่มีโอกาสเกิดดินถล่มน้อย
	ปานกลาง	20 - 50	เตรียมพร้อมรับมือ : โอกาสเกิดดินถล่มปานกลาง หากยังมีฝนตกหนักต่อเนื่องควรติดตามปริมาณน้ำฝน อาจเกิดดินไหลตามลาดดินตัด เช่น ไหล่ทาง
	สูง	มากกว่า 50	อพยพ : โอกาสเกิดดินถล่มสูง ต้องเฝ้าติดตามค่าปริมาณน้ำฝนอย่างใกล้ชิด หรือตัดสินใจอพยพเพื่อความปลอดภัย

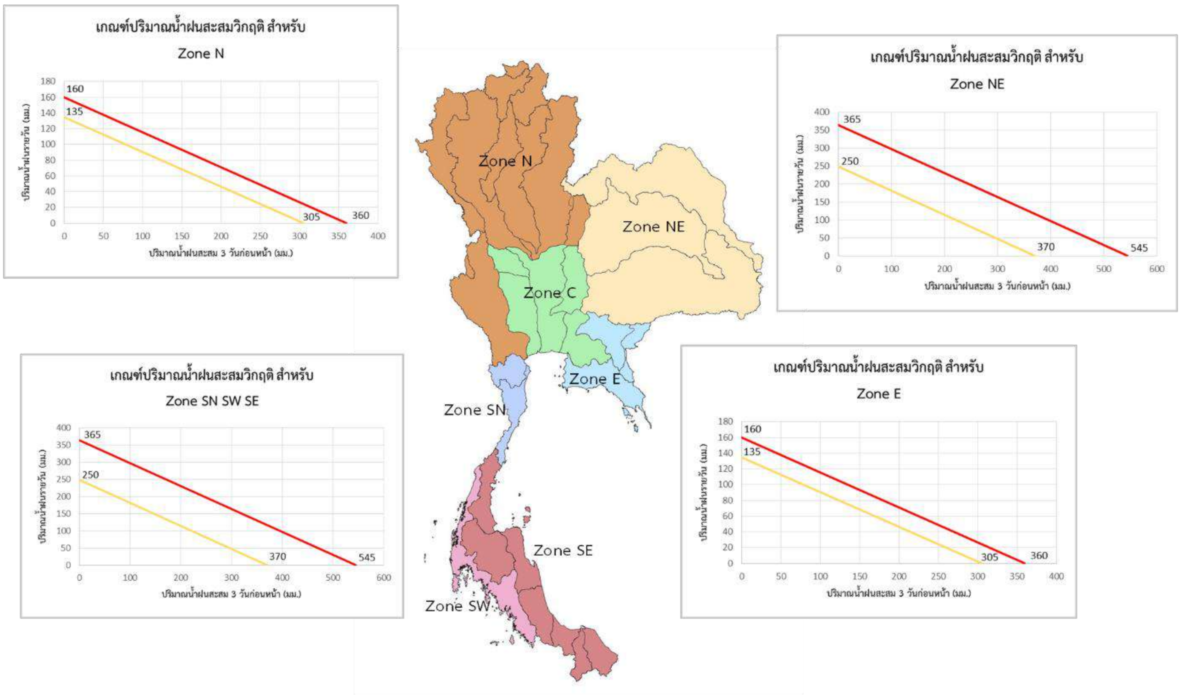


รูปที่ 3 ตัวอย่างแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อ การเกิดดินถล่ม[3]

2.1 เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold)

เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold)[4] พัฒนาขึ้นด้วยวิธีการถดถอยโลจิสติก (Logistic Regression) โดยใช้ข้อมูลปริมาณรายวันและปริมาณน้ำฝนสะสมก่อนหน้า 3 วันของเหตุการณ์ดินถล่มในอดีตพัฒนาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันและสร้างเป็นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติ พบว่าแต่ละภูมิภาคของประเทศไทยจะมีเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติแตกต่างกัน เนื่องจากแต่ละภูมิภาคมีปริมาณน้ำฝนที่ตกในพื้นที่แตกต่างกัน[4] รูปที่4 แสดงเส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมของแต่ละภูมิภาค โดยที่การเตือนภัยในระดับต่างๆ มาจากปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าในแนวแกน X ร่วมกับปริมาณน้ำฝนรายวันในแนวแกน Y โดยมีเส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติแบ่งการเตือนภัยในระดับต่างๆ สำหรับ Zone N ประกอบด้วยจังหวัดในภาคเหนือและจังหวัดกาญจนบุรี Zone NE ประกอบด้วยจังหวัดในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ Zone E ประกอบด้วย

จังหวัดในภาคตะวันออก Zone SN SW และ SE ประกอบด้วยจังหวัดในภาคตะวันตกและภาคใต้ทั้งหมด



รูปที่ 4 เส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติของแบบจำลอง[4]

2.2 ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF)

ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF) เป็นแบบจำลองเชิงตัวเลขซึ่งประกอบด้วยตัวแปรทางอุตุนิยมวิทยาหลายพารามิเตอร์ โดยแบบจำลอง WRF ถูกออกแบบมาเพื่อใช้คาดการณ์ปริมาณน้ำฝนสำหรับช่วงเวลา 2-3 วัน [5] โดยแบบจำลอง AP-Model เลือกใช้ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 3 วันที่มีความละเอียด 3x3 กม.

ความถูกต้องของการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 3 วัน ขนาด 3x3 กม. กับข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายวันจากการตรวจวัดของกรมอุตุนิยมวิทยาและสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) พิจารณาตามช่วงปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ของปริมาณน้ำฝนในช่วงเวลาเดียวกันพบว่าการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน มีความถูกต้อง (Accuracy) อยู่ที่ร้อยละ 69 66 และ 62 ตามลำดับและความถูกต้องเพิ่มขึ้นเมื่อคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนมากกว่า 50 มิลลิเมตรต่อวัน โดยพื้นที่ที่สอดคล้องมากที่สุด ได้แก่ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือตอนล่าง ภาคตะวันออก และภาคใต้ฝั่งตะวันออก[6]

แบบจำลอง AP-Model ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าจากแบบจำลอง WRF ทั้งหมดในการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยแบบจำลอง AP-Model คำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าจากข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF ที่เก็บไว้ก่อนหน้า ดังรูปที่ 5

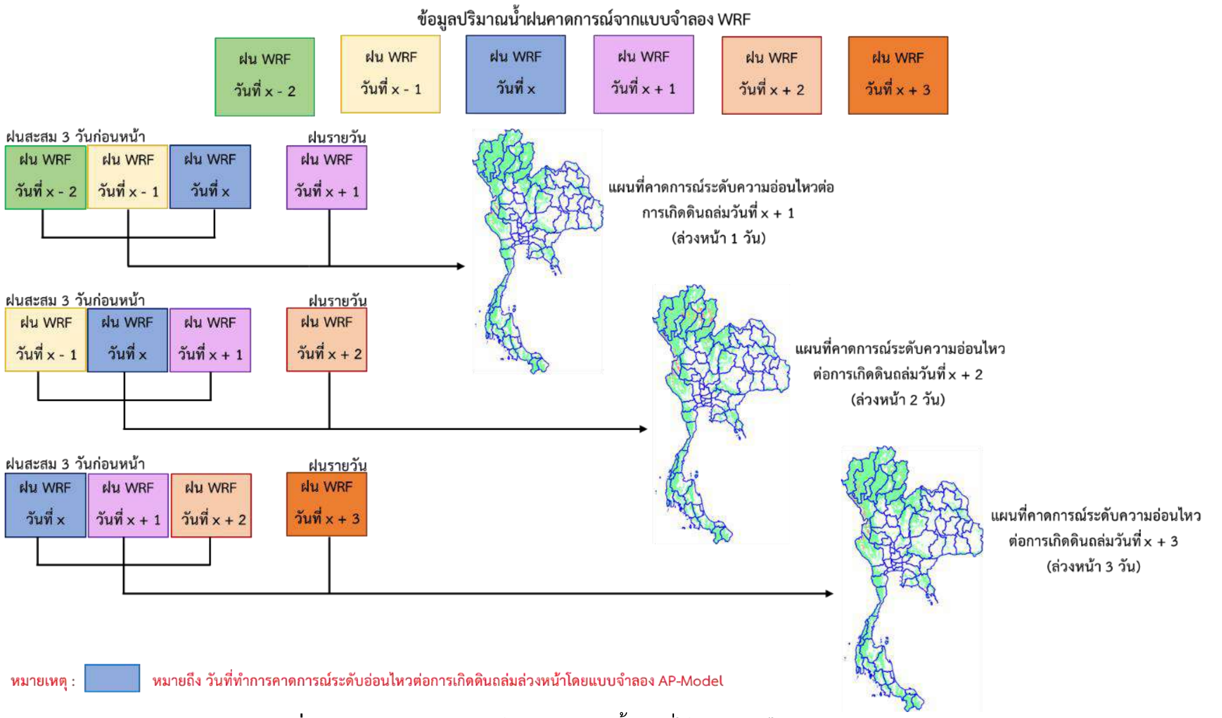
เมื่อทำการคาดการณ์ระดับพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มวันที่ X จะใช้ชุดข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าจากแบบจำลอง WRF สำหรับวันที่ X ซึ่งประกอบไปด้วย ข้อมูลปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 1 วัน, 2 วัน และ 3 วัน ซึ่งแบบจำลอง AP-Modelให้ผลการคาดการณ์สำหรับที่วันที่ X+1, X+2 และ X+3 เมื่อมีการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มในวันถัดไป ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าสำหรับที่วัน X จะเก็บไว้เพื่อใช้คำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าต่อไป

3. ขั้นตอนการศึกษาและประเมินความถูกต้อง

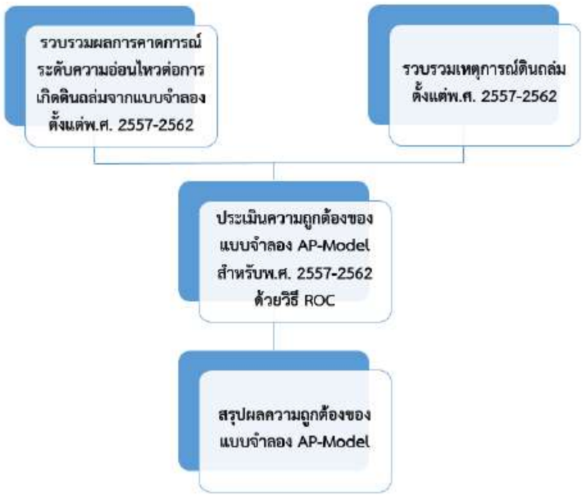
3.1 ขั้นตอนการศึกษา

ขั้นตอนการศึกษาและประเมินความถูกต้องในการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากแบบจำลอง AP-Model ดังรูปที่6 ประกอบด้วยการรวบรวมผลการคาดการณ์ระดับอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มและเหตุการณ์ดินถล่มตั้งแต่พ.ศ. 2557-2562 โดยมีข้อมูลผลการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจำนวน 936 วันและเหตุการณ์ดินถล่มจำนวน 105 เหตุการณ์ จากนั้นเป็นการเตรียมข้อมูลสำหรับการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง โดยจะประเมินความถูกต้องของการประเมินพื้นที่อ่อนไหวในระดับเตรียมพร้อมรับมือ (พื้นที่สีเหลือง) และระดับ

อพยพ (พื้นที่สีแดง) โอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 และมากกว่าร้อยละ 50 ตามลำดับ



รูปที่ 5 ตัวอย่างการรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ใช้วิเคราะห์ในแบบจำลอง AP-Model

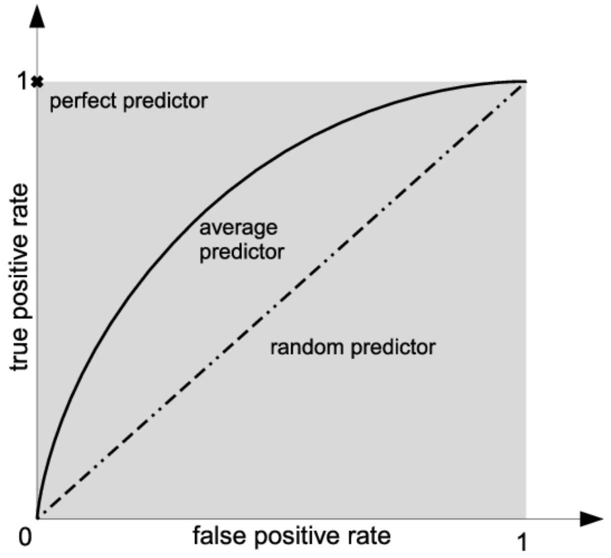


รูปที่ 6 ขั้นตอนการศึกษา

3.2 ขั้นตอนการประเมินความถูกต้อง

วิธีประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง AP-Model ด้วยวิธี Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้ในการประเมินความถูกต้องสำหรับการทำนายผลของแบบจำลอง โดยตัวแปรที่ใช้บอกความถูกต้องของแบบจำลองได้แก่ ความถูกต้อง (Accuracy) และพื้นที่ใต้เส้นโค้ง ROC (Area under curve , AUC) เกิดจากจุดคู่อันดับระหว่าง True positive rate ในแกน Y และ False positive rate ในแกน x สร้างเป็นเส้นโค้งและคำนวณพื้นที่ใต้เส้นโค้งนั้น ดังที่แสดงในรูปที่ 7

ซึ่งแบบจำลองที่มีความถูกต้องในระดับที่ยอมรับได้ จุดคู่อันดับนี้ต้องอยู่ในตำแหน่งเหนือเส้น Random predictor หากต่ำกว่าเส้น Random predictor แบบจำลองนั้นนับว่าเป็นแบบจำลองที่ใช้งานไม่ได้ โดยค่า AUC บ่งบอกระดับความถูกต้องสำหรับการทำนายผลของแบบจำลอง ดังตารางที่ 2



รูปที่ 7 Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve[7]

ตารางที่ 2 ระดับความถูกต้องของแบบจำลองจากค่า AUC[8]

Area under curve (AUC)	
0.9 - 1	excellent
0.8 - 0.9	very good
0.7 - 0.8	good
0.6 - 0.7	medium
0.5 - 0.6	poor

ในการประเมินความถูกต้องของแบบจำลองด้วยวิธี ROC Curve จะต้องรวบรวมตัวชี้วัดโดยตัวชี้วัดสำหรับการศึกษานี้ มีนิยามดังนี้

True positive (TP) หมายถึง เมื่อแบบจำลองเตือนภัยดินถล่มและเกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริง

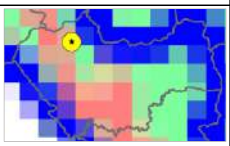
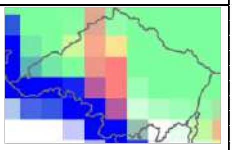
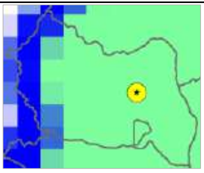
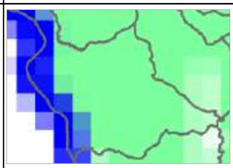
False positive (FP) หมายถึง เมื่อแบบจำลองเตือนภัยดินถล่มแต่ไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่ม, สำหรับบทความนี้จัดว่าเป็นความผิดพลาดชนิดที่ 1 หมายถึง ไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่มบนพื้นที่ที่แบบจำลองมีการเตือนภัยดินถล่ม

True negative (TN) หมายถึง เมื่อแบบจำลองไม่เตือนภัยดินถล่มและไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่ม

False negative (FN) หมายถึง เมื่อแบบจำลองไม่เตือนภัยดินถล่มแต่เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริง, สำหรับบทความนี้จัดว่าเป็นความผิดพลาดชนิดที่ 2 หมายถึง เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริงบนพื้นที่ที่แบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม

การรวบรวมตัวชี้วัดทั้ง 4 ค่าที่กล่าวไปข้างต้น บทความนี้ทำการแบ่งประเภทการรวบรวมตัวชี้วัดดังตารางที่ 3

ตารางที่3 ตัวชี้วัดในการประเมินความถูกต้อง

		เหตุการณ์จริง	
ตำแหน่งเกิดดินถล่ม		เกิด	ไม่เกิด
การประเมินจากแบบจำลอง	เตือน	 5 ส.ค. 62 True positive	 7 ส.ค. 62 False positive
	ไม่เตือน	 27 ส.ค. 62 False negative	 7 ส.ค. 62 True negative

จากนั้นจึงทำการประเมินเพื่อพิจารณาความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มของแบบจำลอง ดังนี้

3.2.1 True positive rate

True positive rate แสดงถึงประสิทธิภาพของแบบจำลองเมื่อมีการเตือนระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยค่าที่ดีที่สุดคือ 1 ซึ่งหมายถึงหากแบบจำลองมีค่านี้เข้าใกล้ 1 นั่นคือแบบจำลองมีประสิทธิภาพในการคาดการณ์เมื่อแบบจำลองมีการเตือนภัยดินถล่ม สามารถแสดงดังสมการที่ (1)

$$\text{True positive rate} = TP/(TP+FN) \quad (1)$$

3.2.2 False positive rate

False positive rate แสดงถึงความผิดพลาดของแบบจำลองเมื่อไม่มีการเตือนระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยค่าที่ดีที่สุดคือ 0 ซึ่งหมายถึงหากแบบจำลองมีค่านี้เข้าใกล้ 0 นั่นคือแบบจำลองมีประสิทธิภาพในการคาดการณ์เมื่อแบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม สามารถแสดงดังสมการที่ (2)

$$\text{False positive rate} = FP/(FP+TN) \quad (2)$$

3.2.3 ความถูกต้อง (Accuracy)

ความถูกต้อง คือร้อยละความถูกต้องในการคาดการณ์ทุกระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม นั่นคือความถูกต้องของแบบจำลองเมื่อมีการเตือนภัยดินถล่มและไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม โดยคำนวณจากสัดส่วนของจำนวนการทำนายถูกของของแบบจำลองต่อจำนวนการทำนายทั้งหมด สามารถแสดงดังสมการที่ (3)

$$\text{Accuracy} = (TP+TN)/N \quad (3)$$

โดยที่ N = TP+TN+FP+FN คือจำนวนการทำนายทั้งหมดจากแบบจำลอง

จากนั้นการสร้าง Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve จากค่าของ True positive rate และ False positive rate และคำนวณตัวแปร AUC เพื่อประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง

4. ผลการประเมินความถูกต้อง

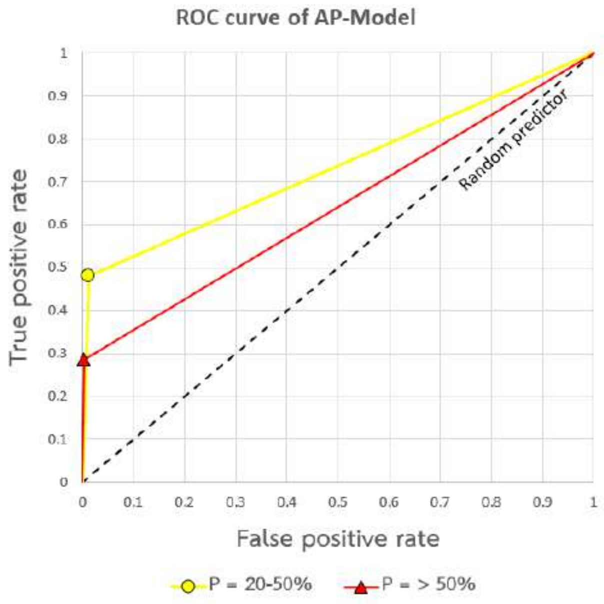
การประเมินความถูกต้องของ AP-Model ด้วยวิธี ROC สำหรับการเตือนภัยเมื่อมีโอกาสเกิดดินถล่มในระดับเตรียมพร้อมและระดับอพยพ ซึ่งมีโอกาสเกิดขึ้นอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 และมากกว่าร้อยละ 50 ตามลำดับ สามารถสรุปผลการประเมินความถูกต้องได้ดังนี้ การเตือนภัยพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 มีค่าตัวชี้วัด True positive เท่ากับ 23, False positive เท่ากับ 37,012, True negative เท่ากับ 2,871,385 และ False negative เท่ากับ 25 การเตือนภัยพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 มีค่าตัวชี้วัด True positive เท่ากับ 10, False positive เท่ากับ 5,419, True negative เท่ากับ 2,265,694 และ False negative

เท่ากับ 25 ซึ่งค่าของตัวชี้วัดข้างต้นนำมาประเมินความถูกต้องได้ดังตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่าคู่อันดับของ True positive rate และ False positive rate อยู่เหนือเส้น Random line ทั้งจุดสีแดง(โอกาสเกิดอยู่ที่มากกว่าร้อยละ 50) และจุดสีเหลือง(โอกาสเกิดอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50) ดังรูปที่ 8 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง AP-Model สำหรับการประเมินพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มทั้งสองระดับมีความถูกต้องที่สามารถใช้งานได้

ตารางที่ 4 สรุปผลการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง

	Landslide Probability	
	20% - 50%	> 50%
True Positive rate	0.479	0.286
False positive rate	0.0127	0.0022
Area under curve (AUC)	0.736	0.639
Accuracy (%)	98.72	99.78

รูปที่ 8 ROC Curve ของการวิเคราะห์ความถูกต้องสำหรับโอกาสเกิดดินถล่มในช่วง 20-50% และมากกว่า 50%



จากการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง พบว่า มีความถูกต้อง (Accuracy) สำหรับการเตือนภัยดินถล่มระดับเตรียมพร้อมและอพยพอยู่ที่ร้อยละ 98.72 , 99.78 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าความถูกต้องสูงมาก

แต่เมื่อพิจารณา ROC curve ถึงตำแหน่งจุดของคู่อันดับ True positive rate และ False positive rate สำหรับการเตือนทั้งสองระดับแล้ว จะเห็นได้ชัดว่าทั้งสองจุดมีแนวโน้มเหมือนกัน นั่นคือจุดอยู่ใกล้ 0 ที่แกน X ในขณะที่ แกน Y ไม่เข้าใกล้ 1 นั่นคือแบบจำลอง AP-Model มีค่าตัวชี้วัด True positive rate น้อยเกินไปซึ่งเกิดจากความผิดพลาดชนิดที่ 2 คือ เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริงบนพื้นที่ที่แบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม แบบจำลอง AP-Model มีความถูกต้องสูงมากในการระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มต่ำกว่าร้อยละ20 (พื้นที่สีเขียว) แต่มีความถูกต้องค่อนข้างน้อยเมื่อต้องระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่ม โดยเฉพาะพื้นที่ที่มีการเตือนในระดับอพยพ(พื้นที่สีแดง) ด้วยเหตุนี้ทำให้แบบจำลองมีความถูกต้อง (Accuracy) สูงมาก จึงต้องใช้ตัวชี้วัดอื่นควบคู่ในการบ่งบอกประสิทธิภาพของแบบจำลองในทางการเตือนภัยดินถล่ม เนื่องจากส่วนต่างของจำนวนพื้นที่ที่ไม่มีโอกาสเกิดดินถล่มและจำนวนพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มสูง ทำให้การคำนวณความถูกต้องนั้นแปรผันตามกับพื้นที่ที่ไม่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าพื้นที่ที่เกิดดินถล่ม การศึกษานี้จึงใช้ค่า AUC ในการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง จาก ROC Curve ของ AP-Model ได้ดังนี้ AUC ของการเตือนภัยดินถล่มเมื่อมีโอกาสเกิดในช่วงร้อยละ 20-50 ในระดับเตรียมพร้อมได้เท่ากับ 0.736 สำหรับการเตือนภัยดินถล่มเมื่อมีโอกาสเกิดที่มากกว่าร้อยละ 50 ในระดับอพยพได้เท่ากับ 0.639 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองมีความถูกต้องอยู่ในระดับ ดี และมีความถูกต้อง ปานกลาง ตามลำดับ

จากความผิดพลาดในการระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มคลาดเคลื่อนของแบบจำลอง AP-Model ซึ่งทำให้ตัวชี้วัด True positive rate และตัวแปร AUC ที่มีค่าน้อยและส่งผลต่อความถูกต้องของคาดการณ์ระดับพื้นที่อ่อนไหวลดลงอาจจะมีผลจากข้อจำกัดของการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม

5. บทสรุป

การประเมินความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มของแบบจำลอง AP-Model โดยการเปรียบเทียบผลจากคาดการณ์ของแบบจำลองและข้อมูลการเกิดเหตุการณ์ดินถล่มในช่วงเวลาเดียวกัน โดยการประเมินได้พิจารณาตัวชี้วัด True positive rate ร่วมกับ False positive rate โดยใช้วิธี ROC เพื่อคำนวณตัวแปร AUC และผลการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง สามารถสรุปได้ดังนี้ เมื่อแบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 ตัวแปร AUC เท่ากับ 0.736 หมายถึงมีความถูกต้องในระดับ ดี เมื่อแบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ที่มากกว่าร้อยละ 50 ตัวแปร AUC เท่ากับ 0.639 มีความถูกต้องอยู่ในระดับ ปานกลาง

แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) มีประสิทธิภาพในการเตือนภัยดินถล่มในระดับเตรียมพร้อมรับมือ (พื้นที่สีเหลือง) ได้ดีมาก แต่สำหรับการเตือนภัยระดับอพยพ (พื้นที่สีแดง) ควรปรับปรุงแบบจำลองให้มีผิดพลาดชนิดที่ 2 น้อยลง ซึ่งความผิดพลาดของแบบจำลอง AP-Model อาจจะเกิดขึ้นข้อจากจำกัดของการใช้ข้อมูลปริมาณคาดการณ์ล่วงหน้าที่มีความถูกต้องอยู่ที่ร้อยละ 69 แทนการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนจริงในการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้า ดังนั้นจึงควรพิจารณาศึกษาการใช้ปริมาณข้อมูลน้ำฝนตรวจวัดสำหรับใช้คำนวณในส่วนของปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าในแบบจำลอง AP-Model ให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นเพื่อให้การเตือนภัยดินถล่มมีความแม่นยำและมีประสิทธิภาพ

6. กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ฝ่ายสารสนเทศทรัพยากรน้ำ สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ที่อนุเคราะห์ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มเพื่อการเตือนภัยดินถล่มแก่ประชาชน

7. เอกสารอ้างอิง

[1] สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ และคณะ (2562). ฐานข้อมูลดินถล่ม. ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[2] กรมอุตุนิยมวิทยา (2563). ปริมาณฝน [ระบบออนไลน์]. แหล่งที่มา https://www.tmd.go.th/info/info.php? FileID =55 (18 กุมภาพันธ์ 2563)

[3] ธีรไนย์ นุ้ยมาก, วรวัชร์ ตอวิวัฒน์ และ สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ (2560). ความถูกต้องของการเตือนภัยดินถล่มด้วยแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model). วารสารวิชาการ GERD JOURNAL GEOTECHNICAL ENGINEERING, ปีที่ 4, ฉบับที่ 4, หน้า 37-44.

[4] ธีรไนย์ นุ้ยมาก (2561). เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติสำหรับเตือนภัยดินถล่มในประเทศไทย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[5] อภิมุข มุขตารี, ทิชา โลลุพิมาน, วาทิน ธนาธารพร, สถิตย์จันทร์ทิพย์ และ ปิยมาลย์ ศรีสมพร (2562). การประยุกต์ใช้ข้อมูลฝนจากดาวเทียม PERSIANN-CCS ในการคาดการณ์น้ำท่วมฉับพลันพื้นที่ภาคใต้ของประเทศไทย. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562.

[6] ทิพย์วรรณ ทอดแสน, ไอศวรรย์ ชั้นกาญจน์, ศุจิรา กิตติราษฎร์ , กนกศรี ศรินนภากร และ สุรเจตน์ บุญญาอรุณเนตร (2557). การวิเคราะห์ความแม่นยำในการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นสำหรับประเทศไทยจากแบบจำลองสภาพอากาศ WRF. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557.

[7] A Survey of Online Failure Prediction Methods - Scientific Figure on ResearchGate. Available from: https://www.researchgate.net/figure/Sample-ROC-plots-A-perfect-failure-predictor-shows-a-true-positive-rate-of-one-and-a_fig4_220565792 [accessed 11 Mar, 2020]

[8] Rocío N. Ramos-Bernal, René Vázquez-Jiménez, Sulpicio Sánchez Tizapa and Roberto Arroyo Matus (October 24th 2019). Characterization of Susceptible Landslide Zones by an Accumulated Index [Online First], IntechOpen, DOI: 10.5772/intechopen.89828. Available from: https://www.intechopen.com/online-first/characterization-of-susceptible-landslide-zones-by-an-accumulated-index

การติดตั้งอุปกรณ์วัดทางเทคนิคธรณีเพื่อการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับอ่างเก็บน้ำเก่า กรณีศึกษา: อ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้ว จังหวัดตรัง

Installation of Geotechnical Instruments for Finite Element Analysis of an Old Reservoir: A Case Study of Klong Tha-ngiew Reservior, Trang

นายวิษุวัฒน์ อายุสุข[1,] ผศ.ดร.ภาณุ พร้อมพุทธางกูร [2,]

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย จ.สงขลา

[*]E-mail Address : witsuwat2@gmail.com, โทรศัพท์ 098-2645568

บทคัดย่อ

บทความนี้เสนอผลการศึกษาเสถียรภาพของอ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้ว จ.ตรัง โดยเริ่มต้นจากการตรวจสอบข้อมูลที่ได้จากอุปกรณ์วัดทางเทคนิคธรณีที่ติดตั้งในตัวอ่างฯ ประกอบด้วย เซ็นเซอร์วัดแรงดันน้ำ หลุมเจาะสังเกตระดับน้ำ และเกจวัดน้ำฝน จากนั้นจึงนำไปวิเคราะห์พฤติกรรมของอ่างฯ โดยใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ผ่านการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ Plaxis แบบจำลองโครงสร้างอ่างฯ สร้างโดยการอ้างถึงแบบก่อสร้างร่วมกับการสำรวจภาคสนามเพื่อตรวจสอบมิติ ของตัวอ่างฯ ในสภาพปัจจุบัน แล้วจึงได้กำหนดให้ระดับน้ำในอ่างฯ เปลี่ยนแปลงระหว่างระดับต่ำสุดและสูงสุด ผลการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงให้เห็นว่า อ่างฯ ยังมีสภาพการใช้งานได้ตามปกติสำหรับกรณีระดับน้ำสูงสุด แต่สำหรับกรณีระดับลดต่ำสุดอย่างรวดเร็วจะส่งผลให้บริเวณหน้าเขื่อนเกิดการทรุดตัวหลายจุด ผลการศึกษาที่ได้จะมีประโยชน์สำหรับการนำไปใช้ป้องกันการเสียหายของอ่างฯ เก่า รวมทั้งการนำไปออกแบบอ่างฯ ใหม่ เพื่อป้องกันปัญหาการวิบัติเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว

คำสำคัญ : อ่างเก็บน้ำ, เขื่อน, Geotechnical Instruments, ระดับน้ำต่ำสุด, ระดับน้ำสูงสุด

Abstract

This paper presents the stability analysis of Tha-ngiw Reservoir, located in Trang. It began by investigating the data obtained from the geotechnical instruments installed, including piezometers, observation wells, and standard rain gauges. Then, it was used to analyse its behaviour using the finite element method via Plaxis. The model was created by referring to the drawings and the actual dimensions in the field at current conditions. After that, the water level was varied between the lowest and highest. The results showed that the reservoir is still intact when the water level was the highest. When the water level was the lowest because of rapid decrease of water level, settlements and deformations occur at the front of the reservoir. These were quite useful for that they can be employed in order to prevent the damage of old reservoirs. In addition, the results could be used in the design of a new reservoir so that the rapid change of water level would not trigger the damage.

Keywords: Reservoir, Dam, Geotechnical Instrument, Maximum Water Lever, Minimum Water Level

1. คำนำ

เขื่อนที่ถูกสร้างขึ้นมีประโยชน์มหาศาลต่อมวลมนุษย์ทั้งแก้ไขปัญหาน้ำท่วมและภัยแล้ง แต่ทว่า มองมุมกลับ ก็ได้เห็นข่าวต่าง ๆ มากมายที่เกิดความเสียหายก็เกิดภัยพิบัติอย่างมากมายอาจทำให้เกิดการสูญเสียหลายอย่าง เช่น อาคารบ้านเรือนเสียหาย พื้นที่เพาะปลูกเสียหาย ที่สำคัญที่สุดเกิดการเสียชีวิตได้

มีเขื่อนทั่วโลกมาหมายที่เป็นข่าวเขื่อนแตก โดยเฉพาะส่วนใหญ่จะเป็นเขื่อนดิน สาเหตุก็มาจากสาเหตุต่าง ๆ หลายอย่าง ไม่ว่าจะเป็นการสำรวจ ออกแบบ ก่อสร้าง และภัยจากธรรมชาติ

โดยผู้วิจัยก็ได้กระหนักถึงปัญหานี้เลยทำหารศึกษาพฤติกรรมของเขื่อนโดยใช้เขื่อนท่างิ้ว จ.ตรัง มาทำการศึกษาเป็นต้นแบบว่าเขื่อนที่มีอยู่แล้วนั้น เมื่อใช้งานไประยะเวลหนึ่งจะมีพฤติกรรมอย่างไร แล้วมีแนวโน้มจะเกิดการวิบัติหรือไม่

วัตถุประสงค์หลักของงานวิจัยนี้ คือการศึกษาการวิบัติและพฤติกรรมของเขื่อนเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ นอกจากนั้นยังศึกษาการใช้งานของ Geotechnical instruments เพื่อวัดพฤติกรรมของเขื่อน ร่วมกับการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ Plaxis สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของ เขื่อนท่างิ้ว ซึ่งจะทำให้สามารถบ่งชี้ได้ว่า เขื่อนท่างิ้วมีประสิทธิภาพมากน้อยเพียงใดและสามารถนำไปใช้กับเขื่อนอื่นที่มีลักษณะใกล้เคียงกัน

2. ข้อมูลและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่ติดตั้งทำให้ทราบพฤติกรรมของเขื่อน

คลองท่าจิ้วมีหลายชนิดดังนี้

1. Piezometer คือ เครื่องวัดแรงกดดันน้ำเป็นเครื่องมือที่ติดตั้งไว้เพื่อวัดแรงดันของน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อนหรือฐานรากเขื่อน ค่าที่อ่านได้จากมาตรวัดนี้จะแสดงเป็นค่าความถี่การสั่นของเส้นลวด ดังนั้นจึงต้องนำค่าความถี่นี้มาแปลงเป็นค่าความดัน โดยนำไปคำนวณในสมการสอบเทียบ (Calibration Equation) ซึ่งมาตรวัดแต่ละตัว ก็จะมีสมการสอบเทียบแตกต่างกันไป โดยสมการเหล่านี้ได้จากการสอบเทียบในห้องปฏิบัติการก่อนที่จะนำไปติดตั้งจริงในสนาม

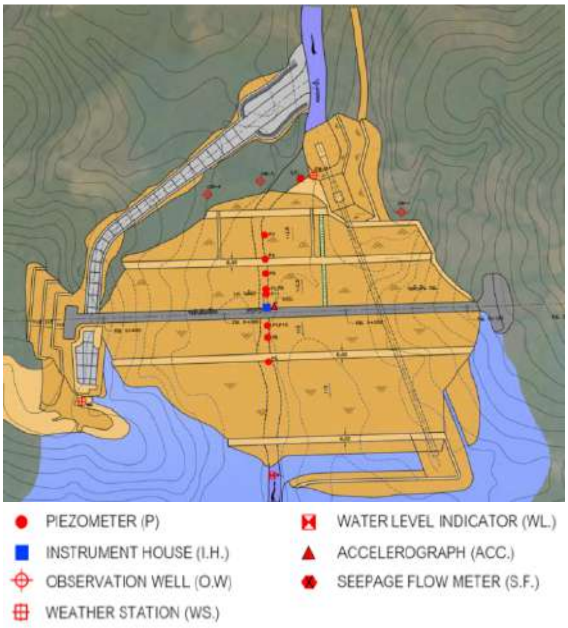
2. Observation well คือ อุปกรณ์ที่ใช้สำหรับตรวจวัดระดับน้ำในบ่อหรือหลุมเจาะ เพื่อตรวจสอบระดับน้ำใต้ดิน การตรวจวัดระดับน้ำใต้ดินกระทำได้โดยหย่อนหัววัด (Dip Meter) ลงไปในบ่อวัด โดยบริเวณหัววัดจะมีอุปกรณ์ตรวจจับ (Sensor) ซึ่งเมื่อสัมผัสกับน้ำในบ่อวัดก็จะส่งสัญญาณเสียงให้ทราบ และอ่านค่าได้จากความยาวสายที่หย่อนเปรียบเทียบกับระดับปากท่อ ก็จะสามารถหาระดับน้ำใต้ดินได้

3. Seepage Flow meter คือ อุปกรณ์วัดอัตราการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ข้อมูลที่ได้จากมาตรการวัดปริมาณการไหลซึม ได้แก่ ปริมาณน้ำที่ไหลผ่าน ความขุ่นและสีของน้ำที่ไหลผ่าน อุณหภูมิของน้ำ และสารแขวนลอยในน้ำ เป็นต้น ซึ่งสิ่งต่างๆเหล่านี้ จะเป็นตัวบ่งชี้ถึงพฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก โดยทั่วไปอัตราการไหลซึมผ่านเขื่อนในหนึ่งวันไม่ควรเกิน 0.01-0.05% ของปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ

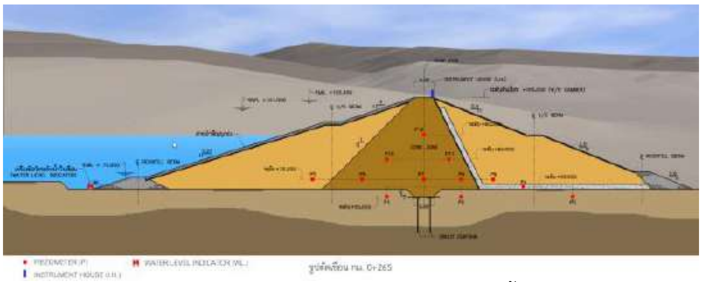
4. Weather Station คือ สถานีตรวจวัดอุตุนิยมวิทยา จะประกอบไปด้วย เช่น วัดน้ำฝน วัดความกดอากาศ วัดอุณหภูมิ วัดความชื้น ความเร็วลม เป็นต้น

5. Water Level Indicator คือ เครื่องมือวัดระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำ

6. Accelerograph คือ เครื่องมือตรวจวัดแผ่นดินไหว



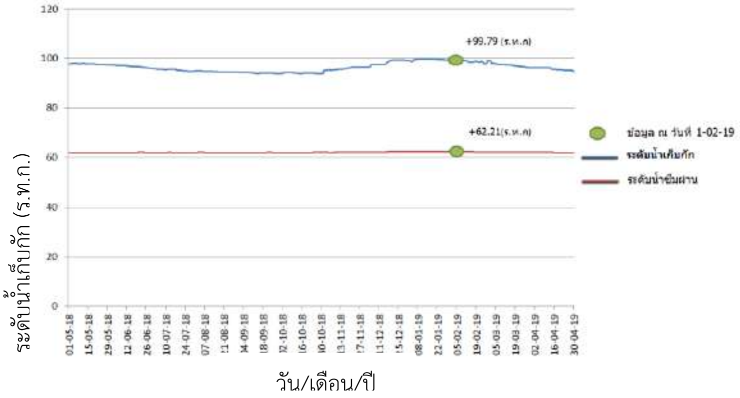
รูปที่ 2.1 แปลนแสดงตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน



รูปที่ 2.2 รูปตัดตามขวางโครงสร้างเขื่อน แสดงตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

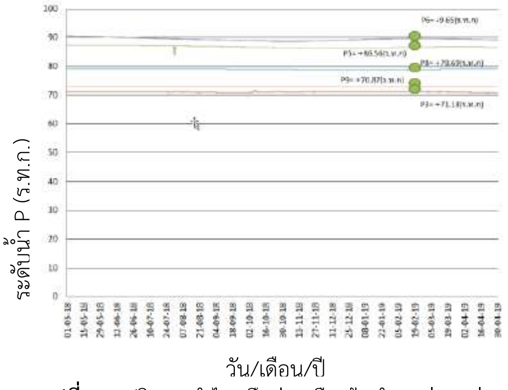
ภาพทั้งสองภาพนี้เป็นภาพแสดงตำแหน่งการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้วแบบอัตโนมัติสามารถอ่านค่าได้จากเว็บไซต์กรมชลประทาน (http://gms.gfe.co.th)
สำหรับอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้วหลักๆจะประกอบไปด้วย Piezometer จำนวน 12 จุด Observation Well จำนวน 4 จุด
Seepage Flow Meter จำนวน 1 จุด Water Level Indicator จำนวน 1 จุด

สำหรับในงานวิจัยครั้งนี้ก็จะนำค่าระดับน้ำเก็บกักจาก Water Level Indicator ค่าระดับน้ำใต้ดินด้านท้ายเขื่อนจาก Observation Well และค่าระดับน้ำซึมผ่านตัวเขื่อนจาก Piezometer มาใช้ในการวิเคราะห์



รูปที่ 2.3 ปริมาณน้ำเก็บกักและระดับน้ำใต้ดินด้านท้ายเขื่อน (OW-2) ณ 01/05/2018 ถึง 30/04/2019

กราฟแสดงให้เห็นถึงระดับน้ำเก็บกักและระดับน้ำด้านท้าย (OW-2) ผู้วิจัยได้นำข้อมูล ณ วันที่ 1 กุมภาพันธ์ 2019 มาทำการวิจัย เพราะมีระดับน้ำเก็บกักสูงสุด ในรอบ 1 ปี มีระดับเก็บกัก +99.79 (ร.ท.ก.) และ ระดับน้ำด้านท้ายเขื่อนที่ตำแหน่ง OW-2



รูปที่ 2.3 ปริมาณนำไหลซึมผ่านเขือนในตำแหน่ง P ต่างๆ ณ 01/05/2018 ถึง 30/04/2019

นำค่าข้อมูลจาก Piezometer ณ วันที่ 1 กุมภาพันธ์ 2019 มาทำการวิเคราะห์เนื่องจากระดับน้ำเก็บกักสูงสุดในรอบปี ค่าที่ได้ P1=+89.65, P2=+86.56, P8=+78.69, P9=+70.87 และ P3=+71.18 นำไปเปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis

2.2 วิธีการศึกษารวบรวมข้อมูลเบื้องต้นสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพโดยโปรแกรม Plaxis

2.2.1รายละเอียดเบื้องต้นของโปรแกรมไฟไนท์อิลิเมนต์ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของลานชัน หรือโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพีในปัจจุบันก็จะนิยมใช้การวิเคราะห์โดยวิธีทางไฟไนท์อิลิเมนต์ที่มีใช้กันโดยทั่วไปมีหลายโปรแกรมแต่ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้จะวิเคราะห์โดยใช้ โปรแกรม Plaxis

คุณสมบัติของดินจะเป็นไปตามมาตรฐานตัวแปรค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ เช่น ค่า Unit weight (γ), ค่า Elastic modulus (E), ค Poisson's ratio (ν), ค่า Cohesion (c), ค่า Friction angle (ϕ), ค่า Dilatancy angle (ψ),ค่า Horizontal permeability (Kx) และค่า Vertical permeability (Ky) ที่ได้จากข้อมูลการวิจัยในอดีต

ตารางที่ 2.1 ตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์ Random Zone และ Rockfill Toe

Parameter	Name	Random Zone	Rock	Unit
Material model	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type of behavior	Type	UnDrained	Drained	-
Dry soil unit weight	γ_{dry}	18.40	16.00	(kN/m^3)
Wet soil unit weight	γ_{wet}	21.10	20.00	(kN/m^3)
Horizontal permeability	Kx	1x10^{-3}	1.00	(m/day)
Vertical permeability	Ky	1x10^{-3}	1.00	(m/day)
Parameter	Name	Random Zone	Rock	Unit
Young's modulus	E	8000	8000	(kN/m^2)
Poisson's ratio	ν	0.35	0.30	-
Cohesion	c	7.60	1.00	(kN/m^2)
Friction angle	ϕ	31.00	30.00	-
Dilatancy angle	ψ	0.00	0.00	-

ที่มา : Brinkgreve และ Vermeer (1998)

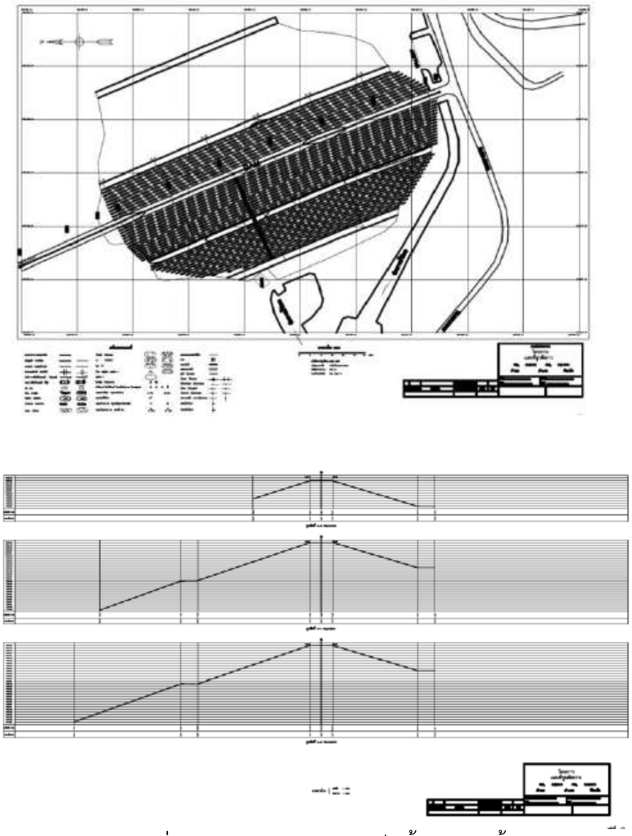
ตารางที่ 2.2 ตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์ Chimney Drain และCore Zone

Parameter	Name	Chimney Drain	Core Zone	Unit
Material model	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type of behavior	Type	Drained	UnDrained	-
Dry soil unit weight	γ_{dry}	17.00	17.300	(kN/m^3)
Wet soil unit weight	γ_{wet}	18.00	20.290	(kN/m^3)
Horizontal permeability	Kx	1.00	1x10^{-4}	(m/day)
Vertical permeability	Ky	1.00	1x10^{-4}	(m/day)
Young's modulus	E	3x10^4	1x10^4	(kN/m^2)
Poisson's ratio	ν	0.30	0.33	-
Cohesion	c	1.00	8.80	(kN/m^2)
Friction angle	ϕ	34.00	28.36	-
Dilatancy angle	ψ	0.00	0.00	-

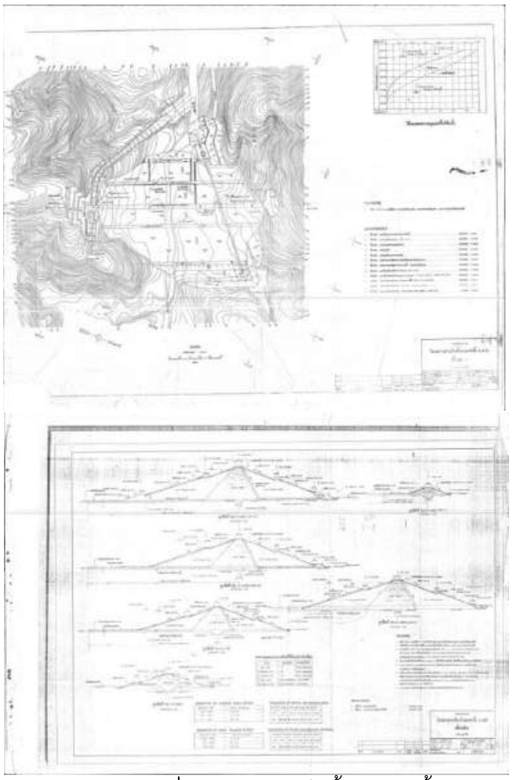
ที่มา : Brinkgreve และ Vermeer (1998)

ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของ Random Zone, Rockfill Toe, Chimney Drain และ Core Zone เพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้ว ด้วยโปรแกรม Plaxis

2.2.2 รายละเอียดแบบอ่างเก็บน้ำและผลสำรวจเพื่อนนำมาวิเคราะห์



รูปที่ 2.7 แสดงผลสำรวจอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้ว



รูปที่ 2.8 แบบอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้ว

จากผลสำรวจทางผู้วิจัยได้ใช้หน้าตัดที่มีความลึกมากที่สุดมาทำการวิจัย และได้นำค่าระดับจากผลสำรวจมาเปรียบเทียบกับแบบอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้ว หาความแตกต่างของค่าระดับก่อนนำไปวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Piaxis

3.วิธีการวิจัย

ขั้นตอนการศึกษาสำหรับโครงการนี้ แบ่งออกเป็นขั้นตอนดังแสดงต่อไปนี้

3.1 ศึกษารายละเอียดเบื้องต้นของโปรแกรมไฟไนท์อิลิเมนต์ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของความลาดชัน หรือโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี โดยทางผู้วิจัยจะวิเคราะห์โดยโปรแกรม Plaxis

3.2 สำรวจพื้นที่อ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้ว จ.ตรัง เพื่อทำการสำรวจ Site Plan ของตัวเขื่อน รูปตัดตามขวางจำนวน 3 รูปตัดให้ได้ค่าระดับต่างๆ

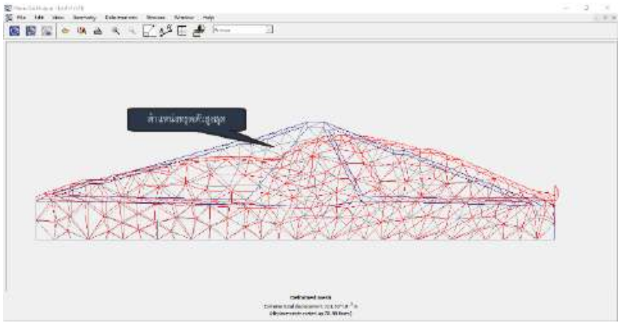
3.3 เก็บข้อมูลระดับน้ำ ความดันน้ำในมวลดิน ปริมาณน้ำฝน ระดับน้ำใต้ดิน เป็นระยะเวลา 1 ปี จาก http://gms.gfe.co.th ซึ่งเป็นเว็บไซต์ที่กรมชลประทานได้จัดทำไว้ซึ่งเว็บไซต์นี้สามารถรายงานค่าต่างๆจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อนได้แบบตามเวลาจริง

3.4 นำข้อมูลค่าระดับ ระดับน้ำ การไหลซึมของน้ำใต้ดิน และคุณสมบัติของดิน มาทำการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis โดยวิเคราะห์เป็น 3 กรณี กรณีน้ำถึงระดับน้ำสูงสุด กรณีน้ำถึงระดับน้ำครึ่งอ่าง และกรณีน้ำถึงระดับน้ำต่ำสุด

3.5 ทำการปรับแก้และสรุปผล

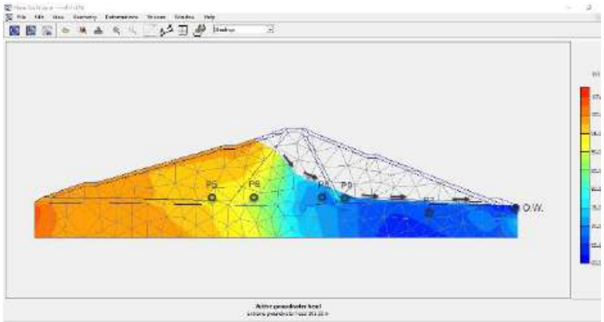
4.ผลการวิจัย

4.1 จากการศึกษาอ่างเก็บน้ำคลองท่าจิ้วกรณีระดับน้ำสูงสุด ณ วันที่ 1 กุมภาพันธ์2019ด้วยโปรแกรมPlaxis



รูปที่ 4.1 ผลการทรุดตัวแนวดิ่งและแนวราบ กรณีน้ำถึงระดับสูงสุด (ไม่แสดงมาตราส่วน)

ภาพที่เห็นจะแสดงการทรุดตัวในตำแหน่งต่างๆของอ่างเก็บน้ำ คลองท่าจิ้ว กรณีน้ำอยู่ที่ระดับสูงสุด ระดับ (+99.790 ร.ท.ก.) พบว่าบริเวณ Node ที่ 1344 พิกัด (12.8,-41.848) มีการทรุดตัวทางแนวดิ่ง สูงสุดเท่ากับ 0.031 เมตร และมีเคลื่อนตัวทางแนวราบสูงสุด บริเวณ Node ที่ 1370 พิกัด (25.717,-18.150) เท่ากับ 0.025 เมตร



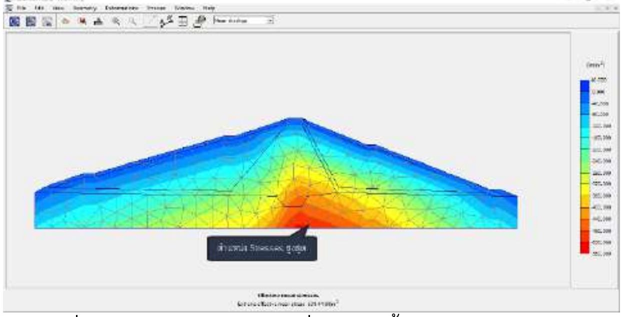
รูปที่ 4.2 ผลการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน กรณีน้ำถึงระดับสูงสุด

จากภาพแสดงแสดงให้เห็นระดับน้ำที่ซึมผ่านตัวเขื่อน ณ ตำแหน่งต่างๆ และตำแหน่งของ Piezometer และ Observation well

ตารางที่ 4.1 เปรียบเทียบผลจาก Instruments กับ ผลจาก Plaxis

Parameter	ผลจาก Instruments	ผลจาก Plaxis
P5	+86.56 (ร.ท.ก.)	90-95 (ร.ท.ก.)
P6	+89.65 (ร.ท.ก.)	85-90 (ร.ท.ก.)
P8	+78.69 (ร.ท.ก.)	75-80 (ร.ท.ก.)
P9	+73.02 (ร.ท.ก.)	70-75 (ร.ท.ก.)
P3	+71.18 (ร.ท.ก.)	70-75 (ร.ท.ก.)
O.W.	+62.21 (ร.ท.ก.)	60-65 (ร.ท.ก.)

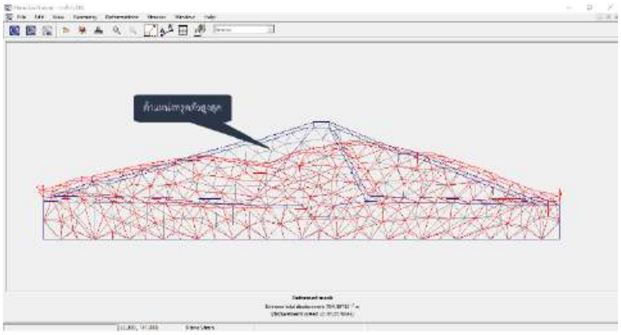
จะเห็นได้ว่าข้อมูลจาก Instruments เมื่อเปรียบเทียบกับ ผลจากโปรแกรม Plaxis มีค่า พบว่าส่วนใหญ่ค่าระดับจาก Instruments กับ ผลจาก Plaxis มีค่าที่ใกล้เคียงกัน เว้นแต่ P5 มีค่าคลาดเคลื่อน 3.44 เมตร



รูปที่ 4.3 ผล Stresses ของตัวเขื่อน กรณีน้ำถึงระดับสูงสุด

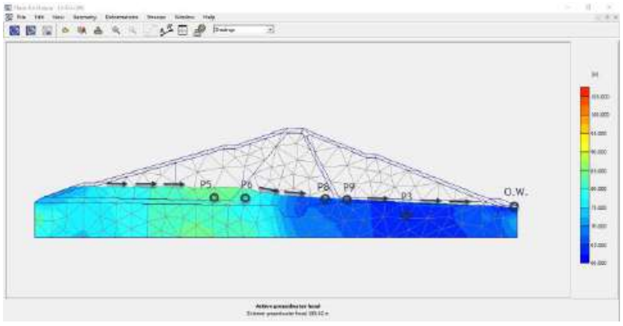
จากภาพพบว่ามี Stresses สูงสุดบริเวณใต้ Core Zone (Elements ที่ 101 พิกัดประมาณ 20,50) 560 kN/m^2

4.2 การศึกษาเพิ่มเติมเนื่องจากในช่วงเวลา วันที่ 1 พฤษภาคม 2018 ถึง 30 เมษายน 2019 พบว่าในช่วงเวลานี้ระน้ำกับกักมีค่าใกล้เคียงกันทาง ผู้วิจัยเลยทำการศึกษาเพิ่มอีก 1 กรณี กรณีระดับน้ำต่ำสุด เพื่อให้เข้าใจพฤติกรรมของตัวเขื่อนมากยิ่งขึ้น



รูปที่ 4.4 ผลการทรุดตัวแนวดิ่งและแนวราบ กรณีระดับน้ำต่ำสุด (ไม่แสดงมาตราส่วน)

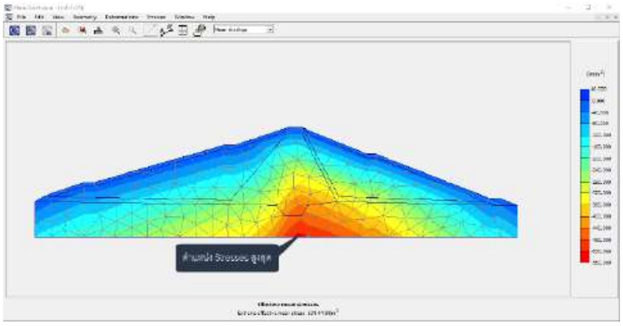
ภาพที่เห็นจะแสดงการทรุดตัวในตำแหน่งต่างๆของอ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้ว กรณีน้ำอยู่ที่ระดับต่ำสุด (ระดับ +72.000 ร.ท.ก.) จะเห็นได้ว่าบริเวณหน้าเขื่อน (Nodeที่ 1190 ถึง 1240) ได้รับความเสียหายมากที่สุด มีการทรุดตัวทางแนวดิ่งเฉลี่ยประมาณ 0.03684 เมตร มีการเคลื่อนตัวในแนวราบบริเวณ Random Zone หน้าเขื่อน (Node ที่ 880 ถึง 920) มีการเคลื่อนตัวในแนวราบเฉลี่ย 0.03105 เมตร



รูปที่ 4.5 ผลการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อน กรณีน้ำถึงระดับต่ำสุด ระดับน้ำซึมผ่านกรณีระดับน้ำต่ำสุดไม่สามารถเปรียบเทียบกับ Instruments ได้เนื่องจากระดับน้ำต่ำสุดไม่ได้เกิดขึ้นจริงได้รอบ 1 ปี

ตารางที่ 4.2 ระดับน้ำ ณ ตำแหน่งต่างๆ

Parameter	ผลจาก Plaxis
P5	70-75 (ร.ท.ก.)
P6	70-75 (ร.ท.ก.)
P8	60-65 (ร.ท.ก.)
P9	60-65 (ร.ท.ก.)
P3	60-65 (ร.ท.ก.)
O.W.	60-65 (ร.ท.ก.)



รูปที่ 4.2 ผล Stresses ของตัวเขื่อน กรณีน้ำระดับต่ำสุด

จากภาพพบว่ามี Stresses สูงสุดบริเวณใต้ Core Zone (Elements ที่ 101 พิกัดประมาณ 20,50) 560 kN/m^2

5.บทสรุปและวิจารณ์ผล

5.1 การทรุดตัวของตัวเขื่อนกรณีระดับน้ำสูงสุด ณ วันที่ 1 กุมภาพันธ์ 2019 พบว่าตำแหน่งที่มีการทรุดตัวแนวดิ่งสูงสุดเท่ากับ 0.031 เมตร การคลื่นตัวทางแนวราบ 0.025 เมตร กรณีระดับน้ำต่ำสุดมีการทรุดตัวในแนวดิ่ง0.0368 เมตร คลื่นตัวในแนวราบ 0.031 ทั้งสองกรณีพบว่าระดับน้ำต่ำสุดมีความเสียหายมากกว่าระดับน้ำสูงสุดเนื่องจากไม่มีน้ำในการช่วยพยุงตัวเขื่อนและน้ำที่ซึมอยู่ในตัวเขื่อนจะแห้งตามระดับน้ำที่ลดลง ทำให้ตัวเขื่อนเกิดความเสียหายสูงกว่าระดับน้ำสูงสุด กรณีระดับน้ำต่ำสุดมีการทรุดตัวสูงกว่ากรณีน้ำสูงสุดเท่ากับ 0.0058 เมตร และมีการเคลื่อนตัวในแนวราบสูงกว่าเท่ากับ 0.0118 เมตร

5.2 การไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนกรณีระดับน้ำสูงสุด ณ วันที่ 1 กุมภาพันธ์2019 พบว่าค่าที่อ่านได้จาก Piezometer ตำแหน่ง P6,P8, P9,P3 และ Observation well มีค่าใกล้เคียงกับผลจากโปรแกรม Plaxis แต่ตำแหน่ง P5 มีผลคาดเคลื่อนเล็กน้อย คาดว่าน่าจะเกิดจากการอ่านค่าคาดเคลื่อนของ Piezometer หรือคุณสมบัติของดินบริเวณตำแหน่ง P5 มีคุณสมบัติเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม

5.3 จากการศึกษาทั้ง 2 กรณีพบว่า Stresses ของตัวเขื่อนมีค่าใกล้เคียงกันมาก แสดงว่าระดับน้ำเก็บกักมีผลต่อ Stresses ของตัวเขื่อนน้อยมาก

จากทั้ง 2 กรณีจะเห็นได้ว่ากรณีระดับน้ำต่ำสุดจะเกิดการทรุดตัวสูงสุดแต่ยังอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัยโดยอ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้วสามารถทรุดตัวได้ 21 เซนติเมตร เพราะฉะนั้นอ่างเก็บน้ำคลองท่างิ้วยังสามารถใช้งานได้ตามปกติ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักออกแบบและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน ฝ่ายสำรวจ สำนักงานชลประทานที่ 16 โครงการชลประทานจังหวัดตรัง ผศ.ดร.ภาณุ พร้อมพุทธางกูรที่ให้ความร่วมมือรักษาระเบียบการเขียนบทความอย่างเคร่งครัด

5. เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักออกแบบและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน(สามเสน). 2550. เอกสารบรรยาย เรื่องโครงสร้างเขื่อนดินและการติดตั้งเครื่องมือ การตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อน

[2] ส่วนความปลอดภัยเขื่อน สำนักอุทกวิทยาและบริหาร กรมชลประทาน (สามเสน). 2554. คู่มือการประเมินสภาพเขื่อนโดยวิธีดัชนีสภาพ(Dam Assessment Manual by Condition Index)

[3] ปราโมทย์ ไม้กลัด. 2529. คู่มือการออกแบบเขื่อนดิน (design of small dam) สำนักออกแบบและสถาปัตยกรรม กรมชลประทาน (สามเสน)

[4] ส่วนความปลอดภัยเขื่อนสำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยากรม ชลประทาน(สามเสน). 2559. คู่มือวัดพฤติกรรมเขื่อน

[5] B., Vermeer. Excavation and Foundations in Soft Soils, Delft University of Technology, pp. 67-89.

ลักษณะการไหลซึมผ่านของน้ำแบบสองมิติในดินและตาข่ายการไหล จากการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ

Two-Dimensional Flow Characteristics through Soil and Flow Net from Physical Model Tests

วรกมล บัวแสงจันทร์[1] ฐิติยารัตน์ นนทวงศ์[2] ธนพล สุขเอี่ยม[3] และ วรัช ก้องกิจกุล[4,*]

[1,2,3,4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี
**Corresponding author; E-mail address: warat.kon@kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้พัฒนาแบบจำลองกายภาพย่อส่วนโครงสร้างดินขึ้น 2 แบบ ได้แก่ 1. งานขุดที่ป้องกันด้วยเข็มพืด และ 2. คันดินกั้นน้ำ เพื่อการศึกษาการซึมผ่านของน้ำแบบสองมิติและพัฒนาตาข่ายการไหล โดยจำลองการซึมผ่านของน้ำในดินภายใต้สภาวะคงตัว ในการทดสอบได้ทำการกำหนดค่าระดับน้ำด้านท้ายน้ำให้คงที่แต่ทำการแปรผันค่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำให้แตกต่างกัน เพื่อให้มีอัตราการไหลและแรงดันน้ำแตกต่างกัน การทดสอบใช้ชุดท่อปลายเปิดเพื่ออ่านค่าแรงดันน้ำที่ตำแหน่งต่าง ๆ ในดิน ซึ่งข้อมูลที่ได้ถูกนำมาสร้างแผนภาพแสดงเส้นสมศักย์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ นอกจากนี้ ยังได้ใช้สารย้อมสีเพื่อหาเส้นการไหลของน้ำในดินแล้วจึงได้พัฒนาตาข่ายการไหลจากเส้นสมศักย์ที่ได้จากโปรแกรมคอมพิวเตอร์และเส้นการไหลที่ได้จากการทดสอบ จากการคำนวณอัตราการไหลจากตาข่ายการไหลที่ได้จากการทดสอบ และนำผลลัพธ์ที่ได้ไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์การไหลแบบสองมิติด้วยโปรแกรม SEEP/W พบว่า มีความใกล้เคียงกันทั้ง 1. เส้นสมศักย์ 2. เส้นการไหล 3. ตาข่ายการไหล และ 4. อัตราการไหลของน้ำ ดังนั้นแบบจำลองย่อส่วนและผลจากงานวิจัยนี้สามารถนำไปใช้เป็นสื่อการสอนสำหรับนักศึกษาได้เป็นอย่างดีต่อไป

คำสำคัญ: การซึมผ่าน, เส้นสมศักย์, เส้นการไหล, ตาข่ายการไหล, แบบจำลองกายภาพ

Abstract

Seepage through soil in the field is usually two-dimensional. In order to determine the discharge and pore water pressure for the two-dimensional flow, it is common to construct a flow net first. This research developed two scaled-down physical models, which are 1) sheet pile for an excavation work and 2) dike, for studying of two-dimensional flow of water through soil and developing the flow net. The modelled two-dimensional flow was under steady state condition. In the test, the water level at the downstream side was kept constant, while the one at the upstream side was varied so that the discharge and pore water pressure are different. A number of open-standpipes were used to read the pore water pressure (u) at various locations in soil. The recorded u values were analyzed with a computer program to develop a contour of head, and thus the equipotential. Besides, the colored water was used to determine the flow line from the experiment. By combining the equipotential and flow line obtained as the above, the flow net was developed. Then, the discharge was calculated from the experimentally obtained flow net. By comparing the results with the ones analyzed by SEEP/W program, it was found that all the outcomes, i.e., 1) equipotential; 2) flow line; 3) flow net; and 4) discharge, are very similar. Thus, the two physical models developed in this research and the experimental results can be used as an educational media for students in the undergraduate level.

Keywords: Flow, Equipotential, Flow line, Flow net, Physical model

1. บทนำ

ในงานทางวิศวกรรมโยธา น้ำเป็นปัจจัยหนึ่งที่มีบทบาทสำคัญต่อเสถียรภาพของโครงสร้างดินมิใช่น้อย หากโครงสร้างดินมีเสถียรภาพไม่เพียงพอต่อการรับแรงกระแทกจากน้ำอาจก่อให้เกิดความเสียหายทั้งชีวิตและทรัพย์สิน โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างดินจากการไหลของน้ำอาจเป็นผลของแรงยก, การไหลซึม, การเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินและเหตุผลอื่น จึงเป็นเหตุให้ขั้นตอนในการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างดินมีความสำคัญเป็นอย่างมาก

ปัจจุบันเครื่องมือทางวิศวกรรม อาทิ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ สำหรับการวิเคราะห์การซึมผ่านของน้ำได้ถูกพัฒนาและนำมาใช้อย่างแพร่หลายทั้งเพื่อความสะดวกและรวดเร็วในการทำงาน โดยแสดงออกมาในรูปแบบ

ของ เส้นสมศักย์ ซึ่งคือเส้นที่แสดงระดับพลังงานที่เท่ากัน กับเส้นการไหล ซึ่งทำให้เห็นช่องการไหล ทำให้ได้ภาพจำลองเส้นทางการไหลของน้ำออกมาตามทฤษฎี อย่างไรก็ตาม การเรียนการสอนระดับปริญญาตรีนักศึกษามักจะถูกกำหนดให้ใช้วิธีทางกราฟิก โดยพัฒนาการไหลสำหรับการไหลซึมผ่านของน้ำในดินแบบสองมิติขึ้นมาก่อน แล้วจึงคำนวณอัตราการไหลและค่าแรงดันน้ำจากตาข่ายการไหลอีกทีนึง ตาข่ายการไหลนี้เป็นชุดของเส้นเสมือนเป็นเส้นที่สมมติขึ้นมา จึงอาจทำให้นักศึกษาส่วนนึงไม่เข้าใจ หรือใคร่อยากรู้ว่าตาข่ายการไหลสามารถสร้างได้จากการทดลองหรือไม่ จึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ ทางคณะผู้จัดทำจึงมีความคิดที่จะทำแบบจำลองย่อส่วนแสดงการซึมผ่านของน้ำใต้ดิน ทั้งการทดสอบการอัตราการไหลจริงและผลที่ได้จากการทดสอบ และการวิเคราะห์ จะได้ถูกนำไปเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์จากโปรแกรม SEEP/W ต่อไป เพื่อพัฒนาสื่อการเรียนการสอนโดยสร้างตาข่ายการไหลมาจากผลการทดสอบจริง

2. ขั้นตอนการวิจัย

2.1 วิธีการสร้างแบบจำลอง

แบบจำลองแสดงการไหลของน้ำแบบสองมิตินี้ถูกติดตั้งอยู่ภายในกล่องอคริลิคใส มีการติดตั้งเครื่องปั๊มน้ำ ปั๊มจะทำการสูบน้ำจากแท็งก์น้ำเข้าไปในแบบจำลอง โดยลำเลียงน้ำผ่านท่อน้ำเข้า น้ำในแบบจำลองจะไหลซึมผ่านทราย และไหลออกไปยังท่อน้ำออกไปสู่แท็งก์น้ำ เมื่อระดับน้ำถูกปรับให้คงที่ตามกรณีที่นำมาศึกษาอันจะกล่าวต่อไป สีย้อมจะถูกฉีดเข้าไปในทรายด้วยหัวฉีด และจะสามารถสังเกตการไหลของน้ำได้ทางด้านหลังของแบบจำลอง โดยจะเห็นเป็นเส้นการไหล (Flow line) และแรงดันน้ำในแต่ละจุดจะสามารถวัดได้จากระดับน้ำในท่อยืนที่ติดตั้งอยู่ทางด้านหน้าของแบบจำลอง โดยรายละเอียดและส่วนประกอบของแบบจำลองโดยรวม กรณีเข็มพืดและกรณีคันดินแสดงในรูปที่ 1 และรูปที่ 2

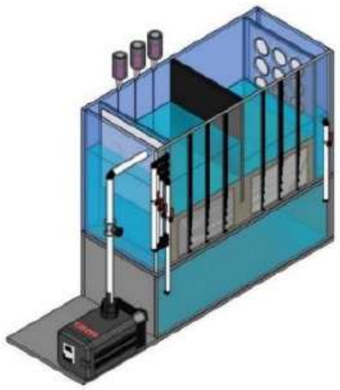
2.2 กรณีศึกษาที่นำมาพิจารณาในการทดลอง

ในการทดลองนี้ กรณีศึกษาที่นำมาพิจารณามีทั้งหมด 7 กรณี แบ่งเป็นแบบจำลองเข็มพืด 4 กรณีและแบบ จำลองคันดิน 3 กรณี โดยแบบจำลองกรณีเข็มพืดมีท่อยืนวัดค่าเฮด 30 จุดดังรูปที่ 3 และแบบจำลองกรณีคันดินมีท่อยืนวัดค่าเฮด 74 จุดดังรูปที่ 4

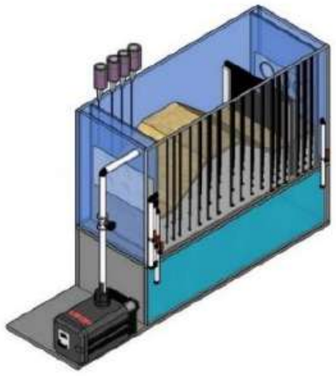
2.3 ขั้นตอนการทดลอง

2.3.1 หาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในทราย

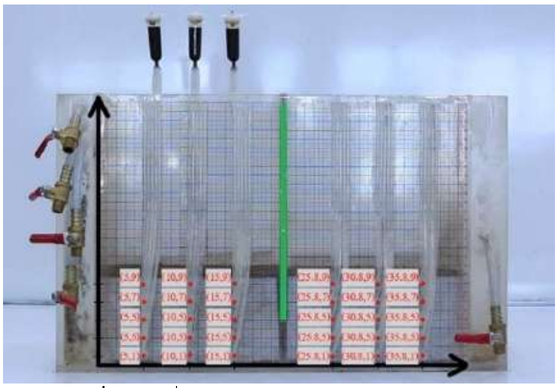
นำตัวอย่างทรายที่ใช้ในแบบจำลองมาทำการหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ (k) โดยการทดสอบแบบเฮดคงที่ เพื่อนำมาเป็นข้อมูลคุณสมบัติดินในโปรแกรม SEEP/W และใช้ในการคำนวณค่าอัตราการไหล



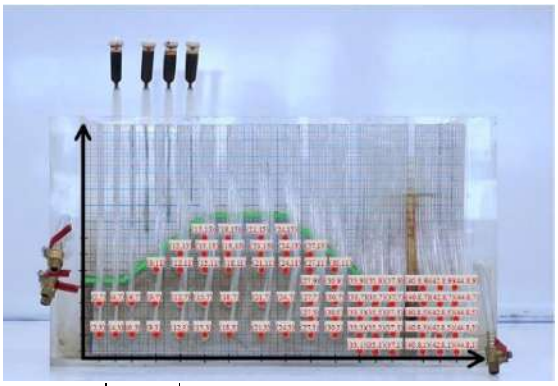
รูปที่ 1 ภาพตัวอย่างแบบจำลองกรณีเข็มพืด



รูปที่ 2 ภาพตัวอย่างแบบจำลองกรณีคันดิน



รูปที่ 3 พิกัดที่อ่านค่าเฮดรวมในแบบจำลองกรณีเข็มพืด



รูปที่ 4 พิกัดที่อ่านค่าเฮดรวมในแบบจำลองกรณีคันดิน

2.3.2 การหาระดับน้ำที่สภาวะคงที่

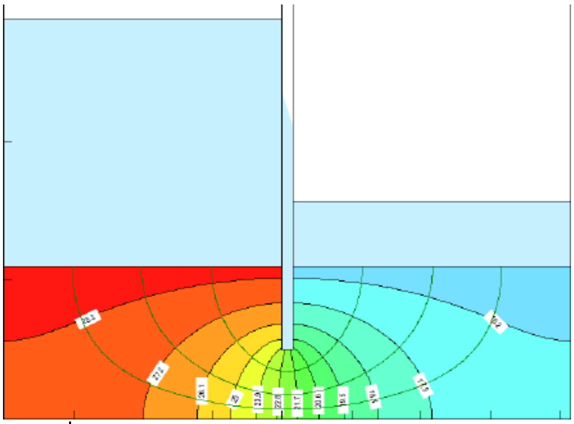
ในการทำการวิจัยครั้งนี้เป็นการหาตาข่ายการไหลในสภาวะคงที่ มีการออกแบบการทดลองด้วยโปรแกรม SEEP/W ดังนั้นจึงจำเป็นต้องหาระดับน้ำในสภาวะคงที่เสียก่อน รวมทั้งทำการเก็บข้อมูลอัตราการไหลฝั่งน้ำขาออก เพื่อเป็นอัตราการไหลจริงที่สามารถวัดได้ โดยจากกรณีศึกษาที่นำมาพิจารณามีทั้งหมด 7 กรณี เมื่อนำมาหาระดับน้ำในสภาวะคงที่ของแต่ละช่วงระดับน้ำที่ได้กำหนดไว้ใน พบว่าระดับน้ำในสภาวะคงที่ของแต่ละกรณีศึกษาเป็นดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 กรณีศึกษาทั้งหมดของงานวิจัย

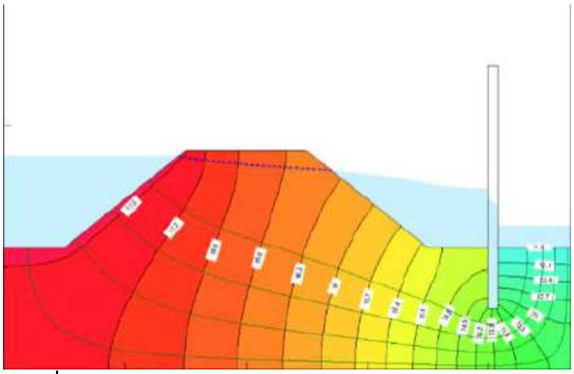
แบบจำลอง	กรณีที่	ระดับน้ำฝั่งน้ำเข้า (mm)	ระดับน้ำฝั่งน้ำออก (mm)	ชื่อการทดลอง
เข็มพืด	1	288	157	SP_IN288-OUT157
	2	270	152	SP_IN270-OUT152
	3	249	150	SP_IN249-OUT150
	4	229	148	SP_IN229-OUT148
คันดิน	1	175	118	EM_IN175-OUT118
	2	159	115	EM_IN159-OUT115
	3	138	114	EM_IN138-OUT114

2.3.3 ออกแบบการทดลองโดยโปรแกรม SEEP/W

นำระดับน้ำในสภาวะคงที่และค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านที่ได้ทดลองมาวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SEEP/W จะได้ตาข่ายการไหลและค่าอัตราการไหลดังรูปที่ 5 และรูปที่ 6 และในตารางที่ 2 ได้แสดงค่าอัตราการไหลที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม SEEP/W ของทุกกรณีศึกษา



รูปที่ 5 ตัวอย่างตาข่ายการไหลกรณีเข็มพืดจากโปรแกรม SEEP/W



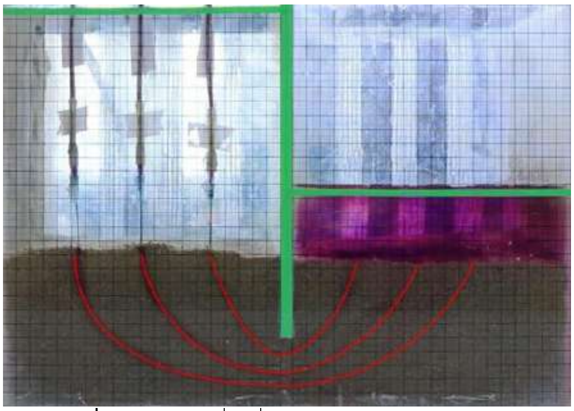
รูปที่ 6 ตัวอย่างตาข่ายการไหลของกรณีคันดินจากโปรแกรม SEEP/W

ตารางที่ 2 ตารางแสดงค่าอัตราการไหลที่หาได้จากโปรแกรม SEEP/W

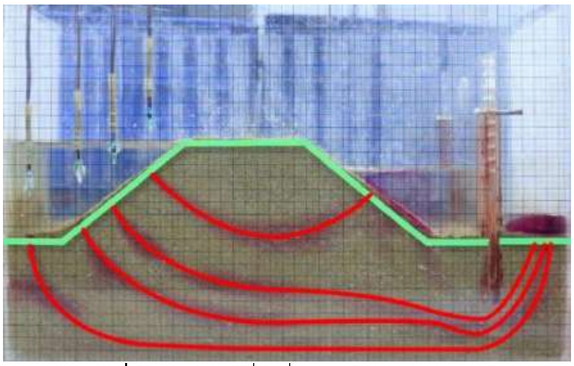
แบบจำลอง	กรณีที่	ชื่อการทดลอง	ค่า Q ที่ได้จากโปรแกรม SEEP/W (m^3/s)
เข็มพืด	1	SP_IN288-OUT157	0.000608
	2	SP_IN270-OUT152	0.000548
	3	SP_IN249-OUT150	0.000460
	4	SP_IN229-OUT148	0.000376
คันดิน	1	EM_IN175-OUT118	0.000383
	2	EM_IN159-OUT115	0.000293
	3	EM_IN138-OUT114	0.000160

2.3.4 เริ่มการทดสอบตามกรณีที่ได้ออกแบบไว้

ทำการจำลองการซึมผ่านทุก ๆ กรณีที่ได้แบ่งไว้ด้วยแบบ จำลองที่สร้างขึ้น บันทึกภาพเส้นการไหลที่เกิดขึ้นนำมาลากเส้นการไหลที่เกิดขึ้นจริงเพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์ดังรูปที่ 7 และรูปที่ 8

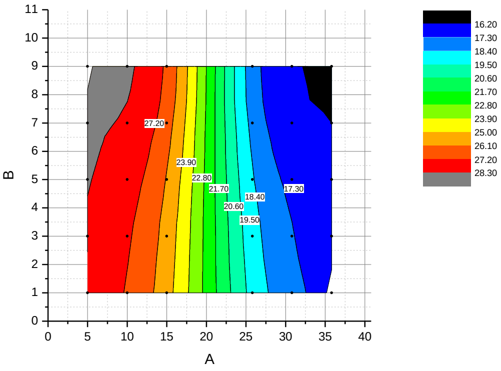


รูปที่ 7 เส้นการไหลที่ได้เมื่อทำการปรับรูปภาพและลากเส้นตามเส้นการไหลจริงกรณีเข็มพืด

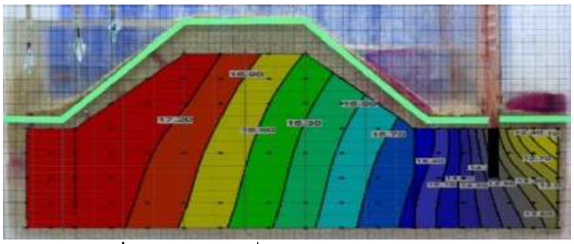


รูปที่ 8 เส้นการไหลที่ได้เมื่อทำการปรับรูปภาพและลากเส้นตามเส้นการไหลจริงกรณีคันดิน

จดค่าเฮดแต่ละจุดที่สามารถอ่านได้ เพื่อนำมาสร้างเส้นสมศักย์ด้วยโปรแกรม ORIGIN ทั้งกรณีเข็มพืดและคันดิน แต่ในกรณีคันดินต้องทำการเทียบบัญญัติไตรยางศ์หาค่าเฮดจุดที่ไม่สามารถอ่านค่าได้ก่อนเพื่อให้ได้เส้นสมศักย์ที่สมบูรณ์ ได้ผลดังรูปที่ 9 และรูปที่ 10

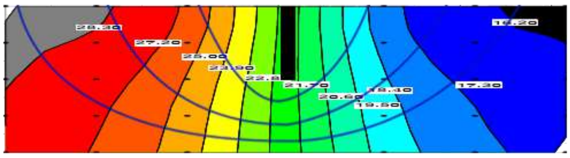


รูปที่ 9 เส้นสมศักย์ที่ได้จากโปรแกรม ORIGIN ของแบบจำลองกรณีเข็มพืด

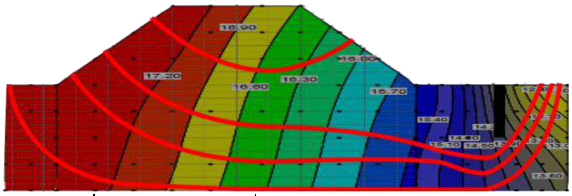


รูปที่ 10 เส้นสมศักย์ที่ได้จากโปรแกรม ORIGIN ของแบบจำลองกรณีคันดิน

จากนั้นนำเส้นการไหลที่ได้บันทึกภาพมารวมกับเส้นสมศักย์ เพื่อสร้างเป็นตาข่ายการไหลใช้ในการคำนวณ อัตราการไหล ดังรูปที่ 11 และรูปที่ 12



รูปที่ 11 ตาข่ายการไหลที่ได้จากการทดลองด้วยแบบจำลอง



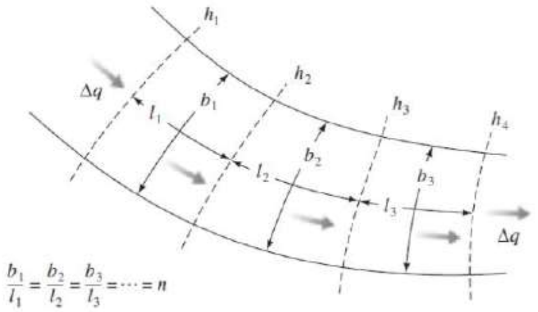
รูปที่ 12 ตาข่ายการไหลที่ได้จากการทดลองด้วยแบบจำลอง

2.3.5 หาอัตราการซึมผ่านของน้ำ

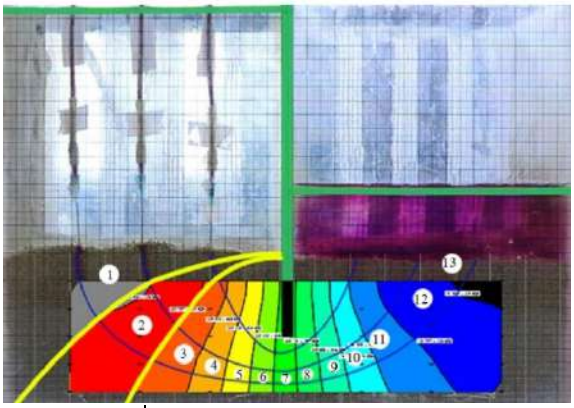
นำค่าความดันที่ทำการจดบันทึกมาวิเคราะห์เส้นชั้นความดันด้วยโปรแกรม ORIGIN และนำมารวมกับเส้นการไหลที่ได้บันทึกภาพไว้ก่อนหน้าเพื่อสร้างตาข่ายการไหล จากนั้นทำการคำนวณหาอัตราการซึมผ่านของน้ำดังตัวอย่างในรูปที่ 14 และรูปที่ 15 ด้วยสมการที่ (1)

$$q = kH\left(\frac{\sum n}{N_d}\right)\ ;\ n = \frac{b}{l} \qquad (1)$$

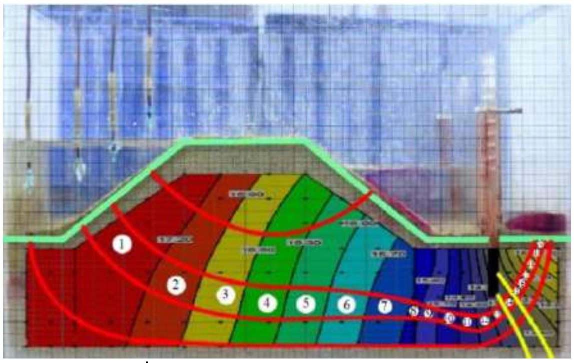
โดยที่ q คือ อัตราการซึมผ่าน, k คือ ค่าสัมประสิทธิ์การไหล, H คือ ความต่างของเฮดความดันรวมของฝั่งต้นน้ำและฝั่งท้ายน้ำ, N_d คือ จำนวนขั้นของการลดลงของพลังงาน และ n คือ อัตราส่วนความกว้างต่อความยาว ดังแสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 13 การซึมผ่านช่องการไหลของน้ำในองค์ประกอบรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า [1]



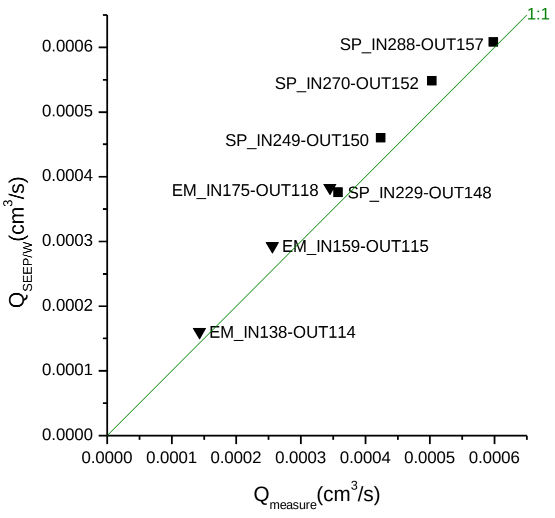
รูปที่ 14 การคำนวณอัตราการไหลกรณีเข็มพืด



รูปที่ 15 การคำนวณอัตราการไหลกรณีคันดิน

2.3.6 เปรียบเทียบค่าอัตราการไหล

นำค่าอัตราการไหลที่ได้จากการคำนวณจากแบบจำลองและค่าที่ได้จากโปรแกรม SEEP/W มาเปรียบเทียบกับค่าอัตราการไหลที่วัดได้จริงจากน้ำล้นฝั่งขาออก



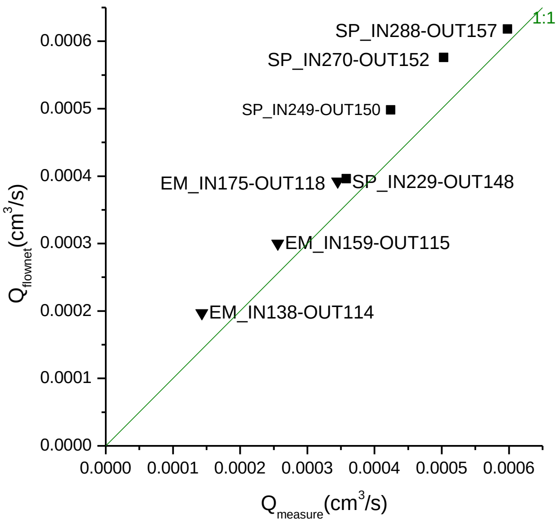
รูปที่ 16 กราฟระหว่าง $Q_{SEEP/W}$ กับ $Q_{measure}$

3. ผลการวิจัย

จากการทดลองสามารถสรุปค่าอัตราการไหลจากการวิเคราะห์ด้วย 1. โปรแกรม SEEP/W 2. การคำนวณจากตาข่ายการไหลที่สร้างด้วยโปรแกรม ORIGIN และ 3. จากการวัดอัตราการไหลของน้ำขาออกในแบบจำลอง มีผลดังตารางที่ 3

เมื่อนำมาสร้างกราฟระหว่างอัตราการไหลที่วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SEEP/W เทียบกับอัตราการไหลจากการวัดอัตราการไหลของน้ำขาออกในแบบจำลอง และกราฟระหว่างอัตราการไหลที่ได้จากการคำนวณจากตาข่ายการไหลที่สร้างด้วยโปรแกรม ORIGIN เทียบกับอัตราการไหลจากการวัดอัตราการไหลของน้ำขาออกในแบบจำลอง ดังรูปที่ 16 และรูปที่ 17 ตามลำดับ

พบว่าทั้งอัตราการไหลที่วิเคราะห์ด้วยโปรแกรม SEEP/W และอัตราการไหลที่ได้จากการคำนวณจากตาข่ายการไหลที่สร้างด้วยโปรแกรม ORIGIN มีค่าสูงกว่าอัตราการไหลจากการวัดอัตราการไหลของน้ำขาออกในแบบจำลองทั้ง 7 กรณีทดลอง



รูปที่ 17 กราฟระหว่าง $Q_{flownet}$ กับ $Q_{measure}$

ตารางที่ 3 ตารางสรุปค่าอัตราการไหล

ชื่อการทดลอง	ค่า Q ที่ได้จากโปรแกรม SEEP/W (cm^3/s)	ค่า Q ที่ได้จากการคำนวณจากตาข่ายการไหล (cm^3/s)	ค่า Q ที่วัดได้จากแบบจำลอง (cm^3/s)
SP_IN288-OUT157	0.000608	0.000618	0.000598
SP_IN270-OUT152	0.000548	0.000576	0.000503
SP_IN249-OUT150	0.000460	0.000498	0.000424
SP_IN229-OUT148	0.000376	0.000396	0.000358
EM_IN175-OUT118	0.000383	0.000392	0.000345
EM_IN159-OUT115	0.000293	0.000300	0.000256
EM_IN138-OUT114	0.000160	0.000197	0.000143

4. สรุปผลการวิจัย

จากผลการทดสอบ การวิเคราะห์และเปรียบเทียบที่ได้ดำเนินการในการศึกษานี้ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. พัฒนาแบบจำลอง 2 แบบ 1. เข็มพืด 2. คันดิน โดยให้น้ำไหลลอดผ่านแบบ 2 มิติ และมีอัตราการไหลที่แตกต่างกันสำเร็จ จากแบบจำลองสามารถหาเส้นการไหลได้จากการบันทึกภาพการปล่อยสารละลายเจนเชียนไวโอเลต เส้นสมศักย์ได้จากการนำค่าแรงดันที่วัดได้จากแบบจำลองมาพล็อตเป็นเส้นชั้นความดัน เมื่อนำเส้น 2 ชุดนี้มาประกอบกันจะได้ตาข่ายการไหลที่พัฒนาจากการทดสอบด้วยแบบจำลองจริง ไม่ใช่กราฟิก ดังนั้นนำมาใช้ประกอบการเรียนการสอนได้
2. ใช้ SEEP/W วิเคราะห์ปัญหาการไหล 2 มิติ ตามเงื่อนไขที่กำหนดในแบบจำลองทั้งแบบจำลองเข็มพืดและแบบจำลองคันดินได้สำเร็จ
3. ค่าเฮดรวมที่ตำแหน่งต่าง ๆ ในดิน เส้นการไหล เส้นสมศักย์และตาข่ายการไหล ที่วัดได้หรือพัฒนามาจากผลการทดสอบด้วยแบบจำลอง มีความใกล้เคียงกับผลที่ได้จากโปรแกรม SEEP/W ดังนั้นผลจากแบบจำลองมีความเที่ยงตรงสูง นอกจากนี้ค่าอัตราการไหลที่ได้จากการคำนวณจากตาข่ายการไหล ค่าจากโปรแกรม SEEP/W มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จริงอีกด้วย

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยชิ้นนี้จะไม่สามารถเกิดขึ้นได้หากไม่ได้รับความอนุเคราะห์จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ห้องปฏิบัติการวิศวกรรมเทคนิคธรณี อาจารย์ ช่างเทคนิคและพี่ ๆ ในห้องปฏิบัติการ ที่ให้คำแนะนำและเอื้อเฟื้อสถานที่ในการทำการทดลอง ทางผู้จัดทำต้องขอขอบคุณเป็นอย่างสูง

เอกสารอ้างอิง

[1] Braja M. Das (2007). Fundamental of Geotechnical Engineering. Third Edition, Christ Carson, United States, pp. 111-140.

[2] G.U.N.T.Gerätebau GmbH.Experiment Instructions HM 169 Drainage and Seepage Tank. Germany, pp. 1-16.

การพัฒนาโต๊ะตะแคงสองทิศทางเพื่อการทดสอบสมบัติกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟส

Development of Bidirectional Tilt Table for Testing of Interface Shear Strength Property

กังวาน กานดาวรวงศ์[1] ธนวรรณ แจ้งกระจ่าง[2] ยศพล เปมานุกรรักษ์[3] และ วรัช ก้องกิจกุล[4,*]

[1,2,3,4] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพมหานคร*

**Corresponding author; E-mail address: warat.kon@kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

กำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสเป็นตัวแปรสำคัญที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างทางด้านวิศวกรรมเทคนิคธรณี ในปัจจุบันนิยมใช้การประมาณค่าแทนการทดสอบจริง ซึ่งมักทำให้ได้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสแตกต่างจากค่าที่เกิดขึ้นจริงในสนาม งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาและพัฒนาโต๊ะตะแคงเพื่อใช้ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองทิศทางของอินเตอร์เฟสต่าง ๆ ที่นิยมใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง ได้แก่ มอร์ต้า ไม้ และ จีโอเทกซ์ไทล์แบบไม่ถัก กับดินทรายในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากต่ำ จากนั้นเปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความเสียดทานกับการทดสอบในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากสูงที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนตรง จากผลการทดสอบพบว่า เส้นโค้งการวิบัติที่ได้จากการทดสอบโดยโต๊ะตะแคงมีลักษณะเป็นวงกลมที่รัศมีเพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตาม สัมประสิทธิ์ความเสียดทานจากการทดสอบแรงเฉือนตรงมีค่าสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบโดยโต๊ะตะแคง

คำสำคัญ: การเฉือนสองทิศทาง, โต๊ะตะแคง, เส้นโค้งการวิบัติ, หน่วยแรงตั้งฉากต่ำ, อินเตอร์เฟส

Abstract

The interface shear strength is an important parameter that is always used in the design of most of the geotechnical structures. Nowadays, many geotechnical engineers usually use the approximate values instead of the real value obtained from a relevant test. This leads to inconsistencies between the calculated value and real field value. This research aims to study and develop a tilt table for determining bidirectional interface shear strength for the low normal stress condition between sand and structural surfaces, which are mortar, plywood, and non-woven geotextile. Then, the coefficients of friction were compared with the values obtained for the high normal stress condition, which were obtained by the interface direct shear tests. The results from the tilt table tests shows that failure envelopes were circular, with the radius increases with increasing normal stress. However, it was found that the coefficients of friction from the interface direct shear test are significantly higher than the ones from the tilt table test.

Keywords: Bidirectional shear, Tilt table, Failure envelope, Low normal stress, Interface

1. บทนำ

ในการวิเคราะห์ปัญหาทางวิศวกรรมเทคนิคธรณี มักเกี่ยวข้องกันกับปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างต่าง ๆ (soil–structure interaction) เช่น เสาเข็ม กำแพงกันดินเสริมแรง เป็นต้น ความรู้และความเข้าใจเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสซึ่งเป็นสมบัติทางวิศวกรรมที่นำไปใช้ในการออกแบบและวิเคราะห์เสถียรภาพจึงเป็นสิ่งสำคัญ แต่ในประเทศไทยมีฐานข้อมูลและงานวิจัยทางด้านนี้ค่อนข้างน้อย ดังนั้นในทางปฏิบัติจึงนิยมใช้การประมาณค่าสมบัติเหล่านี้แทนการทดสอบจริง ซึ่งจึงอาจทำให้ได้ค่าที่ต่ำเกินไปในการออกแบบ ถึงแม้ว่าผลลัพธ์จะอยู่ในด้านที่ปลอดภัย (on the safe side) แต่จะทำให้สิ้นเปลืองงบประมาณการก่อสร้าง นอกจากนี้สมบัติทางวิศวกรรมของอินเตอร์เฟสเหล่านี้ส่วนใหญ่จะได้มาจากการทดสอบกำลังแรงเฉือนที่อินเตอร์เฟสแบบทิศทางเดียว ซึ่งค่อนข้างแตกต่างจากสภาพจริงในสนามที่อินเตอร์เฟสอาจรับแรงเฉือนพร้อมกันมากกว่าหนึ่งทิศทางได้ในบางสถานการณ์ ในปัจจุบันการทดสอบแรงเฉือนตรงของอินเตอร์เฟส (interface direct shear test) เป็นวิธีที่นิยมใช้หาพารามิเตอร์นี้ แต่ก็มีข้อจำกัดบางประการคือการทดสอบแรงเฉือนสองทิศทางได้ยาก อย่างไรก็ตามการทดสอบสองทิศทางนี้สามารถใช้โต๊ะตะแคงทดสอบแทนได้ จึงเกิดแนวความคิดที่จะพัฒนาโต๊ะตะแคงสองทิศทางขึ้น

งานวิจัยนี้เป็นการพัฒนาโต๊ะตะแคงเพื่อใช้ในการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสแบบสองทิศทางในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากต่ำระหว่างดินทรายกับวัสดุต่าง ๆ อาทิเช่น จีโอเทกซ์ไทล์แบบไม่ถัก (non-woven geotextile) มอร์ต้า (mortar) และ ไม้อัด (wood) เป็นต้น ทำการทดสอบโดยการให้แรงเฉือนแบบสองทิศทางจนกระทั่งตัวอย่างทดสอบ

เลื่อนไถล เพื่อนิยามเส้นโค้งการวิบัติที่อินเตอร์เฟสระหว่างทรายกับวัสดุที่ต้องการทราบ จากนั้นจึงทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับทฤษฎี และเปรียบเทียบผลกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสในสภาวะแรงตั้งฉากสูงโดยการทดสอบแรงเฉือนตรง

2. วัตถุประสงค์

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาโต๊ะตะแคงเพื่อทดสอบกำลังรับแรงเฉือนสองทิศทางของอินเตอร์เฟสต่าง ๆ ในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากต่ำที่มีการให้แรงเฉือนแบบต่อเนื่อง และทำการทดสอบเพื่อนิยามเส้นโค้งการวิบัติ พร้อมเปรียบเทียบผลกับการทดสอบโดยวิธีแรงเฉือนตรง

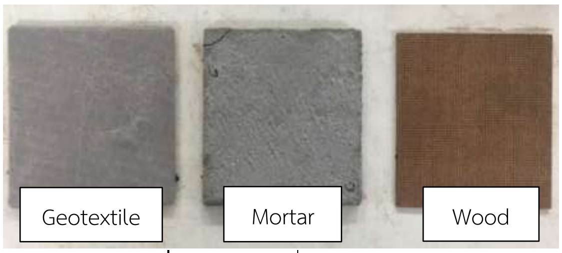
3. การเตรียมวัสดุและขั้นตอนการทดสอบ

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

วัสดุที่ใช้ในการทดสอบประกอบด้วยทราย KMUTT อบแห้ง เป็นทรายมาตรฐานที่ใช้ในห้องปฏิบัติการวิศวกรรมเทคนิคธรณี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ซึ่งมีสมบัติเบื้องต้นในตารางที่ 1 ส่วนอินเตอร์เฟสที่ใช้ในการทดสอบ ได้แก่ mortar, non-woven geotextile และ wood ดังรูปที่ 1

ตารางที่ 1 สมบัติเบื้องต้นของทราย KMUTT

Specific gravity	Limited void ratio		Internal friction angle	Cohesion,
	Max. void ratio	Min. void ratio		
2.641	0.9541	0.6222	40.23	0



รูปที่ 1 อินเตอร์เฟสที่ใช้ในการทดสอบ

3.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสโดยวิธีแรงเฉือนตรง (Interface direct shear test)

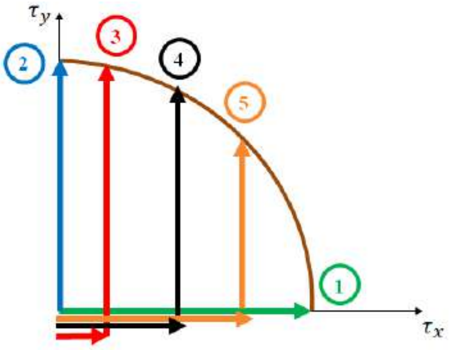
การทดสอบอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D5321 [1] เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรงแสดงดังรูปที่ 2 ขั้นตอนการทดสอบคือ เตรียมตัวอย่างทรายโปรยลงในกล่องทดสอบแรงเฉือนจนล้น ปาดออกให้พื้นผิวสม่ำเสมอโดยควบคุมความหนาแน่นสัมพัทธ์ให้ได้ร้อยละ 70 และแขวนตุ้มน้ำหนักเพื่อใส่หน่วยแรงตั้งฉาก เริ่มทำการทดสอบโดยการเฉือนตัวอย่างด้วยอัตราการเฉือน 0.5–2 มิลลิเมตร/ นาที เก็บค่าแรงเฉือนและการเคลื่อนตัวในแนวราบทุก ๆ 1 วินาที สิ้นสุดการทดสอบเมื่อตัวอย่างดินเกิดการวิบัติ ทำการทดสอบทั้งหมด 3 ครั้ง ต่ออินเตอร์เฟสด้วยหน่วยแรงตั้งฉากเท่ากับ 50 kPa 100 kPa และ 150 kPa ตามลำดับ

รูปที่ 2 เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนตรง

3.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสสองทิศทางโดยโต๊ะตะแคง

เครื่องมือทดสอบโต๊ะตะแคงแสดงดังรูปที่ 3 มีขั้นตอนการทดสอบคือ เตรียมทรายแห้ง 500 กรัม ติดตั้งแผ่นอินเตอร์เฟสที่ต้องการทดสอบ เททรายลงในโมลด์และทำการบดอัดเพื่อควบคุมความหนาแน่นสัมพัทธ์ให้ได้ร้อยละ 70 วางตุ้มน้ำหนักลงในโมลด์ให้ได้หน่วยแรงตั้งฉากเริ่มต้น (initial normal stress) ตามที่กำหนด ติดตั้งอุปกรณ์สำหรับวัดมุมและความเร่ง ปรับระดับฐานโต๊ะตะแคงให้ได้ระดับแล้วจึงเริ่มการทดสอบ ในการทดสอบหนึ่งชุดจะมี 5 การทดสอบย่อยดังรูปที่ 4 เพื่อหาเส้นโค้งการวิบัติ การทดสอบโดยโต๊ะตะแคงมีกรณีศึกษาทั้งหมดแสดงในตารางที่ 2 การทดสอบย่อยที่ 3-5 คือการให้แรงเฉือนรอบแกน x เป็นมุมเท่ากับ 0.25, 0.50 และ 0.75 ของมุมที่ได้จากการทดสอบย่อยครั้งที่ 1 ก่อน แล้วจึงเอียงรอบแกน y จนเกิดการเลื่อนไถล

รูปที่ 3 โต๊ะตะแคงสองทิศทาง

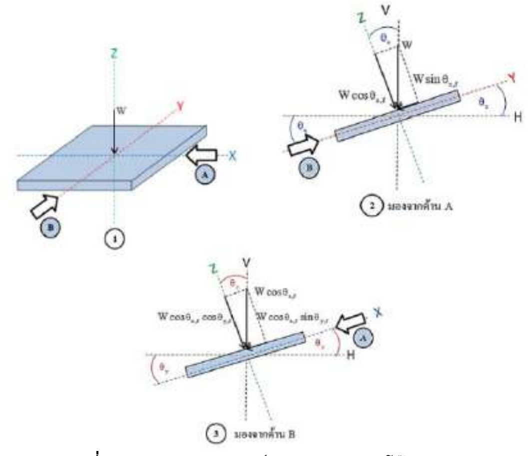


รูปที่ 4 การทดสอบย่อยสำหรับการทดสอบโดยโต๊ะตะแคง

ตารางที่ 2 กรณีศึกษาการทดสอบโดยโต๊ะตะแคง

Initial normal stress (kPa)	Non-woven geotextile	Mortar	Wood
2	G-2kPa-1	M-2kPa-1	W-2kPa-1
	G-2kPa-2	M-2kPa-2	W-2kPa-2
	G-2kPa-3	M-2kPa-3	W-2kPa-3
	G-2kPa-4	M-2kPa-4	W-2kPa-4
	G-2kPa-5	M-2kPa-5	W-2kPa-5
3	G-3kPa-1	M-3kPa-1	W-3kPa-1
	G-3kPa-2	M-3kPa-2	W-3kPa-2
	G-3kPa-3	M-3kPa-3	W-3kPa-3
	G-3kPa-4	M-3kPa-4	W-3kPa-4
	G-3kPa-5	M-3kPa-5	W-3kPa-5
4	G-4kPa-1	M-4kPa-1	W-4kPa-1
	G-4kPa-2	M-4kPa-2	W-4kPa-2
	G-4kPa-3	M-4kPa-3	W-4kPa-3
	G-4kPa-4	M-4kPa-4	W-4kPa-4
	G-4kPa-5	M-4kPa-5	W-4kPa-5

เมื่อพิจารณารูปที่ 5 ซึ่งแสดงนิยามมุมรอบแกน x ($\theta_{x,f}$) และมุมเอียงรอบแกน y ($\theta_{y,f}$) ขณะเกิดการวิบัติ สามารถคำนวณมุมรวมของระนาบกับแนวราบ ($\theta_{t,f}$) ได้จากสมการที่ 1 สามารถคำนวณหาหน่วยแรงตั้งฉากขณะเกิดการวิบัติ ($\sigma_{n,f}$) ได้จากสมการที่ 2 ส่วนแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสในแนวแกน x และแกน y ($\tau_{x,f}$, $\tau_{y,f}$) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3 และ 4 ตามลำดับ



รูปที่ 5 การหาพารามิเตอร์จากการทดสอบโต๊ะตะแคง

$$\theta_{t,f} = \cos^{-1}\left(\cos\theta_{x,f} + \cos\theta_{y,f}\right) \quad (1)$$

$$\sigma_{n,f} = \frac{W\cos\theta_{x,f}\cos\theta_{y,f}}{A} \quad (2)$$

$$\tau_{x,f} = \frac{W\sin\theta_{x,f}}{A} \quad (3)$$

$$\tau_{y,f} = \frac{W\cos\theta_{x,f}\sin\theta_{y,f}}{A} \quad (4)$$

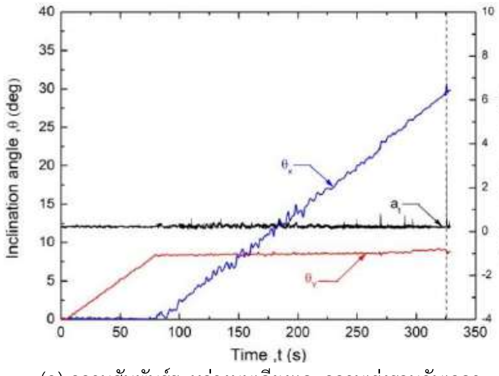
โดยที่ $\sigma_{n,f}$ คือหน่วยแรงตั้งฉากรวมขณะเกิดการวิบัติ (kPa), W คือน้ำหนักทราย KMUTT+กล่อง+ฝา+น้ำหนักแผ่นเหล็ก (kN), $\theta_{x,f}$ คือมุมเอียงรอบแกน x ขณะเกิดการวิบัติ (deg), $\theta_{y,f}$ คือมุมเอียงรอบแกน y ขณะเกิดการวิบัติ (deg), $\theta_{t,f}$คือมุมเอียงเฉลี่ยของระนาบกับแนวราบขณะเกิดการวิบัติ (deg), $\tau_{x,f}$ คือหน่วยแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสในแนวแกน x ขณะเกิดการวิบัติ (kPa), $\tau_{y,f}$ คือหน่วยแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสในแนวแกน y ขณะเกิดการวิบัติ (kPa) รูปที่ 6ก แสดงความสัมพันธ์ระหว่างมุมเอียงรอบแกน x และ y กับเวลา และความสัมพันธ์ระหว่างความเร่งกับเวลา ซึ่งเก็บข้อมูลโดยใช้แอพพลิเคชั่น Physics toolbox (เส้นสีน้ำเงินแสดงมุมเอียงรอบแกน X เส้นสีแดงแสดงมุมเอียงแกน Y และเส้นสีดำแสดงความเร่งรวม) ซึ่งในทุกการทดสอบแรงเฉือนสองทิศทางจะทดสอบโดยเอียงมุมรอบแกน y ก่อนจนถึงค่าที่ต้องการแล้วจึงเอียงมุมรอบแกน x จนเกิดการวิบัติ รูปที่ 6ข แสดงรูปขยายที่ช่วงเวลาขณะเลื่อนไถลและขั้นตอนหาค่ามุมขณะเลื่อนไถล เมื่อเกิดการเลื่อนไถล ค่าความเร่งรวม (a_t) ก็จะเพิ่มขึ้นอย่างทันทีทันใด จึงกำหนดให้มุมเอียงขณะนั้นคือมุมขณะเกิดการวิบัติ โดยขั้นตอนการหามุมขณะเลื่อนไถลดังรูปที่ 6ข มีดังนี้

1. วาดเส้นแนวดิ่งผ่านจุดที่ความเร่งรวมเพิ่มขึ้นทันทีทันใด (เส้นประดำ)
2. วาดเส้นเฉลี่ยสำหรับประวัติเวลาของมุมเอียงรอบแกน x (เส้นประน้ำเงิน)
3. วาดเส้นเฉลี่ยสำหรับประวัติเวลาของมุมเอียงรอบแกน y (เส้นประแดง)
4. อ่านค่าที่จุดตัดระหว่างเส้นประดำกับเส้นประน้ำเงิน จะได้ $\theta_{x,f}$ และอ่านค่าจุดตัดระหว่างเส้นประดำกับเส้นประแดง จะได้ $\theta_{y,f}$

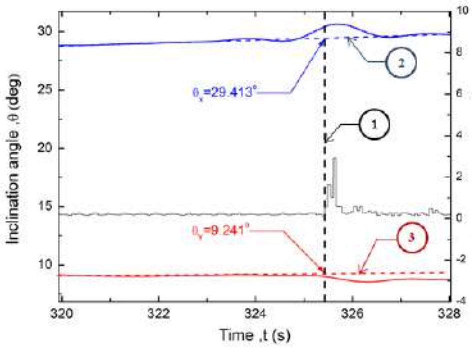
4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์

4.1 ผลการทดสอบและเปรียบเทียบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสทิศทางเดียว

ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากสูงโดยวิธีแรงเฉือนตรงแสดงดังรูปที่ 7 ได้เส้นการวิบัติที่มีลักษณะเป็นเส้นตรง ที่มีแรงยึดเกาะของอินเตอร์เฟสเท่ากับศูนย์

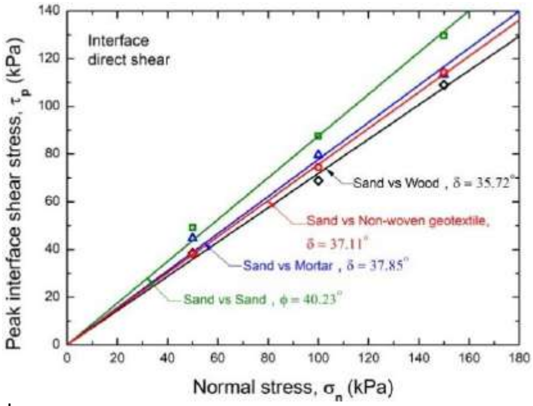


(ก) ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเอียงและความเร่งรวมกับเวลา



(ข) การลากเส้นเพื่อหามุมเอียงขณะเกิดการวิบัติ

รูปที่ 6 ข้อมูลที่บันทึกจากการทดสอบโดยโต๊ะตะแคง



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ_{peak} กับ σ_n จากการทดสอบแรงเฉือนทิศทางเดียวโดยวิธีแรงเฉือนตรง

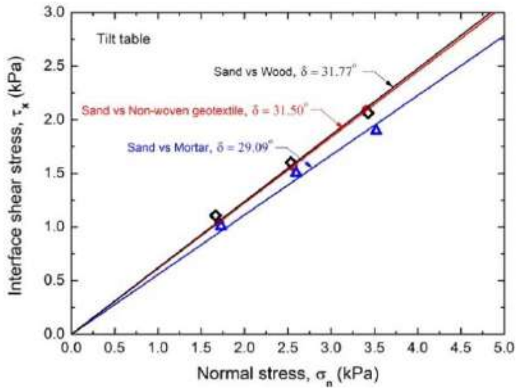
รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับหน่วยแรงตั้งฉากโดยโต๊ะตะแคงกรณีการให้แรงเฉือนทิศทางเดียว (รอบแกน x) พบว่าหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงตั้งฉาก และได้เส้นการวิบัติที่มีลักษณะเป็นเส้นตรงผ่านจุด (0,0) ซึ่งหมายถึงแรงยึดเกาะของอินเตอร์เฟสเท่ากับศูนย์ โดยมีมุมเสียดทานเท่ากับ 31.77°, 31.50° และ 29.09° สำหรับอินเตอร์เฟสระหว่างทราย KMUTT กับ wood, non-woven geotextile และ mortar ตามลำดับ ซึ่งมีความแตกต่างจากการทดสอบโดยวิธีแรงเฉือนตรงที่ได้มุมเสียดทานเท่ากับ 37.85°, 37.11° และ 35.72° สำหรับอินเตอร์เฟสระหว่างทราย KMUTT กับ mortar, non-woven geotextile และ wood ตามลำดับ สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานของอินเตอร์เฟส (δ) กับค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (μ) แสดงดังสมการที่ 5

$$\mu = \tan\delta \tag{5}$$

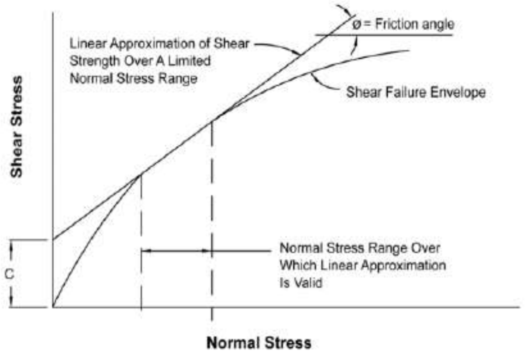
จากการทดสอบพบว่ามุมเสียดทานของอินเตอร์เฟสที่ได้จากการทดสอบโดยโต๊ะตะแคงจะมีค่าน้อยกว่าการค่าที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีแรงเฉือนตรงซึ่งตรงกับที่ Wu [2] กล่าว โดยดูเหมือนว่าอิทธิพลจากทฤษฎีการทดสอบมีอิทธิพลแผ่คลอบคลุมอิทธิพลจากเส้นการวิบัติแบบไม่เชิงเส้นที่แสดงดังรูปที่ 9 ที่อธิบายว่าการทดสอบในสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากต่ำมักได้ค่ามุมเสียดทานสูงกว่าการทดสอบสภาวะหน่วยแรงตั้งฉากสูง แต่ผลการทดสอบโดยโต๊ะตะแคงกลับมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนตรง การเปรียบเทียบผลการทดสอบแรงเฉือนทิศทางเดียวในรูปของสัมประสิทธิ์ความเสียดทานกับการประมาณค่าโดยใช้ *β-method* [3] จากสมการที่ 6 แสดงดังรูปที่ 10 พบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของอินเตอร์เฟสจากการประมาณด้วย *β-method* มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบด้วยโต๊ะตะแคง และมีค่าร้อยละ 80 ของค่าที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีแรงเฉือนตรง

$$\mu = \tan\delta_{theory} = \frac{0.18 + 0.0065D_r}{0.50 + 0.008D_r} \tag{6}$$

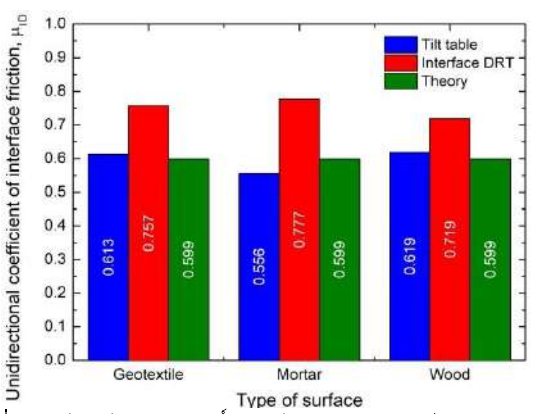
เมื่อ D_r คือความหนาแน่นสัมพัทธ์เป็นร้อยละของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่าง τ_x กับ σ_n จากการทดสอบแรงเฉือนทิศทางเดียวโดยโต๊ะตะแคง



รูปที่ 9 เส้นการวิบัติแบบไม่เชิงเส้นระหว่างอินเตอร์เฟส [4]



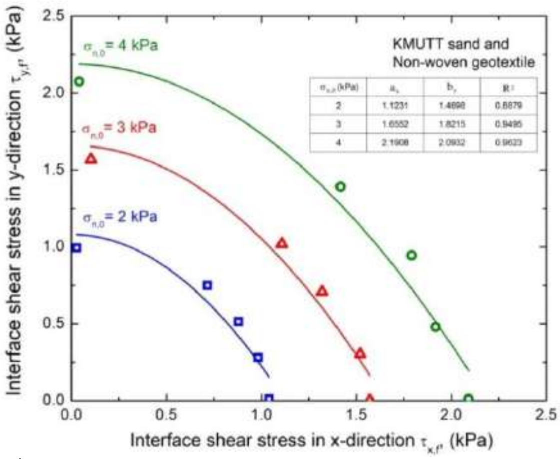
รูปที่ 10 เปรียบเทียบสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของอินเตอร์เฟสทิศทางเดียว

4.2 ผลการทดสอบและวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสสองทิศทาง

จากผลการทดสอบพบว่าเส้นโค้งการวิบัติอาจมีลักษณะเป็นวงรีที่มีจุดศูนย์กลางอยู่ที่จุดกำเนิด จึงใช้วิธีการวิเคราะห์การถดถอย (Regression analysis) ร่วมกับสมการที่ 7 เพื่อหาเส้นโค้งการวิบัติแบบวงรี โดยตัวอย่างผลการวิเคราะห์ของอินเตอร์เฟสระหว่าง non-woven geotextile กับทราย KMUTT แสดงดังรูปที่ 11

$$\frac{\tau_{x,f}^2}{a_x^2} + \frac{\tau_{y,f}^2}{b_y^2} = 1 \qquad (7)$$

เมื่อ a_x คือรัศมีในแนวแกน x และ b_y คือรัศมีในแนวแกน y ของเส้นโค้งการวิบัติแบบวงรี

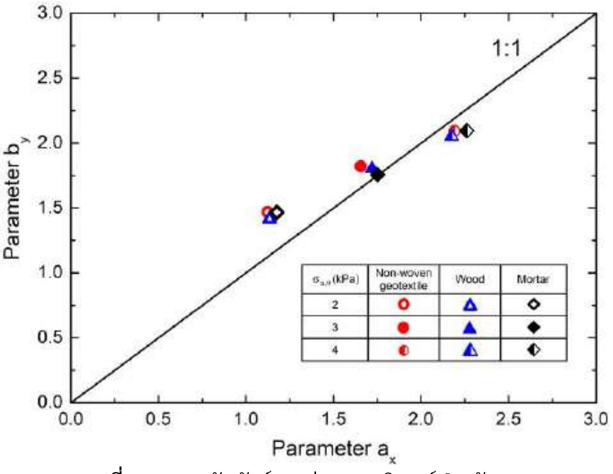


รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\tau_{y,f}$ กับ $\tau_{x,f}$ และเส้นโค้งการวิบัติแบบวงรีของอินเตอร์เฟสระหว่าง non-woven geotextile กับทราย KMUTT

ข้อมูลพารามิเตอร์ a_x, b_y และ R^2 ของอินเตอร์เฟสที่ทำการทดสอบแสดงในตารางที่ 3 โดยสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ b_y และ a_x สำหรับทุกอินเตอร์เฟสที่ทดสอบ ได้ดังรูปที่ 12

ตารางที่ 3 พารามิเตอร์ a_x, b_y และ R^2

Material interface	Initial normal stress (kPa)	a_x	b_y	R^2
Non-woven geotextile	2	1.1231	1.4698	0.8879
	3	1.6552	1.8215	0.9495
	4	2.1908	2.0932	0.9623
Mortar	2	1.1353	1.4158	0.7578
	3	1.7190	1.8017	0.7808
	4	2.1746	2.0523	0.7834
Wood	2	1.1763	1.4668	0.9709
	3	1.7516	1.7573	0.8224
	4	2.2620	2.0962	0.8040



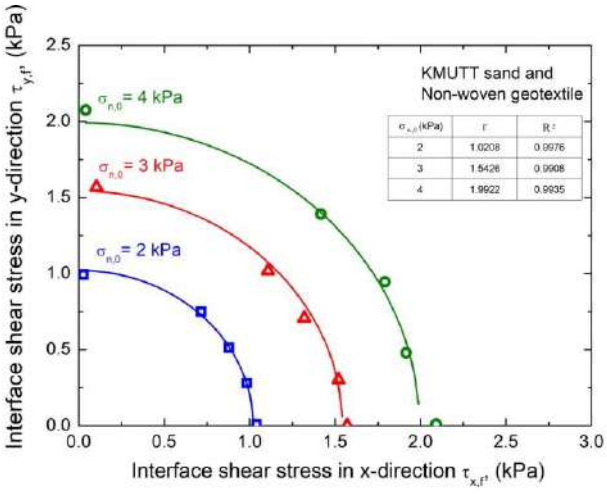
รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ b_y กับ a_x

จากรูปที่ 12 พบว่าค่าพารามิเตอร์ a_x และ b_y มีความใกล้เคียงกันและความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ b_y กับ a_x ใกล้เคียงกับสมการเส้นตรง y=x ในทุกอินเตอร์เฟสที่ทดสอบ ดังนั้นจึงสามารถอนุมานเส้นโค้งการวิบัติให้มีลักษณะเป็นวงกลมที่มีศูนย์กลางที่จุดกำเนิด โดยใช้วิธีการวิเคราะห์การถดถอย (Regression analysis) และสมการที่ 8 เพื่อหาเส้นโค้งการวิบัติแบบวงกลม ได้ผลการวิเคราะห์แสดงดังรูปที่ 13

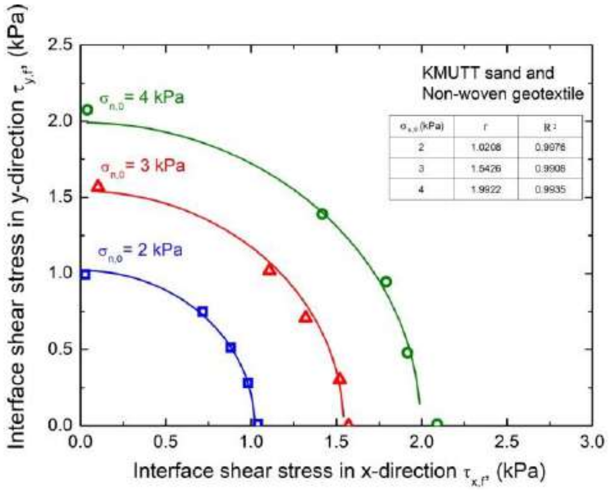
$$\tau_{x,f}^2 + \tau_{y,f}^2 = r^2 \qquad (8)$$

เมื่อ r คือรัศมีของเส้นโค้งการวิบัติแบบวงกลม

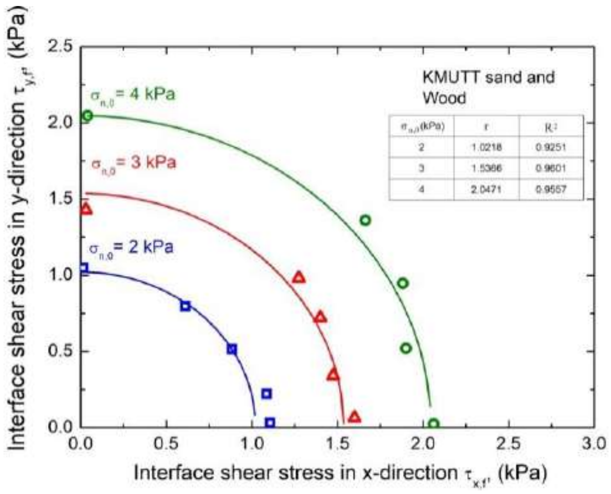
ผลการวิเคราะห์ในทุกอินเตอร์เฟสที่ทดสอบแสดงในตารางที่ 4 เมื่อใช้สมการที่ 8 ซึ่งเป็นสมการวงกลมในการหาเส้นโค้งการวิบัติ ได้ค่า R^2 มีค่าใกล้เคียง 1 มากกว่าพารามิเตอร์ R^2 ในตารางที่ 3 ซึ่งวิเคราะห์จากสมการที่ 7 ซึ่งเป็นสมการวงรี ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าเส้นโค้งการวิบัติของการให้แรงเฉือนสองทิศทางมีลักษณะเป็นวงกลม



(ก) Non-woven geotextile กับทราย KMUTT



(ข) Mortar กับทราย KMUTT



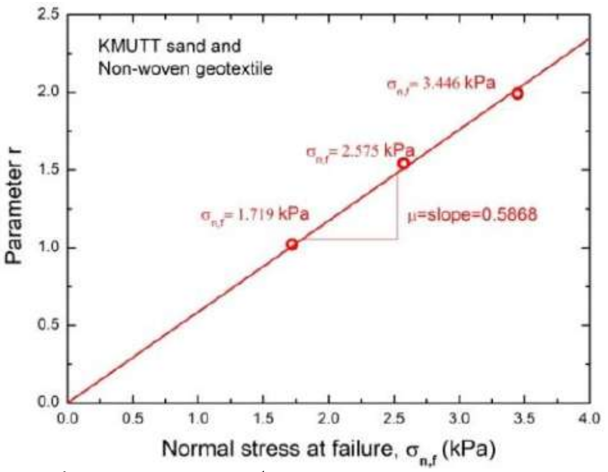
(ค) Wood กับทราย KMUTT

รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\tau_{y,f}$ กับ $\tau_{x,f}$ และเส้นโค้งการวิบัติแบบวงกลม

ตารางที่ 4 พารามิเตอร์ r และ R^2

Material interface	Initial normal stress (kPa)	r	R^2
Non-woven geotextile	2	1.0208	0.9976
	3	1.5426	0.9908
	4	1.9922	0.9935
Mortar	2	1.0061	0.9564
	3	1.5033	0.8429
	4	1.9168	0.8390
Wood	2	1.0218	0.9251
	3	1.5366	0.9601
	4	2.0471	0.9557

จากรูปที่ 13 พบว่าเส้นโค้งการวิบัติจากความสัมพันธ์ระหว่าง $\tau_{y,f}$ กับ $\tau_{x,f}$ จะมีลักษณะเป็น 1/4 ของวงกลมที่มีขนาดรัศมีเพิ่มขึ้นตาม σ_n ตามที่ Ming [5] กล่าวไว้ โดยสามารถหาสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของการให้แรงเฉือนสองทิศทางได้ 2 วิธี วิธีที่หนึ่งคือวิธีหาความชัน ดังรูปที่ 14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ r กับ $\sigma_{n,f}$ สำหรับ non-woven geotextile ซึ่งจะได้เส้นตรงที่ผ่านจุด (0,0) โดยที่ความชันของกราฟคือสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน

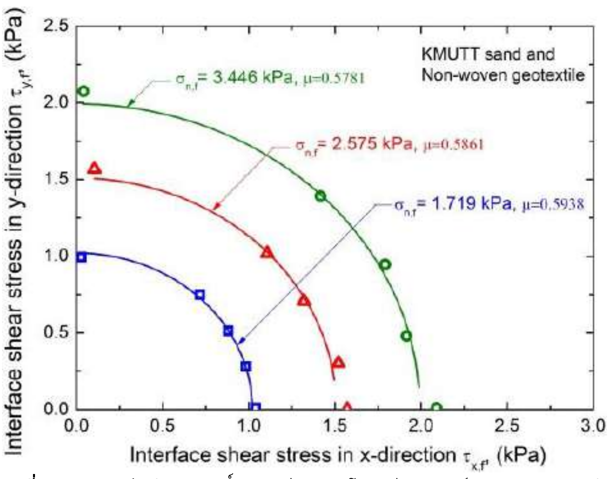


รูปที่ 14 การหาค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานโดยวิธีหาความชันสำหรับอินเตอร์เฟสระหว่าง non-oven geotextile กับทราย KMUTT

วิธีที่สองคือวิธีวิเคราะห์การถดถอย (Regression analysis) โดยใช้สมการที่ 9 ดังรูปที่ 15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $\tau_{y,f}$ กับ $\tau_{x,f}$ สำหรับ non-woven geotextile ซึ่งจะได้สัมประสิทธิ์ความเสียดทานหนึ่งค่าต่อการทดสอบหนึ่งหน่วยน้ำหนักตั้งฉาก

$$\tau_{x,f}^2 + \tau_{y,f}^2 = \mu^2 \sigma_{n,f}^2 \tag{9}$$

ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานจากการทดสอบให้แรงเฉือนสองทิศทางจากทั้ง 2 วิธีแสดงในตารางที่ 5 โดยพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานที่ได้จากทั้งสองวิธีมีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 15 การหาค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานโดยวิธีวิเคราะห์การถดถอยสำหรับอินเตอร์เฟสระหว่าง non-oven geotextile กับทราย KMUTT

ตารางที่ 5 μ จากวิธีหาความชันและวิธีการวิเคราะห์ถดถอย

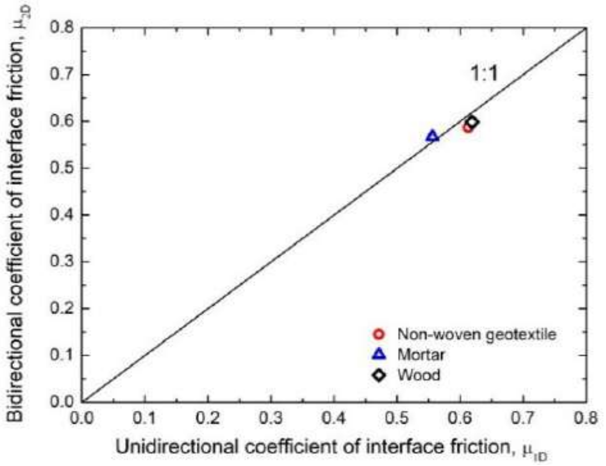
Material interface	Slope method	Regression analysis		
	$\mu_{TT,2D}$	$\sigma_{n,f}$	$\mu_{TT,2D}$	Average
Non-woven geotextile	0.587	2	0.578	0.586
		3	0.586	
		4	0.594	
Mortar	0.567	2	0.553	0.573
		3	0.586	
		4	0.581	
Wood	0.599	2	0.598	0.599
		3	0.598	
		4	0.603	

4.3 เปรียบเทียบผลการทดสอบแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสหนึ่งทิศทางและสองทิศทางโดยใช้โต๊ะตะแคง

พารามิเตอร์ที่จะนำมาเปรียบเทียบระหว่างการทดสอบหนึ่งทิศทางกับการทดสอบสองทิศทางโดยโต๊ะตะแคงครั้งนี้จะใช้พารามิเตอร์สองตัว คือมุมเสียดทานของอินเตอร์เฟสและสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของอินเตอร์เฟส ซึ่งแสดงในตารางที่ 6 และสามารถเขียนความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu_{TT,2D}$ กับ $\mu_{TT,1D}$ ได้ดังรูปที่ 16 ซึ่งพบว่าชุดข้อมูลค่อนข้างใกล้เคียงกับสมการเส้นตรง y=x ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าการให้ทิศทางการให้แรงเฉือนไม่ส่งผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทานของอินเตอร์เฟส

ตารางที่ 6 เปรียบเทียบพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสทิศทางเดียวและสองทิศทาง

Material interface	1-Directional		2-Directional	
	$\delta_{TT,1D}$ (deg)	$\mu_{TT,1D}$	$\delta_{TT,2D}$ (deg)	$\mu_{TT,2D}$
Non-woven geotextile	31.50	0.613	30.41	0.587
Mortar	29.09	0.556	29.55	0.567
Wood	31.77	0.619	30.92	0.599



รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่าง $\mu_{TT,2D}$ กับ $\mu_{TT,1D}$

5. สรุปผลการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้สามารถสรุปได้ 5 ส่วนหลัก ๆ คือ

1. การพัฒนาโต๊ะตะแคงสองทิศทางสำหรับทำการทดสอบแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสแบบต่อเนื่อง
2. จากการทดสอบแรงเฉือนทิศทางเดียวด้วยวิธีแรงเฉือนตรงและโต๊ะตะแคง พบว่าหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงตั้งฉาก และได้เส้นการวิบัติที่มีลักษณะเป็นเส้นตรงผ่านจุด (0,0) ซึ่งหมายถึงแรงยึดเกาะของอินเตอร์เฟสเท่ากับศูนย์ เมื่อเปรียบเทียบกับ δ_{theory} จากการประมาณด้วย β-*method* พบว่า δ_{theory} มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการทดสอบด้วยโต๊ะตะแคง และมีค่าร้อยละ 80 ของค่าที่ได้จากการทดสอบโดยวิธีแรงเฉือนตรง ซึ่งดูเหมือนว่าอิทธิพลจากทฤษฎีการทดสอบมีอิทธิพลแผ่คลอบคลุมอิทธิพลจากเส้นการวิบัติแบบไม่เชิงเส้นทำให้มุมเสียดทานของอินเตอร์เฟสที่ได้จากโต๊ะแคงที่ทดสอบด้วยหน่วยแรงตั้งฉากต่ำ ก็ยังมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบแรงเฉือนตรง
3. จากการทดสอบให้แรงเฉือนสองทิศทางโดยโต๊ะตะแคง พบว่าเส้นโค้งการวิบัติจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนในแนวแกน y กับหน่วยแรงเฉือนในแนวแกน x เมื่อเกิดการเลื่อนไถลจะมีลักษณะเป็น 1/4 ของวงกลม โดยมีขนาดรัศมีเพิ่มขึ้นตาม σ_n จากความสัมพันธ์ระหว่างพารามิเตอร์ r (รัศมีของเส้นโค้งการวิบัติ) กับหน่วยแรงตั้งฉากขณะเกิดการวิบัติพบว่าพารามิเตอร์ r จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามหน่วยแรงตั้งฉากที่เพิ่มขึ้น และจะได้เส้นตรงที่ผ่านจุด (0,0) ซึ่งความชันของกราฟคือสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน โดยที่มีมุมเสียดทาน δ เท่ากับ 30.92°, 30.41° และ 29.55° สำหรับอินเตอร์เฟสระหว่างทราย KMUTT กับ wood, non-woven geotextile และ mortar ตามลำดับ
4. เมื่อเปรียบเทียบผลการทดสอบให้แรงเฉือนทิศทางเดียวกับการให้แรงเฉือนสองทิศทาง กล่าวคือ 31.77° กับ 30.92°, 31.50° กับ 30.41° และ 29.09° กับ 29.55° สำหรับอินเตอร์เฟสระหว่างทราย KMUTT กับ wood, non-woven geotextile และ mortar ตามลำดับพบว่ามีความใกล้เคียงกันมาก จึงสรุปว่ากำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสไม่ขึ้นกับทิศทางของการให้แรงเฉือน

กิตติกรรมประกาศ

ปริญญานิพนธ์เรื่อง “การพัฒนาโต๊ะตะแคงเพื่อทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของอินเตอร์เฟสสองทิศทาง” สามารถสำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี ด้วยความอนุเคราะห์ช่วยเหลือจากบุคคลหลายฝ่ายซึ่งขอกล่าวไว้ ณ ที่นี้ ขอขอบคุณนายปกรณ์ ม่วงสุข อาจารย์วิทยาลัยเทคนิคตราดที่ร่วมพัฒนาโต๊ะตะแคงนี้ขึ้นมา เพื่อใช้ในการศึกษาปริญญานิพนธ์นี้ ขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่เอื้อเฟื้อสนับสนุนสถานที่ อุปกรณ์และเครื่องมือ ที่ใช้ในการศึกษาปริญญานิพนธ์นี้ ขออภัยสำหรับผู้มีส่วนช่วยเหลือท่านอื่น ๆ หากมิได้กล่าวถึง ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] American Society for Testing and Materials. (2017). ASTM D5321/ 5321M, Standard Teat Methods for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.13, pp.1-7.

[2] Wu, W., Wick, H., Ferstl, F. and Aschauer, F. (2007). A tilt table device for testing geosynthetic interfaces in centrifuge. *Geotextile and Geomembrane*, 26, pp. 31-38.

[3] Joseph, E.B. (1997). *Foundation analysis and design*. 5th ed. The McGraw-Hill Companies, Inc., Peoria., pp.901-903.

[4] Thiel, R. (2001). Peak VS Residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses. *The 15th Annual GRI Conference Hot Topics in Geosynthetics.* Folsom, PA, pp.40-70.

[5] Yang, M., Taiebat, M. and Vaid, Y. (2016). Bidirectional monotonic and cyclic shear testing of soils: state of knowledge. *The 69th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, BC, Canada.

การทำนายพฤติกรรมการคืบจากพฤติกรรมการคลายความเค้นของทรายภายใต้แรงอัดสามแกน

Prediction of creep behaviour from stress relaxation behaviour of a sand under triaxial compression

โฆษิต จริยาทัศน์กร[1*] และ วรัช ก้องกิจกุล[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ

**Corresponding author; E-mail address: kosit.jar@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษาพฤติกรรมการคืบในวัสดุเม็ดหยาบมีความเกี่ยวข้องกับความหนืดในวัสดุ โดยคุณสมบัติความหนืดสามารถหาได้จาก การเปลี่ยนอัตราความเครียด, การให้แรงคงที่ในระหว่างที่ให้แรงกระทำอย่างต่อเนื่องที่อัตราความเครียดคงที่ และการให้แรงกระทำอย่างต่อเนื่องที่ค่าอัตราความเครียดคงที่ค่าต่าง ๆ การศึกษาครั้งนี้นำผลการทดสอบมาจากการศึกษาในอดีต และหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการจำลองเพื่อจำลองและเปรียบเทียบ พฤติกรรมการคืบสามารถทำนายได้จากพฤติกรรมการคลายความเค้นซึ่งใช้เวลาทดสอบน้อยกว่า การศึกษาครั้งนี้ใช้แบบจำลองสามองค์ประกอบไม่เชิงเส้น (Non-linear three-component, NTC) จำลองประวัติเวลาความเครียดจากการคืบและการคลายความเค้น โดยระยะเวลาที่ใช้สำหรับจำลองการคืบและการคลายความเค้นคือ 10 ปีที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ เพื่อสร้างความสัมพันธ์ระหว่างเวลาและการเพิ่มขึ้นของความเครียดไม่คืนค่าสำหรับการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าค่าเดียวกัน การทำนายประวัติเวลาของการคืบจากประวัติเวลาของการคลายความเค้นประกอบไปด้วย 2 ส่วน ส่วนแรกคือความสัมพันธ์ระหว่างเวลาของการคืบกับเวลาของการคลายความเค้น ส่วนที่สองเป็นความสัมพันธ์ของความเครียดไม่คืนค่า โดยระยะเวลาของการคืบที่ได้จากการทำนายมีแนวโน้มมากขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนความเค้น

คำสำคัญ: การคืบ, การคลายความเค้น, คุณสมบัติความหนืด, อัตราความเครียด, แบบจำลองสามองค์ประกอบไม่เชิงเส้น

Abstract

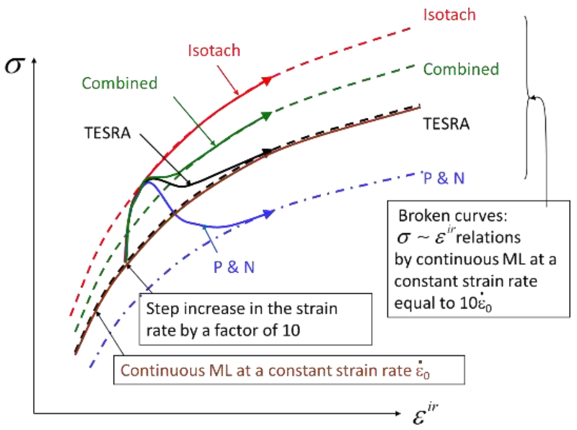
Creep behaviour of granular materials is related to the viscosity of material. The viscous properties can be evaluated by stepwise changing the strain rate and performing sustained loading during monotonic loading (ML) at a constant strain rate and also by ML tests at different constant values of strain rate. This study, uses the experimental and analysis results from a previous study for determining the appropriate parameters for simulations of long-term creep and stress relaxation. The creep behaviour can be predicted by stress relaxation behaviour, which is performed for a much shorter period. The non-linear three-component (NTC) model was used to simulate time histories of creep strain and stress relaxation. The simulated creep duration and stress relaxation duration are equal to 10 years/stage. Systematic relationships between the elapsed times and the irreversible strain increments in sustained loading (SL) and stress relaxation (SR) simulation necessary to reach the same irreversible strain rate were developed. There are two sets of relation for analysing the predicted long-term time history of creep strain from a short-term time history of stress relaxation. The first set is the relationship between time for creep and time for stress relaxation. It can convert the time for stress relaxation to the time for creep at the same irreversible strain rate. The second set is the relationship for the irreversible strain. The time histories of creep, which were predicted from stress relaxation behaviour tend to increase with an increase of stress ratio. Moreover, the prediction in this framework was well simulated.

Keywords: creep, stress relaxation, viscous properties, strain rate, non-linear three-component model

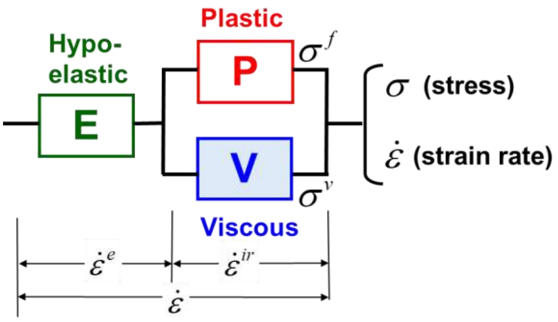
1. บทนำ

ในการทำนายการทรุดตัวหรือการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง การมีพื้นฐานความเข้าใจเกี่ยวกับอิทธิพลของอัตราการให้แรง (Loading rate effect) ที่มีต่อความสัมพันธ์ความเค้น-ความเครียดเนื่องมาจากคุณสมบัติความหนืดของวัสดุ [1-3] มีความสำคัญเพื่อให้การทำนายมีความถูกต้องแม่นยำ และสะท้อนความเป็นจริงได้มากขึ้น ในอดีตมีการศึกษาหลายกรณีที่แสดงถึงความสำคัญของการศึกษาคุณสมบัติความหนืด อาทิ โรงงานนิวเคลียร์บนชั้นตะกอนทราย [4], สนามบินนานาชาติ Kansai บนชั้นตะกอนดินเหนียว [5]

คุณสมบัติความหนืด (Viscous properties) โดยทั่วไปสามารถจำแนกได้เป็น 4 ประเภทคือ Isotach, TESRA, P&N และ Combined [2] ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยวัสดุที่แตกต่างกันสามารถปรากฏคุณสมบัติความหนืดที่แตกต่างกันได้ เช่น ดินเหนียวมักปรากฏลักษณะเป็น Isotach [6] นอกจากนี้การศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติความหนืด จะมีการจำลองผลการทดสอบโดยใช้แบบจำลองสามองค์ประกอบแบบไม่เชิงเส้น (Non-linear three-component, NTC) ซึ่งประกอบไปด้วยส่วนที่เป็น Elastic, Plastic และ Viscous ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยการศึกษาถึงพฤติกรรมการคืบและพฤติกรรมการคลายความเค้นจำเป็นที่จะต้องใช้ความเข้าใจพื้นฐานของคุณสมบัติความหนืด ในการศึกษาครั้งนี้ใช้ผลการทดสอบแรงอัดสามแกนกับทราย Albany จากการศึกษาของ Tatsuoka et al. [2] ซึ่งมีคุณสมบัติความหนืดเป็นแบบ Positive and Negative (P&N)



รูปที่ 1 ลักษณะของคุณสมบัติความหนืดประเภทต่าง ๆ [3]



รูปที่ 2 แบบจำลองสามองค์ประกอบแบบไม่เชิงเส้น [2]

2. ความสัมพันธ์ระหว่างการคืบและการคลายความเค้น

จากแบบจำลองสามองค์ประกอบไม่เชิงเส้น (รูปที่ 1) ความเค้น (Stress, σ) ประกอบไปด้วย inviscid stress (σ^f) และ viscous stress (σ^v) ในขณะที่อัตราความเครียด (Strain rate, $\dot{\varepsilon}$) ประกอบไปด้วย อัตราความเครียดอีลาสติก (Elastic strain rate, $\dot{\varepsilon}^e$) และ อัตราความเครียดไม่คืนค่า (Irreversible strain rate, $\dot{\varepsilon}^{ir}$) สามารถแสดงได้ดังนี้

$$\sigma = \sigma^f + \sigma^v \quad (1)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ir} \quad (2)$$

โดยอัตราความเครียดในส่วนพลาสติก (P body) ในรูปที่ 2 และในส่วน viscous (V body) ของแบบจำลองสามองค์ประกอบไม่เชิงเส้น ไม่สามารถแยกออกจากกันได้ ซึ่งส่วนประกอบทั้ง 2 ส่วนนี้เชื่อมโยงขนานกัน

รูปที่ 3 (ก) แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง $R-\varepsilon^{ir}$ สำหรับวัสดุที่มีคุณสมบัติหนืดแบบ isotach โดยเป็นการจำลองการทดสอบแบบให้แรงกระทำแบบต่อเนื่อง (Monotonic loading, ML) ที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าคงที่จากจุดเริ่มต้นจนถึงจุด A โดยระหว่างทำการให้แรงกระทำคงค้าง (Sustained loading, SL) สถานะของความเค้น-ความเครียดจะขยับจากจุด A ไปยังจุด B, C, D และ E ตามลำดับ โดยอัตราความเครียดไม่คืนค่าจะลดลงตามประวัติเวลาที่ผ่านไป เช่นเดียวกันกับการคลายความเค้น (Stress relaxation, SR) สถานะของความเค้น-ความเครียดจะขยับจากจุด A ไปยัง B’, C’, D’ และ E’ ตามลำดับ ที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าค่าเดียวกันสามารถสร้างเส้นขอบเขต (Envelope) ของการคืบและการคลายความเค้นได้ จากการศึกษาในอดีตของ Nuntapanich et al. [7] พบว่าหากวัสดุมีคุณสมบัติความหนืดเป็น Isotach เส้นขอบเขตของการคืบและการคลายความเค้นจะเป็นเส้นเดียวกัน

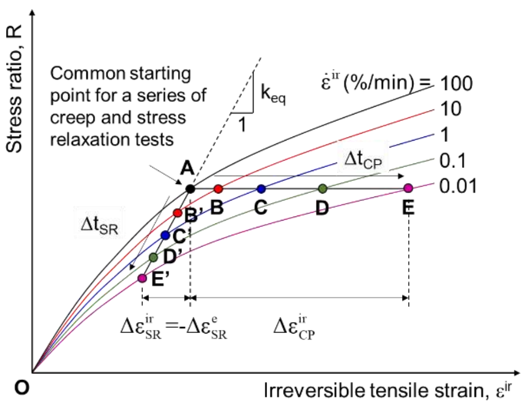
จากรูปที่ 3 (ข) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างประวัติเวลาการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าต่างกัน ซึ่งสามารถได้จากการทดสอบหรือการจำลอง โดยสามารถแปลงค่าเป็น $\Delta t_{CP,converted}$ จากการทราบค่า Δt_{SR} จากความสัมพันธ์ในรูปนี้ เช่นเดียวกันกับรูปที่ 3 (ค) เป็นความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดไม่คืนค่าของการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าต่างกัน โดยจะสามารถได้ค่า $\Delta\varepsilon^{ir}_{CP,converted}$ จากการทราบค่า $\Delta\varepsilon^{ir}_{SR}$ ผ่านความสัมพันธ์ในรูปที่ 3 (ค) ดังนั้นเมื่อทราบค่าของ $\Delta t_{CP,converted}$ และ $\Delta\varepsilon^{ir}_{CP,converted}$ จึงนำไปสู่การทำนายพฤติกรรมการคืบจากพฤติกรรมการคลายความเค้นได้ดังแสดงในรูปที่ 3 (ง) โดยในการศึกษาของ Nuntapanich et al. [7] ตาข่ายเสริมแรง (geogrid) ที่ใช้ในการทดสอบมีคุณสมบัติความหนืดแบบ Isotach และมีบางประเภทแบบ non-isotach แต่ยังสามารถใช้วิธีการนี้ในการทำนายพฤติกรรมการคืบนี้ได้

3. พารามิเตอร์และการจำลองพฤติกรรมของทราย Albany

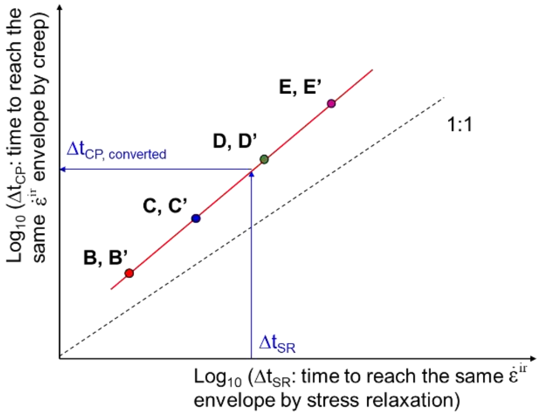
จากผลการทดสอบทราย Albany ทำให้ได้ค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับการจำลองในขั้นตอนต่อไปดังแสดงในตารางที่ 1 โดยเมื่อได้พารามิเตอร์สำหรับการจำลองแล้ว จึงนำไปทำการจำลองการคืบ โดยเป็นการคืบที่อัตราส่วนความเค้น (Stress ratio, R) ต่าง ๆ เช่นเดียวกันกับการคลายความเค้น ดังแสดงในรูปที่ 4

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์ของทราย Albany

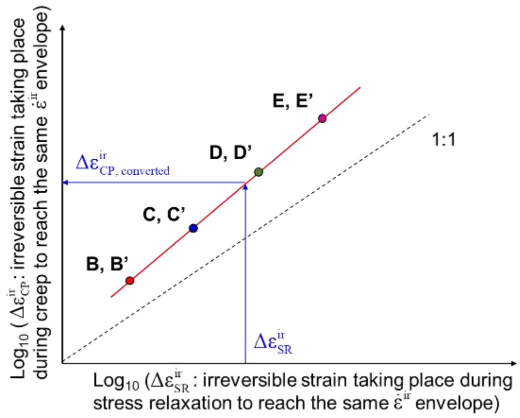
Viscosity type function		$\dot{\varepsilon}^{ir}_{0}$ (%/sec)	1.0E-3
θ_1	-1	$\dot{\varepsilon}^{ir}_{int}$ (%/sec)	2.752E-6
θ_2	-0.3	Hypo-elastic	
ε^{ir}_{0} (%)	12	b	0
c	1	E_{ini}	25
Viscous function		σ_0	1
α	0.24	Decay function	
m	0.04	r_1	0.001
$\dot{\varepsilon}^{ir}_{ref}$ (%/sec)	1.0E-7	r_2	0.001
α^*	0.14	ε^{ir}_{0} (%)	0.2
$1+b^*$	0.25	c	0.3



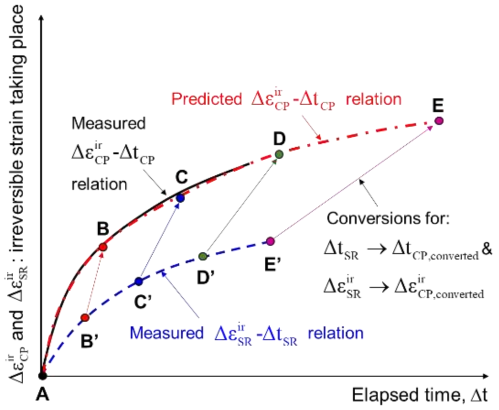
(ก)



(ข)

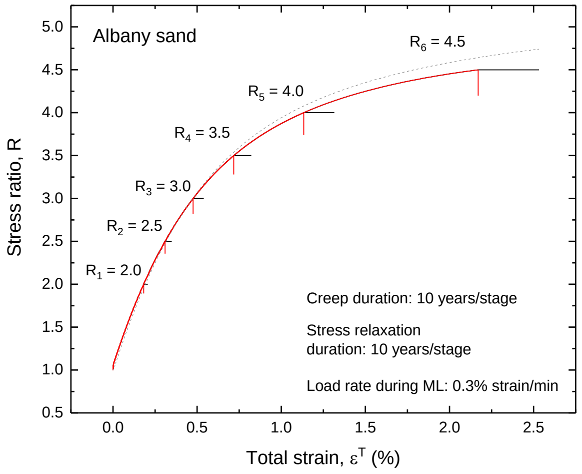


(ค)

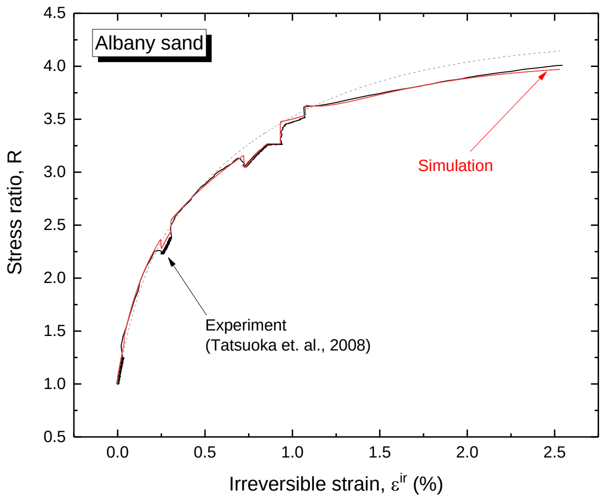


(ง)

รูปที่ 3 การแปลงพฤติกรรมการคลายความเค้นเป็นพฤติกรรมการคืบสำหรับวัสดุที่เป็น isotach: (ก) ความสัมพันธ์ $R-\varepsilon^{ir}$ ในช่วงการคืบและการคลายความเค้นพร้อมเส้นขอบเขตสำหรับอัตราความเครียดไม่คืนค่าที่ค่าต่าง ๆ; (ข) ความสัมพันธ์ $\Delta t_{CP}-\Delta t_{SR}$; (ค) ความสัมพันธ์ $\Delta\varepsilon^{ir}_{CP}-\Delta\varepsilon^{ir}_{SR}$; (ง) การทำนายประวัติเวลาของความเครียดการคืบจากประวัติเวลาของความเครียดไม่คืนค่า ในช่วงการคลายความเค้น [7]



รูปที่ 4 การจำลองการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ



รูปที่ 5 ผลการทดสอบและผลการจำลองของทราย Albany

รูปที่ 5 แสดงผลการทดสอบทราย Albany จาก Tatsuoka et al. [2] เปรียบเทียบกับผลการจำลองโดยใช้พารามิเตอร์จากตารางที่ 1 จากนั้นจึงทำการจำลองการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดไม่คืนค่ากับเวลาเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้น แสดงดังรูปที่ 6 ที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าค่าเดียวกันสามารถทราบค่าของประวัติเวลาเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้น แสดงดังรูปที่ 7 โดยพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างเวลาเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้นมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง โดยแสดงได้ดังสมการที่ (3)

$$\log(\Delta t_{CP}) = S_t \cdot \log(\Delta t_{SR}) + \log(\Delta t_0) \quad (3)$$

เมื่อ S_t คือความชันของความสัมพันธ์ระหว่างเวลาเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้นในรูปที่ 7 โดยค่าความชันที่ใช้เป็นความชันเฉลี่ยจากเส้นตรงที่อัตราส่วนความเค้นต่างกัน และ Δt_0 คือค่าคงที่ ที่ได้จากสมการเส้นตรงที่ใช้ค่าความชันเป็นค่าเฉลี่ย เมื่อทราบค่าคงที่นี้แล้วจึงนำไปแสดงความสัมพันธ์กับอัตราส่วนความเค้นเริ่มต้นของการคืบและการคลายความเค้น (รูปที่ 8) โดยทำการหาสมการที่พอดีกับจุดเหล่านี้เพื่อทำให้สามารถทราบค่าคงที่ Δt_0 สำหรับทุก ๆ อัตราส่วนความเค้นได้ โดยสมการที่ใช้แสดงดังข้างล่าง

$$R_i = F \cdot e^{\log \Delta t_0 / b_0} + R_0(t) \quad (4)$$

เมื่อ $F,\ b_0,\ R_0(t)$ คือค่าคงที่

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดไม่คืนค่าและความเครียดไม่คืนค่าเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้น โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดไม่คืนค่าเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าค่าเดียวกันสามารถแสดงดังในรูปที่ 10 โดยมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงแสดงได้ดังสมการที่ (5)

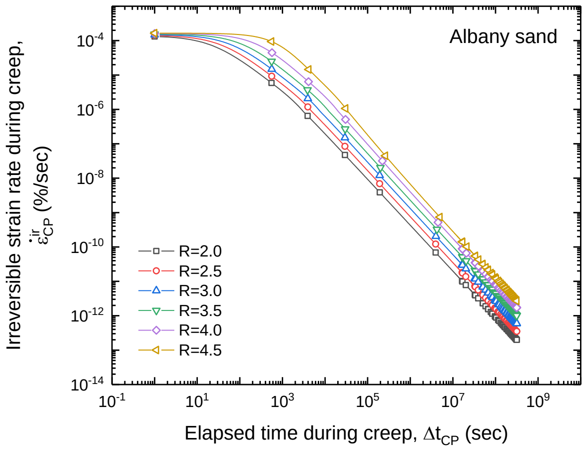
$$\log(\Delta\varepsilon_{CP}^{ir}) = S_\varepsilon \cdot \log(\Delta\varepsilon_{SR}^{ir}) + \log(\Delta\varepsilon_0^{ir}) \quad (5)$$

เมื่อ S_ε คือความชันระหว่างความเครียดไม่คืนค่าเนื่องจากการคืบและการคลายความเค้นในรูปที่ 10

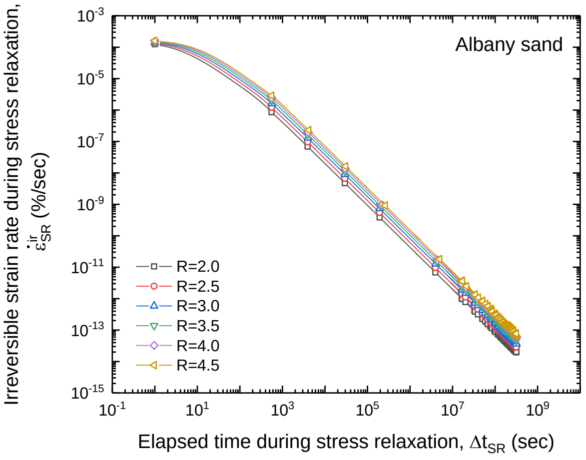
รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นเริ่มต้นการคืบและการคลายความเค้นกับค่าคงที่ $\Delta\varepsilon_0^{ir}$ ทำการหาสมการที่พอดีกับข้อมูลเพื่อให้สามารถทราบค่าคงที่ $\Delta\varepsilon_0^{ir}$ สำหรับทุก ๆ อัตราส่วนความเค้นที่ต้องการทำนายได้ โดยสมการสามารถแสดงได้ดังข้างล่าง

$$R_i = G \cdot e^{\log \Delta\varepsilon_0^{ir} / d_0} + R_0(\varepsilon) \quad (6)$$

เมื่อ $G,\ \mathrm{d}_0$ และ $R_0(\varepsilon)$ คือค่าคงที่

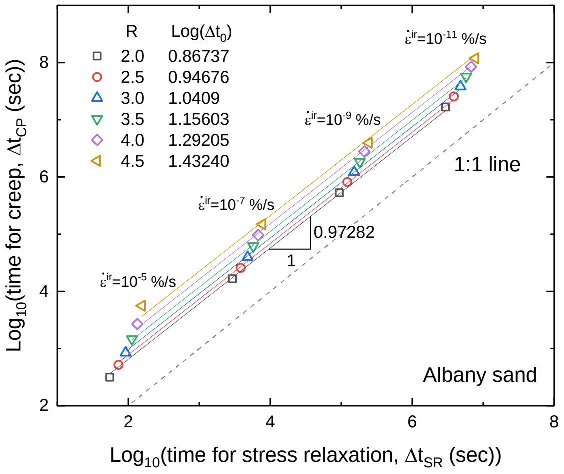


(ก)

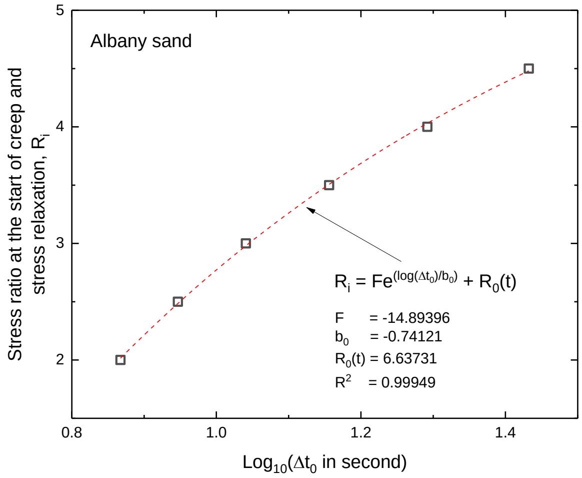


(ข)

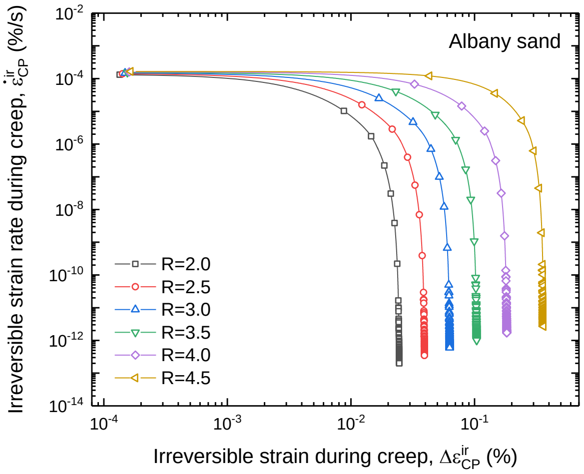
รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดไม่คืนค่า ($\dot{\varepsilon}^{ir}$) กับเวลา (Δt); (ก) ความสัมพันธ์ในช่วงการคืบ และ (ข) ความสัมพันธ์ในช่วงการคลายความเค้น



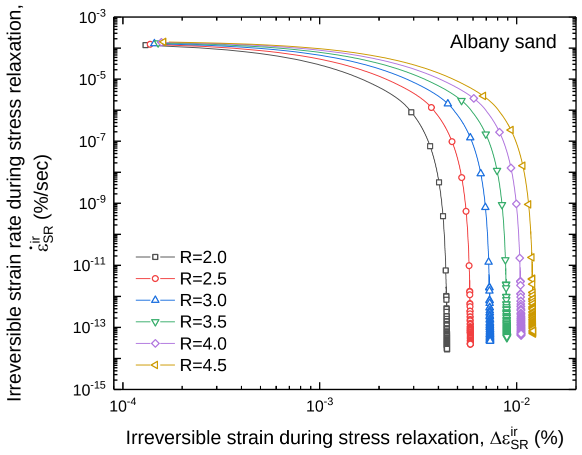
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างเวลาการคืบและเวลาการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าต่าง ๆ



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นเริ่มต้นการคืบและการคลายความเค้นกับค่าคงที่ Δt_0

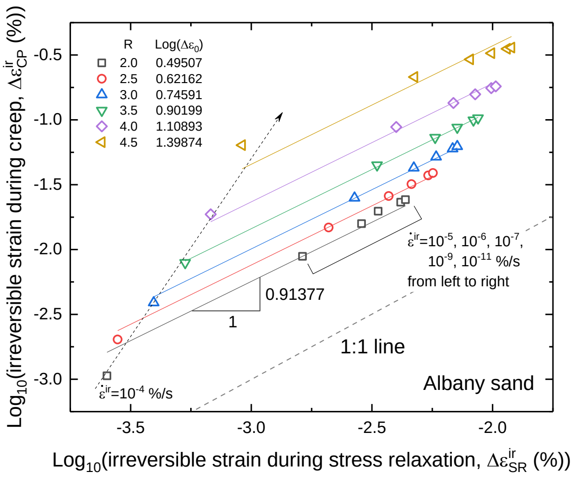


(ก)

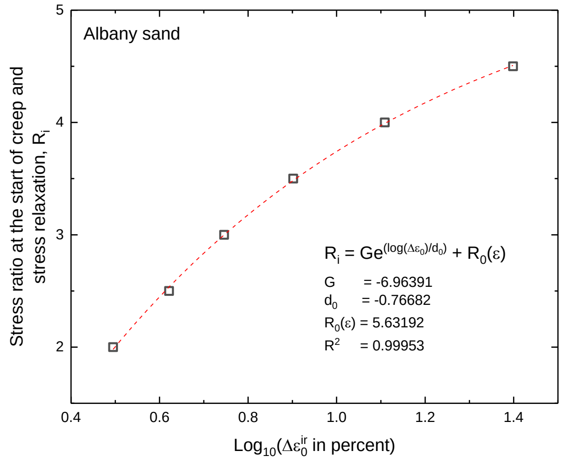


(ข)

รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราความเครียดไม่คืนค่า ($\dot{\varepsilon}^{ir}$) และความเครียดไม่คืนค่า (ε^{ir}); (ก) ความสัมพันธ์ในช่วงการคืบ และ (ข) ความสัมพันธ์ในช่วงการคลายความเค้น



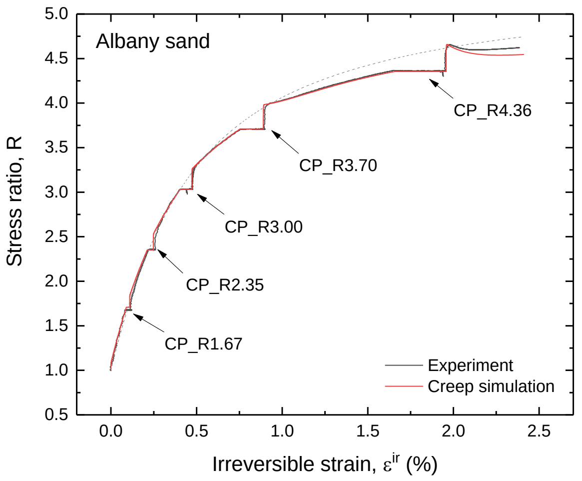
รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดไม่คืนค่าจากการคืบและจากการคลายความเค้นที่อัตราความเครียดไม่คืนค่าต่าง ๆ



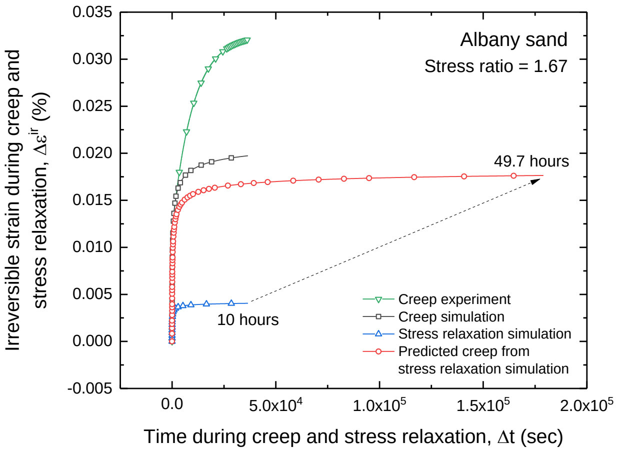
รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นเริ่มต้นการคืบและการคลายความเค้นกับค่าคงที่ Δt_0

รูปที่ 12 แสดงผลการทดสอบการคืบของทราย Albany ที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ จากการศึกษาของ Tatsuoka et. al. [2] พร้อมทั้งผลการจำลองที่ได้จากการศึกษาในครั้งนี้ โดยการทำนายพฤติกรรมการคืบในการศึกษาครั้งนี้เริ่มจากการจำลองการคลายความเค้นที่อัตราส่วนความเค้นเริ่มต้นค่าเดียวกันกับผลการทดสอบการคืบ เนื่องจากไม่มีผลการทดสอบการคลายความเค้นที่อัตราส่วนเดียวกันกับการคืบ จากนั้นทำการหาค่าคงที่ Δt_0 สำหรับอัตราส่วนความเครียดค่าต่าง ๆ ได้จากสมการที่ (4) แล้วจึงนำไปแทนค่าเพื่อหาค่า $\Delta t_{CP,converted}$ โดยใช้สมการที่ (3)

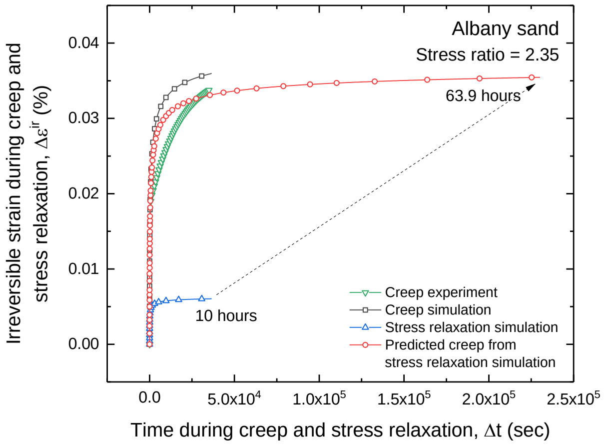
ในทำนองเดียวกันกับความเครียดไม่คืนค่า เริ่มต้นจากการหาค่าคงที่ $\Delta\varepsilon_0^{ir}$ จากสมการที่ (6) เพื่อนำไปแทนต่อไปในสมการที่ (5) จะทำให้ทราบค่า $\Delta\varepsilon_{CP,converted}$ โดยผลการทำนายแสดงดังรูปที่ 13 และรูปที่ 14 แสดงผลการทำนายเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจากรูปที่ 5 โดยใช้วิธีการทำนายเช่นเดียวกันกับที่กล่าวไปแล้วข้างต้น



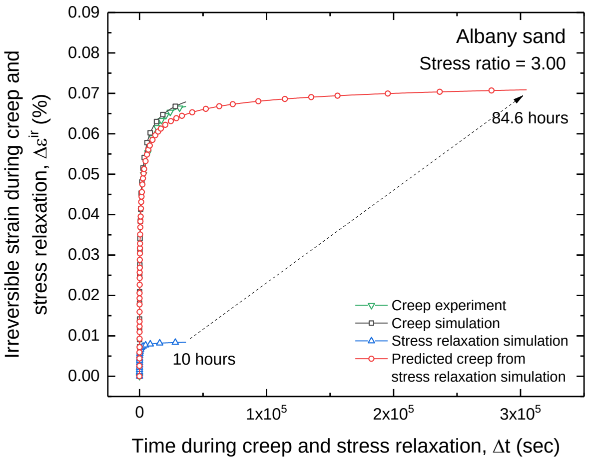
รูปที่ 12 ผลการทดสอบการคืบของทราย Albany จาก Tatsuoka et al.[2] เปรียบเทียบกับการจำลองจากการศึกษาในครั้งนี้



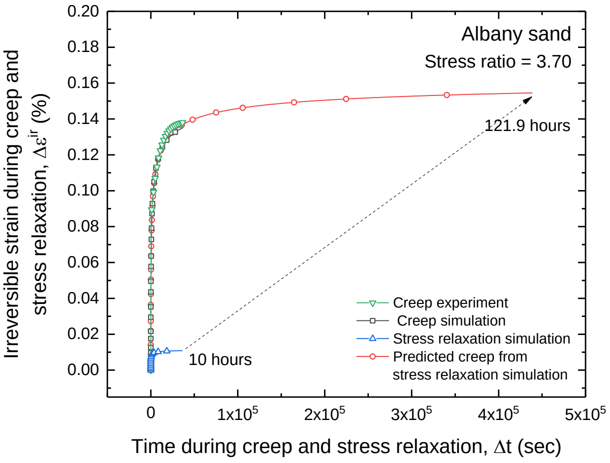
(ก)



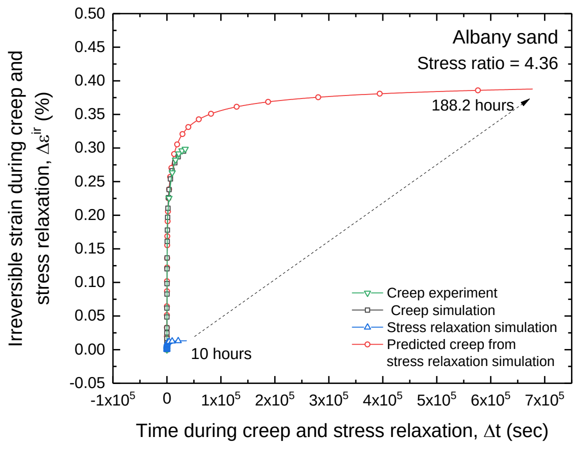
(ข)



(ค)

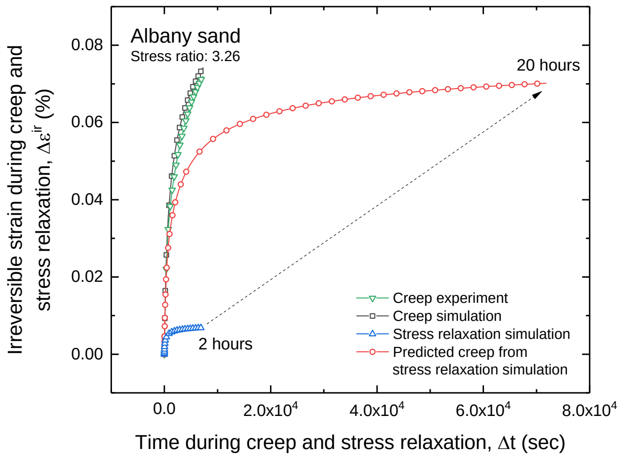


(ง)



(จ)

รูปที่ 13 ผลทำนายความเครียดการคืบจากการจำลองความเครียดของการคลายความเค้นที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ; (ก) 1.67, (ข) 2.35, (ค) 3.00, (ง) 3.70 และ (จ) 4.36



รูปที่ 14 ผลทำนายความเครียดการคืบจากการจำลองความเครียดของการคลายความเค้นจากผลการทดสอบในรูปที่ 5

4. การวิเคราะห์ผลการทำนาย

จากผลการทำนายดังแสดงในรูปที่ 13 และ 14 พบว่า ในส่วนของเวลาจากผลทำนายที่อัตราส่วนความเค้นต่าง ๆ มีค่าไม่เท่ากัน ในที่นี้จะแสดงเป็นจำนวนเท่าของเวลาการคืบจากการทำนายต่อเวลาจากการคลายความเค้น (Time factor) แสดงดังตารางที่ 2 ในส่วนของความคลาดเคลื่อนของความเครียดไม่คืนค่าจากผลการทำนายเปรียบเทียบกับผลการทดสอบจะคิดจากจุดที่เวลาเดียวกัน โดยเลือกใช้จุดสุดท้ายของการคืบจากผลการทดสอบ

ตารางที่ 2 จำนวนเท่าของเวลาและความคลาดเคลื่อนของผลการทำนาย

อัตราส่วนความเค้น, R	Time factor	ค่าความคลาดเคลื่อนของความเครียดไม่คืนค่า (%)
1.67	4.97	47.77[a]
2.35	6.39	2.46[a]
3.00	8.46	2.88[a]
3.26	10.00	25.41[b]
3.70	12.19	0.80[a]
4.36	18.82	9.81[a]

a) 10 hrs; b) 2 hrs

จากตารางที่ 2 พบว่าเมื่ออัตราส่วนความเค้นมากขึ้นจะสามารถทำนายพฤติกรรมการคืบได้นานมากขึ้น ในขณะที่ความคลาดเคลื่อนจากการทำนายนั้นพบว่าที่อัตราส่วนความเค้นน้อย ผลการทำนายที่ได้จะค่อนข้างคลาดเคลื่อนไปมากกว่า โดยพบว่ามีเพียงที่อัตราส่วนความเค้นเท่ากับ 1.67 ที่มีความคลาดเคลื่อนมากกว่าอัตราส่วนความเค้นค่าอื่น ๆ และจากค่าความเคลื่อนที่ได้จากการทำนายครั้งนี้เป็นสิ่งยืนยันว่าขั้นตอนในการทำนายพฤติกรรมการคืบจากพฤติกรรมการคลายความเค้นที่เสนอโดย Nuntapanich et al. [7] สำหรับวัสดุที่เป็น Isotach (รูปที่ 3) สามารถใช้ทำนายได้เป็นอย่างดีเช่นเดียวกันกับวัสดุที่มีคุณสมบัติหนืดเป็นประเภทอื่น (Non-isotach) เนื่องจากทราย Albany ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้มีคุณสมบัติหนืดประเภท Positive and Negative (P&N)

5. บทสรุป

การศึกษาในครั้งนี้เป็นการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการคืบและพฤติกรรมการคลายความเค้นโดยการใช้แบบจำลองสามองค์ประกอบแบบไม่เชิงเส้น ซึ่งแบบจำลองนี้สามารถจำลองพฤติกรรมการคืบและพฤติกรรมการคลายความเค้นได้เป็นอย่างดีและทำให้สามารถทำนายพฤติกรรมการคืบจากการคลายความเค้นได้โดยไม่ขึ้นกับประเภทของคุณสมบัติความหนืดของวัสดุ ซึ่งพฤติกรรมการคลายความเค้นใช้เวลาในการเตรียมน้อยกว่า ทดสอบได้ง่ายกว่าและเหมาะสมกับการนำมาใช้ในการทดสอบเพื่อหาพฤติกรรมการคืบที่เวลาในระยะยาวที่ยากต่อการทดสอบได้

เอกสารอ้างอิง

[1] Duttine, A., Tatsuoka, F., Salotti, A., & Ezaoui, A. (2015). Creep and Stress Relaxation Envelopes of Granular Materials in Direct Shear. *Proc. of 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 6th International Conference on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires*.

[2] Tatsuoka, F., Dibenedetto, H., Enomoto, T., Kawabe, S., & Kongkitkul, W. (2008). Various viscosity types of

geomaterials in shear and their mathematical expression. *Soils and Foundations*, *48*(1), pp.41–60.

[3] Tatsuoka, F. (2007). *Soil stress-strain behavior measurement, modeling and analysis.* Springer, pp.1–108.

[4] Jardine, R. J., Standing, J. R., & Kovacevic, N. (2005). Lessons learned from full scale observations and the practical application of advanced testing and modelling. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials,* Lyon, France, 2, pp.201–245.

[5] Furudoi, T., & Kobayashi, M. (2009). Geotechnical issues and approach on Kansai International Airport Project—Prediction and performance of settlement. *J. Soc. Civ. Eng. Ser. C*, *65*(4), pp.998–1017.

[6] Lade, P. V., Nam, J., & Liggio, C. D. (2010). Effects of particle crushing in stress drop-relaxation experiments on crushed coral sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(3), pp.500–509.

[7] Nuntapanich, N., Kongkitkul, W., Tatsuoka, F., & Jongpradist, P. (2018). Prediction of creep behaviour from load relaxation behaviour of polymer geogrids. *Geosynthetics International*, 25(3), pp.334–349.

ผลกระทบของกำลังรับแรงดึงสูงสุดและระยะห่างระหว่างชั้นของตาข่ายเสริมกำลังแบบสองทิศทางที่มีต่อกำลังอัดและการเสียรูปของทรายเสริมกำลัง

Effects of tensile strength and spacing of biaxial geogrids on the compressive strength and deformation of reinforced sand

อรอนง สุมะนัสชัย[1,*] และ วรัช ก้องกิจกุล[2]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ*
**Corresponding author; E-mail address: onanong.sum@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

การออกแบบโครงสร้างดินเสริมกำลัง (GRS) ในปัจจุบันได้มีการนำเสนอแนวคิดที่ว่า โครงสร้างดินที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเสริมแรงที่มีอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงดึงสูงสุดและระยะห่างของวัสดุเสริมกำลัง (T_{ult}/S_v) เท่ากันจะให้กำลังอัดสูงสุดเท่ากัน อย่างไรก็ตามจากการศึกษาจำนวนมากพบว่าแนวคิดนี้ไม่ถูกต้องนัก นอกจากนี้ งานวิจัยในอดีตมักใช้การทดสอบแรงอัดแบบระนาบความเครียด ในงานวิจัยนี้ได้นำตาข่ายเสริมแรงสองทิศทาง (biaxial geogrid) ประเภท โพลีเอสเตอร์ (Polyester) ที่มี T_{ult} แตกต่างกัน 4 ค่า ได้แก่ 40, 60, 80 และ 120 kN/m มาเสริมแรงกับตัวอย่างทรายแล้วทำการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) การศึกษานี้กำหนดให้ค่า T_{ult}/S_v หรือ TVR เท่ากับ 500, 1000 และ 1500 kN/m/m ดังนั้นจำนวนชั้นของตาข่ายเสริมกำลังจะแตกต่างกันออกไปในแต่ละกรณี ทั้งนี้เพื่อที่จะมุ่งศึกษาอิทธิพลของค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุด เมื่ออัตราส่วน TVR มีค่าคงที่ และ อิทธิพลของค่าอัตราส่วน TVR เมื่อ T_{ult} มีค่าคงที่ ผลการศึกษาพบว่าการเสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} ต่ำแต่เสริมถี่ ๆให้ค่ากำลังอัดสูงสุดมากกว่า เสริมด้วยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} สูงแต่เสริมห่างๆ ในทางเดียวกันการเสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} ต่ำแต่เสริมถี่ ๆ ทำให้ตัวอย่างมีการเสียรูปด้านข้างที่น้อยกว่าการเสริมด้วยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} สูงแต่เสริมห่างๆ

คำสำคัญ: กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึงของวัสดุเสริมแรง , ตาข่ายเสริมแรง ,แรงอัดสามแกน, ระยะห่างระหว่างชั้นของวัสดุเสริมแรง

Abstract

The current concept design method of a geosynthetic reinforced soil (GRS) structure shows that the behavior of GRS structure reinforced with the same ratio of the reinforcement strength (T_{ult}) to reinforcement spacing (S_v) provides the same result. However, many studies showed that this design concept is not very correct. Most of the previous studies are focusing on plane strain compression tests on soil reinforced with geotextile. In this study, biaxial geogrids, which are made from polyester having four different tensile strengths (i.e. 40, 60, 80 and 120 kN/m), were used in reinforced sand specimens for triaxial compression test. In this study, the T_{ult}/S_v values or TVR values 500, 1000 and 1500 kN/m/m, and thus the reinforcement arrangement pattern depends on the TVR value. This study aims to investigate the effect of T_{ult} on the compressive strength when T_{ult} is varied while TVR is fixed and the effect of TVR ratio when Tult is fixed. The results from this study show that the compressive strength increased by increasing TVR at the same T_{ult}. Contrary, the compressive strength decreased by increasing T_{ult} while keeping the same TVR. Also, the reinforcement spacing plays a much more important role than strength of reinforcement in a reinforced sand. Moreover, the sand reinforced with low T_{ult} and low S_v provides the lower lateral deformation than the sand reinforced with high T_{ult} and high S_v.

Keywords: Compressive strength, Reinforcement strength, Geogrid, Triaxial compression, Reinforcement spacing.

1. คำนำ

ตาข่ายเสริมกำลัง (Geogrid) เป็นหนึ่งในวัสดุที่ช่วยในการเพิ่มกำลังรับแรงอัด อีกทั้งยังช่วยในเรื่องของการลดการเสียรูปของโครงสร้างดินเสริมกำลัง (Geosynthetic-Reinforced Soil structure, GRS structure) เนื่องจากเมื่อโครงสร้างดินเสริมกำลังได้รับแรงอัดในแนวดิ่ง ตาข่ายเสริมกำลังในดินเสริมกำลังจึงมีการยืดออกในแนวราบ ทำให้เกิดผลกระทบจากแรงดึงในตาข่ายเสริมแรง ซึ่งผลกระทบนี้ทำให้แรงดันโอบรัดที่มีต่อตัวอย่างเพิ่มมากขึ้น จากการเพิ่มขึ้นของแรงดันโอบรัดทำให้กำลังรับแรงอัดเพิ่มมากขึ้น ตาข่ายเสริมกำลังมีสมบัติหลักคือสามารถทนต่อแรงดึงได้ดี ปัจจัยที่จะให้โครงสร้างดินเสริมกำลังมีประสิทธิภาพในการรับแรงเพิ่มมากขึ้น ได้แก่ ค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุด (T_{ult}) และ ระยะห่างระหว่างชั้นของวัสดุเสริมแรง (S_v) นอกจากนั้น ในการออกแบบโครงสร้างดินเสริมกำลังในปัจจุบันใช้วิธีหาค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดที่ต้องการ ($T_{ult,req}$) จากสมการที่ (1)

$$T_{ult,req} = \sigma_h \times S_v \times FS \quad (1)$$

โดย σ_h คือ แรงดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure), S_v คือ ระยะห่างระหว่างชั้นของวัสดุเสริมแรง และ FS คือ ค่าความปลอดภัย จากสมการที่ (1) จะเห็นได้ว่าถ้าหากค่า σ_h คงที่เท่ากันตลอดทั้งความลึกของกำแพง ความสัมพันธ์ระหว่าง T_{ult} กับ S_v จะเป็นเส้นตรง นั่นหมายความว่าโครงสร้างดินเสริมกำลังที่เสริมด้วยวัสดุเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} เท่ากับค่าที่คำนวณได้จากสมการนี้จะตอบสนองต่อแรงดันดินด้านข้าง (σ_h) ที่เท่ากัน ดังนั้นหากเปลี่ยนแปลงค่า T_{ult} และ S_v ในสัดส่วนที่เท่ากัน จะได้ค่า σ_h ตอบสนองเท่าเดิม เช่น โครงสร้างดินเสริมแรงที่เสริมด้วยวัสดุเสริมแรงที่มีค่า $T_{ult} = T_{ult}$ และ $S_v = S_v$ จะได้ค่า σ_h ตอบสนองเท่ากับกรณี $T_{ult} = 2T_{ult}$ และ $S_v = 2S_v$ แต่อย่างไรก็ตามมีงานวิจัยก่อนหน้าที่ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับเสริมแรงของ geotextile [4] ในเสาตอม่อขนาดใหญ่จำนวน 4 การทดสอบที่มีเงื่อนไขการทดสอบที่ต่างกัน ในการทดสอบที่ 2 และ 3 ตัวอย่างถูกเสริมด้วย geotextile ที่มีกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 70 kN/m ที่มีระยะห่างระหว่างชั้นเท่ากับ 0.2 เมตร และกำลังรับแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 140 kN/m ที่มีระยะห่างระหว่างชั้นเท่ากับ 0.4 เมตร ตามลำดับ ซึ่งทั้งสองการทดสอบนี้มีอัตราส่วนระหว่างกำลังรับแรงดึงสูงสุดต่อระยะห่างระหว่างชั้นที่เท่ากัน ผลการทดสอบพบว่า การเสริมแรงที่ค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดต่ำๆ แต่มีการเสริมที่ถี่ๆ ให้ผลการทดสอบที่ดีกว่ากรณีที่กำลังการเสริมแรงสูงๆ ที่การเสริมแรงห่างๆ จากผลการทดสอบของงานวิจัยนี้พบว่าผลการทดสอบไม่เป็นไปตามที่ทฤษฎีกล่าวไว้

จากงานวิจัยในอดีตที่ผ่านมา ได้มุ่งเน้นศึกษาวัสดุเสริมแรงประเภท Geotextile ที่ทดสอบด้วยวิธี Plane strain compression (PSC) และนอกจากนั้นจำนวนกรณีศึกษายังมีไม่เพียงพอ จึงทำให้เกิดเป็นงานวิจัยนี้ขึ้น โดยในงานวิจัยนี้มุ่งเน้นที่จะศึกษาอิทธิพลของ T_{ult} และ S_v ของตาข่ายเสริมแรงที่มีต่อการรับแรงอัดและการเสียรูปของตัวอย่างเสริมกำลัง โดยทำการทดสอบแรงอัดสามแกนกับทรายเสริมกำลัง ที่ควบคุมแรงดูดของตัวอย่างการทดสอบเท่ากับ 30 kPa [1] โดยมีเงื่อนไขแตกต่างกันในแต่ละกรณี

2. วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

ในการทดสอบแรงอัดแบบสามแกนใช้ตัวอย่างที่เตรียมจากทรายแห้ง (Air-dried) ทั้งกรณีที่ไม่เสริมกำลังและเสริมกำลัง โดยสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการเตรียมตัวอย่างมีดังต่อไปนี้

2.1 ทราย

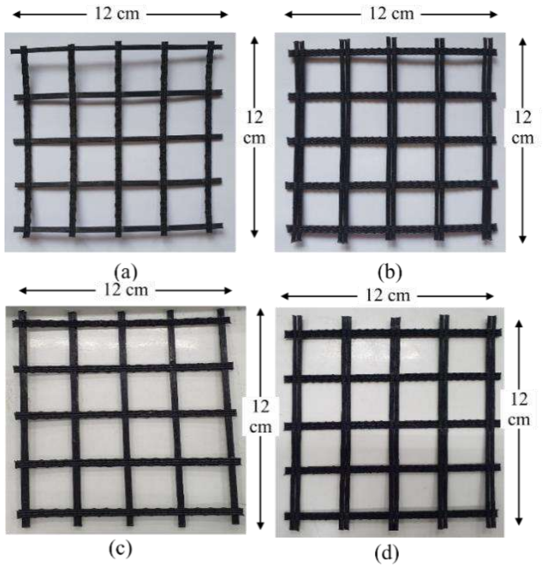
ทรายที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นทรายจากแม่น้ำแม่กลอง จ.ราชบุรี ก่อนนำมาใช้งานได้นำมาผ่านกระบวนการล้างออกจนสะอาด อบให้แห้ง แล้วจึงนำไปร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40 (0.424 มม.) แต่ค้างตะแกรงแบอร์ 100 (0.150 มม.) ทรายที่ได้จากขั้นตอนสุดท้ายมีการกระจายขนาดอนุภาคแบบสม่ำเสมอ (Uniformly graded) ตารางที่ 1 แสดงสมบัติกายภายและสมบัติดัชนีของทรายภายหลังกระบวนการคัดเลือก

ตาราง 1 สมบัติกายภายและสมบัติดัชนีของทราย

Gs	Cu	Cc	e_{max}	e_{min}	D_{50} (mm)	Particle shape
2.64	1.87	0.94	1.033	0.678	0.285	Sub-angular

2.2 ตาข่ายเสริมกำลัง

ตาข่ายเสริมกำลังที่ใช้ในงานวิจัยนี้ผลิตจากเส้นใยโพลีเอสเทอร์ที่มีความเหนียวสูงยึดกันด้วยการถักและเคลือบด้วยโพลีเมอร์สีดำ จึงมีสมบัติรับแรงดึงได้สูงและมีการยืดตัวต่ำ สามารถรับกำลังได้ทั้งสองทิศทาง โดยตาข่ายเสริมกำลังแต่ละแผ่นมีขนาดกว้าง x ยาว เท่ากับ 12 ซม.x12 ซม. และมีค่า T_{ult} ที่แตกต่างกัน 4 ค่า คือ 40, 60, 80 และ 120 kN/m ดังรูปที่ 1 โดยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า T_{ult} เท่ากับ 80 kN/m และ 120 kN/m ได้มาจากการนำตาข่ายเสริมกำลังที่ T_{ult} เท่ากับ 40 kN/m และ 60 kN/m จำนวนสองแผ่นมาติดกาวเชื่อมกัน ตามลำดับ ตาราง 2 แสดงคุณสมบัติของตาข่ายเสริมกำลังที่ใช้ในงานวิจัยนี้



รูปที่ 1 ตาข่ายเสริมกำลัง ; (a) ที่มีค่า T_{ult} เท่ากับ 40 kN/m , (b) ที่มีค่า T_{ult} เท่ากับ 60 kN/m , (c) ที่มีค่า T_{ult} เท่ากับ 80 kN/m และ (d) ที่มีค่า T_{ult} เท่ากับ 120 kN/m

3. วิธีการทดสอบ

3.1 วิธีการเตรียมตัวอย่าง

ในการเตรียมตัวอย่างขั้นตอนแรกต้องทำการหล่อลื่นหัวตัวอย่างที่ส่วนบนและล่างโดยการใช้จารบีซิลิโคนสุญญากาศ (High-vacuum silicone grease) จากนั้นหุ้มเมมเบรน (membrane) ที่ฐาน แล้วจึงนำปลายอีกด้านของเมมเบรนใส่เข้าไปในโมลที่ประกอบเสร็จแล้วจากนั้นหุ้มปลายของเมมเบรนไว้ที่ปากของโมลบริเวณด้านบน แล้วจึงให้แรงดูดเพื่อทำ

ตาราง 2 คุณสมบัติของตาข่ายเสริมกำลัง

No.	Ultimate tensile strength, kN/m (T_{ult})	Number of transvers member	Number of longitudinal members	Transvers member width, mm	Transvers member height, mm	Longitudinal member width, mm	Longitudinal member width, mm	Covering ratio, %
1	40	5	5	3.15	120	3.15	120	26.25%
2	60	5	5	4.5	120	4.5	120	37.50%
3	80	5	5	3.15	120	3.15	120	26.25%
4	120	5	5	4.5	120	4.5	120	37.50%

การดูดเมมเบรนให้ติดกับผิวด้านในของโมล จากนั้นทำการจัดตำแหน่งของเมมเบรนให้จุดที่กำหนดไว้ตรงกับขอบของตัวอย่าง การบรรจุทรายลงในโมลทำได้โดยใช้วิธีการโปรยทรายผ่านเครื่องมือร่อนผ่านตะแกรงหลายชั้น (Multiple-sieving pluviating machine) เพื่อควบคุมความหนาแน่นและความสม่ำเสมอของทราย ในงานวิจัยนี้พบว่า ค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ (Relative density, Dr) ของตัวอย่างที่เตรียมได้มีค่าประมาณร้อยละ 90 – 95 ในส่วนของตัวอย่างที่มีการเสริมแรงควรจะต้องโปรยให้ระดับของทรายสูงขึ้นกว่าระดับที่ต้องการเล็กน้อย แล้วจึงทำการกำจัดทรายส่วนเกินออก จากนั้นจึงวางตาข่ายเสริมแรงลงบนทรายที่เตรียมไว้ แล้วจึงทำการโปรยทรายปิดทับ และทำการกระทุ้งด้วยค้อนยางกับท่อนไม้ เพื่อขจัดการหลวมตัวของทรายที่อยู่ ภายในช่องเปิดของตาข่ายเสริมกำลัง หลังจากนั้นดำเนินวิธีการข้างต้นกับการเสริมแรงในชั้นอื่น ๆ ให้ครบตามจำนวนชั้นที่ต้องการ

เมื่อเตรียมทรายชั้นสุดท้ายเสร็จ แล้วทำการประกบฝาบนกับตัวอย่าง แล้วทำการหุ้มปลายเมมเบรนมาเข้ากับฝาบนและทำการซีลตัวอย่าง จากนั้นจึงลดแรงดูดที่ให้กับโมลลงจนเป็นศูนย์ แล้วจึงให้แรงดูดเข้าไปภายในตัวอย่างผ่านทางท่อที่บริเวณฝาบนและฐาน ให้มีค่าเท่ากับ -30 kPa ซึ่งถูกควบคุมให้คงที่ตลอดการทดสอบ จากนั้นจึงแกะโมลออก

3.2 วิธีการทดสอบ

เมื่อทำการเตรียมตัวอย่างพร้อมแล้ว จึงนำเพลาของเซลล์กดตัวอย่างไปติดตั้งเข้ากับเพลาเครื่องกด (รูปที่ 2) ในงานวิจัยนี้วัดแรงที่กระทำต่อตัวอย่างจากเซลล์วัดแรง (Load cell) ที่ติดตั้งอยู่ที่บริเวณฝาบน นอกจากนั้นยังได้มีการติดตั้ง เซนเซอร์วัดระยะกระจัด (Displacement sensor) เพื่อวัดการเสียรูปในแนวดิ่งของตัวอย่าง เซนเซอร์เลเซอร์วัดระยะกระจัด (Laser Displacement sensor) เพื่อวัดการเสียรูปในแนวราบของตัวอย่าง และทรานดิวเซอร์วัดแรงดัน (Pressure transducer) เพื่อวัดแรงดันโอบรัด (แรงดูด) เมื่อทำการติดตั้งและตั้งค่าปรับเทียบเครื่องมือวัดตามที่กล่าวมาข้างต้นแล้ว จึงทำการกดตัวอย่างด้วยอัตราการเคลื่อนที่เท่ากับ 0.3 มิลลิเมตรต่อนาทีจนกระทั่งตัวอย่างวิบัติ

3.3 พารามิเตอร์ความเค้นและพารามิเตอร์ความเครียด

งานวิจัยนี้นำเสนอค่ากำลังรับแรงอัดของทรายเสริม กำลังด้วยพารามิเตอร์อัตราส่วนความเค้นเฉลี่ย (Average stress ratio, R) ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ (2)

$$R = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\sigma_c + q}{\sigma_c} = \frac{\sigma_c + (F/A_0)}{\sigma_c} \qquad (2)$$

โดยที่ q คือความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress, kPa) , F คือแรงกดที่วัดได้จากเซลล์วัดแรง (kN) , A_0 คือ พื้นที่หน้าตัดเริ่มต้นของตัวอย่าง (0.12 x 0.12 m^2) และ σ_c คือแรงดันโอบรัดที่ให้กับตัวอย่างซึ่งเท่ากับ 30 kPa

การเสียรูปในแนวดิ่งของตัวอย่างนำเสนอโดยค่าพารามิเตอร์ความเครียดในแนวดิ่งเฉลี่ย (Average vertical strain, ε_v) ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ (3)

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta H}{H_0} \times 100\ (\%) \qquad (3)$$

เมื่อ ΔH คือการเปลี่ยนแปลงความสูงของตัวอย่างซึ่ง วัดได้จากเซนเซอร์วัดระยะกระจัด และ H_0 คือความสูงเริ่มต้นของตัวอย่าง (240 mm)

การเสียรูปในแนวราบของตัวอย่างนำเสนอโดยค่าพารามิเตอร์ความเครียดในแนวราบเฉลี่ย (Average horizontal strain, ε_h) ซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ (4)

$$\varepsilon_h = -\frac{(\Delta B_1 + \Delta B_2)}{B_0} \times 100 \qquad (4)$$

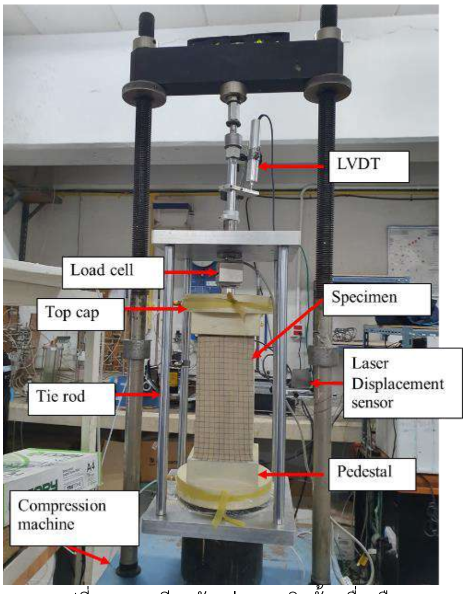
เมื่อ ΔB_1 และ ΔB_2 คือการเปลี่ยนแปลงความกว้างของตัวอย่างทางด้านซ้ายและขวา ซึ่งวัดได้จากเซนเซอร์เลเซอร์วัดระยะกระจัด ตามลำดับ และ B_0 คือความกว้างเริ่มต้นของตัวอย่าง (120 mm)

4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์

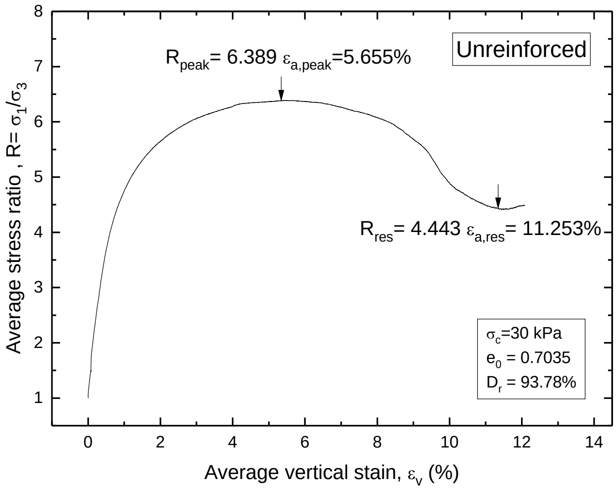
4.1 กำลังรับแรงอัดของทรายที่ไม่เสริมกำลัง

ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นเฉลี่ย (R) กับความเครียดแนวดิ่งเฉลี่ย (ε_v) ของตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลังแสดงในรูปที่ 3 จากรูปจะเห็นได้ว่าค่า R เพิ่มขึ้นจนกระทั่งมีค่าสูงสุด หรือเรียกว่าเป็นการแสดงพฤติกรรมแข็งขึ้นด้วยความเครียด (Strain-hardening) ที่ R ณ จุดนี้จะนิยามว่าเป็น อัตราส่วนความเค้นเฉลี่ยสูงสุด (R_{peak}) ซึ่งเท่ากับ 6.389 ที่ ε_v เท่ากับ 5.655% จากนั้นค่า R จะลดลงตาม ε_v จนมีค่าต่ำสุด หรือเรียกได้ว่าเกิดพฤติกรรมอ่อนตัวลงด้วยความเครียด (Strain-softening) เมื่อเลยจุดดังกล่าวไปแล้วค่า R มีแนวโน้มที่จะคงที่กับการเพิ่มขึ้นของ ε_v ซึ่ง R ณ

จุดนี้เราจะเรียกว่า อัตราส่วนความเค้นคงเหลือ (R_{res}) ซึ่งเท่ากับ 4.443 ที่ ε_v เท่ากับ 11.253%



รูปที่ 2 การเตรียมตัวอย่างและติดตั้งเครื่องมือ



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ ε_v จากตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลัง

เมื่อสมมติให้ค่าความเชื่อมแน่น (Cohesion) ของ ทรายที่ใช้ทดลองมีค่าเท่ากับศูนย์ มุมเสียดทานภายใน (ϕ) จะสามารถคำนวณได้จากค่า R ดังสมการที่ (5)

$$\phi = \sin^{-1}\left(\frac{R-1}{R+1}\right) \quad (5)$$

ซึ่ง ϕ ที่คำนวณได้จากค่า R_{peak} และ R_{res} เท่ากับ 46.8° และ 39.4° ตามลำดับ

4.2 *กำลังรับแรงอัดของทรายที่เสริมกำลัง*

รูปที่ 4 ถึง 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า R กับค่า ε_v และความสัมพันธ์ระหว่างระหว่าง ε_h กับ ε_v ที่ได้จากตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลังที่มีค่า TVR (T_{ult}-to-S_v ratio) ที่แตกต่างกัน 3 ค่า ได้แก่ 500, 1000 และ 1500 kN/m/m ตามลำดับ จากรูปทั้งสามจะเห็นได้ว่า

1. ทรายเสริมกำลังแสดงพฤติกรรมแข็งขึ้นด้วยความเครียดจนกระทั่งแสดงค่า R สูงสุดแล้วจึงแสดงพฤติกรรมอ่อนตัวลงด้วยความเครียดในลักษณะที่ คล้ายคลึงกับทรายที่ไม่เสริมกำลัง
2. จากความสัมพันธ์ระหว่าง R_{max} กับ ε_v ของในทุก ๆ กรณีของ TVR แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทรายเสริมกำลังให้ค่า R_{max} ที่มีค่ามากกว่า R_{max} ของตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลังเป็นอย่างมาก ตารางที่ 2 แสดงการเปรียบเทียบค่า R_{max} และค่า ε_v ที่ R_{max} ของตัวอย่างทั้งหมด โดยอัตราส่วนกำลัง (Strength ratio, SR) นิยามจากอัตราส่วนระหว่างค่า R_{max} ของทรายที่เสริมกำลังต่อค่า R_{max} ของทรายที่ไม่เสริมกำลัง (เท่ากับ 6.389) จากผลการทดสอบและวิเคราะห์พบว่า ค่า R_{max} ที่สูงที่สุดของกรณี TVR เท่ากับ 500, 1000 และ 1500 kN/m/m คือ 10.325 , 17.034 และ 26.034 ตามลำดับ โดยค่าสูงสุดของทุกกรณีที่กล่าวมาได้มาจากกรณีที่เสริมแรงด้วย T_{ult} ที่น้อยที่สุด (40 kN/m^2) ดังนั้นการเสริมแรงที่ถี่มาก ๆ ด้วย T_{ult} ต่ำๆ จะให้ค่า R_{max} ที่มากกว่าการเสริมแรงห่างๆ ด้วย T_{ult} สูงๆ ตาข่ายเสริมกำลังสามารถทำให้กำลังอัดของทรายที่เสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นเป็นอันมากได้ เพราะเมื่อรับแรงอัดกระทำในแนวดิ่ง ตัวอย่างทรายจะขยายตัวด้านข้างในแนวราบ (Poisson’s effect) ทำให้ตาข่ายเสริมกำลังที่เรียง ตัวอยู่ในแนวราบเช่นกันยืดตัวออก จึงเกิดแรงดึงขึ้นในตาข่ายเสริมกำลัง ในทางกลับกันแรงดึงที่เกิดขึ้น ในตาข่ายเสริมกำลังนี้ก็ถ่ายกลับไปสู่ทรายซึ่งจะทำให้แรงดันโอบรัดที่กระทำต่อทรายมีค่ามากขึ้น จึงทำให้การรับแรงในแนวดิ่งมีค่าเพิ่มขึ้น
3. จากความสัมพันธ์ระหว่าง ε_h และ ε_v นำมาสร้างเป็น v_{sec} โดยนิยามจาก อัตราส่วนระหว่าง ε_h และ ε_v (ตารางที่ 3) จาก v_{sec} ของในทุก ๆ กรณีของ TVR ดังแสดงในรูป 7 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทรายเสริมกำลังให้ค่า v_{sec} ที่น้อยกว่าตัวอย่างทรายไม่เสริมกำลังกล่าวคือทรายเสริมกำลังจะมีการป่องตัวออกทางด้านข้างที่น้อยกว่า โดยจะเห็นได้ชัดจากตัวอย่างที่ความหนาแน่นของการเสริมกำลังมาก ๆ (TVR =1500 kN/m/m) จะทำให้ตัวอย่างมีค่า v_{sec} มีค่าน้อยกว่าชัดเจน หรืออีกนัยหนึ่งคือมีการเสียรูปในแนวราบน้อย เนื่องจากเมื่อค่า TVR สูงขึ้น ค่า S_v จะต่ำลง หรือความถี่ของจำนวนชั้นการเสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้น ทำให้ในกรณีที่ TVR สูง และ T_{ult} ต่ำ จะมีค่า v_{sec} ต่ำกว่ากว่ากรณี TVR สูงหรือตัวอย่างมีการเสียรูปด้านข้างที่น้อยกว่าแต่ T_{ult} สูง เมื่อเสริมถี่หรือชิดกันมากขึ้น การถ่ายแรงดึงจากตาข่ายเสริมแรงไปยังแรงดันโอบรัดในทรายมีประสิทธิภาพดีกว่า [3] แต่อย่างไรก็ตามในกรณีของตัวอย่างที่เสริมแรงด้วย T_{ult}=120 kN/m^2 ที่ TVR 1500 kN/m/m ค่า v_{sec} ของตัวอย่างมีค่าที่สูง เนื่องจาก LDS ตรวจวัดในบริเวณที่ตัวอย่างเกิดการวิบัติ

ตารางที่ 3 ค่า R_{max}, $\varepsilon_{v,max}$ และ SR ของตัวอย่างทรายที่ ไม่เสริมกำลังและที่เสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลัง

	Test name	Ultimate tensile strength, T_{ult} (kN/m)	Vertical spacing, S_v (m)	Maximum stress ratio, R_{max}	Strength ratio, SR	Vertical strain at R_{max}, ε_v (%)	Horizontal strain at R_{max}, ε_h (%)	Secant Poisson's ratio, v_{sec} (%)
1	Unreinforced	-	-	6.389	1.000	5.655	-7.828	1.384
2	PET-T40-TVR500	40	0.08	10.325	1.616	4.261	-4.721	1.108
3	PET-T60-TVR500	60	0.12	10.279	1.609	4.228	-5.671	1.341
4	PET-T120-TVR500	120	0.24	7.608	1.191	3.971	-4.385	1.104
5	PET-T40-TVR1000	40	0.04	17.034	2.666	5.106	-4.241	0.831
6	PET-T60-TVR1000	60	0.06	16.840	2.636	5.079	-4.81	0.947
7	PET-T80-TVR1000	80	0.08	14.423	2.258	4.645	-4.3	0.926
8	PET-T120-TVR1000	120	0.12	11.759	1.841	4.572	-4.572	1.000
9	PET-T40-TVR1500	40	0.027	26.342	4.123	5.055	-2.838	0.561
10	PET-T60-TVR1500	60	0.04	26.026	4.074	5.031	-2.629	0.523
11	PET-T120-TVR1500	120	0.08	18.101	2.833	4.917	-6.063	1.233

4.3 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างชั้นของการเสริมกำลัง (S_v) ต่อ R_{max}

รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง R_{max} กับระยะห่างของการเสริมแรงในแนวดิ่ง (S_v) จากกราฟจะเห็นได้ว่า ที่ TVR เท่ากัน เมื่อระยะห่างของการเสริมแรงเพิ่มขึ้น ทำให้ค่า R_{max} ลดลงอย่างมีนัยยะ ทั้งนี้เป็นเพราะเมื่อค่า S_v ลดลง จะได้ว่า 1. การถ่ายแรงดึงจากตาข่ายเสริมกำลังไปสู่การพัฒนาแรงดันโอบรัดต่อทรายมีประสิทธิภาพดีขึ้น และ 2. ขนาดของพื้นที่ของทรายที่แรงดึงจากตาข่ายเสริมกำลังไม่สามารถเพิ่มแรงดันโอบรัด (บริเวณ A ในรูปที่ 9, [2]) เล็กลง บริเวณนี้เรียกว่าเขตอันตราย (Deterministic zone) ในทฤษฎีพลาสติก ในกรณีค่า S_v คงที่และค่า TVR มีค่าเพิ่มขึ้น จะเห็นได้ว่าค่า R_{max} เพิ่มขึ้น เนื่องจากในการทดสอบกรณีดังกล่าว ตาข่ายเสริมแรงที่ใช้สำหรับค่า TVR ที่สูงกว่าจะมีค่า T_{ult} ที่มากกว่ากรณีที่ TVR ต่ำ ซึ่งเหมือนกับกรณีทดสอบด้วย S_v ที่เท่ากันแต่เพิ่ม T_{ult} [3]

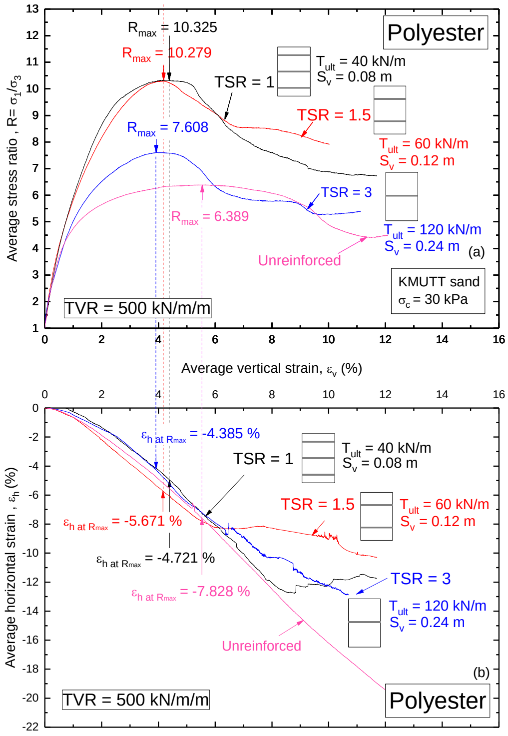
4.4 อิทธิพลของกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรง (T_{ult}) ต่อ R_{max}

จากรูปที่ 10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง R_{max} กับกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรง (T_{ult}) จากกราฟจะเห็นได้ว่า ที่ TVR เท่ากัน เมื่อกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรงเพิ่มขึ้น ทำให้ค่า R_{max} ลดลง

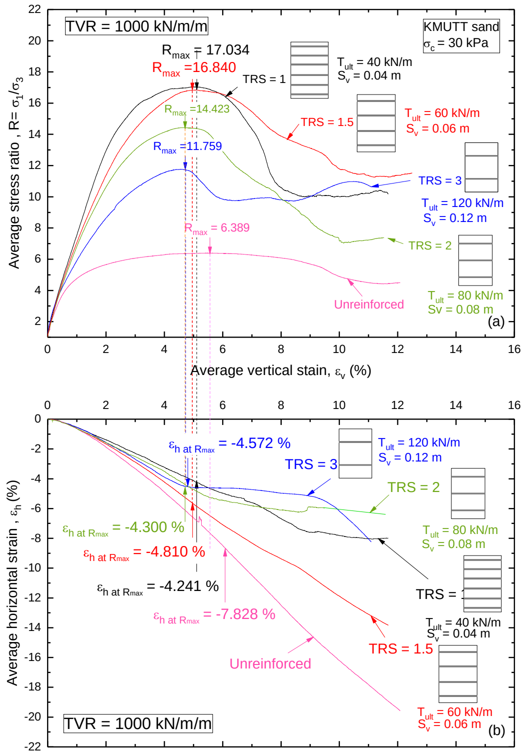
4.5 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะห่างระหว่างชั้นของการเสริมกำลัง (S_v) กับกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรง (T_{ult}) ที่มีต่อ R_{max}

รูปที่ 8 และ 10 สามารถสรุปได้ว่า เมื่อเพิ่มกำลังรับแรงดึงของตาข่ายเสริมกำลัง ในขณะที่เพิ่มระยะห่างระหว่างชั้นการเสริมกำลังโดยคงค่า TVR เท่าเดิมทำให้ค่า R_{max} ลดลง เนื่องจากมีพื้นที่ที่อิทธิพลของการเสริมแรงไปไม่ถึงมีสัดส่วนมาก ซึ่งไม่เป็นไปตามทฤษฎีการออกแบบ MSE (สมการที่ 1) ที่ความสัมพันธ์ของ T_{ult} และ S_v ควรจะมีแนวโน้มเดียวกับผลลัพธ์ของค่า R_{max} [3] แต่อย่างไรก็ตามจากความชันของความสัมพันธ์ R_{max} กับ S_v (รูปที่ 8) มีมากกว่าความชันของความสัมพันธ์ R_{max} กับ T_{ult} (รูปที่ 10) ในทุกกรณีของ TVR ซึ่งแสดงให้เห็นว่า S_v มีอิทธิพลต่อค่า R_{max} มากกว่า T_{ult} [4] กล่าวโดยอธิบายคือ เมื่อการลดลงของระยะห่างระหว่างชั้น (ΔS_v) เท่ากับการลดลงของกำลังรับแรง (ΔT_{ult}) ผลลัพธ์ของ R_{max} จากการลดลงของ S_v จะมากกว่าค่าที่ได้จากการเพิ่ม T_{ult}

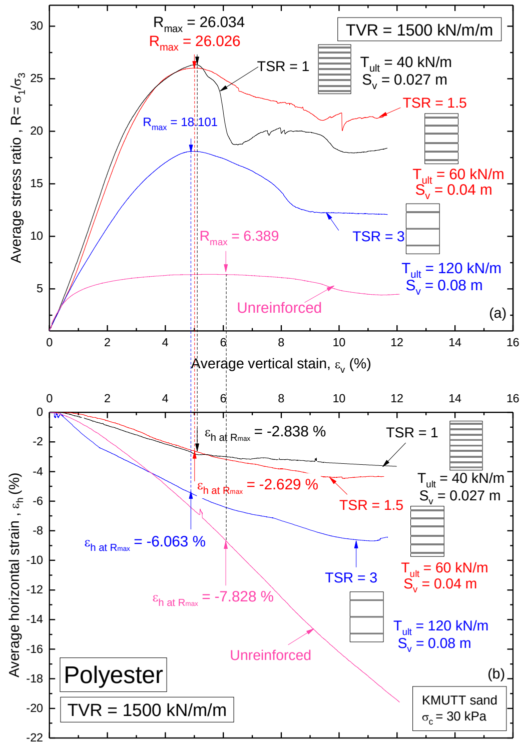
รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง SR กับ TSR (Tesile strength ratio) ของทุกกรณีของ TVR จากรูปจะเห็นได้ว่าการเพิ่มขึ้นของ TVR ที่ T_{ult} ที่เท่ากันทำให้กำรับแรงอัดสูงสุดเพิ่มขึ้น แต่ในทางตรงกันข้าม เมื่อเพิ่ม T_{ult} ในขณะที่ค่า TVR เท่ากันทำให้กำลังรับแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างลดลง [6]



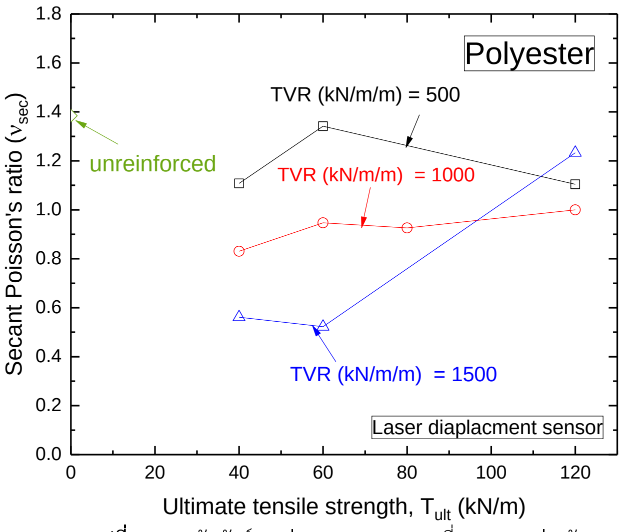
รูปที่ 4 ผลการทดสอบของตัวอย่างทรายเสริมกำลังที่มีค่า TVR เท่ากับ 500 kN/m/m ; (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ ε_v และ (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง ความสัมพันธ์ระหว่าง ε_h กับ ε_v



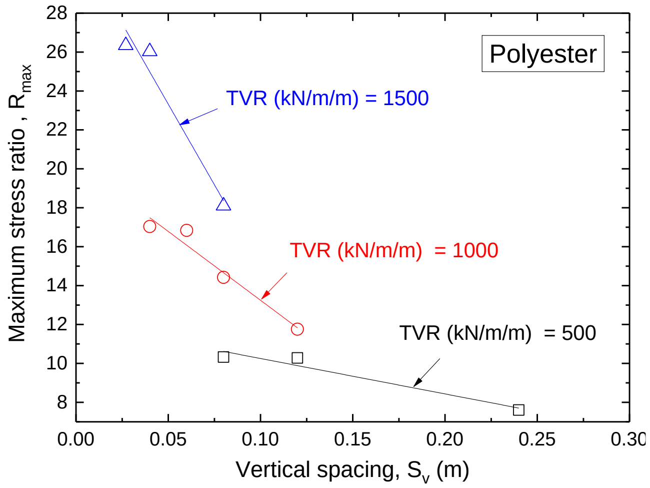
รูปที่ 5 ผลการทดสอบของตัวอย่างทรายเสริมกำลังที่มีค่า TVR เท่ากับ 1000 kN/m/m ; (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ ε_v และ (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง ความสัมพันธ์ระหว่าง ε_h กับ ε_v



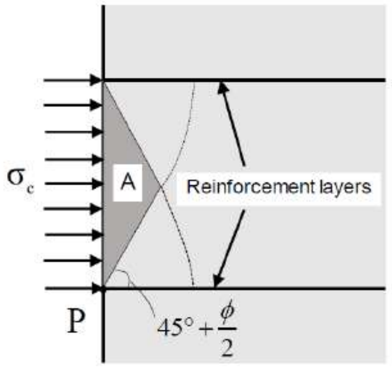
รูปที่ 6 ผลการทดสอบของตัวอย่างทรายเสริมกำลังที่มีค่า TVR เท่ากับ 1500 kN/m/m ; (a) ความสัมพันธ์ระหว่าง R กับ ε_v และ (b) ความสัมพันธ์ระหว่าง ความสัมพันธ์ระหว่าง ε_h กับ ε_v



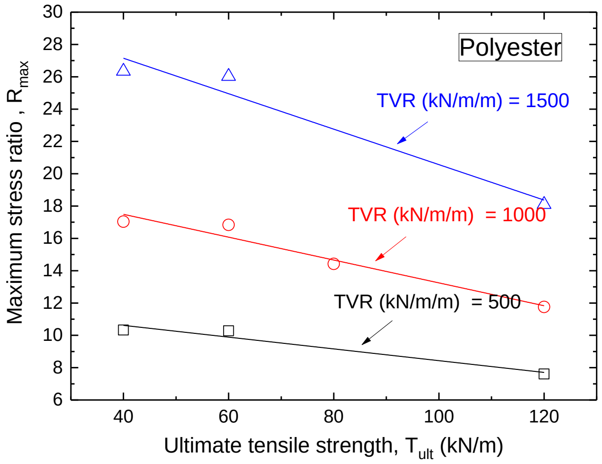
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง v_{sec} และ T_{ult} ที่ TVR แตกต่างกัน



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{max} และระยะห่างระหว่างชั้นของการเสริมแรง (S_v)



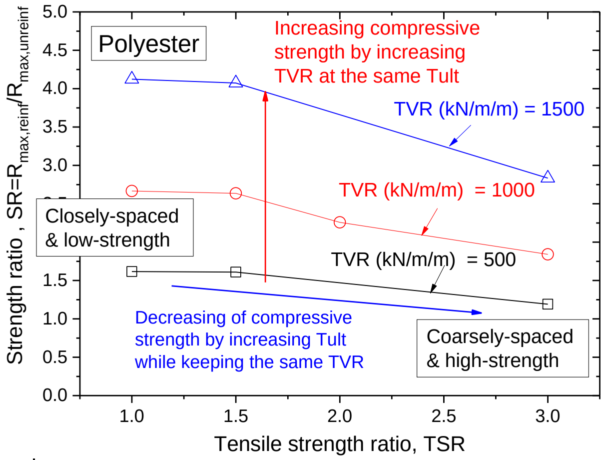
รูปที่ 9 เขตอันตราย (Deterministic zone) ในทรายเสริมกำลัง [2]



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่าง R_{max} และกำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรง (T_{ult})

5. การทำนายค่ากำลังอัดของทรายเสริมกำลัง

Tatsuoka (2004) [7] ได้นำเสนอสมการสำหรับการทำนายค่ากำลังอัดของดินเสริมกำลังจากพารามิเตอร์ 4 ค่า ได้แก่ ค่ามุมเสียดทานภายในของดิน (ϕ) มุมเสียดทานระหว่างตาข่ายเสริมกำลังกับดิน (δ) ความหนาแน่นการเสริมกำลัง (d/h) และกำลังรับแรงดึงของตาข่าย (T_{ult}) โดยได้แบ่งการทำนายค่ากำลังอัดเป็น 2 รูปแบบตามลักษณะการวิบัติของดินเสริมกำลังที่แตกต่างกัน กล่าวคือ 1. กรณีที่กำลังอัดถูกควบคุมด้วยการวิบัติของดิน และ 2. กรณีที่กำลังอัดถูกควบคุมด้วยการฉีกขาดของตาข่ายเสริมกำลัง



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนกำลัง (SR) และอัตราส่วนการเสริมกำลัง (TSR)

5.1 กรณีที่กำลังอัดถูกควบคุมด้วยการวิบัติในดิน

ในกรณีนี้ค่าอัตราส่วนความเค้นที่ทำนายจะเรียกเป็น ค่า $R_{max.1}$ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (6)

$$\overline{R}_{max.1} = \frac{P_1\left[1-\left(\frac{h}{d}\right)\tan\varepsilon\right]+1}{(\tan\varepsilon)^2} \quad (6.1)$$

$$P_1 = \frac{\exp(B)-1}{B}-1 \quad (6.2)$$

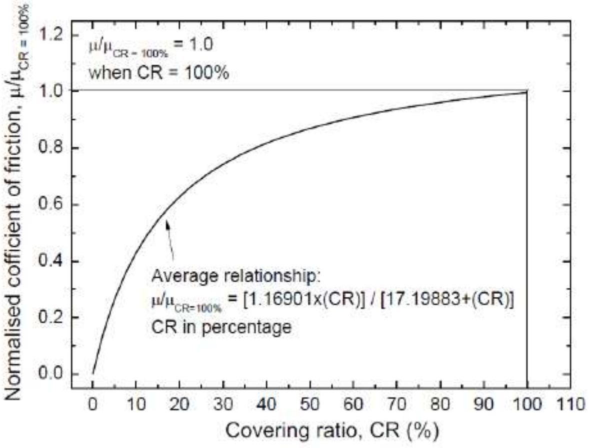
$$B = 2\delta_b\left(\frac{\cos\delta_b+\sin\phi}{\cos\delta_b}\right)\tan\phi\left(\frac{d}{h}-\tan\varepsilon\right) \quad (6.3)$$

$$\delta_b = \frac{1}{2}\left[\mu+\arcsin\left(\frac{\sin\mu}{\sin\phi}\right)\right] \quad (6.4)$$

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2} \quad (6.5)$$

Peng, et al. [3] ได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังอัดที่ทำนายได้จาก 2D FEM กับค่า δ และได้ทำการเปรียบเทียบค่าที่คำนวณได้กับค่าที่ได้จากผลการทดลอง เมื่อเทียบที่ค่ากำลังอัดของทรายเสริมกำลังเดียวกัน พบว่าจะได้ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนปกคลุม (Covering ratio, CR) จากผลการทดลองกับค่า δ จากการวิเคราะห์ FEM

สุรพันธ์ สุดใจ [9] ได้ทำการดัดแปลงความสัมพันธ์ดังกล่าว โดยพิจารณาในรูปแบบของสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน (Coefficient of friction, μ) แล้วนำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างค่า อัตราส่วน $\mu/\mu_{CR=100\%}$ กับค่า CR ดังแสดงในรูปที่ 12 โดยค่า $\mu_{CR=100\%}$ คือ 0.662 ซึ่งได้มาจากการทดสอบแรงเฉือน (Direct shear test) ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้ความสัมพันธ์นี้ในการคำนวณค่า μ เพื่อใช้ในการทำนายได้จากการแทนค่า CR จากนั้นจึงคำนวณหาค่ามุมเสียดทานได้จาก $\delta = \tan^{-1}(\mu)$



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วน $\mu/\mu_{CR=100\%}$ กับค่า CR [9]

รูปที่ 13 และ 14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $R_{max.1}$ กับค่า δ ที่ได้จากการทำนายด้วยค่า δ เท่ากับ 46.8°, 43.1° และ 39.4° ซึ่งมีค่าเท่ากับมุมเสียดทานสูงสุด (ϕ_{peak}) ค่าระหว่างกลางจุดสูงสุดและค่าคงเหลือ ($\phi_{intermediate}$) และมุมเสียดทานคงเหลือ (ϕ_{res}) ตามลำดับ ที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนกับตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลัง (รูปที่ 3) ลงในสมการที่ 6 และทำการเปรียบเทียบกับค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบในการศึกษานี้ จากรูปที่ 13(a) คือกรณีที่เสริมแรง 1 ชั้น (d/h=0.5) จะเห็นได้

ว่าค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบมีค่ามากกว่า $R_{max,1}$ ที่ได้จากการทำนาย เนื่องจากในกรณีนี้พื้นที่พลาสติก (deterministic zone) มาก ทำให้มีพื้นที่ที่ผลกระทบของการเสริมแรง (รูปที่ 9) ไปไม่ถึง ค่าที่ได้จากการทำนายจึงมีค่าน้อยกว่าการทดสอบ แต่ในทางตรงกันข้าม จากรูปที่ 13(b) และ 13(c) นี้ จะเห็นได้ว่า ค่า ϕ ที่ใช้ทำนายเพื่อให้ค่า $R_{max.1}$ สอดคล้องกับผลการทดสอบ และในกรณีของของ 13(c) จะเห็นได้ว่าการเพิ่มขึ้นของ δ ทำให้ค่า ϕ มีค่าเพิ่มมากขึ้นเล็กน้อย จากรูปที่ 13(d) และ 14 พบว่าค่าของค่า ϕ ที่ใช้ทำนายเพื่อให้ค่า $R_{max.1}$ มีต่ำกว่าค่า ϕ_{res}

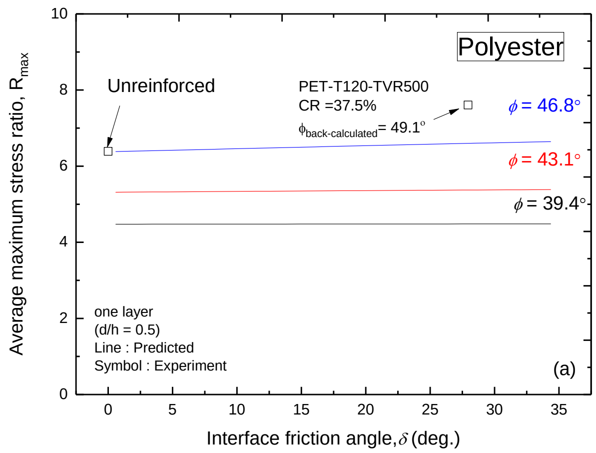
5.2 กรณีที่กำลังอัดถูกควบคุมด้วยการฉีกขาดของตาข่ายเสริมกำลัง

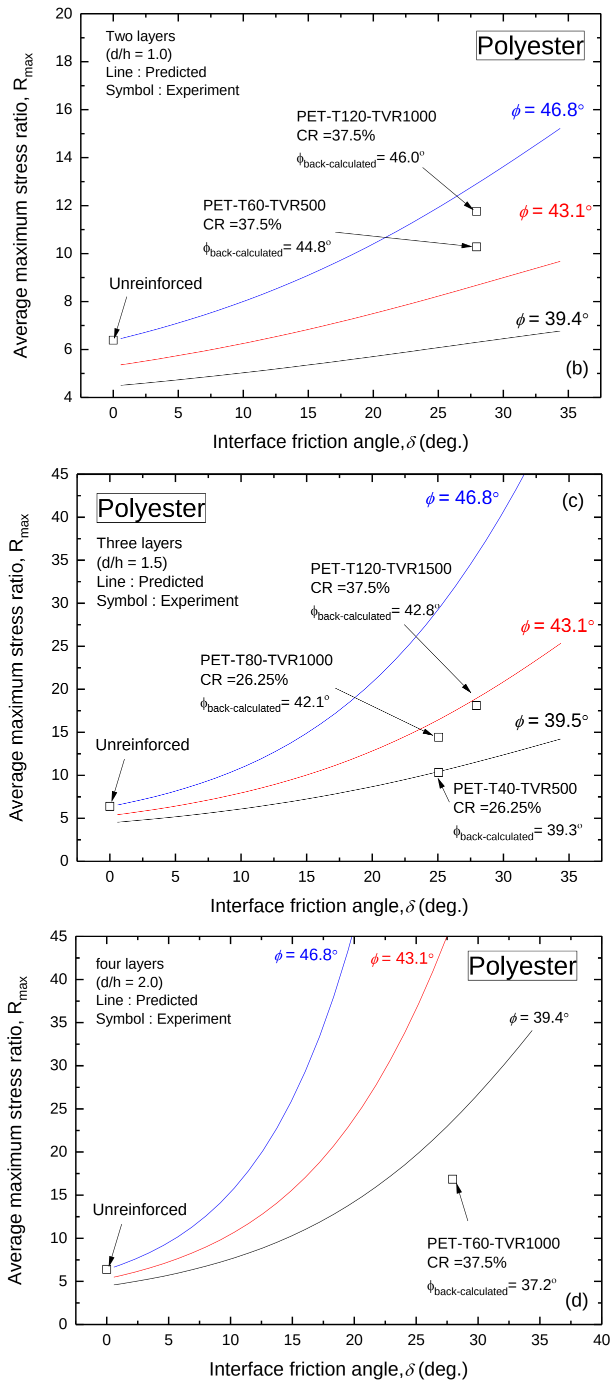
ในกรณีที่การวิบัติของดินเสริมกำลังเกิดขึ้นจากการฉีกขาดของตาข่ายเสริมกำลัง จะเรียกอัตราส่วนความเค้นที่ทำนายเป็นค่า $R_{max.2}$ ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 7 [7]

$$R_{max.2} = \frac{h}{d}\left[\frac{(1+\sin\phi)\exp(\delta_b 2\tan\phi)}{\sin\phi\sin 2\delta_b}\times\frac{T_{ult}-T_{connection}}{h\sigma_c}+\frac{1}{\tan\varepsilon}\right] \quad (7)$$

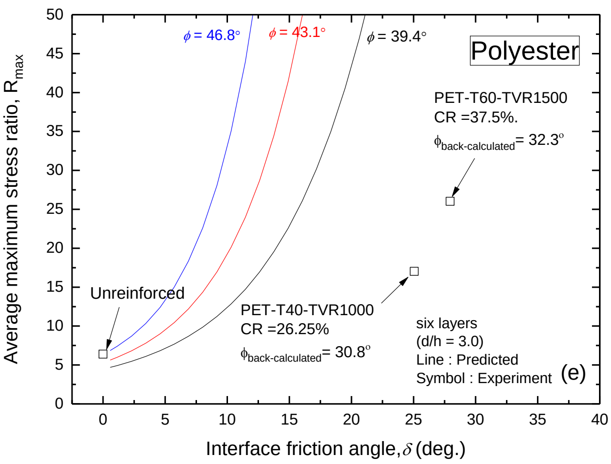
โดยที่ T_{ult} คือค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมกำลังซึ่งมีจำนวน 2 ค่า ได้แก่ 40 และ 60 kN/m, $T_{connection}$ คือค่ากำลังที่จุดเชื่อมต่อระหว่างปลายตาข่ายเสริมกำลังกับผิวหน้าซึ่งในการศึกษานี้ไม่ได้เชื่อมปลายตาข่ายเข้ากับเมมเบรนจึงมีค่า $T_{connection}$ เท่ากับศูนย์ และ σ_c คือค่าแรงดันโอบรัดที่ให้กับตัวอย่างซึ่งมีค่าเท่ากับ 30 kPa

รูปที่ 15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า $R_{max.2}$ กับค่า δ ที่ได้จากการทำนายด้วยค่า ϕ เท่ากับ 47.8°, 44.0° และ 39.5° ลงในสมการที่ 7 และทำการเปรียบเทียบกับค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบแรงอัดสามแกนในการศึกษานี้ จากรูปที่ 15 (a) กรณีการเสริมแรง 9 ชั้น (d/h =4.5) ซึ่งค่า T_{ult} ที่ใช้ในการคำนวนในสมการการทำนายเท่ากับ T_{ult} =40 kN/m จะเห็นได้ว่ากราฟที่ได้จากสมการมีค่ามากกว่าค่าที่ได้จากการทดลองเป็นอันมาก ซึ่งค่า ϕ ที่ทำนายได้ใกล้เคียงที่สุดคือ ϕ_{res}

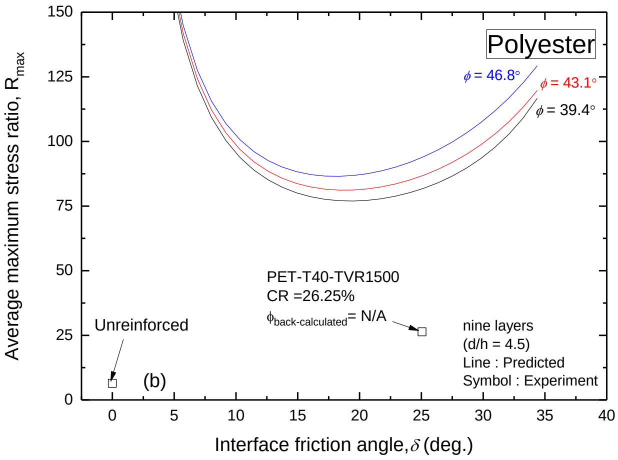




รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $R_{max.1}$ กับค่า δ ที่ได้จากการทำนายด้วยค่า δ เท่ากับ 46.8°, 43.1° และ 39.4° เปรียบเทียบกับค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบในการศึกษาครั้งนี้กรณี ; (a) เสริมแรงกำลังจำนวน 1 ชั้น(d/h = 0.5) , (b) เสริมแรงกำลังจำนวน 2 ชั้น (d/h = 1.0) , (c) เสริมแรงกำลังจำนวน 3 ชั้น (d/h = 1.5) , (d) เสริมแรงกำลังจำนวน 4 ชั้น (d/h = 2.0)



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $R_{max.1}$ กับค่า δ ที่ได้จากการทำนายด้วยค่า δ เท่ากับ 46.8°, 43.1° และ 39.4° เปรียบเทียบกับค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบในการศึกษาครั้งนี้กรณีเสริมแรงกำลังจำนวน 6 ชั้น (d/h = 3.0)



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า $R_{max.2}$ กับค่า δ ที่ได้จาก การทำนายด้วยค่า δ เท่ากับ 46.8°, 43.1° และ 39.4° เปรียบเทียบกับค่า R_{max} ที่ได้จากการทดสอบในการศึกษาครั้งนี้กรณี ; (a) เสริมแรงกำลังจำนวน 6 ชั้น (d/h = 3.0) และ (b) เสริมแรงกำลังจำนวน 9 ชั้น (d/h = 4.5)

6. สรุปผลการศึกษา

1. ตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลังมีค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงกว่าตัวอย่างทรายที่ไม่เสริมกำลัง เนื่องจากแรงอัดในแนวดิ่งที่กระทำกับตัวอย่างทำให้เกิดแรงดึงในตาข่ายเสริมแรง ซึ่งจะถ่ายไปยังแรงดันโอบรัดของตัวอย่าง และเมื่อแรงดันโอบรัดมากขึ้น กำลังรับแรงอัดจึงมากขึ้นตาม
2. ตัวอย่างทรายที่เสริมกำลังด้วยตาข่ายเสริมกำลังมีการป่องออกในแนวราบที่น้อยกว่าทรายที่ไม่เสริมกำลัง และ ตัวอย่างที่ทรายเสริมกำลังที่ T_{ult} มีค่าคงที่ เมื่อ TVR มีค่าเพิ่มขึ้น v_{sec} จะมีค่าลดลง หมายความว่าตัวอย่างที่มีค่า TVR เพิ่มขึ้นการป่องออกทางด้านข้างจะลดน้อยลง ในทางตรงกันข้ามเมื่อเพิ่มค่า T_{ult} ค่าของ v_{sec} จะเพิ่มขึ้นที่ TVR ที่เท่ากัน
3. ในกรณีที่ TVR คงที่ เมื่อลดระยะห่างระหว่างชั้นของการเสริมกำลัง ทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดมากขึ้น เนื่องจากการถ่ายแรงดึงจากตาข่ายเสริมกำลังไปสู่การเพิ่มขึ้นของแรงดันโอบรัดต่อทรายมีประสิทธิภาพดีขึ้น และ ขนาดของพื้นที่ที่อิทธิพลจากแรงดึงในตาข่ายเสริมกำลังจะถ่ายไปไม่ถึง มีขนาดเล็กลง และในกรณีเดียวกันหากเพิ่มค่ากำลังรับแรงดึงสูงสุดของตาข่ายเสริมแรง (T_{ult}) ในขณะที่ค่า S_v เพิ่ม จะทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างลดลงมากไปกว่านั้น จากผลการทดสอบ บอกได้ว่าอิทธิพลของ T_{ult} และ S_v ไม่เป็นไปตามทฤษฎีการออกแบบของ MSE กล่าวคือ ทั้งสองค่ามีอิทธิพลไม่เท่ากัน กล่าวคืออิทธิพลของ S_v ที่มีต่อค่า R_{max} มีค่ามากกว่าอิทธิพลของ T_{ult}
4. ในกรณีที่เสริมกำลังจำนวน 1,2,3, 4 และ 6 ชั้นซึ่งการวิบัติของตัวอย่างทรายเสริมกำลังถูกควบคุมด้วยการวิบัติในทราย ชุดสมการที่เสนอโดย Tatsuoka (2004) [7] โดยในกรณีของการเสริมแรง 1 ชั้น ค่า R_{max} ของการทำนายมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบเนื่องจากพื้นที่ที่ผลกระทบของการเสริมแรงไปไม่ถึงมีมาก และในกรณีของการเสริมแรง 2 ชั้น , 3 ชั้น สามารถทำนายค่า R_{max} ได้สอดคล้องกับผลการทดลองที่ได้จากการศึกษานี้ เมื่อใช้ค่ามุมเสียดทานภายในที่เหมาะสมซึ่งมีค่าระหว่างค่าสูงสุด (ϕ_{peak}) และค่าที่สถานะคงเหลือ (ϕ_{res}) เนื่องจาก 1. ค่า ϕ ของทรายลดลงเมื่อแรงดันโอบรัดมีค่ามากขึ้นจนสูงเกินกว่าค่าวิกฤติ [8] และ 2. การวิบัติของตัวอย่างทรายเสริมกำลังมีลักษณะค่อยๆ เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง แต่ในกรณีการเสริมแรง 4 และ 6 ชั้น สามารถทำนายค่า R_{max} ได้สอดคล้องกับผลการทดลองที่ได้จากการศึกษานี้ เมื่อใช้ค่ามุมเสียดทานภายในที่เหมาะสมซึ่งมีค่าระหว่างค่าสูงสุด (ϕ_{res}) แต่ในกรณีที่เสริมกำลังจำนวน 9 ชั้น ซึ่งการวิบัติของตัวอย่างทรายเสริมกำลังถูกควบคุมด้วยการฉีกขาดของตาข่ายเสริมกำลัง สมการที่เสนอโดย Tatsuoka (2004) [7] ได้สอดคล้องกับผลการทดลองที่ได้จากการศึกษานี้ เมื่อใช้ค่ามุมเสียดทานภายในที่เหมาะสมเท่ากับมุมเสียดทานคงเหลือ (ϕ_{res})

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ บริษัท เทนคาต้า จีโอซินเทติคส์ (ประเทศไทย) จำกัด ที่ให้การอนุเคราะห์ สนับสนุนวัสดุสำหรับการทดลองการทำงานวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่สนับสนุนทุนวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Kongkitkul, W. (2004). Effect of material viscous properties on the residual deformation of geosynthetic- reinforced

sand. Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, The University of Tokyo, Japan.

[2] Kongkitkul, W., Tatsuoka, F. and Hirakawa, D. (2007). Effects of reinforcement type and loadinghistory on the deformation of reinforced sand in plane strain compression, *Soils and Foundations*, vol. 47(2), pp. 395-414.

[3] Peng, F., Kotake, N., Tatsuoka, F., Hirakawa, D. and Tanaka, T. (2000). Plane strain compression behavior of geogrid-reinforced sand and its numerical analysis, Soils and Foundations, vol. 40(3), pp. 55-74.

[4] Pham, T.Q. (2009). Investigating Composite Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Mass. Ph. D. Thesis. University of Colorado, Denver, USA.

[5] Nicks, J. E., Adams, M., Ooi, P., & Stabile, T. (2013). Geosynthetic reinforced soil performance testing - Axial load deformation relationships. FHWA-HRT-13-066.

[6] Shen, P., Han, J., & Xu, C. (2019). Numerical Investigation of Pullout Resistance Effects on Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Piers. Unpublished manuscript

[7] Tatsuoka, F. (2004). An approximate isotropic perfectly plastic solution for compressive strength of geosynthetic-reinforced soil, Geosynthetics International, vol. 11(5), pp. 390-405.

[8] Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A. (1991). Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *ASCE Geotechnical Special Publication*, vol. 27, pp. 788-802.

[9] สุรพันธ์ สุดใจ (2018). ผลกระทบของอัตราส่วนปกคลุมและระยะระหว่างชั้นของตาข่ายเสริมกำลังแบบสองทิศทางที่มีต่อกำลังอัดของทรายเสริมกำลัง*วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต. วิศวกรรมศาสตร์*, มหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าธนบุรี

คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินซีเมนต์ผสมยางพาราและดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค
Engineering Characteristics of Rubber-modified and Styrene Acrylic-modified Cemented Soil

ไอรดาภรณ์ หาดแก้ว[1,*] กรกฎ นุสิทธิ์[2] ดร.ทวีศักดิ์ แตะกระโทก[3]
และ ดร.พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม[4]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร จ.พิษณุโลก
[3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
[1] Corresponding author; E-mail address: Iradapron@gmail.com

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันการปรับปรุงคุณสมบัติดินเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการใช้งานมีหลายวิธีและเป็นที่นิยมกันอย่างแพร่หลาย งานวิจัยนี้มุ่งเน้นที่จะศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพาราและดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค โดยนำหินที่เหลือทิ้งจากโรงโม่และไม่ผ่านตามมาตราฐานที่กรมทางหลวงกำหนด มาปรับปรุงคุณภาพเพื่อให้มีประสิทธิภาพในการใช้งานที่ดีขึ้น โดยใช้อัตราส่วนในการผสมดังนี้ซีเมนต์ร้อยละ 2 ต่อน้ำหนักดิน อัตราส่วนระหว่างน้ำและยางพาราร้อยละ 50 ต่อน้ำหนักดิน อัตราส่วนระหว่างน้ำและยางพารา ยางสไตรีนอะคริลิคร้อยละ 50 ต่อน้ำหนักดินเช่นเดียวกัน จากนั้นมีการทดสอบ 3 ชนิดคือ การทดสอบเพื่อหาค่าการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน การทดสอบแบบไร้แรงดันด้านข้าง และการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดิน โดยตัวอย่างการทดสอบจะทำการบ่มระยะเวลา 7 วัน ผลทดสอบ ปรากฏว่า ค่าความหนาแน่นแห้งของดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิคนั้นสูงดินซีเมนต์ผสมยางพารา กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิคนั้นสูงกว่าดินซีเมนต์ผสมยางพารา และการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดินนั้น ดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารามีค่าร้อยละการดูดซึมน้ำในมวลดินสูงกว่า ดินซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิค

คำสำคัญ: การปรับปรุงคุณภาพดิน , ดินซีเมนต์ผสมยางพารา , ดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค

Abstract

Currently, the methods of improving soil properties are various and have been widely used. The purpose of this project was to investigate the properties of soil improved with rubber-modified Cemented Soil and styrene-acrylic modified Cemented composite. In this study, Quarry by-product as unstandardized materials under the requirements stipulated by Department of Highways were tested to improve soil properties by using the ratio of the mixture as follows: 2 % cement to soil weight; 50% water and rubber to 50 % soil weight; 50% water and styrene-acrylic to soil weight. Then, this study conducted two tests for comparison, namely: Compaction Protor Test , Unconfined Compression test and Capillary rise test. Curing period of the samples was 7 days. The testing results showed that Maximum Dry Density of styrene-acrylic modified cemented Soil were higher than those of rubber-modified cemented Soil. Unconfined Compressive Strength of styrene-acrylic modified cemented Soil was higher than rubber-modified cemented Soil. Capillary rise test of styrene-acrylic modified cemented Soil was higher than rubber-modified cemented Soil

Keywords: Soil quality improvement, Rubber- soil cement, Styrene-acrylic soil cement.

1. คำนำ

ในปัจจุบันประเทศไทยได้มีการพัฒนาทางด้านเศรษฐกิจระบบคมนาคม ทั้งนี้เพื่อส่งเสริมการค้าขาย และการท่องเที่ยว นอกจากนี้ในประเทศไทยนั้นนิยมการขนส่งทางถนนเนื่องจากมีความสะดวกในการเข้าถึงพื้นที่ จึงทำให้มีการสัญจรบนถนนเป็นจำนวนมาก ส่งผลให้ถนนมีอายุการใช้งานที่สั้นลง ทำให้ต้องมีบำรุงรักษาอยู่บ่อยครั้ง และในการก่อสร้างเส้นทางใหม่ที่เพิ่มขึ้น จะมีการใช้วัสดุจากทรัพยากรธรรมชาติที่มากขึ้นไปด้วย จึงทำให้ทรัพยากรธรรมชาติในปัจจุบันมีจำนวนลดลง

[4] ได้มีการปรับปรุงคุณภาพดินซีเมนต์ด้วยน้ำยางพาราและทำการทดสอบกำลังรับแรงอัด ผลปรากฏว่า ดินซีเมนต์ที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยน้ำยางพารามีค่ากำลังรับแรงอัดผ่านตามมาตรฐาน ที่ ทล.-ม.204/2533 กำหนด และจากข้อกำหนดพิเศษของกรมทางหลวง ที่ สว พิเศษ 1/2560 มีการกำหนดคุณสมบัติดินซีเมนต์ผสมยางพาราเพื่อใช้ในการสร้างถนน ซึ่งยังไม่มีข้อกำหนดเรื่องการทดสอบผลกระทบของความชื้น หรือการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดินอย่างชัดเจน อีกทั้งในงานด้านคอนกรีตจากงานวิจัย [5] ได้มีการนำยางสไตรีนอะคริลิคมาใช้เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการกันน้ำและรั่วซึมของคอนกรีต

จากงานวิจัย [6] มีการปรับปรุงคุณสมบัติของดินเหนียว ด้วยยางสไตรีนอะคริลิค ซึ่งได้บ่มตัวอย่างที่สภาพอากาศแตกต่างกันจากนั้น นำตัวอย่างทำการทดสอบค่าแรงอัดแกนเดียว ผลปรากฏว่า ตัวอย่างที่ทำการปรับปรุงด้วยพอลิเมอร์นั้นมีความแข็งแรงลดลงแต่สามารถลดการบวมตัวของตัวอย่าง และงานวิจัยของ [7] มีการนำยางสไตรีนอะคริลิคผสมกับทรายในธรรมชาติที่คุณภาพต่ำ และทดสอบความทนทานของดิน (Durability Test) โดยทดสอบแบบแห้งสลับเปียก (wet–dry) จำนวน 24 รอบ ทดสอบแบบการแข็งตัวสลับละลายของน้ำ (freeze-thaw) จำนวน 24 รอบ และการทดสอบการให้แรงกระทำแบบซ้ำๆ 1,000,000 รอบ ด้วยน้ำหนัก 500 และ 700 ไมโครสเตรน ผลปรากฏว่าจากการทดสอบความทนทานของดินนั้นตัวอย่างดินมีความแข็งแรงต่ำลง และจากการทดสอบการทดสอบการให้แรงกระทำแบบซ้ำๆนั้นตัวอย่างดินมีพฤติกรรมอิลาสติกสมบูรณ์แบบ

จากงานวิจัยข้างต้น ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดนำยางพารา และ พอลิเมอร์ชนิด Styrene Acrylic (SA) มาผสมกับดินซีเมนต์เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการกันน้ำและผลกระทบจากทำการศึกษาผลกระทบจากความชื้น ผู้วิจัยพบว่า การผลิตหินจากโรงโม่สำหรับวัสดุงานทางนั้นมักจะมีวัสดุเหลือทิ้งเหล่านี้มีคุณสมบัติไม่ผ่านตามมาตรฐานที่กำหนดโดยกรมทางหลวงและกรมทางหลวงชนบท จึงไม่สามารถนำมาทำชั้นพื้นทาง (Base Course) และชั้นรองพื้นทางถนน (Subbase Course) ได้ ดังนั้นทางผู้วิจัยจึงเล็งเห็นความสำคัญของการนำวัสดุที่มีคุณสมบัติไม่ผ่านมาตรฐานของกรมทางหลวงมาปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ ยางพารา และพอลิเมอร์ชนิด Styrene Acrylic (SA) เพื่อนำมาใช้เป็นวัสดุทดแทนวัสดุชั้นพื้นทางและชั้นรองพื้นทางในอนาคต

2. วัสดุที่ใช้ในโครงการ

2.1 ดินปลายตะแกรง

เป็นวัสดุที่เหลือทิ้งจากขบวนการผลิตหินของโรงโม่ (Quarry by-product) มีชื่อเรียกแตกต่างกันไปตามพื้นที่ โดยดินปลายตะแกรงนั้นเป็นวัสดุที่มีขนาดคละไม่ผ่านตามมาตรฐานกรมทางหลวงกำหนด สำหรับงานวิจัยนี้ ดินปลายตะแกรงที่นำมาใช้เป็นหินปูน (Lime stone) โดยได้ทำการทดสอบทดลองหาขีดความข้นเหลวของดิน ทดลองหาขีดความเหนียวของดิน ดัชนีความเหนียวของดิน ทดสอบเพื่อหาค่าการบดอัดแบบสูงกว่าและการทดสอบแคลิฟอร์เนีย แบริ่ง เรโชที่มีคุณสมบัติตามที่แสดงไว้ในตารางที่ 1

รูปที่ 1 ดินปลายตะแกรง

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินปลายตะแกรง

วิธีการทดสอบ	ผลการทดสอบ
ค่าพิกัดเหลว (Liquid limit, L.L) %	24
พิกัดพลาสติก (Plastic limit, P.L) %	19.9
ค่าดัชนีความเป็นพลาสติก (Plastic index, P.I)	4.1
(Optimum Moisture Content, OMC) %	8
Maximum Dry Density, $\gamma_{d\ max}$ KN/m^3	22.2
% CBR	6.6

2.2 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์แลนด์ประเภท 1

2.3 น้ำยางพาราเข้มข้น

เป็นยางพาราที่มีเนื้อยางตามธรรมชาติอยู่มาก (Dry Rubber Content - DRC ประมาณ 60 เปอร์เซ็นต์ ของปริมาณของเหลว)สำหรับยางพาราเข้มข้นที่ใช้ในโครงการเป็นชนิด High Ammonia (HA) content ซึ่งจะทำให้ยางพาราสามารถเก็บรักษาไว้ได้นานกว่า 1 ปี ส่วนยางพารารูปแบบอื่น ๆ ที่ไม่ได้นำมาใช้ในงานวิจัยนี้เนื่องจากอาจจะไม่เหมาะสมกับการนำมาใช้งาน เช่น ยางพาราสดมีการสูญเสียสภาพเร็วสามารถเก็บรักษาได้เพียง 4 – 6 ชั่วโมงเท่านั้น ส่วนยางพาราแผ่นแม้จะมีการเก็บรักษาได้นาน แต่ต้องนำมาแปรรูปกลับเป็นของเหลวเสียก่อนที่จะนำมาใช้งาน เป็นต้น

รูปที่ 2 น้ำยางพาราเข้มข้น

2.4 สารลดแรงตึงผิว (Surfactant)

สารลดแรงตึงชนิดไม่มีประจุ NP9 (Nonylphenol Ethoxylate 9 MOLES) เพื่อช่วยให้น้ำกับยางพาราสามารถผสมกันได้โดยไม่จับตัวเป็นก้อนก่อนน้ำไปปรับปรุงคุณภาพดิน

รูปที่ 3 สารลดแรงตึงผิว (Surfactant)

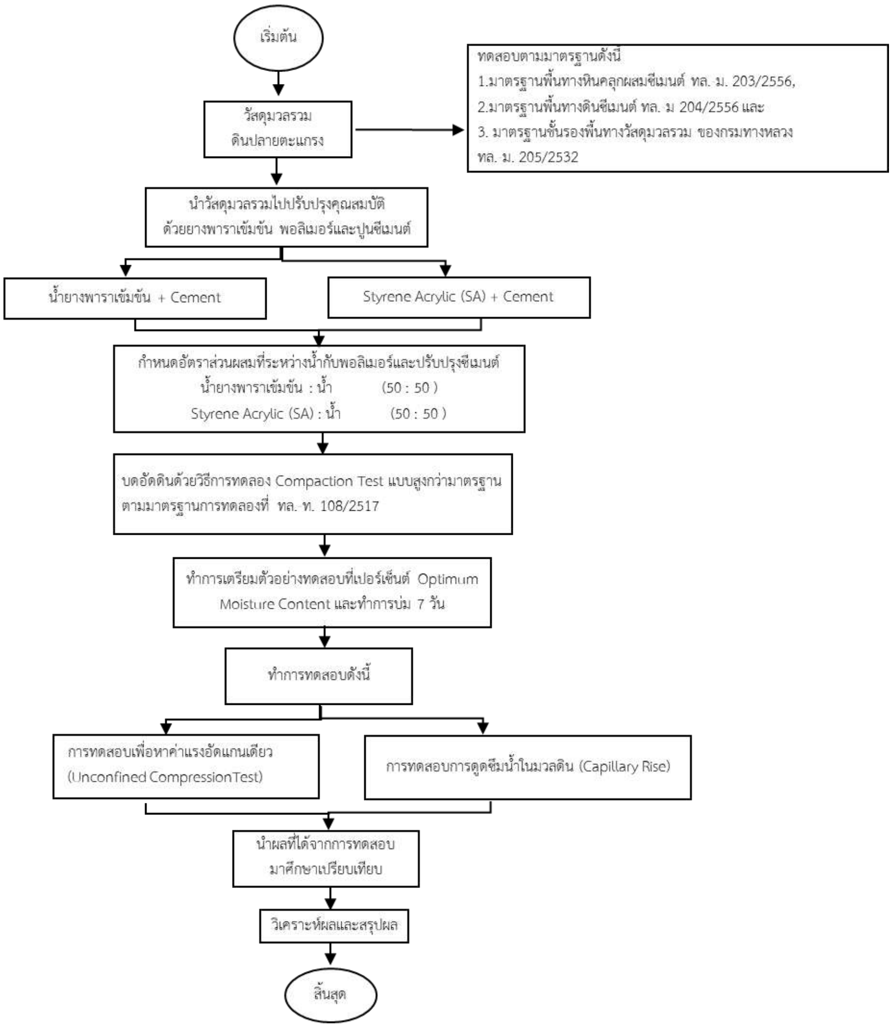
2.5 พอลิเมอร์ชนิด Styrene Acrylic (SA)

เป็นสารเติมแต่งเพื่อใช้เป็นกาวยึดประสานผสมคอนกรีต ผสมสารเคลือบผิว ประยุกต์และปรับปรุงเพื่อป้องกันความร้อน หรือเพิ่มความยืดหยุ่น ทนทานต่อเกลือและป้องกันการซึมผ่านของน้ำ

รูปที่ 4 พอลิเมอร์ชนิด Styrene Acrylic (SA)

3. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

โดยขั้นตอนการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 แผนการดำเนินงาน

3.1 การทดสอบเพื่อหาค่าการบดอัด (Compaction Test)
ตามมาตรฐาน ทล. -ท 108/2517

1) เตรียมตัวอย่างมวลรวม และอัตราส่วนผสมตาม **ตารางที่ 2**

2) วิธีการผสมมีดังนี้

- สำหรับดินซีเมนต์ผสมยางพารา ต้องทำการผสมน้ำกับสารลดแรงตึงผิวก่อน จากนั้นนำยางพาราเข้มข้นผสม ตามลำดับ หากไม่ผสมด้วยวิธีดังกล่าวนั้นจะทำให้ยางพารานั้นจับตัวเป็นก้อน
- สำหรับดินซีเมนต์ผสมยางสไตรีนอะคริลิค นั้นสามารถนำน้ำผสมกับพอลิเมอร์ได้ตามปกติ

3) ทำการคลุกเคล้าส่วนผสมตามข้อ 2) กับมวลรวมจนเข้ากัน

4) การบดอัดตามแบบสูงกว่ามาตรฐาน ตามมาตรฐานการทดลองที่ ทล.-ท. 108/2517

5) คำนวณหาค่าความหนาแน่นเปียกและความหนาแน่นแห้งสูงสุด $\gamma_{d\,max}$ และปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (OMC)

ตารางที่ 2 อัตราส่วนของส่วนผสมต่างๆ ต่อตัวอย่างดิน

ประเภทตัวอย่าง	ดินซีเมนต์ผสมยางพารา	ดินซีเมนต์ผสมยางพอลิเมอร์ SA
ซีเมนต์ (ต่อน้ำหนักดินแห้ง)	ร้อยละ 2	ร้อยละ 2
ยางพารา (ต่อน้ำหนักดินแห้ง)	ร้อยละ 4	-
พอลิเมอร์ SA (ต่อน้ำหนักดินแห้ง)	-	ร้อยละ 4
น้ำ (ต่อน้ำหนักดินแห้ง)	ร้อยละ 4	ร้อยละ 4
สารลดแรงตึงผิว (ต่อน้ำหนักซีเมนต์)	ร้อยละ 5	-

3.2 การทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดแกนเดียว (Unconfined CompressionTest, UCS) ตามมาตรฐาน ทล.-ท. 105/2515

1) การเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบ

ก.เตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบอย่างน้อย 3 ตัวอย่าง ตามดังหัวข้อ 3.1

ข.บ่มตัวอย่างเป็นเวลา 7 วัน

ค.วัดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของตัวอย่าง

2) การทดสอบ (ด้วยวิธีควบคุมอัตราแรงกดด้วยอัตราความเครียด Strain Rate)

ก.ติดตั้งตัวอย่างและเครื่องมือโดยวางแท่นตัวอย่างไว้ตรงกลางของแป้นเครื่องแล้วเลื่อนแป้นกดอันบนให้สัมผัสกับตัวอย่างพอดี

ข.เริ่มทำการกดตัวอย่างโดยให้อัตราการเคลื่อนที่ทางแนวดิ่งของเครื่องคิดเป็นอัตราความเครียด (Strain Rate) ร้อยละ 2 ของความสูงตัวอย่าง ต่อนาที

ค.ทำการบันทึกน้ำหนักกดและระยะทางเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งทุกๆ 10 วินาที เมื่อค่าแรงกดลดลงจึงหยุดทำการทดสอบ

รูปที่ 6 การทดสอบเพื่อหาค่าแรงอัดแกนเดียว

3.3 การทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดิน (Capillary rise test)
ตามมาตรฐาน (AS-1141.53)

1. ทำการขึ้นก้อนตัวอย่างแบบ Modified Proctor Test เมื่อได้ตัวอย่างอายุครบ 7 วัน นำเข้าตู้อบที่ 60 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 3 วัน

รูปที่ 7 บ่มก้อนตัวอย่าง 7 วัน

2. นำตัวอย่างออกจากตู้อบ รอให้เย็นใช้เวลาประมาณ 1-2 ชั่วโมง

3. แช่น้ำในอ่างหรือถาดก้นแบน ความสูง 1 เซนติเมตร (รักษาระดับน้ำให้คงที่) ที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 3 วัน

รูปที่ 8 ทำการทดสอบแช่น้ำเป็นเวลา 72 ชั่วโมง

4. วัดค่าความสูงของระดับน้ำที่ 5 10 15 20 30 นาที และ 1 2 4 8 16 32 64 72 ชั่วโมง และการชั่งน้ำหนักหลังจากแช่น้ำครบ 72 ชั่วโมง

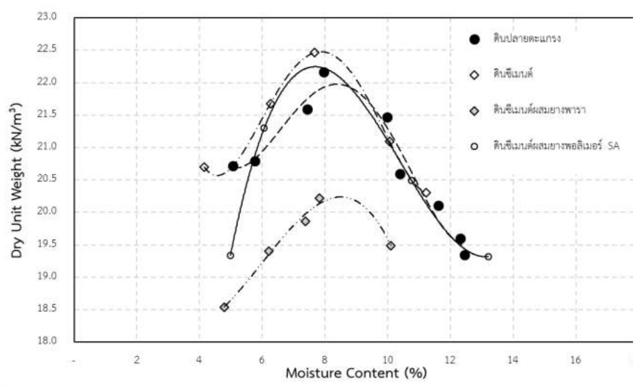
รูปที่ 9 ตัวอย่างหลังจากการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดิน

5. การคำนวณการดูดซึมน้ำในมวลดิน (Capillary rise test, CR%) ด้วยสมการที่ 1

$$CR,\%=\left(\frac{\text{ความสูงของน้ำที่ดูดซึม ณ เวลานั้น}}{\text{ความสูงทั้งก้อนตัวอย่าง}}\right)\times 100 \qquad (1)$$

4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบการบดอัด (Compaction Test)



รูปที่ 10 ผลการทดสอบการบดอัด

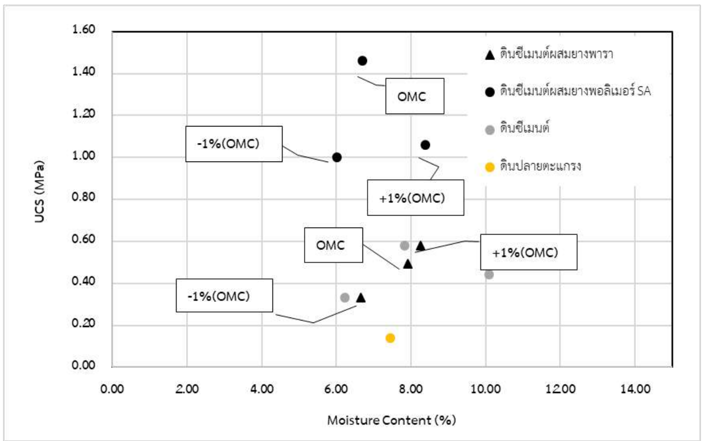
จากผลการทดสอบนั้นพบว่า ดินปลายตะแกรงมีปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุด ร้อยละ 8 และมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด 22.15 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

ดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์มีปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุด ร้อยละ 7.7 และมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด 22.46 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

ดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารา มีปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุด ร้อยละ 7.8 และมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด 20.2 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

ดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีน-อะคริลิค นั้นมีปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุด ร้อยละ 6.06 และมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด 21.3 กิโลนิวตันต่อลูกบาศก์เมตร

4.2 ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว (Unconfined Compression, UCS Test)



รูปที่ 11 ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว

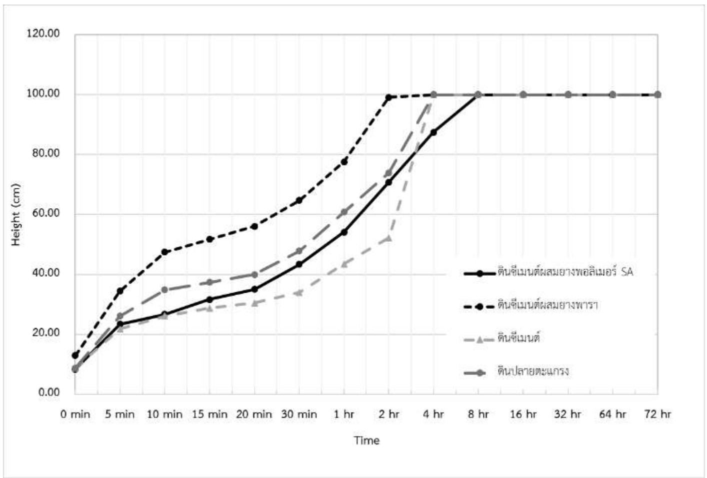
การทำการทดสอบ 3 ตัวอย่างที่ความชื้นแตกต่างกัน เนื่องจากมีการคำนึงถึงการใช้งานในสนามจริงที่การบดอัดอาจเกิดการคาดเคลื่อนที่ทำให้ความชื้นในดินนั้นไม่เท่ากับปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุด

จากผลการทดสอบนั้นพบว่าดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิคที่ความชื้นแตกต่างที่ ร้อยละ 6.8 ร้อยละ 7.8 และ ร้อยละ 8.8 นั้นมีค่า 1.06 1.46 และ 1 Mpa ตามลำดับ

จากผลการทดสอบนั้นพบว่าดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพาราที่ความชื้นแตกต่างที่ร้อยละ 6 ร้อยละ 7 และ ร้อยละ 8 นั้นมีค่า 0.33 0.49 และ 0.56 Mpa ตามลำดับ

อีกทั้งดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิค และ ดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารา สามารถรับได้มากกว่าดินปลายตะแกรงปกติ และดินปลายตะแกรงผสมซีเมนต์ร้อยละ 2

4.3 การทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดิน (Capillary rise test)



รูปที่ 12 ค่าเฉลี่ยการดูดซึมน้ำในมวลดิน 3 ก้อนต่อหนึ่งสูตรส่วนผสม

จาก**รูปที่ 12** นั้นจะเห็นได้ว่าการดูดซึมน้ำในมวลดินของดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารานั้นมีค่าร้อยละการซึมน้ำจนเต็มตัวอย่างที่เวลา 2 ชั่วโมง ซึ่งต่างจากการดูดซึมน้ำในมวลดินของดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิคนั้นมีค่าร้อยละการซึมน้ำจนเต็มตัวอย่างที่เวลา 8 ชั่วโมง

เมื่อพิจารณา**รูปที่ 11** และ **12** นั้นจะเห็นได้ว่า เมื่อตัวอย่างสามารถรับแรงอัดแกนเดียวได้สูง การดูดซึมน้ำในวลดินจะมีค่าต่ำ และเช่นเดียวกัน เมื่อตัวอย่างสามารถรับแรงอัดแกนเดียวได้ต่ำ การดูดซึมน้ำในมวลดินจะมีค่าสูง เนื่องจากความพรุนในตัวอย่างนั้นส่งผลกระทบกับการรับแรง และการดูดซึมน้ำในตัวอย่าง

โดยขณะการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดินของตัวอย่างดินปลายตะแกรง และดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์นั้น สามารถสังเกตการพังทะลายของก้อนตัวอย่าง ในสภาวะความชื้นก่อนระยะเวลา 72 ชั่วโมง

ซึ่งการทดสอบนี้หากก้อนตัวอย่างสามารถนั้นอยู่ในสภาพสมบูรณ์ สามารถนำไปแนวทางในการทดสอบความทนทานของดิน (Durability Test) ในสภาวะอุณหภูมิที่แตกต่างกันต่อไป

5. บทสรุป

-จากการทดสอบการบดอัดนั้น ค่ามีความหนาแน่นแห้งสูงสุดของดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิคนั้นมีค่าสูงกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารา และปริมาณความชื้นที่ความหนาแน่นสูงสุดของดินซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิค**จากรูปที่ 10** นั้นมีความแปรปรวน อาจเกิดจากพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิคนั้นเป็นประเภทที่ใช้ผสมกับซีเมนต์ เมื่อนำมาใช้กับดินจึงทำให้เนื้อพอลิเมอร์เมอร์นั้นจับกับดินเม็ดละเอียดจึงส่งผลให้ความชื้นในตัวอย่างแปรปรวน และการปรับปรุงดินปลายตะแกรงด้วยวิธีทั้ง 3 ชนิดที่กล่าวมาทั้งหมดข้างต้น นั้นจะให้ค่าความชื้นที่เหมาะสมน้อยกว่าดินปลายตะแกรงปกติ

-จากผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวนั้นจะเห็นได้ว่าดินซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิคมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงกว่าดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารา เนื่องจากพอลิเมอร์นั้นทำหน้าที่เหมือนกาวที่ช่วยประสานมวลจึงทำให้รับแรงได้มากขึ้น

-จากผลการทดสอบการดูดซึมน้ำในมวลดินนั้นจะเห็นได้ว่าดินที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผสมยางพารามีค่าร้อยละการดูดซึมน้ำในมวลดินสูงกว่าดินซีเมนต์ผสมพอลิเมอร์ยางสไตรีนอะคริลิค เนื่องจากเมื่อผสมยางพาราลงในดินแล้วภายในตัวอย่างดินนั้นมีความพรุนมากขึ้น และส่งผลให้กำลังรับแรงในแกนเดียวนั้นมีการแปรผกผันกับค่าร้อยละการดูดซึมน้ำในมวลดิน อีกทั้งก้อนตัวอย่างดินปลายตะแกรง และดินปลายตะแกรงที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์นั้น เกิดการพังทะลายของก้อนตัวอย่างก่อนระยะเวลา 72 ชั่วโมง

6. เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานวิเคราะห์วิจัยและพัฒนางานทาง, กรมทางหลวง. (2517). ทล.-ท. 108/2517 วิธีการทดลอง Compaction Test แบบสูงกว่ามาตรฐาน. กรุงเทพฯ.

[2] สำนักงานวิเคราะห์วิจัยและพัฒนางานทาง, กรมทางหลวง. (2515). ทล.-ท. 105/2515 วิธีการทดลองหาค่า Unconfined Compressive Strength ของดิน. กรุงเทพฯ

[3] Australian Standard (1996) , AS1141.53 Absorption swell andcapillary rise of compacted materials.

[4] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ศาสน์ สุขประเสริฐ และ คณะ. (2560). *การประยุกต์ใช้ยางพาราและดินซีเมนต์สำหรับงานก่อสร้างถนน.* มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[5] Yacine Benali and Fouad Ghomari. (2 june 2016). Latex influence on the mechanical behavior and durability of cementitious materials. *trading as Taylor & Francis Group*, pp. 119-241.

[6] Sepehr Rezaeimalek, Reza Nasouri, Jie Huang, และ Sazzad Bin-Shafique. (20 September 2018). Curing Method and Mix Design Evaluationof a Styrene-Acrylic Based Liquid Polymer for Sand and Clay Stabilization. *ASCE (The American Society of Civil Engineers).*

[7] Jie Huang, Sazzad Bin-Shafique Sepehr Rezaeimalek. (5 March 2019). Performance Evaluation for Polymer-Stabilized Soils. *SAGE journals*, pp. 58-66.

การประยุกต์เสาเข็มท่อเหล็กไมโครไพล์เป็นเสาเข็มพลังงานเพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศในอาคารบ้านพักอาศัย

Application of steel tube micro-piles as heat exchanging energy piles for air-conditioning system of a residential building

อภินิติ โชติสังกาศ[1,*] ธิติ ชาญชญานนท์[2] อรรถพร วิเศษสินธุ์[3] สกาวรัตน์ สัตยานันท์[4] และ สินีนาฏ อ่อนคำ[5]

[1,2,4,5] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพฯ
[3] ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: fengatj@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

เสาเข็มพลังงาน ทำหน้าที่สองประการ ได้แก่ (1) รับน้ำหนักอาคาร ส่งถ่ายแรงสู่ชั้นดินฐานรากที่มีความแข็งแรงเพียงพอ ลดการทรุดตัวของอาคาร และ (2) ส่งถ่ายความร้อน (หรือความเย็น) จากระบบปรับอากาศสู่ดิน เนื่องจากดินมีความสามารถถ่ายเทความร้อนดีกว่าอากาศ ในประเทศไทย พบว่าพื้นดินมีอุณหภูมิคงที่ตลอดปีที่ประมาณ 28-30 องศา จึงสามารถใช้ดูดซับความร้อนจากระบบปรับอากาศเพื่อลดการใช้พลังงานในอาคารได้ บทความนี้นำเสนอการประยุกต์เสาเข็มท่อเหล็กไมโครไพล์ขนาด 6 นิ้วเป็นเสาเข็มพลังงานเพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศจากอาคารบ้านพักอาศัย โดยอธิบายการติดตั้งเสาเข็มพลังงานจำนวน 13 ต้น ที่ความลึก 17-18 เมตร ปลายเข็มอยู่ในชั้นทราย จากผลการทดสอบการตอบสนองทางอุณหภูมิของเสาเข็มพบว่าชั้นดินมีค่าสัมประสิทธิการนำความร้อนประมาณ 1.49-2 วัตต์ต่อเมตรต่อองศาเซลเซียส การวิเคราะห์ในเบื้องต้นคาดว่าเสาเข็มพลังงานนี้สามารถใช้งานกับระบบปรับอากาศขนาด 9000 BTU/hr ได้โดยไม่ทำให้อุณหภูมิโดยรอบเสาเข็มสูงเกิน 6 องศา หากใช้งานตลอด 24 ชม.ติดต่อกัน 6 เดือน

คำสำคัญ: เสาเข็มพลังงาน, การถ่ายเทความร้อนในดิน, อาคารประหยัดพลังงาน

Abstract

Energy piles serves two purposes, namely, (1) bearing the building load and transferring it to the competent foundation soil layer and reducing settlement (2) transferring the heat (or coolness) from the air-conditioning system into the ground. Since the ground has much better heat transferring property and heat capacity than that of air, and in Thailand, the ground temperature ranges between 28-30 degrees Celsius throughout the year, the ground thus can be used to absorb the heat from condensing unit of air-conditioning system in Thailand. In this study, the steel tube micropile (6" diameter) was used as energy pile to transfer heat from air-conditioning system of a residential house. The installation of 13 energy piles to depth of 17-18 m embedded in the sand layer was explained. The results of thermal response test indicated the thermal conductivity of about 1.49-2 Watts/m/Celsius. Based on preliminary analysis, it is expected that this set of energy piles can be used as ground source heat exchanger for 9000 BTU/hr air conditioning system without causing the temperature at the pile perimeter to rise above 6 degree Celsius for 24 hour operation time in 6 months.

Keywords: Energy pile, Ground heat transfer, Energy-saving building

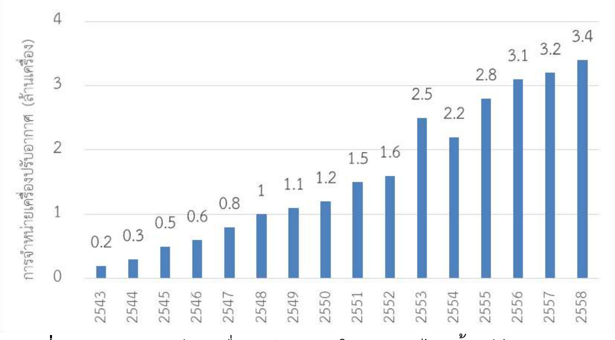
1. คำนำ

ปัจจุบันความต้องการด้านพลังงานของประเทศไทย เพิ่มมากยิ่งขึ้นทุกปี การเพิ่มประสิทธิภาพการใช้พลังงานอย่างประหยัดในทุกภาคส่วน และการใช้พลังงานหมุนเวียน (Renewable energy) จึงเป็นความจำเป็นเร่งด่วนเพื่อลดอัตราการเพิ่มความต้องการใช้พลังงานของประเทศ การใช้พลังงานในบ้านพักอาศัยมีปริมาณสูงเป็นอันดับสามเมื่อจำแนกตามสาขาเศรษฐกิจ [1] ในขณะที่การใช้พลังงานหมุนเวียน (Renewable energy) ยังมีสัดส่วนไม่มากนักเพียง 15.2% เมื่อเทียบกับพลังงานฟอสซิลซึ่งมีถึง 75.8%

จากปัญหาดังกล่าว จึงได้มีแนวคิดการออกแบบและก่อสร้างอาคารเพื่ออนุรักษ์พลังงานและสิ่งแวดล้อม หรือที่รู้จักในชื่อ อาคารเขียว (Green building) มีการพัฒนาเกณฑ์การประเมินต่างๆ อาทิ BREEAM และ LEED สำหรับประเทศไทยได้พัฒนาเกณฑ์ที่คล้ายคลึงกันขึ้นใช้ชื่อว่า TREES (Thai's Rating of Energy and Environmental Sustainability)

เพื่อให้สิทธิประโยชน์ต่างๆต่อโครงการที่ผ่านเกณฑ์ เพื่อสร้างแรงจูงใจในการอนุรักษ์พลังงานและสิ่งแวดล้อมต่อผู้พัฒนาโครงการ

Arifwidodo [2] ระบุว่า ระบบปรับอากาศนั้นมีส่วนภาระทางไฟฟ้า (Electricity load) ถึง 60% ของการปริมาณการใช้ไฟฟ้าในเขตกรุงเทพฯ ทั้งนี้เนื่องจากประเทศไทยอยู่ในเขตร้อน การใช้ระบบปรับอากาศได้กลายเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับอาคารแทบทุกหลัง รูปที่ 1 แสดงแนวโน้มปริมาณการใช้เครื่องปรับอากาศในประเทศไทย ซึ่งสูงขึ้นทุกปีเป็นไปตามการเติบโตของเศรษฐกิจและการขยายตัวของเขตเมือง จึงเป็นส่วนหนึ่งที่ก่อให้เกิดปรากฏการณ์เกาะความร้อนในเมือง (Urban heat island) หรือการที่อุณหภูมิในเขตเมืองสูงขึ้นกว่าเขตนอกเมืองซึ่งมีต้นไม้อยู่หนาแน่นกว่า ระบบปรับอากาศทั่วไปยังปลดปล่อยความร้อนสู่อากาศโดยตรงจึงยิ่งส่งผลให้การใช้พลังงานเพิ่มมากขึ้นอย่างทวีคูณ และเกิดการกระจุกตัวของมลภาวะในเขตเมือง

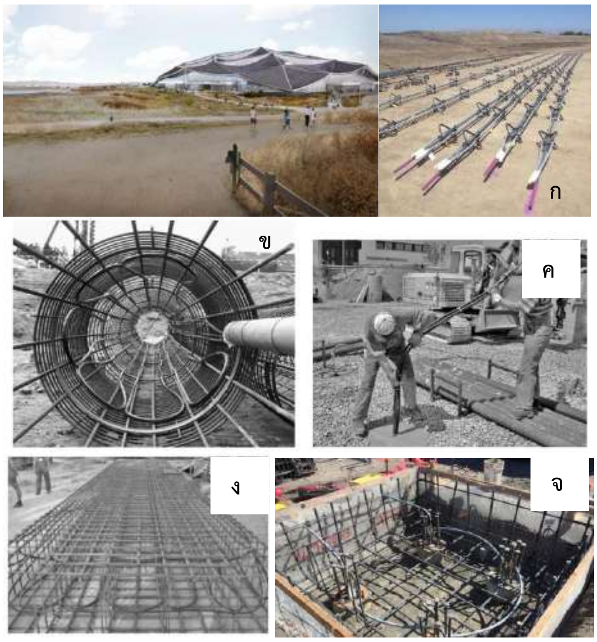


รูปที่ 1 สถิติการจำหน่ายเครื่องปรับอากาศในประเทศไทยตั้งแต่ปีพ.ศ. 2543-2558 [3]

การพัฒนาเทคโนโลยีอาคารประหยัดพลังงานในรูปแบบต่างๆจึงได้รับการพัฒนาขึ้นอย่างหลากหลาย อาทิ หลังคาโซลาร์เซลล์ การติดตั้งฉนวนในส่วนต่างๆ ของอาคาร การปลูกหญ้าบนหลังคา ฯลฯ ในส่วนของฐานรากอาคาร ได้มีการอาศัยการแลกเปลี่ยนพลังงานสู่ใต้ดินที่ระดับตื้น (Shallow geothermal energy) มาใช้ประโยชน์ในการปรับสภาพอากาศภายในอาคารให้เหมาะสม ด้วยหลักการ Ground Source Heat Pump (GSHP) โดยอาศัย หลุมเจาะเป็นส่วนถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศ [4,5] หรือ ฐานรากของอาคาร เช่น เสาเข็ม กำแพงห้องใต้ดิน หรือ อุโมงค์ เป็นส่วนถ่ายเทความร้อนกับดิน เรียกว่า Energy geostructure [6,7] ดังรูปที่ 2

ดังนั้น เสาเข็มพลังงาน (Energy pile) จะทำหน้าที่สองประการ ได้แก่ (1) รับน้ำหนักอาคารน้ำหนักบรรทุกจรต่างๆ ส่งถ่ายแรงสู่ชั้นดินฐานรากที่มีความแข็งแรงเพียงพอ ลดการทรุดตัวของอาคาร ซึ่งเป็นหน้าที่ปกติของเสาเข็มทั่วไป (2) ส่งถ่ายความร้อน (หรือความเย็น) จากระบบปรับอากาศสู่ดิน เสาเข็มพลังงานประกอบไปด้วยเสาเข็ม และ ท่อลูปพลังงาน (Thermal loop pipe) โดยทั่วไปจะทำจากพลาสติกชนิด HDPE และฝังอยู่ภายในเสาเข็ม โดยมี ท่อด้านบน (Header pipes) เชื่อมต่อระหว่างเสาเข็มแต่ละต้น เป็นวงจรนำของเหลวถ่ายเทพลังงาน (Thermal transfer fluid) เชื่อมต่อกับปั๊มความร้อน เพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบทำความเย็นสู่ดิน (หรือถ่ายเทความร้อนจากดินสู่ระบบทำความร้อน ในเขตอากาศหนาว)

ทั้งนี้เนื่องจากดินมีความสามารถถ่ายเทความร้อนดีกว่าอากาศ จึงเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพของระบบปรับอากาศได้อย่างดี และในประเทศไทยพบว่าดินที่ความลึก 0-60 เมตร มีอุณหภูมิคงที่ตลอดปีที่ประมาณ 28-30 องศา จึงสามารถใช้ดูดซับความร้อนจาก Condensing unit เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของระบบปรับอากาศ หรือเป็นการใช้เสาเข็มทำหน้าที่ส่งผ่านความร้อน (Heat exchanger) นั่นเอง



รูปที่ 2 การใช้เสาเข็มพลังงานในต่างประเทศ ก) อาคาร Bay View campus ของบริษัทกูเกิ้ล ประเทศสหรัฐอเมริกา ข) เสาเข็มเจาะซึ่งผูกท่อ HDPE ไว้กับเหล็กเสริม เพื่อทำหน้าที่แลกเปลี่ยนความร้อน ค) เสาเข็มท่อเหล็กซึ่งติดตั้งท่อ HDPE ในรูตรงกลางแล้วเทด้วยคอนกรีต ง) ลักษณะการติดตั้งท่อ HDPE กับเหล็กเสริมสำหรับกำแพงไดอะแฟรม จ) การติดตั้งท่อ HDPE ภายในฐานราก [6,8]

การศึกษาด้านเสาเข็มพลังงานในประเทศไทยนั้นได้ดำเนินการอย่างต่อเนื่องกว่า 10 ปี ที่ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ [9-18] ทั้งการศึกษาโดยใช้แบบจำลองกายภาพ แบบจำลองคณิตศาสตร์ การศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของดินเหนียวและดินทรายกรุงเทพฯต่อการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ การตรวจวัดพฤติกรรมเสาเข็มจริง ในบทความนี้จะนำเสนอแนวทางการประยุกต์เสาเข็มพลังงานในบ้านพักอาศัย การออกแบบและการศึกษาการตอบสนองทางอุณหภูมิ (Thermal response test) ของเสาเข็มกลุ่มในสนาม

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ระบบ Ground-source heat pump

ปั๊มความร้อน (Heat Pump) คือชุดอุปกรณ์ที่ใช้ในการถ่ายเทพลังงานความร้อน จากแหล่งหนึ่งเรียกว่า Heat source มาทำให้ร้อนขึ้น โดย

Compressor แล้วส่งไปยังอีกแหล่ง หรือ Heat sink เครื่องปรับอากาศที่นิยมใช้ในที่พักอาศัยทั่วไปจัดเป็น Air-source heat pump ที่ใช้อากาศภายนอกเป็น Heat sink รับความร้อนจาก Condenser ซึ่งถ่ายเทความร้อนออกจากภายในอาคาร (หรือ Heat source) ทำให้อากาศในอาคารเย็นขึ้น แต่ในกรณีเสาเข็มพลังงาน จัดเป็น Ground source heat pump เนื่องจากใช้เสาเข็มและพื้นดินเป็น Heat sink ในการรับความร้อนจาก Condensing Unit

ประสิทธิภาพของปั้มความร้อน แสดงโดย **ค่าอัตราส่วนประสิทธิภาพพลังงาน** (Coefficient of Performance, COP) คือ อัตราส่วนระหว่างพลังงานที่ถ่ายเทได้จากปั้มความร้อน, $\dot{Q}_s$, ต่อ พลังงานที่ปั้มใช้, $\dot{Q}_i$ (หน่วยเป็น Watts หรือ BTU/hr) โดยค่า COP เป็นค่าที่ขึ้นกับชนิดของอุปกรณ์

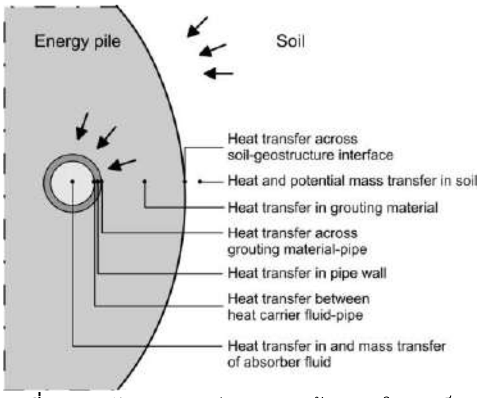
$$\text{COP} = \frac{\text{energy output after heat pump [kW]}}{\text{energy input for operation [kW]}} = \frac{\dot{Q}_s}{\dot{Q}_i} \quad (1)$$

Takashima et al [4] ได้ทดลองระบบ Ground Source Heat Pump โดยใช้ระบบแลกเปลี่ยนความร้อนชนิดท่อพลาสติก HDPE ฝังในดินแบบ Horizontal loop ที่ความลึก ประมาณ 1 เมตร ยาว 200 ม. ทดลองได้ค่า COP ประมาณ 3-4 สำหรับการออกแบบเสาเข็มพลังงาน ค่า COP จะนำไปใช้ในการคำนวณพลังงานที่ถ่ายเทสู่เสาเข็ม, $\dot{Q}_r$ โดยเมื่อทราบ ความต้องการของระบบทำความเย็น $\dot{Q}_s$ (BTU/hr หรือ Watts) จะสามารถคำนวณพลังงานที่จะถ่ายเทสู่เสาเข็ม $\dot{Q}_r$ ได้ดังสมการที่ 2

$$\dot{Q}_r = \frac{(\text{COP}+1)\dot{Q}_s}{\text{COP}} \quad (2)$$

2.2 การวิเคราะห์การถ่ายเทความร้อนสู่เสาเข็มและดิน

ในระหว่างการใช้งาน ปั้มความร้อนหรือระบบปรับอากาศจะถ่ายเทความร้อนผ่านน้ำซึ่งไหลเวียนภายในท่อพลาสติก HDPE เข้าสู่เสาเข็มและดินโดยรอบ ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยน้ำที่หมุนเวียนในท่อ HDPE ซึ่งรับความร้อนจาก Condensing Unit จะมีอุณหภูมิประมาณ 38-40 องศาเซลเซียส และดินโดยรอบเสาเข็มจะมีอุณหภูมิประมาณ 28-30 องศาเซลเซียส จากผลต่างของอุณหภูมินี้จะส่งผลให้เกิดการถ่ายเทความร้อนขึ้น



รูปที่ 3 ภาพตัดแสดงการถ่ายเทความร้อนภายในเสาเข็มพลังงาน [7]

การถ่ายเทการถ่ายเทความร้อนในเสาเข็มพลังงานจะเกิดขึ้นผ่านวัสดุ 4 ชนิดด้วยกัน ได้แก่ (1) ของเหลว (โดยทั่วไปจะใช้ น้ำ) ที่หมุนเวียนภายในท่อเพื่อพาความร้อนสู่ดิน (2) ท่อ โดยทั่วไปจะทำจากพลาสติก HDPE (3) เสาเข็ม ซึ่งประกอบไปด้วย วัสดุที่ใช้ผลิตเสาเข็ม ได้แก่ คอนกรีตเสริมเหล็ก คอนกรีตอัดแรง เหล็กกล้าชุบสังกะสี ฯลฯ รวมถึงวัสดุเกราท์ช่องว่างตรงกลางเสาเข็ม เช่น มอร์ตาซีเมนต์ และ (4) ดินรอบเสาเข็ม ในการวิเคราะห์เพื่อออกแบบเสาเข็มพลังงาน [7] ในเบื้องต้นจะใช้การวิเคราะห์แบบง่าย Simplified infinite line source model [19] เพื่อคำนวณหาอุณหภูมิรอบเสาเข็มและดิน โดยพิจารณาเฉพาะการถ่ายเทความร้อนแบบพาความร้อน และไม่พิจารณาความต้านทานความร้อนของเสาเข็ม (Zero thermal resistance of pile) ได้ดังสมการที่ 3

$$T(t,R) - T_0 = \dot{q}_l \frac{1}{4\pi\lambda}\left[ln \frac{4\alpha_d t}{R^2} - \gamma_E\right] \quad (3)$$

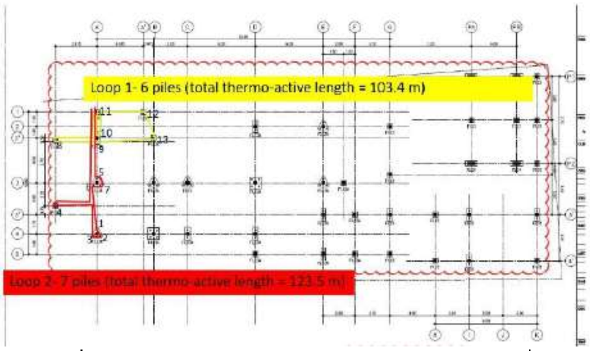
เมื่อ $T(t,R)$ คืออุณหภูมิที่ เวลา t และระยะ R จากแกนกลางเสาเข็ม T_0 คือค่าอุณหภูมิเริ่มต้นในดินและเสาเข็ม (ปกติมีค่า $T_0 \sim 30\ C$), $\dot{q}_l$ คือค่าอัตราการถ่ายเทความร้อนต่อความยาวหนึ่งหน่วย *(Linear power inject into pile, W/m)*, λ คือค่าสัมประสิทธิการนำความร้อนของดิน *(W/(m°C)*, α_d คือค่าสัมประสิทธิการแพร่ความร้อน *(Ground thermal diffusivity, m²/s)* γ_E คือค่าคงที่ของ *Euler* มีค่าเท่ากับ *0.5772*

สมการที่ (3) สามารถนำไปคำนวณหาอุณหภูมิที่จะเพิ่มขึ้นโดยรอบเสาเข็มระหว่างการใช้งานเป็นระยะเวลานาน และเพื่อประเมินผลกระทบจากการถ่ายเทความร้อนสู่ดินได้ในเบื้องต้น

3. กรณีศึกษาบ้านพักอาศัย เขตหลักสี่

3.1 เสาเข็มพลังงานและการติดตั้ง

ในการศึกษานี้ได้ออกแบบและติดตั้งเสาเข็มพลังงาน โดยใช้เสาเข็มไมโครไพล์ขนาด 6 นิ้ว ส่วนหนึ่งของอาคารในการแลกเปลี่ยนความร้อนกับชั้นดิน (รูปที่ 4) เสาเข็มตอกลึกถึงชั้นทรายกรุงเทพชั้นแรก ปลายเสาเข็มอยู่ที่ความลึกประมาณ 17.5-18 เมตร โดยใช้เสาเข็มทั้งหมด 13 ต้น ความยาวซึ่งใช้แลกเปลี่ยนความร้อน (Thermo-active length) รวม 227 เมตร แบ่งเสาเข็มทั้งหมดเป็น 2 ลูป (Loop 1 สีเหลือง และ Loop 2 สีแดง) เสาเข็มแต่ละต้นจะทำการใส่ท่อ HDPE ขนาด 32 มม. ลงไปภายในช่องว่างตรงกลางเข็มไมโครไพล์ ในลักษณะ Single U-tube ดังรูปที่ 5 จากนั้นจึงเชื่อมท่อ HDPE ในลักษณะอนุกรมสำหรับเสาเข็มในแต่ละลูป ในการใช้งานจะต้องมีระบบปั้มทำหน้าที่หมุมเวียนน้ำ (Circulation) นำน้ำร้อน จากระบบหล่อเย็นของ Condensing Unit แลกเปลี่ยนความร้อนสู่ดิน โดยน้ำที่หมุนเวียนภายในท่อ HDPE จะเป็นระบบปิดและไม่สัมผัสกับดินโดยตรง



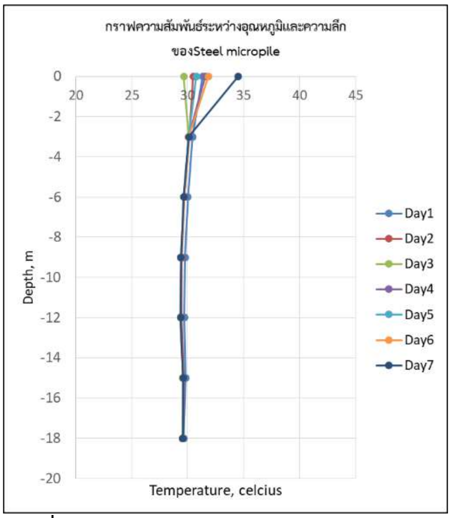
รูปที่ 4 ตำแหน่งเสาเข็มพลังงานในบ้านพักอาศัย เขตหลักสี่

การติดตั้งท่อลูปภายในเสาเข็มไมโครไพล์แสดงดังรูปที่ 5 เมื่อประกอบท่อลูปแล้วเสร็จ หย่อนท่อลูปลงภายในเสาเข็ม แล้วเติมน้ำในท่อลูปไล่อากาศออกจากท่อจนหมด อัดแรงดันน้ำไปที่ 8 บาร์เพื่อตรวจสอบการรั่วซึมของท่อ แล้วจึงเทคอนกรีตลงในเสาเข็ม ระมัดระวังไม่ให้เกิดโพรงภายในรูกลวง ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อการถ่ายเทความร้อน

รูปที่ 5 การติดตั้งท่อ HDPE ในเสาเข็มพลังงานไมโครไพล์

3.2 การศึกษาการถ่ายเทความร้อนของเสาเข็มพลังงาน

ในการศึกษานี้ประเมินความสามารถในการถ่ายเทความร้อนของเสาเข็มพลังงานแบบไมโครไพล์โดยการทดสอบ Thermal response test (TRT) โดยขั้นตอนแรกในการศึกษาจะเป็นการตรวจวัดอุณหภูมิภายในเสาเข็มไมโครไพล์เพื่อประเมินค่า Background temperature หรือ T_0 ในสมการที่ 3 จากผลการตรวจวัดแสดงดังรูปที่ 6 พบกว่าอุณหภูมิใต้ดินมีค่าค่อนข้างคงที่ประมาณ 30 องศาเซลเซียส ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยในอดีต [4,5,14]



รูปที่ 6 อุณหภูมิตามความลึก ในเสาเข็มไมโครไพล์ [16]

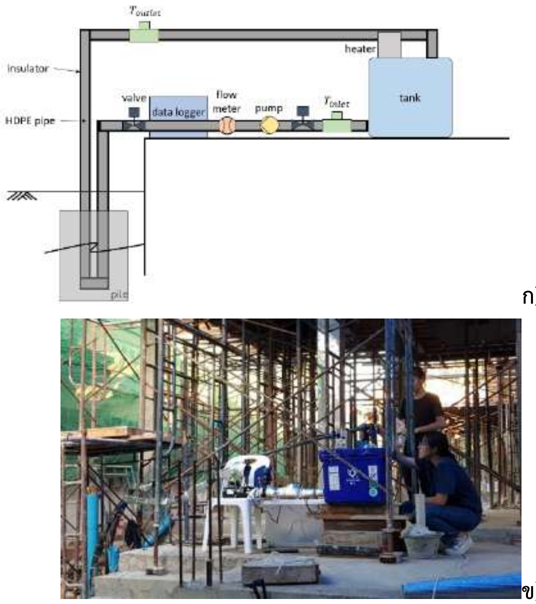
การทดสอบ TRT นั้นมีวัตถุประสงค์เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติของดินด้านการถ่ายเทความร้อนได้แก่ λ คือค่าสัมประสิทธิการนำความร้อนของดิน (*W/(m°C)*) เป็นหลัก และอาจรวมไปถึง α_d คือค่าสัมประสิทธิการแพร่ความร้อน *(Ground thermal diffusivity, m^2/s)* หากมีการตรวจวัดอุณหภูมิในดินที่บริเวณรอบเสาเข็มด้วย การทดสอบอาศัยหลักการหมุนเวียนน้ำที่อุณหภูมิสูงกว่าดินเข้าไปภายในท่อลูบ HDPE ด้วยอัตราคงที่ $\dot{m}$ และวัดค่าอุณหภูมิน้ำขาเข้าสู่ลูป T_{in} และขาออกจากลูป T_{out} โดยปกติหากมีการถ่ายเทความร้อนสู่ดิน ค่า T_{in} จะมากกว่าค่า T_{out} และสามารถคำนวณอัตราการถ่ายเทความร้อนสู่เสาเข็ม $(\dot{Q}_r)$ ได้ดังสมการที่ 6

$$\dot{Q}_r = \dot{m}C\Delta T \tag{6}$$

โดย $\dot{m}$ คืออัตราการไหลของน้ำในท่อ (kg/sec), C คือ ค่าความจุความร้อนของน้ำ เท่ากับ 4.1175 kJ/kg. Kelvin สำหรับน้ำที่อุณหภูมิ 30 องศา $\Delta T = T_{in} - T_{out}$ คือผลต่างระหว่างอุณหภูมิของน้ำก่อนเข้าสู่เสาเข็มและหลังออกจากเสาเข็ม และสามารถคำนวณค่าอัตราการถ่ายเทความร้อนต่อความยาวหนึ่งหน่วย $\dot{q}_l$ *(Linear power inject into pile, W/m)*

$$\dot{q}_l = \frac{\dot{Q}_r}{L} \tag{7}$$

โดย Lคือความยาวของเสาเข็ม (เฉพาะส่วนที่มีการติดตั้งท่อ HDPE)



ก)

ข)

รูปที่ 7 อุปกรณ์และการทดสอบ Thermal Response Test

รูปที่ 7 แสดงอุปกรณ์ในการทดสอบ TRT ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้ (1) เปิดปั๊มเพื่อทำการไหลเวียนน้ำที่ยังไม่ได้รับความร้อนเป็นเวลา 30-60 นาที เพื่อบันทึกค่าอุณหภูมิในเสาเข็ม (2) เปิด heater โดยตั้งอุณหภูมิไว้ที่ 50°C เพื่อเพิ่มอุณหภูมิให้กับน้ำที่จะไหลเวียนเข้าไปในระบบ ขั้นตอนนี้ยังไม่ต้องเปิดปั๊ม เรียกขั้นตอนนี้ว่า stage 1 (3) เมื่ออุณหภูมิน้ำเท่ากับ 50°C แล้วให้ทำการเปิดปั๊มเพื่อไหลเวียนน้ำร้อนเข้าไปในระบบ โดยใช้ระยะเวลาในขั้นตอนนี้ 2-3 วัน เรียกขั้นตอนนี้ว่า stage 2 (4) เขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอุณหภูมิน้ำเฉลี่ยและเวลา ซึ่งเขียนเป็นสมการเส้นตรงได้ดังนี้

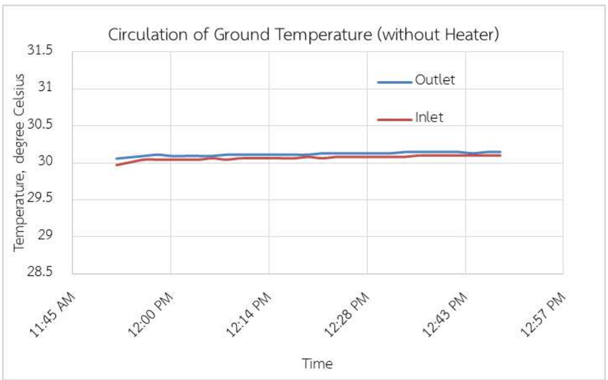
$$T_f(t) = \mathbf{k} \cdot \ln(\mathbf{t}) + \mathbf{c} \qquad (8)$$

ค่าความชัน k นำไปคำนวณหาค่าการนำความร้อน λ ได้ดังสมการที่ 9

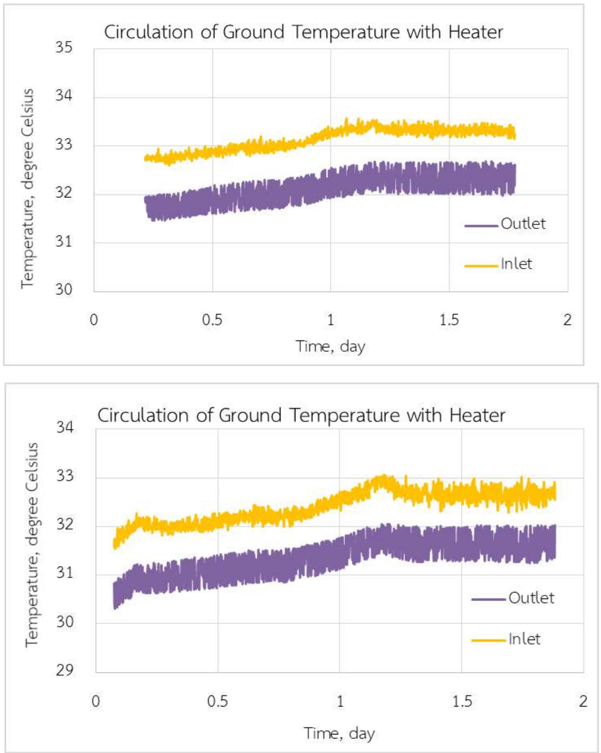
$$\lambda = \frac{\dot{q}}{4\pi \cdot k} \qquad (9)$$

หลังจากได้ข้อมูลเพียงพอแล้วทำการปิด heater เพื่อบันทึกอุณหภูมิหลังจากการทดสอบ TRT เรียกขั้นตอนนี้ว่า stage 3

ตัวอย่างผลการทดสอบใน Stage 1 แสดงดังรูปที่ 8 พบว่าอุณหภูมิในน้ำที่ไหลเวียนผ่านท่อลูปมีค่าประมาณ 30 องศา ซึ่งใกล้เคียงกับค่าซึ่งตรวจวัดภายในเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 8 อุณหภูมิพื้นหลังของลูปที่ 1



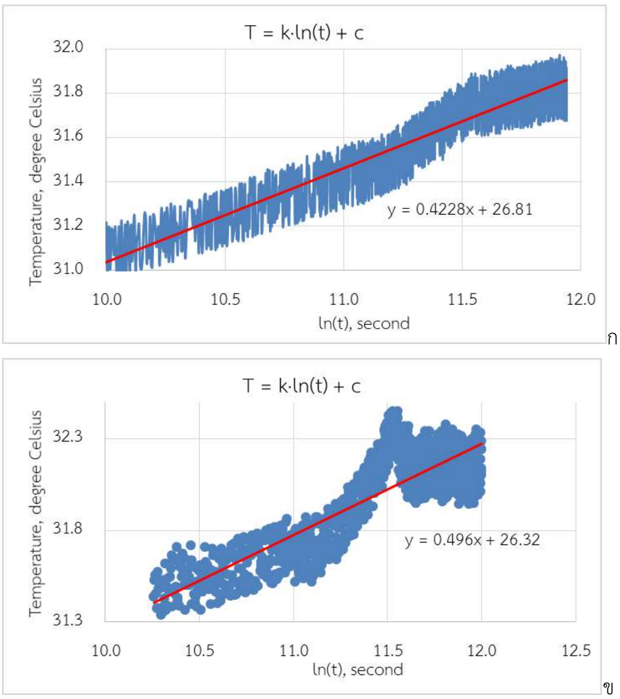
ก

ข

รูปที่ 9 ผลการทดสอบ TRT ในช่วง Stage 2 สำหรับ ก) ลูปที่ 1 และ ข) ลูปที่2

รูปที่ 9 แสดงผลการทดสอบ TRT ในช่วง Stage 2 ทั้งกรณีลูปที่ 1 และ 2 จากการทดสอบมีการตั้งอุณหภูมิของ Heater ไว้ที่ 40 องศาเซลเซียส เนื่องจากอุณหภูมินี้มีค่าใกล้เคียงกับอุณหภูมิของส่วนที่ใช้ระบายความร้อนจาก Condensing Unit ของเครื่องปรับอากาศ แต่เนื่องจากปั๊มหมุนเวียนน้ำ ที่ใช้ในการทดสอบไม่สามารถควบคุมอัตราการไหลได้ น้ำมีอัตราการไหลสูงถึง 16 ลิตรต่อนาที เมื่อติดตั้งกับลูปภายในเสาเข็ม ทำให้อุปกรณ์ Heater ที่ใช้ไม่สามารถให้ความร้อนกับน้ำได้ทัน อุณหภูมิของน้ำที่เข้าสู่ระบบจึงมีค่าต่ำกว่าค่าที่ตั้งไว้อยู่ที่ประมาณ 32 องศาเซลเซียส ทั้งนี้อุณหภูมิของน้ำมีการเปลี่ยนแปลงเนื่องจากสภาพอากาศเพียงเล็กน้อยตลอดการทดสอบ ผลการทดสอบได้ค่าความแตกต่างของอุณหภูมิของน้ำที่เข้าและออกจากลูปที่ 1 และ 2 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.0094 และ 1.0468 องศาเซลเซียส ตามลำดับ

จากนั้นนำค่าความแตกต่างของอุณหภูมิขาเข้าและออกจากลูปคำนวณไปคำนวณอัตราการถ่ายเทความร้อนสู่เสาเข็มต่อความยาว ตามสมการที่ 6 และ 7 ผลการคำนวณได้ค่าอัตราการถ่ายเทความร้อนสู่เสาเข็มต่อความยาวเฉลี่ยของลูปที่ 1 และ 2 เท่ากับ 10.7413 และ 9.2932 W/m ตามลำดับ จากนั้นนำค่านี้ไปคำนวณค่าการนำความร้อนโดยใช้สมการที่ 9 ได้เท่ากับ 2.0145 และ 1.4911 W/m°C ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 10



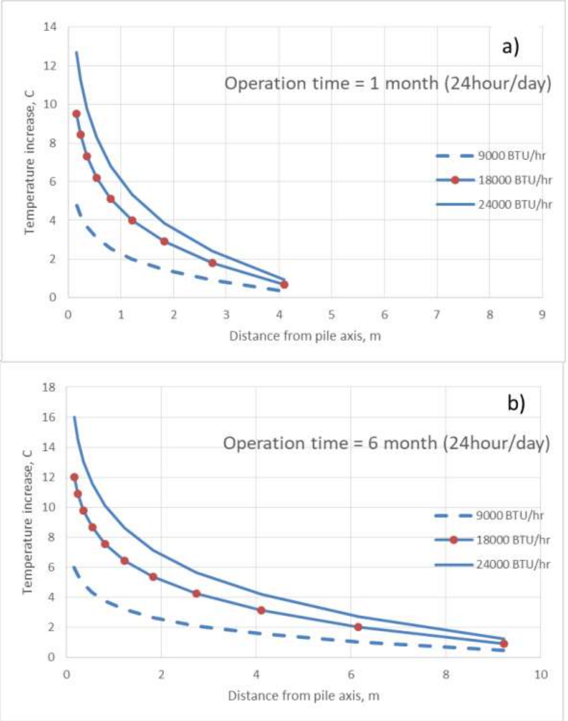
รูปที่ 10 การคำนวณค่าสัมประสิทธิการนำความร้อนจากผลการทดสอบ TRT ก) ลูปที่ 1 ข) ลูปที่ 2

3.3 การวิเคราะห์การใช้งานระบบ Ground Source Heat Pump

ในการศึกษานี้ได้ตั้งสมมุติฐานการใช้งานเสาเข็มพลังงานกับระบบปรับอากาศที่ความจุต่างๆกันดังแสดงในตารางที่ 1 เพื่อประเมินหาค่าความร้อนที่จะต้องถ่ายเทสู่ดิน และความร้อนที่อาจเกิดขึ้นโดยรอบเสาเข็ม โดยใช้แบบจำลอง Simplified infinite line source model โดยกำหนดค่า $\boldsymbol{\lambda}$= 1.745 W/(m°C) และค่า $\boldsymbol{\alpha_d}$= 1.2E^{-6} m^2/s และกำหนดรูปแบบการใช้งานระบบปรับอากาศตลอด 24 ชั่วโมงในหนึ่งวัน ต่อเนื่องเป็นระยะเวลา 1 เดือน และ 6 เดือน นำไปคำนวณค่าอุณหภูมิที่คาดว่าจะเพิ่มขึ้นโดยรอบเสาเข็ม ดังแสดงในรูปที่ 11 ทั้งนี้รูปแบบการใช้งานเครื่องปรับอากาศนี้กำหนดให้เป็น extreme simplified case ในความเป็นจริง การใช้งานระบบปรับอากาศมักไม่ตลอดช่วงเวลา 24 ชม.ในหนึ่งวัน นอกจากนั้นลักษณะการถ่ายเทความร้อนสู่ดินจะมีลักษณะ 2 หรือ 3 มิติ ซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้โดยวิธี Finite Difference หรือ Finite Element และอาจมีผลจากการไหลของน้ำใต้ดินในชั้นทราย ซึ่งจะช่วยถ่ายเทความร้อนได้ดีขึ้น ผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 11 เป็นเพียงผลการวิเคราะห์สำหรับการออกแบบในเบื้องต้นเท่านั้น

ตารางที่ 1 สมมุติฐานการใช้งานเสาเข็มพลังงานกับระบบปรับอากาศ

Q's		COP	Q'r	Total thermo-active length	Actual injected power into energy pile, q'
BTU/hr	Watts		Watts	m	W/m
9000	2637.6	3.5	3391.3	227	14.9
18000	5275.3	3.5	6782.5	227	29.9
24000	7033.7	3.5	9043.3	227	39.8



รูปที่ 11 อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นรอบเสาเข็ม ภายใต้สภาวะการใช้งานต่างๆ

อย่างไรก็ดี จากผลการวิเคราะห์ในรูปที่ 11 หากกำหนดเกณฑ์การออกแบบให้อุณหภูมิโดยรอบเสาเข็มสูงขึ้นไม่เกิน 40 องศา ซึ่งเป็นค่าอุณหภูมิของน้ำภายในท่อ HDPE ซึ่งรับความร้อนจากชุด CDU ของระบบปรับอากาศ เนื่องจากหากอุณหภูมิรอบเสาเข็มสูงขึ้นใกล้เคียงกับอุณหภูมิของน้ำในท่อ HDPE ก็จะเป็นการลดประสิทธิภาพของระบบ Ground source heat pump ลงได้ จากข้อพิจารณาดังกล่าวก็สามารถนำไปกำหนดค่า BTU/hr ที่มีความเหมาะสมกับจำนวนเสาเข็มในเบื้องต้นได้เท่ากับ 9000 BTU/hr ทั้งนี้จำเป็นต้องมีการติดตามและประเมินผลในระยะยาวต่อไป

4. บทสรุป

บทความนี้นำเสนอผลการศึกษาการใช้เสาเข็มท่อเหล็กไมโครไพล์ขนาด 6 นิ้ว เป็นเสาเข็มพลังงาน เพื่อทำหน้าที่รับน้ำหนักอาคารและส่งถ่ายความร้อนจากระบบปรับอากาศสู่ดิน พบว่าพื้นดินมีอุณหภูมิคงที่ตลอดความลึกที่ประมาณ 30 องศา โดยอธิบายการติดตั้งเสาเข็มพลังงานจำนวน 13 ต้น ที่ความลึก 17-18 เมตร ปลายเข็มอยู่ในชั้นทราย จากผลการทดสอบการตอบสนองทางอุณหภูมิของเสาเข็มพบว่าชั้นดินมีค่าสัมประสิทธิการนำความร้อนประมาณ 1.49-2 วัตต์ต่อเมตรต่อองศาเซลเซียส จากผลการวิเคราะห์ในเบื้องต้นคาดว่าสามารถใช้งานกับระบบปรับอากาศขนาด 9000 BTU/hr ได้โดยไม่ทำให้อุณหภูมิโดยรอบเสาเข็มสูงเกิน 6 องศา หากใช้งานตลอด 24 ชม.ติดต่อกัน 6 เดือน

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ดร.ชญาพร เริงพิทยา ซึ่งอนุญาตให้ดำเนินการศึกษาในอาคารที่พักอาศัยได้ การศึกษาครั้งนี้ได้รับการสนับสนุนส่วนหนึ่งโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา และภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานนโยบายและแผนพลังงาน กระทรวงพลังงาน (2558) *โครงการลดใช้พลังงานในภาครัฐ* ปีงบประมาณ 2558

[2] Arifwidodo, S.D. (2015) Factors contributing to urban heat island in Bangkok, Thailand. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*. VOL. 10, NO. 15, 6435-6439.

[3] *สารสถิติ ปีที่ 28* ฉบับที่ 1 เดือนมกราคม-มีนาคม (2560) สำนักงานสถิติแห่งชาติ

[4] Takashima, I., Yasukawa, K., Uchida, Y., Yoshioka, M. and Won-in, K. (2011) A geothermal heat pump system in Bangkok, Thailand, *Proceedings of the 9 th Asian Geothermal Symposium*, 7-9 November 2011, pp 96-101.

[5] Chokchai, S., Chotpantarat, S., Takashima, I., Uchida, Y. Widiatmojo, A., Yasukawa, K., Charusiri P. A Pilot Study on Geothermal Heat Pump (GHP) Use for Cooling Operations, and on GHP Site Selection in Tropical Regions Based on a Case Study in Thailand. *Energies*, 11(9) (2018)

[6] Brandl H. (2006) Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Geotechnique*.;56(2):81–122.

[7] Laloui, L., Rotta Loria, A. (2019) *Analysis and Design of Energy Geostructures*, 1 st Edition, Theoretical Essentials and Practical Application, Academic Press

[8] Peters, A (2017) *Google's New Office Will Be Heated And Cooled By The Ground Underneath*. Fastcompany. https://www.fastcompany.com/40484709/googles-new-office-will-be-heated-and-cooled-by-the-ground-underneath

[9] พงษ์ศักดิ์ สินธีรภาพ, มนต์ชัย ทองไทย, พิพัฒน์ภูมิ ยิ้มแฉ่ง (2552) *การแลกเปลี่ยนพลังงานความร้อนใต้ดินสำหรับสารทำความเย็นเพื่อการปรับอากาศ* โครงงานวิศวกรรมเครื่องกล ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[10] จิตวีร์ สิทธิดำรง, ภรัณยู ด้วงอินทร์, วรพล วรรณวิเลขกิจ (2557) *การศึกษาและพัฒนาต้นแบบเสาเข็มพลังงานในดินเหนียวอ่อน* โครงงานวิศวกรรมโยธา ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[11] จิตวีร์ สิทธิดำรง (2561) *อิทธิพลจากความร้อนของเสาเข็มพลังงานต่อมุมเสียดทาน และพฤติกรรมทางปริมาตร ของดินทรายกรุงเทพฯ* วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[12] การัณย์ ปิลเลย์, จอมพล ผลิตวานนท์, ศรัณย์ จุลเอียด (2558) *การศึกษาประสิทธิภาพของเสาเข็มพลังงานในดินทรายกรุงเทพฯ* โครงงานวิศวกรรมโยธา ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[13] ชลธิดา ศรีสงคราม, พิมพ์ชนก ทองดีนอก, ชญานิษฐ์ ดิษยบุตร (2561) *การศึกษาผลกระทบที่มีต่อดินเหนียวเนื่องจากการใช้เสาเข็มพลังงาน* โครงงานวิศวกรรมโยธา ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[14] คเชนทร์ ตั้งคุ้มวงศ์, พงษ์พัฒน์ อาวพิทักษ์, พัทธดนย์ เลาหศรีสกุล (2561) *การศึกษาคุณสมบัติและประสิทธิภาพของเสาเข็มพลังงานในชั้นดินกรุงเทพมหานคร* โครงงานวิศวกรรมโยธา ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[15] ไกรวิชญ์ ชัยปิติ, พนธกร เลิศภิรมย์ลักษณ์, พีรภัทร วงษ์ล้อม (2561) *การถ่ายเทความร้อนสู่ดิน* โครงงานวิศวกรรมเครื่องกล ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[16] สกาวรัตน์ สัตยานันท์ และ สินีนาฏ อ่อนคำ (2562) *การประยุกต์เสาเข็มเหล็กและเสาเข็มสปันคอนกรีตเป็นเสาเข็มพลังงานเพื่อถ่ายเทความร้อนจากระบบปรับอากาศ* โครงงานวิศวกรรมโยธา ระดับปริญญาตรี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[17] Jotisankasa A, Sittidumrong J, and Chantawarangul K. (2015) Preliminary investigation of energy piles in soft Bangkok clay. *Proceedings of the 1st International Conference on Geo-Energy and Geo-Environment*, Hong Kong.

[18] Sittidumrong, J., Jotisankasa, A., and Chantawarangul, K. (2019) Effect of thermal cycles on volumetric behaviour of Bangkok sand, *Geomechanics for Energy and the Environment*, Volume 20, December 2019, 100127,

[19] Carslaw, H.S. Jaeger, J.C (1959) *Conduction of heat in solids.* Oxford at the Clarendon Press.

อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ - การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ

Influence of lagging distance on ground surface settlement due to mechanized twin tunneling - 3D numerical simulation

ทิพวรรณ อิ่มเอิบ[1] ประทีป หลือประเสริฐ[2,*] และ พรเกษม จงประดิษฐ์[3]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร
[3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: prateep.lu@kmitl.ac.th*

บทคัดย่อ

การทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement) จากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ โดยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุล (Earth pressure balance shield) มีความสำคัญในการประเมินผลกระทบเบื้องต้นที่จะเกิดขึ้นในขณะก่อสร้าง เพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์ ที่ผ่านมามีการนำเสนอวิธีการประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์คู่หลายวิธี เช่นวิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition technique) โดยประยุกต์ใช้ร่วมกับสมการ Gaussian เป็นการรวมแนวการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์ตัวแรกเข้ากับแนวการทรุดตัวจากอุโมงค์ตัวที่สองซึ่งค่าที่ได้จะเป็นแนวการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดจากการก่อสร้างอุโมงค์คู่ อย่างไรก็ตามการศึกษาก่อนหน้ายังไม่ได้พิจารณาระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance) ซึ่งมีผลกระทบต่อค่าของการทรุดตัวของผิวดิน ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดิน จากการขุดเจาะอุโมงค์คู่เพื่อให้เข้าใจและเป็นข้อมูลสำหรับการพัฒนาสมการต่อไป โดยจะใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ กับปัญหาต้นแบบอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครที่มีผลตรวจวัดให้ปรับเทียบได้ ในการวิเคราะห์ได้แปรเปลี่ยนค่าระยะห่างระหว่างหัวเจาะ และระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดขึ้น

คำสำคัญ: ไฟไนต์อิลิเมนต์ 3มิติ, อุโมงค์คู่, ระยะห่างระหว่างหัวเจาะ, สมการ, การทรุดตัวของผิวดิน

Abstract

The predictions of ground surface settlement due to mechanized twin tunneling is necessary for establishing the suitable countermeasure during excavation. The predictions are often done by superposition of settlement curves (commonly in form of Gaussian distribution) from excavation of each individual tunnel. However, only the distance between two tunnels in parallel is considered in the current method. The lagging distance, which has also the effect on ground surface settlement, has not been taken into account. Thus, this research investigates the influence of lagging distance on ground surface behavior to get insight into this behavior and provide a basic understanding for further improvement of prediction. Series of parametric study by 3D Finite Element Method (FEM) on the validated prototype case is conducted. The parameters of the Metropolitan Rapid Transit Chaloem Ratchamongkhon Line (MRT Blue Line) projects, e.g. soil profile, tunnel characteristic, are used to model in this study. In the analyses, the lagging distance (longitudinal direction) and distance between the two tunnels (transverse direction) are varied.

Keywords: 3D FEM, Mechanized Twin tunnels, Lagging Distance, Prediction, Surface Settlement

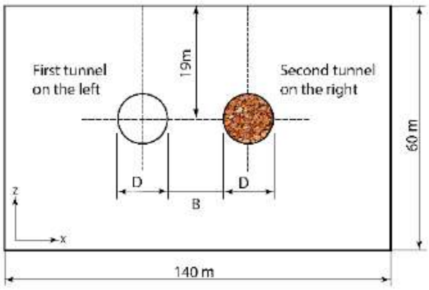
1. คำนำ

การขยายตัวอย่างต่อเนื่องของสังคมเมืองในปัจจุบัน ทั้งในเขตกรุงเทพมหานคร ปริมณฑล ส่งผลให้เกิดการจัดการด้านสาธารณูปโภคตลอดจนบริการด้านต่าง ๆ ให้พร้อมสำหรับการอยู่อาศัย และระบบคมนาคม แต่ด้วยพื้นที่ก่อสร้างบนดินที่มีอยู่อย่างจำกัด การก่อสร้างอุโมงค์จึงเป็นส่วนสำคัญในการพัฒนาระบบขนส่งมวลชนสำหรับเมืองที่มีความหนาแน่นของประชากรสูง

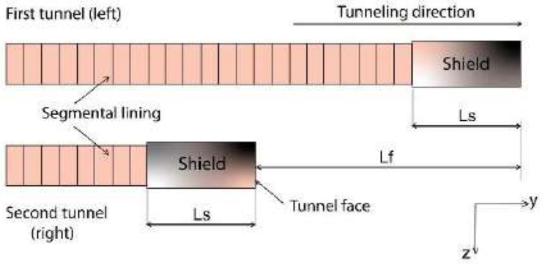
แนวเส้นทางการก่อสร้างอุโมงค์รถไฟฟ้าในเขตเมืองจะมีลักษณะเป็นการขุดเจาะอุโมงค์คู่ที่ขนานกันเพื่อให้รถไฟฟ้าใต้ดินสามารถวิ่งไป-กลับได้ตลอดแนวเส้นทาง โดยหัวเจาะแบบปรับความดันดินสมดุลเป็นวิธีที่เหมาะสมกับสภาพดินในกรุงเทพมหานคร อย่างไรก็ตามในขั้นตอนของการ

ก่อสร้างอุโมงค์จะเกิดการสูญเสียมวลดินรอบ ๆ หัวเจาะในระหว่างการขุดเจาะส่งผลให้ดินเกิดการทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement) จนส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียงได้ และเพื่อป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นจึงจำเป็นที่จะต้องวิเคราะห์การทรุดตัวที่ผิวที่จะเกิดขึ้น เพื่อประเมินผลกระทบเบื้องต้นที่อาจเกิดขึ้นในขณะการก่อสร้างอุโมงค์ เพื่อเตรียมการป้องกันหรือปรับเปลี่ยนวิธีขุดเจาะ

รูปแบบการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่จะมีความแตกต่างจากการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากอุโมงค์เดี่ยว (Single tunnel) เพราะมีปัจจัยเพิ่มมากขึ้นไม่ว่าจะเป็นระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Clearances, *B*) ดังแสดงในรูป 1. หรือ ระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance, L_f) ซึ่งเป็นระยะห่างระหว่างหัวเจาะอุโมงค์ตัวแรกและหัวเจาะอุโมงค์ตัวที่สองในการก่อสร้างอุโมงค์คู่ดังแสดงในรูป 2. ซึ่งค่าการทรุดตัวของผิวดินขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการและคาดการณ์ได้ค่อนข้างยากกว่าในอุโมงค์เดี่ยว



รูปที่ 1 รูปตัดด้านหน้าแสดงระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Clearance, B) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่



รูปที่ 2 รูปตัดด้านข้างแสดงระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance, L_f) ของการขุดเจาะอุโมงค์คู่

จากที่ได้กล่าวไปข้างต้น [1] ได้ศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ โดยกำหนดระยะที่ $0L_s$, $1L_s$, $2L_s$, $3L_s$และ$8L_s$ (โดยที่ L_s คือความยาวของหัวเจาะ ดังรูปที่ 2) ผลการศึกษาพบว่าระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance) ส่งผลอย่างมากต่อค่าการทรุดตัวของผิวดิน (Surface Settlement) โดยระยะที่ส่งผลมากที่สุดคือ $0L_s$ อีกทั้งยังมีการจำลองโครงการของ [2] โดยศึกษาระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance) โดยพิจารณารูปแบบอุโมงค์เป็นชิ้นส่วนแบบมีรอยต่อ ผลการศึกษาสรุปได้ว่าค่าการทรุดตัวจะลดลง ตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มขึ้นที่ซึ่งสอดคล้องสอดคล้องกับงานวิจัย [1]

ที่ผ่านมามีการนำเสนอวิธีประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นจากการขุดเจาะอุโมงค์หลายวิธี เช่น Gaussian curve ซึ่งเป็นวิธีการที่นิยมมากที่สุดในการประมาณรูปร่างการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดขึ้นการขุดเจาะอุโมงค์เดี่ยว แนวโน้มของการทรุดตัวของผิวดินสมมาตรกับแนวกึ่งกลางอุโมงค์ แนวการทรุดตัวของผิวดินที่เกิดจากการขุดอุโมงค์คู่ มีลักษณะที่ไม่สมมาตรและยังสังเกตได้ว่า จุดที่ทรุดตัวสูงสุดไม่จำเป็นต้องอยู่ ณ ตำแหน่งกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ ดังนั้น สมการ Gaussian จึงไม่สามารถนำมาใช้ประมาณแนวการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์คู่โดยตรงได้ [3] จึงได้เสนอวิธีทับซ้อนกราฟ (Superposition Curve Technique) เพื่อประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินจากอุโมงค์คู่ นอกจากนั้น [4] ได้นำเสนอการพิสูจน์วิธีการทับซ้อนกราฟ โดยพิจารณาถึงระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Clearance) โดยผลลัพธ์ของงานวิจัยได้ทำให้การประมาณค่าการทรุดตัวของผิวดินดีขึ้น

อย่างไรก็ตามการศึกษาก่อนหน้านี้ยังไม่ได้มีการพิจารณาถึงระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance) ร่วมกับระยะห่างระหว่างอุโมงค์คู่ ซึ่งมีผลกระทบต่อค่าของการทรุดตัวของผิวดิน ดังนั้นจุดมุ่งหมายหมายของงานวิจัยนี้คือการศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในการวิเคราะห์ได้แปรเปลี่ยนค่าระยะห่างระหว่างหัวเจาะ และระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง เพื่อตรวจสอบการทรุดตัวโดยรวมที่เกิดขึ้น โดยใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ด้วยซอฟต์แวร์ PLAXIS 3D เวอร์ชั่น 2017 กับปัญหาต้นแบบอุโมงค์รถไฟฟ้ามหานครที่มีผลตรวจวัดให้ปรับเทียบได้

2. ขั้นตอนการวิเคราะห์

2.1 การกำหนดกรณีศึกษา

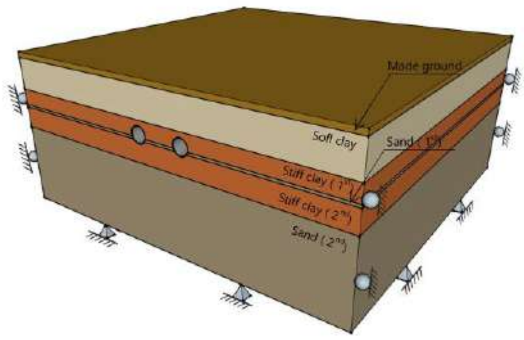
การศึกษานี้พิจารณาระยะห่างระหว่างหัวเจาะ โดยลำดับการขุดอุโมงค์คู่จำลองดังต่อไปนี้: (1) การขุดของอุโมงค์แรก (ซ้าย); (2) การขุดอุโมงค์ที่สอง (ขวา) ที่รักษาระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance, L_f) ที่ระยะ $0L_s$, $2L_s$, $4L_s$, $6L_s$, $8L_s$ และ$10L_s$ (โดยที่ L_sคือความยาวของหัวเจาะ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 8.40 เมตร ในงานนี้) พร้อมพิจารณาระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (Clearance, *B*) ที่ระยะ 0.25D และ2.00D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 6.30 เมตร ในงานนี้)

2.2 การวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (FEM)

2.2.1 การจำลองและสภาวะขอบเขตของแบบจำลอง

การกำหนดสภาวะขอบเขต (Boundary condition) ของแบบจำลองมีผลต่อการวิเคราะห์จึงต้องกำหนดให้มีความเหมาะสม โดยสภาวะขอบเขตกำหนดให้บริเวณด้านข้าง, ด้านหน้าและด้านหลัง ถูกจำกัดการเคลื่อนที่ในแนวราบแต่ปล่อยให้เคลื่อนที่ในแนวดิ่งได้อย่างอิสระ ส่วนสภาวะขอบเขตบริเวณด้านล่างจะถูกจำกัดการเคลื่อนที่ทั้งในแนวราบและแนวดิ่ง ผิวด้านบนของแบบจำลองปล่อยให้เคลื่อนที่ได้อิสระทุกทิศทางดังแสดงไว้ในรูปที่ 3. ชั้นดินในการศึกษาเป็นชั้นดินทั่วไปในกรุงเทพมหานคร

ประกอบด้วยชั้นดินถม, ชั้นดินเหนียวอ่อน, ชั้นดินเหนียวแข็ง (ชั้นที่ 1) ชั้นทราย (ชั้นที่ 1), ชั้นดินเหนียวแข็ง (ชั้นที่ 2) และชั้นทราย (ชั้นที่ 2) โดยอุโมงค์วางตัวระหว่างชั้น ชั้นดินเหนียวแข็ง (ชั้นที่ 1), ชั้นทราย (ชั้นที่ 1) และชั้นดินเหนียวแข็ง (ชั้นที่ 2)



รูปที่ 3 แสดงสภาวะขอบเขตของแบบจำลอง และชั้นดินทั่วไปในกรุงเทพมหานครที่ใช้ในการศึกษา

2.2.2 คุณสมบัติของชั้นดินในการสร้างแบบจำลอง

ในการวิเคราะห์จำเป็นต้องระบุรูปแบบการจำลองพฤติกรรมของดิน โดยการเลือกใช้แบบจำลองของดินขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองที่ซับซ้อนขึ้นจำเป็นต้องใช้การป้อนค่าคุณสมบัติที่เพิ่มขึ้นและยังใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่นานขึ้นด้วย ในการศึกษาอ้างอิงข้อมูลคุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองจากโครงการรถไฟฟ้าใต้ดินสายเฉลิมรัชมงคล(MRTA) และคุณสมบัติของผนังอุโมงค์, คุณสมบัติของการขุดเจาะอุโมงค์จากงานวิจัย [6] ดังแสดงไว้ในตารางที่ 1. และตารางที่2.

ตารางที่ 1. คุณสมบัติของชั้นดินของแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา [6]

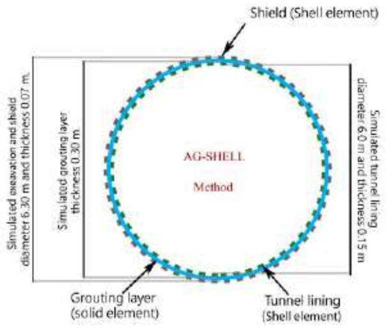
Material properties Table 1 Soil parameters for modeling				
Soil layer	Made ground	Soft clay	Stiff clay	Sand
Material model	MC	(HS)		MC
E^{*} (kPa)	6,000	-	-	80,000
E^{ref}_{oed} (kPa)	-	5,000	60,000	-
E^{ref}_{50} (kPa)	-	5,000	60,000	-
E^{ref}_{ur} (kPa)	-	15,000	180,000	-
γ_{sat} (kN/m^3)	17	16	18	0.3
υ' (-)	0.32	0.33	0.33	36
ϕ' (°)	22	22	22	0
C (kN/m^3)	8	5	18	-
m (-)	-	1	1	-
P_{ref} (kPa)	-	100	95	

ตารางที่ 2. คุณสมบัติของผนังอุโมงค์และคุณสมบัติของการขุดเจาะอุโมงค์ [6]

EPB Elements (Linear Elastic)	Young Modulus [E] (KN/m^2)	Poisson's Ratio [υ]	Unit Weight [γ] (KN/m^3)
Tunnel lining	31×10^6	0.20	24
EPB shield	210×10^6	0.28	78
Grouting layer	1×10^6	0.30	21

2.2.3 คุณสมบัติของวัสดุผนังอุโมงค์, หัวเจาะอุโมงค์, grouting layer

ในการศึกษากำหนดคุณสมบัติของผนังอุโมงค์และหัวเจาะอุโมงค์เป็นแบบ Shell Element หนา 0.15 และ0.07 เมตร ตามลำดับ, grouting layer เป็น Solid Element หนา 0.30 เมตร อ้างอิงจากงานวิจัย [6] ดังแสดงไว้ใน รูปที่ 4. โดยคุณสมบัติของทั้งสามองค์ประกอบดังกล่าวสมมติให้เป็นพฤติกรรมยืดหยุ่นโดยมีค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการศึกษาแสดงไว้ในตารางที่ 2.



รูปที่ 4 ภาพตัดขวางแสดงรูปแบบของการจำลองการขุดเจาะ

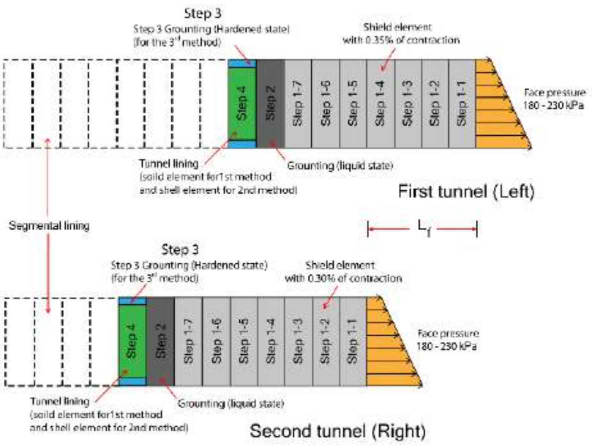
2.3 การจำลองวิธีการขุดเจาะ

จำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยหัวเจาะปรับแรงดันดินสมดุล (EPB shields) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 5 กำหนดให้ความยาวของหัวเจาะอุโมงค์ , L_S เท่ากับ 8.4 เมตร และความกว้างของชิ้นส่วนอุโมงค์มีขนาด 1.20 เมตร ซึ่งมีค่าเท่ากับความกว้างของผนังอุโมงค์ มีจำนวนผนังอุโมงค์ทั้งสิ้น 115 วงตามแนวยาวของแต่ละอุโมงค์ ระยะทาง 138 เมตร สามารถแบ่งเป็นขั้นตอนได้ดังนี้

ขั้นตอนที่ 1. การกำหนดความดันหน้าหัวเจาะ ในแต่ละรอบการขุดเจาะ จำเป็นที่จะต้องถูกกำหนดไว้ก่อนที่การขุดเจาะจะเกิดขึ้น โดยประเมินจากแนวเส้นทางอุโมงค์และสภาพทางธรณี ซึ่งความดันหน้าหัวเจาะที่กำหนดนี้จะใช้เป็นปัจจัยควบคุมขณะทำการขุดเจาะ มีค่า 180-230 kPa. ของทั้งสองอุโมงค์ โดยกำหนดค่าการสูญเสียมวลดิน (Contraction ratio) ของอุโมงค์ที่แรกที่ 0.35 เปอร์เซ็นต์ และอุโมงค์ที่สอง ที่ 0.30 เปอร์เซ็นต์ อ้างอิงการเปรียบเทียบข้อมูลจริงจาก[6] หัวเจาะจะมีการทำงานระยะทางรวม 8.4 เมตรหรือจำลองให้เป็นวงรอบประมาณ 7 วง

ขั้นตอนที่ 2 การใส่ค่าแรงดันน้ำปูน 200 kPa. บริเวณดินโดยรอบตามแนวเส้นรอบวงการขุดเจาะ

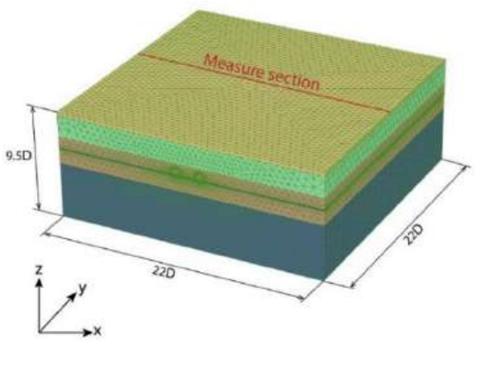
ขั้นตอนที่ 3. เปลี่ยนค่าแรงดันดินน้ำปูนเป็นปูนชนิดแข็งบริเวณช่องว่างระหว่างหัวเจาะกับผนังอุโมงค์ และใส่ชิ้นส่วนผนังอุโมงค์ ให้มีคุณสมบัติแสดงไว้ในตารางที่ 2. ทำตามขั้นตอนจนได้ระยะทางทั้งสิ้น 138 เมตร รูปที่ 5. แสดงการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่



รูปที่ 5. แสดงการจำลองขั้นตอนการขุดเจาะอุโมงค์คู่

2.4 การเทียบวัดความถูกต้องของแบบจำลอง (Calibrate model)

ก่อนทำการวิเคราะห์ต่อไป จะเทียบวัดความถูกต้องของการจำลอง (Model calibration) ในขั้นตอนการก่อสร้างอุโมงค์ที่มีผลตรวจวัดจริงให้เปรียบเทียบได้ โดยเทียบวัดผลการวิเคราะห์กับข้อมูลค่าการทรุดตัวของผิวดินจาก [5] ที่รูปตัด CS-8B โดยอุโมงค์ลึก 19 เมตร และระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 1.5D ดังตัวอย่างแบบจำลองการวิเคราะห์ที่แสดงไว้ใน รูปที่ 6.



รูปที่ 6. แสดงแบบจำลองในการเทียบวัดความถูกต้องแบบจำลอง

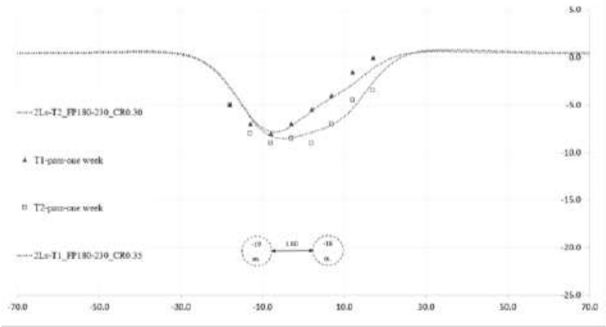
3. ผลการวิเคราะห์และอภิปรายผล

ในหัวข้อนี้แสดงการทรุดตัวของผิวดินเหนืออุโมงค์ในระหว่างการขุดเจาะอุโมงค์คู่ขนาน โดยจะทำการตรวจสอบความถูกต้องของการจำลองเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์กับผลตรวจวัดของปัญหาต้นแบบ จากนั้นวิเคราะห์เชิงตัวแปร (parametric study) เพื่อแสดงการเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินเมื่อระยะห่างระหว่างหัวเจาะและระยะห่างระหว่างอุโมงค์แปรเปลี่ยนไป กำหนดระนาบที่เก็บค่าการทรุดตัวจากขอบเขตของแบบจำลองที่ y = 69 เมตร เมื่อการขุดอุโมงค์ถึงสถานะคงที่แล้ว (หมายเหตุ ผลที่แสดงในบทความนี้เลือกเฉพาะกรณีที่น่าสนใจมานำแสดง)

3.1 การทรุดตัวของผิวดิน (Surface settlement)

3.1.1 การปรับเทียบแบบจำลอง

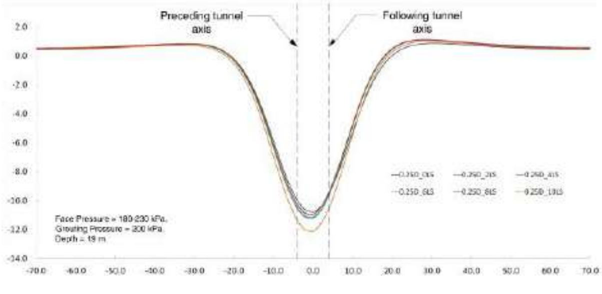
รูปที่ 7. แสดงผลการทรุดตัวของผิวดินระหว่างที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการและแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา และผลตรวจวัดจริง ทั้งจากการขุดอุโมงค์แรกตัวเดียว และจากการขุดทั้งสองอุโมงค์ทำให้สามารถปรับเทียบการจำลองตามลำดับขั้นการขุดได้ จากรูปจะเห็นว่าทั้งแนวและค่าการทรุดตัวทั้งสองทั้งขั้นตอนจากการวิเคราะห์มีความใกล้เคียงกับผลตรวจวัดจริงมาก วิธีการวิเคราะห์ที่ใช้จึงมีความเหมาะสมที่จะใช้ในการศึกษาต่อไป



รูปที่ 7. แสดงการเปรียบเทียบระหว่างผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีการและแบบจำลองที่ใช้ในการศึกษา

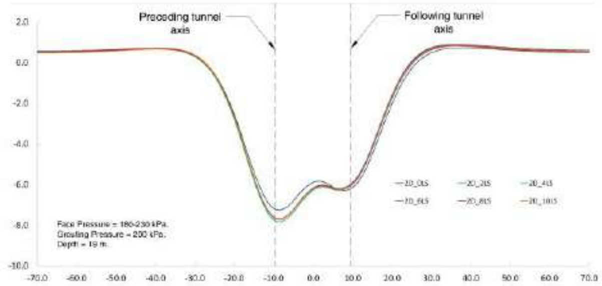
3.1.2 อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (Lagging Distance)

รูปที่ 8. แสดงการเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่แตกต่างกัน โดยที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์(B) เท่ากับ 0.25D หรือ 7.88 เมตร ซึ่งเป็นระยะที่ใกล้ที่สุดในการศึกษานี้ โดยแนวการทรุดตัวของผิวดินที่ $0L_S$จะสมมาตรกับจุดกึ่งกลางระหว่างอุโมงค์ แต่ในกรณีของ $2L_S$, $4L_S$, $6L_S$, $8L_S$และ$10L_S$ แนวการทรุดตัวของผิวดินจะมีเบ้ไปทางอุโมงค์ตัวแรกมากกว่า เนื่องจากค่าการสูญเสียมวลดินของการขุดอุโมงค์ตัวแรกมีค่ามากกว่า



รูปที่ 8. การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_S$, $2L_S$, $4L_S$, $6L_S$, $8L_S$และ $10L_S$ (โดยที่ L_Sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

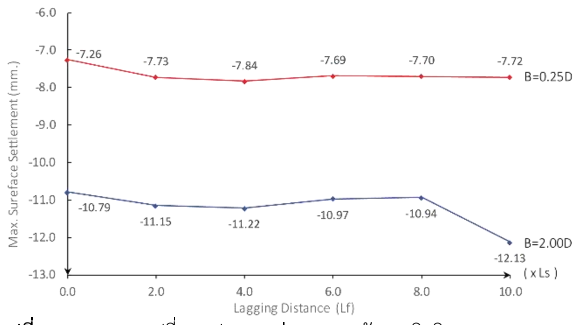
และรูปที่ 9. แสดงการเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ(L_f) ที่แตกต่างกัน โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์ (*B*) เท่ากับ 2D หรือ 18.90 เมตร ซึ่งเป็นระยะที่ห่างที่สุดในการศึกษานี้ พบว่าแนวการทรุดตัวของผิวดินมีลักษณะไม่เป็นร่องลึกที่สุดที่จุดกึ่งกลางอุโมงค์ แสดงให้เห็นว่าการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกยังคงส่งอิทธิพลกับการขุดเจาะอุโมงค์ตัวที่สองอยู่ แม้ว่าระยะห่างระหว่างอุโมงค์จะมีค่ามากถึง 2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง



รูปที่ 9. การเปลี่ยนแปลงของการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ ในอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_S$, $2L_S$, $4L_S$, $6L_S$, $8L_S$และ $10L_S$ (โดยที่ L_Sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 2D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

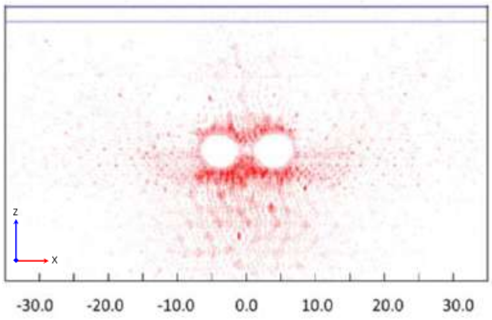
โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ(L_f) ที่แตกต่างกันแสดงไว้ใน รูปที่ 10. เมื่อพิจารณาการแปรเปลี่ยนของระยะห่างระหว่างหัวเจาะจะสังเกตได้ว่าช่วงระยะห่างที่ $0L_S$, $2L_S$ และ$4L_S$ ค่าการทรุดตัวสูงสุดจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่มากขึ้น ผลที่สังเกตได้จากการศึกษานี้ต่างจากการศึกษาก่อนหน้า [1] และ [2] ที่ระบุว่าระยะห่างของหัวเจาะที่เพิ่มขึ้นจะทำให้การทรุดตัวของผิวดินหลังขุดอุโมงค์ทั้งคู่ลดลง ทั้งนี้เนื่องจากมีอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะ ซึ่งในกรณีของ $0L_S$ พบว่าค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ต่ำที่สุดเนื่องจากอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันทั้งสองอุโมงค์ และจะมีค่าการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้นในระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มขึ้นในกรณีของ $2L_S$ และ$4L_S$ตามลำดับ โดยค่าการทรุดตัวของผิวดินที่มีค่าเพิ่มขึ้นมานั้นเป็นผลมาจากอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันได้น้อยลงตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มมากขึ้น ทั้งในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์(*B*) เท่ากับ 0.25D และ2.00D

แม้ว่าอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะจะมีส่วนสำคัญต่อค่าการทรุดตัวของผิวดิน แต่ในการพิจารณาการแปรเปลี่ยนของระยะห่างระหว่างหัวเจาะช่วงระยะห่างที่ $6L_S$, $8L_S$ และ$10L_S$ ในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์(*B*) เท่ากับ 0.25D พบว่าระยะห่างที่ $6L_S$และ$8L_S$ ค่าการทรุดตัวสูงสุดจะมีค่าลดลงมา ซึ่งเชื่อได้ว่าอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะไม่ส่งผลร่วมกันแล้ว โดยมีเพียงอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะเท่านั้น จึงทำให้ค่าการทรุดตัวของผิวดินจะมีค่าลดลงตามระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่เพิ่มมากขึ้น อย่างไรก็ตามเมื่อมีระยะห่างที่มีค่ามากพอ (L_f =$10L_S$) จะทำให้ค่าการทรุดตัวจะเพิ่มขึ้นอีกครั้งดังงานวิจัยของ [1] และในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์(*B*) เท่ากับ 2.00D พบว่าค่าการทรุดตัวสูงสุดในช่วงที่ $6L_S$, $8L_S$ และ$10L_S$ มีค่าลดลงมาเช่นเดียวกันกับกรณีศึกษาแรก แต่อย่างไรก็ตามในกรณีที่ระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 2.00D ค่าการทรุดตัวของผิวดินในช่วงที่ $6L_S$, $8L_S$และ$10L_S$ มีค่าที่เปลี่ยนแปลงน้อยมาก จึงได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดอยู่ที่ระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ $4L_S$ ซึ่งจะสามารถบ่งบอกได้ว่าอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะในช่วง $0L_S$, $2L_S$ และ$4L_S$จำเป็นที่ต้องพิจารณาอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะร่วมกับระยะห่างระหว่างหัวเจาะด้วยในการทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดิน ในขณะที่อิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะในช่วง $6L_S$, $8L_S$ และ$10L_S$ ต้องพิจารณาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะ

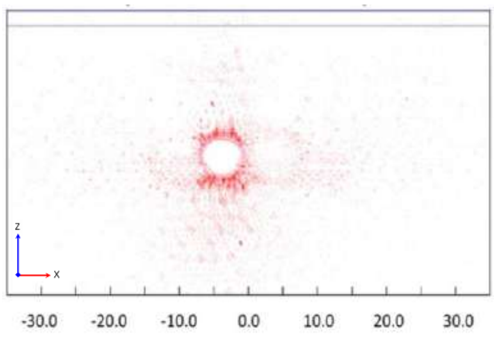


รูปที่ 10. แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าการทรุดตัวของผิวดินสูงสุดจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ด้วยระยะห่างระหว่างหัวเจาะ(L_f) ที่แตกต่างกัน

3.1.2 เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดิน

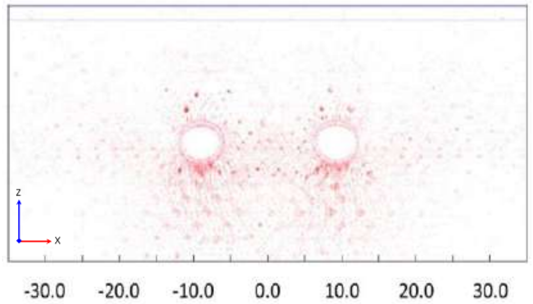


รูปที่ 11. เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_S$ (โดยที่ L_Sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

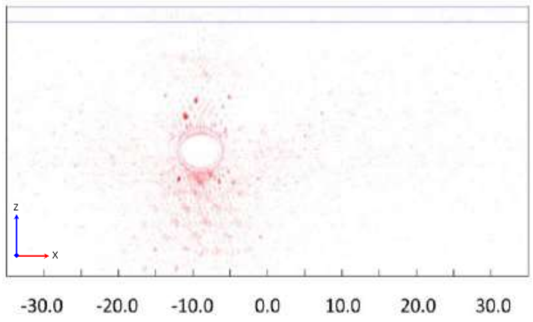


รูปที่ 12. เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $6L_S$ (โดยที่ L_Sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

จากรูปที่ 11. และรูปที่ 12. แสดงเวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 0.25D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์) โดยมีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_s$และ$6L_s$ (โดยที่ L_sคือความยาวของหัวเจาะ) เนื่องจากการทำนายค่าการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ โดยพิจารณาถึงระยะห่างระหว่างหัวเจาะพบว่ามีอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะที่ส่งผลร่วมกันอยู่ และจากผลการศึกษาจะพบว่าความดันหน้าหัวเจาะจะส่งผลต่อค่าการทรุดตัวในช่วงของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_s$, $2L_s$ และ$4L_s$ ซึ่งสังเกตได้จากเวกเตอร์ของการเคลื่อนตัวของดินในช่วงระยะนี้จะพบว่าเวกเตอร์ที่มีขนาดยาวมีความหนาแน่นสูงซึ่งหมายความได้ว่ามีอิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันอยู่ทั้งสองอุโมงค์ และเมื่อถึงช่วงของระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $6L_s$, $8L_s$ และ$10L_s$ จะสังเกตได้ว่าเวกเตอร์ที่มีขนาดยาวจะมีความหนาแน่นที่ลดลง กล่าวคืออิทธิพลของความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันได้น้อยลงหรือไม่ส่งผลต่อกันแล้ว และเป็นเช่นเดียวกันกับกรณีของระยะห่างระหว่างอุโมงค์(B) เท่ากับ 2.00D ที่จะแสดงใน รูปที่ 13. และรูปที่ 14.



รูปที่ 13. เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $0L_s$ (โดยที่ L_sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 2.00D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)



รูปที่ 14. เวกเตอร์การเคลื่อนตัวโดยรวมของดินในกรณีระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ระยะ $6L_s$ (โดยที่ L_sคือความยาวของหัวเจาะ) โดยมีระยะห่างระหว่างอุโมงค์เท่ากับ 2.00D (โดยที่ D คือเส้นผ่านศูนย์กลางของอุโมงค์)

4. สรุปผล

งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะต่อการทรุดตัวของผิวดินจากการขุดเจาะอุโมงค์คู่ โดยจะใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขแบบสามมิติ วิธีไฟไนต์อิลิเมนต์

จากผลการวิเคราะห์สามารถสรุปได้ว่าที่ระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ $0L_s$ - $4L_s$ จะพบว่ามีอิทธิพลจากความดันหน้าหัวเจาะส่งผลร่วมกันอยู่ อย่างไรก็ตามเมื่อมีระยะห่างระหว่างหัวเจาะ (L_f) ที่มากพอ จะพบว่าอิทธิพลจากความดันหน้าหัวเจาะจะไม่ส่งผลร่วมกันแล้วระหว่างสองอุโมงค์ แต่ยังคงมีอิทธิพลจากการสูญเสียมวลดินของการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกและตัวที่สองอยู่ โดยในช่วงระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่ $6L_s$ - $10L_s$ ค่าการทรุดตัวจะเป็นผลมาจากระยะห่างระหว่างหัวเจาะเพียงเท่านั้น และเมื่อถึงระยะห่างระหว่างหัวเจาะที่มีค่ามากพอ ($10L_s$) ค่าการทรุดตัวของผิวดินจะเพิ่มขึ้นอีกครั้งจากการทรุดตัวสะสมจากการขุดเจาะอุโมงค์ตัวแรกแล้วส่งผลกระทบต่ออุโมงค์ตัวที่สอง

โดยระยะห่างระหว่างหัวเจาะส่งผลต่อค่าการทรุดตัวของผิวดินของอุโมงค์คู่ การขุดเจาะอุโมงค์คู่ที่หัวเจาะถูกขุดไปพร้อมๆกัน ($L_f = 0L_s$) อาจจะไม่ได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวที่สูงแต่อย่างใด ในทางกลับกันจะได้ผลลัพธ์ของค่าการทรุดตัวของผิวดินที่ต่ำที่สุด ถ้ามีปัจจัยปัจจัยการควบคุมหัวเจาะ (ความดันหน้าหัวเจาะ) ที่เหมาะสม ทั้งในกรณีที่อุโมงค์วางตัวใกล้กันและไกลกัน (0.25D และ2D) ก็ตาม

อย่างไรก็ตามปัญหาการทรุดตัวของดินยังคงเกิดขึ้นอยู่เสมอและมักจะส่งผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง ดังนั้นการประเมินผลกระทบเบื้องต้นที่จะเกิดขึ้นในขณะทำการก่อสร้างจึงมีความสำคัญและจำเป็นอย่างยิ่ง โดยในการทำงานควรคำนึงถึงปัจจัยในการควบคุมหัวเจาะร่วมกันกับอิทธิพลของระยะห่างระหว่างหัวเจาะหรือระยะห่างระหว่างอุโมงค์ทั้งสอง เพื่อให้เข้าใจและประเมินสถานการณ์ของการขุดเจาะอุโมงค์ที่จะเกิดขึ้นได้

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบังที่สนับสนุนทุนพัฒนานักวิจัย เลขที่ทุน KREF046012 ที่ได้สนับสนุนการใช้งานโปรแกรม PLAXIS

เอกสารอ้างอิง

[1] Ngoc-Anh D., Daniel D. and Pierpaolo, O. (2016). 3D numerical investigation of mechanized twin tunnels in soft ground – Influence of lagging distance between two tunnel faces. Engineering Structures, 109, pp.117–125.

[2] Mojtaba N., Hamed M. and Daniel, D. (2018). Three-dimensional numerical simulation of the Shiraz subway second line – influence of the segmental joints geometry and of the lagging distance between twin tunnels' faces. European Journal of Environmental and Civil Engineering,

[3] Suwansawat S., and Einstein, (2007). Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 133(4), pp.445–468.

[4] Ngoc-Anh D., Daniel D. and Pierpaolo, O. (2015). 3D numerical investigation on the interaction between mechanized twin tunnels in soft ground. Environmental Earth Sciences, 73, pp.2101–2113.

[5] สุชัชวีร์ สุวรรณสวัสดิ์ (2554). วิศวกรรมอุโมงค์, ครั้งที่2, สำนักพิมมีน เซอร์วิส ซัพพลายม กรุงเทพฯ.

[6] Lueprasert P., Jongpradist P., Heama N., Ruengwirojjanakul K. and Suwansawatt, S. (2016). 3D-FEA OF EPB SHIELD TUNNEL EXCAVATION USING SHELL ELEMENT AND GROUTING LAYER. Sixth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment, Bangkok, Thailand, 14-16 November 2016.

ผลของการดูดน้ำของรากพืชต่อการเคลื่อนตัวของผิวดินบนโครงสร้างพื้นฐาน
Effects of plant transpiration on surface movement of adjacent infrastructure

พัฒนพงศ์ จารุกมล[1,*] และ วิรุฬห์ คำชุม[2]
[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: pattanapong_ja@hotmail.com*

บทคัดย่อ

โครงสร้างพื้นฐานเช่นถนนและคันดินรางรถไฟในกรุงเทพฯและปริมณฑลตั้งอยู่บนพื้นที่ดินเหนียวอ่อน และมักจะพบปัญหาเกิดจากการหดและขยายตัวของดินเหนียวตามฤดูกาล และนำไปสู่ปัญหาการทรุดตัวที่แตกต่างกัน (differential settlement) ซึ่งความรุนแรงของปัญหานี้อาจจะเพิ่มขึ้นได้เมื่อมีต้นไม้ใกล้เคียง เนื่องการดูดน้ำของพืชก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของแรงดันน้ำในดิน (pore water pressure) ที่มากขึ้นบริเวณใกล้รากต้นไม้ การศึกษาที่ผ่านมามักจะอ้างอิงระยะปลอดภัยระหว่างต้นไม้และสิ่งก่อสร้างจากค่าความสูงของต้นไม้แต่ไม่ได้คำนึงถึงการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในดิน ดังนั้นการพิจารณาเกี่ยวกับการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในดินที่จากอิทธิพลการดูดน้ำของพืชจะช่วยให้เข้าใจการทรุดตัวของดินและหลีกเลี่ยงปัญหาการทรุดตัวที่จะเกิดกับโครงสร้างพื้นฐาน บทความนี้จะทำการศึกษาผลของการดูดน้ำของพืชต่อความปลอดภัยและความสามารถในการใช้งานของโครงสร้างใกล้เคียง บทความนี้ได้อ้างอิงวิธีการจำลองการดูดน้ำของพืชอย่างง่ายเพื่อพิจารณาผลของการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นจากพืชต่างชนิดกัน โดยใช้แบบจำลองไฮโปพลาสติก (hypoplastic model) สำหรับดินไม่อิ่มน้ำ (unsaturated soil) เพื่อจำลองพฤติกรรมแบบไม่เป็นเส้นตรงทั้งเชิงกลและเชิงชลศาสตร์ควบคู่กัน (coupled non-linear hydro-mechanical behavior) ค่าตัวแปรต่าง ๆ ของดินและต้นไม้มาจากการสอบเทียบกับข้อมูลภาคสนาม โดยผลการวิเคราะห์ชี้ให้เห็นว่า หากโครงสร้างพื้นฐานอยู่ใกล้กับต้นไม้เกินไปจะส่งผลต่อความสามารถในการใช้งานและความปลอดภัยได้

คำสำคัญ: การดูดน้ำของรากพืช, โครงสร้างพื้นฐาน, การทรุดตัว, แรงดันน้ำในดิน

1. บทนำ

นับตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ในประเทศไทยพบปัญหาเรื่องความเสียหายของโครงสร้างพื้นฐานที่ตั้งอยู่บนดินเหนียวมากมาย โดยส่วนหนึ่งพบว่าหากบริเวณข้างเคียงนั้นมีการปลูกต้นไม้ก็จะทำให้ปัญหามีความรุนแรงขึ้น ซึ่งสาเหตุที่ทำให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างจากรากพืชนั้นมีอยู่ 2 ปัญหาด้วยกัน [1] คือจากการโตของรากพืชบางชนิดนั้นส่งผลให้เกิดการยกตัวของโครงสร้างไม่ว่าจะเป็นทางเท้า ถนน หรือแม้กระทั่งตัวอาคาร [2] โดยปัญหานี้มักจะเกิดบริเวณที่รากต้นไม้โตในวงจำกัด โดยประมาณ 2-3 เมตร [3] อีกสาเหตุซึ่งถือว่าเป็นสาเหตุที่พบเห็นได้บ่อยแต่ยังมีการศึกษาไม่มากนัก คือการหดและขยายตัวของดิน เมื่อมีการดูดน้ำของรากพืช [4] จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าการดูดน้ำของรากต้นไม้นั้นทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดิน [5] โดยอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดินนี้อาจจะมีค่ามากขึ้นถึง 12 เมตร [6] และการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในดินนี้เองสามารถทำให้เกิดการทรุดตัวของดินได้ [6] ส่งผลให้เกิดการทรุดตัวกับโครงสร้างของสิ่งก่อสร้างที่อยู่บริเวณข้างเคียง

การดูดน้ำของพืชมีผลต่อการสูญเสียน้ำในมวลดินมากในบริเวณใกล้กับต้นไม้ [7] จึงทำให้เกิดการทรุดตัวที่ไม่เท่ากัน (Differential settlement) ซึ่งพฤติกรรมการทรุดตัวนี้ก็จะส่งผลต่อโครงสร้างพื้นฐานแต่ละชนิดแตกต่างกัน [8] โดยจากการศึกษาที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นว่าต้นไม้ส่งผลกระทบต่อการทรุดตัวและก่อให้เกิดปัญหาต่อโครงสร้างอาคารในบริเวณใกล้เคียง [9] แต่ในประเทศไทยฐานรากของโครงสร้างอาคารนั้นเป็นฐานรากลึก (deep foundation) ในดินเหนียวอ่อน ซึ่งได้รับผลกระทบของการดูดน้ำของรากพืชเพียงบางส่วน ส่วนฐานรากของถนนเป็นฐานรากตื้น(shallow foundation) การดูดน้ำของพืชจึงอาจจะส่งผลกระทบโดยตรงต่อโครงสร้างของถนนได้ [10] ดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งเน้นศึกษาผลของการดูดน้ำของรากพืชต่อการทรุดตัวของดินและผลกระทบต่อโครงสร้างถนน เพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายที่เกิดกับตัวโครงสร้างได้

1.1 ขอบเขตของการศึกษา

งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพฤติกรรมของถนนที่มีต้นไม้ในบริเวณใกล้เคียง โดยจะมีการพิจารณาเรื่องของการดูดน้ำตามฤดูกาลของพืช ซึ่งพฤติกรรมที่จะทำการศึกษาแบ่งเป็นผลกระทบต่อพฤติกรรมของดิน เช่น ค่าแรงดันน้ำ และพฤติกรรมของโครงสร้างถนนที่เกิดการทรุดตัวแบบไม่เท่ากัน ซึ่งโดยปกติแล้วหากการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันมีค่าไม่เกินที่กำหนด ถนนเองก็จะมีความปลอดภัย [11] แต่ซึ่งจริง ๆ แล้วยังต้องวิเคราะห์ถึงปัจจัยอื่นของถนนอีกด้วย อย่างเช่น ค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้น และก็ค่าโมเมนต์แตกร้าว เพราะปัจจัยเหล่านี้มีผลต่อความปลอดภัยและความสามารถในการใช้งานได้ของถนน [12] ซึ่งมาตรฐานของ NHBC 2020 ได้กำหนดความปลอดภัยของระยะห่างระหว่างต้นไม้กับฐานรากของสิ่งปลูกสร้างขนาดเล็กไว้ แต่ทั้งนี้เป็นการอ้างอิงจากความสูงต้นไม้เพียงแค่ฝั่งเดียวเท่านั้น งานวิจัยนี้จะคำนึงถึงผลของกระทบของการดูดน้ำของพืชที่ส่งผลโดยตรงต่อโครงสร้างถนน

2. กระบวนการวิจัย

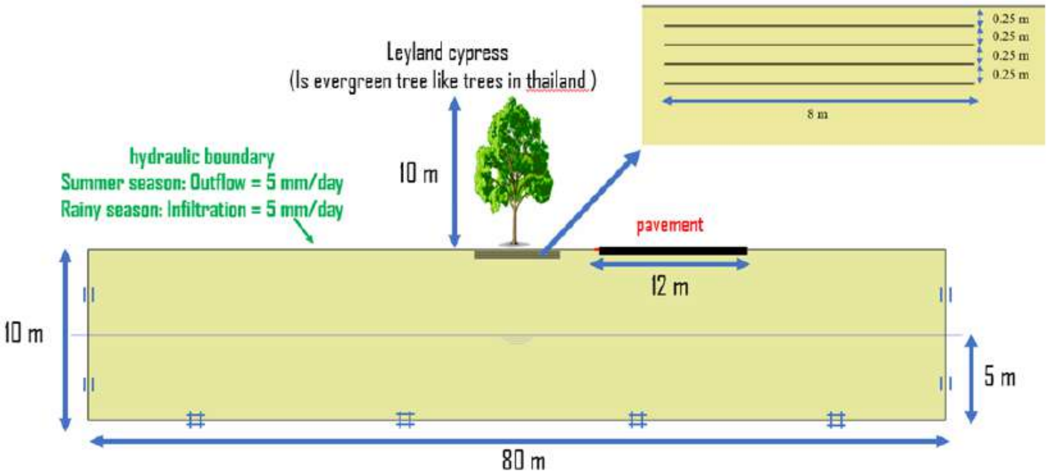
2.1 พรรณพืชในการศึกษา

ในประเทศไทยเองก็มีการปลูกต้นไม้เพื่อสร้างร่มเงา ไม่ว่าจะเป็นต้นไม้ประเภทผลัดใบอย่าง ประดู่ นนทรี ชมพูพันธุ์ทิพย์ หรือ แม้กระทั่งต้นไม้ใบเขียวทั้งปีอย่าง ต้นสน (Pine tree) ต้นไม้แต่ละชนิดนั้น ต่างก็มีคุณสมบัติต่างกัน เช่น ต้นไม้ประเภทผลัดใบส่วนมากจะมีการดูดและคายน้ำที่รุนแรงกว่า มีความต้องการน้ำที่ต่างกัน [13] แต่ในประเทศไทยนั้นพบว่าต้นไม้ส่วนใหญ่เป็นต้นไม้ใบเขียวทั้งปี โดยการศึกษานี้จะพิจารณา Leyland cypress (Cupressocyparis- leylandii) ซึ่งจัดอยู่ประเภทต้นสน (coniferous) ในการศึกษา ต้นไม้นี้ถือว่าเป็นต้นไม้ที่มีความต้องการน้ำสูง [14] และเป็นต้นไม้ที่เติบโตได้เร็ว โดยการศึกษานี้จะอ้างอิงข้อมูลจากงานวิจัยเดิม ที่มีการตรวจวัดปริมาณความชื้นในดินรอบ ๆ ต้น Leyland cypress ซึ่งมีความสูง 10 เมตร โดยการจำลองจะใช้วิธีการอย่างง่าย (simplified approach) เสนอโดย Kamchoom and Leung (2018) [15] ซึ่งมีการจำลองผลของการดูดน้ำของพืช โดยใช้เส้นศักย์ของน้ำ รอบบริเวณรากต้นไม้เพื่อให้เกิดการไหลของน้ำเทียบเท่ากับการดูดน้ำของต้นไม้ ซึ่งในงานวิจัยนี้จะใช้เส้นจำนวน 4 เส้น ความยาวเส้นละ 8 เมตร มีความห่างกัน 0.25 เมตร โดยแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งประโยชน์ของแต่ละเส้นนี้สามารถช่วยให้ปรับค่าการดูดน้ำได้และสามารถจำลองบริเวณอิทธิพลของการดูดน้ำของพืชที่เกิดขึ้นจริง

Degree of saturation คือค่าที่จะบอกถึงปริมาณน้ำที่อยู่ในมวลดิน ซึ่งการที่มีต้นไม้อยู่บนดินนั้นจะส่งผลให้รากต้นไม้เกิดการดูดน้ำในดิน ส่งผลให้น้ำอยู่ในช่องว่างเม็ดดินก็จะลดลงไป ในงานวิจัยนี้จะทำการสอบเทียบผลจากแบบจำลองกับค่า degree of saturation ที่ลดลงจากการดูดน้ำของต้นไม้ จากรูปที่ 2 เป็นการเปรียบเทียงค่า degree of saturation ที่เกิดขึ้นในฤดูร้อนของปีที่ 1 ระหว่างผลในสนาม (รูปที่ 2a) และผลในโปรแกรม Plaxis (รูปที่ 2b) ซึ่งจากผลการเปรียบเทียบจะเห็นได้ว่าผลจากแบบจำลองสามารถเทียบได้กับผลจากการตรวจวัดในสนามโดยในรูปที่ 2a จะมีค่า degree of saturation ที่น้อยที่สุดคือประมาณ 90% อยู่จุดที่ความลึกลงไป 0.25 เมตร ณ บริเวณรากต้นไม้ และ degree of saturation จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เมื่ออยู่ห่างจากต้นไม้เนื่องมาจากการระเหยของน้ำบริเวณผิวดินนั้นเกิดมากกว่าชั้นดินที่ลึกลงไป

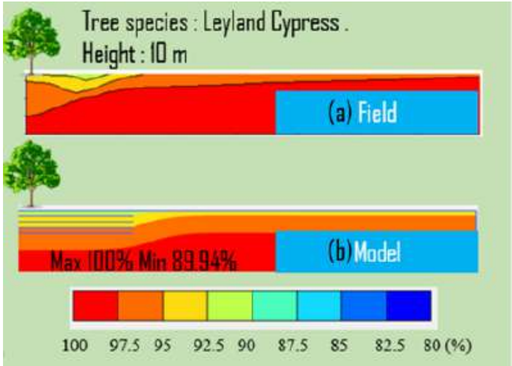
2.2 แบบจำลองโมเดลดิน

การจำลองในครั้งนี้จะใช้โมเดลดินแบบไม่เป็นเส้นตรง Hypoplastic model สำหรับดินไม่อิ่มน้ำ [16] โดย จะทำการจำลองตามในรูปที่ 1 โมเดลจะเป็นรูปแบบของ flat ground ซึ่งมีความกว้างและความยาวตามที่โชว์รูป โดยในประเทศไทยนั้นพื้นที่ส่วนใหญ่ที่เป็นดินเหนียว [17] และมักพบในบริเวณจังหวัดที่เป็นแหล่งท่องเที่ยวและจังหวัดใหญ่ที่เป็นหัวเมือง เช่น กรุงเทพ เชียงใหม่ นครราชสีมา ชลบุรี ฯลฯ [18] ในงานวิจัยนี้ได้นำดินเหนียว kaolin มาใช้ในการศึกษา เนื่องจากเป็นดินดินมาตรฐานและมีข้อมูลคุณสมบัติทั้งเชิงกลและเชิงชลศาสตร์เป็นจำนวนมาก โดยดินชนิดนี้นั้นมีค่า plasticity index (PI) ประมาณ 22 [19] และมีค่าน้อยกว่าดินเหนียวกรุงเทพ ซึ่งจะช่วยชี้ให้เห็นว่าผลกระทบที่เกิดขึ้นจริงก็จะมีความรุนแรงกว่า โดยพารามิเตอร์ของดิน kaolin [15] จะถูกแสดงในตารางที่ 1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมของดินตามฤดูกาล การศึกษามีการจำลองฤดูกาลในโปรแกรม Plaxis [20] เป็นระยะเวลา 5 ปี แต่ละปีจะมี 2 ฤดูกาลคือ ฤดูร้อนและฤดูฝน ฤดูกาลละ 180 วัน ในฤดูฝนก็จะกำหนดให้ค่าการไหลซึมเข้าผิวดินเท่ากับ 5 mm/day ซึ่งกรมอุตุในประเทศไทยได้มีการคาดการณ์ว่าฝนตกในช่วงปี 2563 ตลอดฤดูฝนคือ 900 mm ซึ่งหากนำมาหารกับจำนวนวันที่เกิดฤดูฝน คือ 180 จะได้ว่ามีฝนกตกเป็น



รูปที่ 1 ความกว้างและความสูงของ flat ground ที่ใช้จำลอง , boundary ของดิน และตำแหน่งของต้นไม้กับถนน

ปริมาณ 5 mm/day เช่นเดียวกับที่จำลองในโปรแกรม ส่วนในฤดูร้อนก็จะต้องมีการจำลองให้น้ำระเหยมีค่าเท่ากับที่น้ำฝนตกลงมานั้นก็คือ 5 mm/day



รูปที่ 2 การเปรียบเทียบค่า Degree of saturation จากในสนามเทียบกับโมเดลในโปรแกรม Plaxis

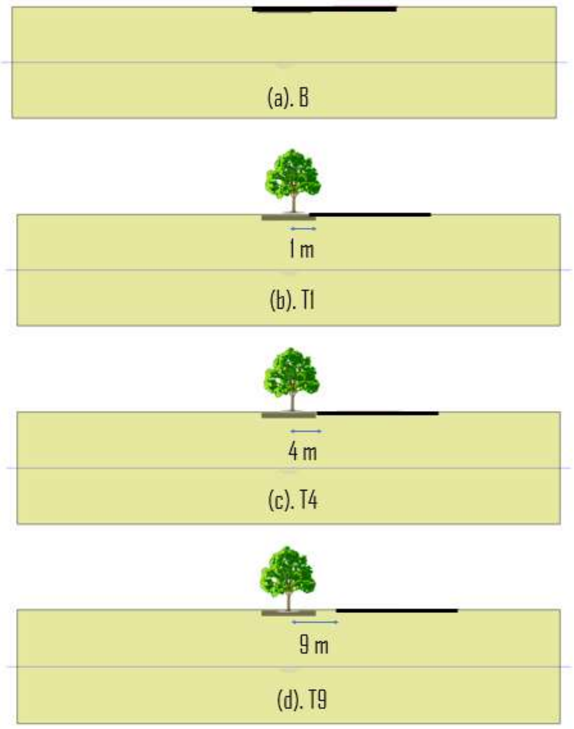
ส่วนบริเวณด้านข้างของต้นไม้ ได้มีการจำลองเป็นถนน ซึ่งเป็นตัวแปรหลักในการศึกษานี้ โดยจะจำลองเป็นถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก มีคุณสมบัติเป็นถนน 2 เลน แต่ละเลนกว้าง 3.5 เมตร และมีไหล่ทางสองข้างทาง ข้างละ 2.5 เมตร รวมความยาวทั้งหมด 12 เมตร [21] และมีความหนาของถนนคือ 15 เซนติเมตร โดยผิวทางจะกำหนดให้เป็นแบบ impermeability เพื่อให้สอดคล้องกับผิวถนนจริง

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์ของดิน

Hypoplastic parameter	Value	Remark
Critical state friction angle(ϕ_c)	21	Sivakumar & Wheeler 2000
Initial void ratio (e_{ini})	1.150	
λ*	0.05690	Calibrated against Sivakumar & Wheeler 2000
K*	8.00E-3	
N	0.9823	
r	0.3500	
n	0.1000	
l	0.000	
m	10	
Over Consolidation Ratio	1	NC clay
Seepage flow parameters	Value	Remark
Residual degree of saturation (%)	5	Calibrated against Gallipoli et al. 2003
Saturated degree of saturation (%)	100	
g_n (or n)	1.6	
g_a (or α; 1/m)	0.04	
Pore connectivity (g_l)	0.5	
Saturated hydraulic conductivity (m/s)	$1*10^{-9}$	

2.3 การศึกษาผลกระทบของต้นไม้บริเวณข้างถนน

งานวิจัยนี้จะทำการอ้างอิงมาตรฐานระยะความปลอดภัยจาก NHBC 2020 ซึ่งระยะปลอดภัยของโครงสร้างที่มีความสูงไม่มากที่อยู่บนดินที่มีความเป็นพลาสติกปานกลาง คือ 0.6H (เมื่อ H คือค่าความสูงของต้นไม้) ดังนั้นในงานวิจัยนี้ที่มีความสูงของต้นไม้ 10 เมตร จึงมีระยะปลอดภัยคือ 6 เมตร งานวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาอยู่ 4 กรณีด้วยกัน คือ กรณีที่มีต้นไม้อยู่ข้างทางฝั่งเดียว และมีระยะห่างกับถนน 1 เมตร (T1) และ 4 เมตร (T4) ซึ่งมีค่าต่ำกว่าระยะปลอดภัย ระยะห่างกับถนน 9 เมตร (T9) ซึ่งมีค่ามากกว่าระยะปลอดภัย รวมถึงกรณีที่ไม่มีต้นไม้อยู่ข้างทาง (B) เพื่อเป็นการเปรียบเทียบผลของต้นไม้ดูดน้ำ โดยทั้ง 4 กรณีจะแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 (a) กรณีที่ไม่มีต้นไม้อยู่ข้างทาง, กรณีที่มีต้นไม้อยู่ข้างทางฝั่งเดียว และมีระยะห่างกับถนน (b) 1 เมตร (c) 4 เมตร (d) 9 เมตร

3. ผลการวิเคราะห์ข้อมูล

3.1 ผลการดูดน้ำของรากพืชตามฤดูกาลต่อแรงดันน้ำในดิน

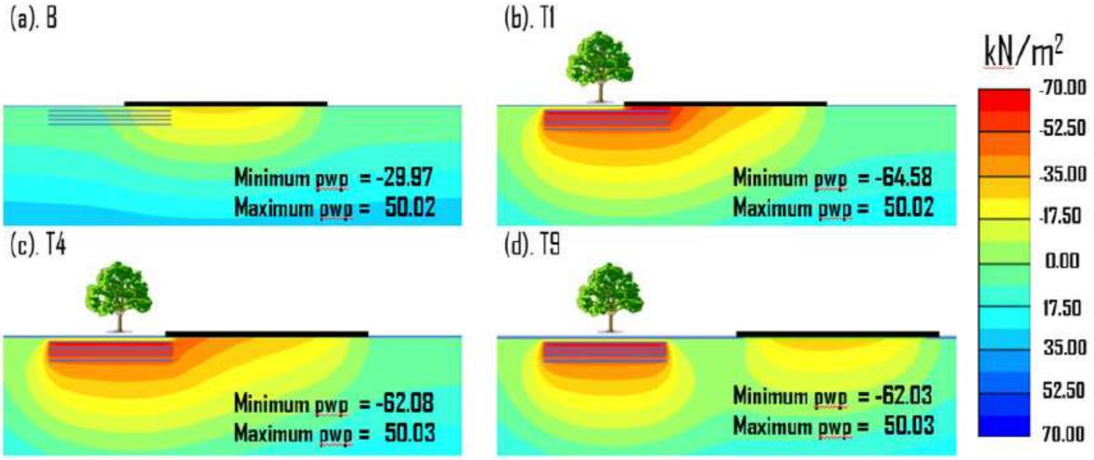
รูปที่ 4 ได้แสดงค่าแรงดันน้ำในดินจากกรณีศึกษาทั้ง 4 กรณี ซึ่งเป็นค่าที่แสดงหลังจากฤดูฝนปีที่ 5 โดยค่าที่เป็นลบจะแสดงถึง suction และค่าที่เป็นบวกจะแสดงถึงค่าแรงดันน้ำในดิน สำหรับกรณีที่ไม่มีต้นไม้ จะเห็นได้ว่าค่าแรงดันน้ำในดินมีค่าต่ำสุดที่กลางถนนเทียบกับปลายถนน ทั้งนี้เนื่องจากน้ำฝนไม่สามารถซึมผ่านผิวถนนได้โดยตรง ในกรณีของรากต้นไม้ช่วงฤดูฝนกรณีจะมีค่า suction มากที่สุดอยู่จุดที่ความลึกลงไป 0.25 เมตร ณ บริเวณรากต้นไม้ โดยจะวัดค่า suction ได้ประมาณ 29.97 kPa สำหรับกรณีที่ไม่มีต้นไม้และ 64 kPa สำหรับกรณีที่มีต้นไม้ทางฝั่งเดียวที่มีระยะห่างจากต้นไม้ 1 เมตร ซึ่งจะเห็นได้ว่าหลังฤดูฝนค่า suction ในกรณีที่มีต้นไม้มีค่ามากกว่ากรณีที่ไม่มีต้นไม้ประมาณสองเท่า ทั้งนี้เนื่องจากค่า suction เริ่มต้นสูงกว่า ทำให้การไหลของน้ำในดินมีค่าต่ำกว่า และในฤดูฝนสามารถคงระดับ suction ที่สูงกว่าได้

ในกรณีของถนนที่มีต้นไม้ จะพบค่าความแตกต่างของค่าsuction ที่ถนนฝั่งซ้ายและขวาซึ่งใกล้และไกลสุดต้นไม้ ซึ่งเป็นผลชัดเจนจากการดูดน้ำที่รุนแรงของต้นไม้ และค่า suctionที่คงค้างอยู่ในฤดูฝน โดยความแตกต่างนี้จะมีค่ามากสุดในกรณีของถนนที่อยู่ติดต้นไม้ เท่ากับ 64 kN/m^2 และค่าจะลดลงไปเมื่อระยะห่างของถนนกับต้นไม้เพิ่มขึ้น และเมื่อถึงกรณีที่ถนนห่างกับต้นไม้ 9 เมตรจะเห็นได้ว่า suction ของถนนทั้งฝั่งซ้ายและฝั่งขวาจะมีค่าที่ไม่ต่างกัน เพราะเนื่องมาจากในกรณีนี้ถนนจะไม่ได้รับอิทธิพลจากการดูดน้ำของต้นไม้แล้ว

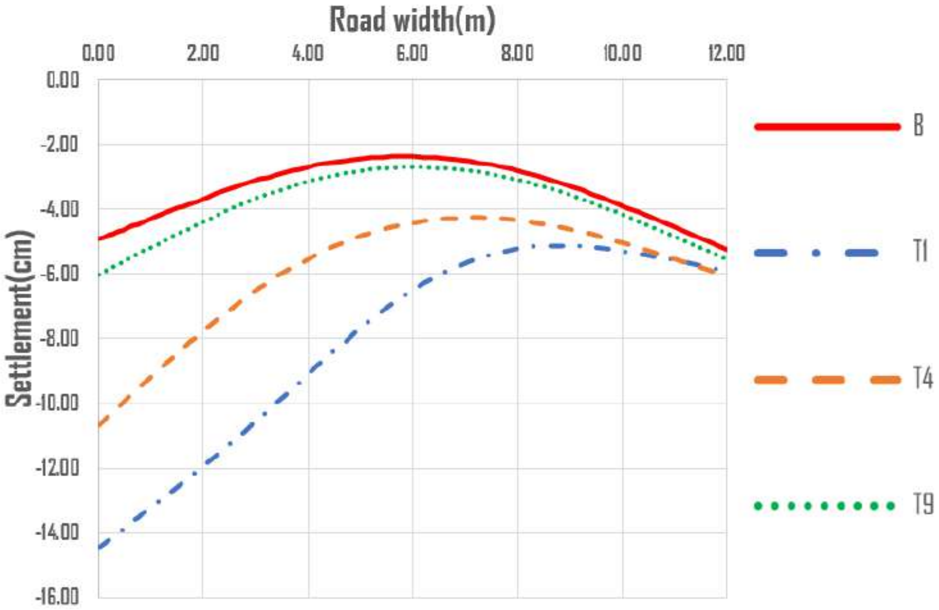
3.2 ผลการดูดน้ำของรากพืชตามฤดูกาลต่อการเคลื่อนตัวของถนน

ค่าการทรุดตัวของถนนทั้ง 4 กรณีหลังจากฤดูฝนปีที่ 5 จะถูกแสดงในรูปที่ 5 ในกรณีที่ไม่มีต้นไม้ พบว่ามีการทรุดตัวกลางถนนน้อยกว่าปลายถนน ทั้งนี้เนื่องความต่างของค่าแรงดันน้ำในดินภายใต้ถนน จากรูปที่ 5 โดยมีการทรุดตัวประมาณ 5 เซนติเมตร ใกล้เคียงกันทั้งสองด้าน ในกรณีที่มีต้นไม้ค่าการทรุดตัวใกล้ฝั่งต้นไม้จะมากกว่าฝั่งที่ไม่มีต้นไม้ซึ่งสอดคล้องกับค่าแรงดันน้ำในรูปที่ 5 ค่าการทรุดตัวที่มากที่สุดมีค่าประมาณ 14 เซนติเมตร ในกรณีของถนนที่มีต้นไม้อยู่ฝั่งเดียวที่ความห่าง 1 เมตร (T1) เนื่องจากเป็นกรณีที่บริเวณใต้ถนนมีค่า suction ที่มากที่สุด และจะมีค่าลดลงไปเรื่อย ๆเมื่อระยะห่างของถนนและต้นไม้ห่างกันไป

เรื่องของการทรุดตัวที่ต่างกันก็เป็นเรื่องที่ต้องพิจารณาเนื่องจากเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดความเสียหายต่อโครงสร้างได้ โดยที่ค่าการทรุดตัวต่างกันที่มากสุดคือกรณีของถนนที่มีต้นไม้อยู่ฝั่งเดียวที่ความห่าง 1 เมตร (T1) โดยจะมีค่าการทรุดตัวที่ต่างกันถึง 9 เซนติเมตร โดยสาเหตุเกิดจากทางใต้ฝั่งซ้ายของถนนจะมีค่า suction ที่สูง และ



รูปที่ 4 ค่าแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นเนื่องจากการดูดน้ำของรากพืชใน 4 กรณี

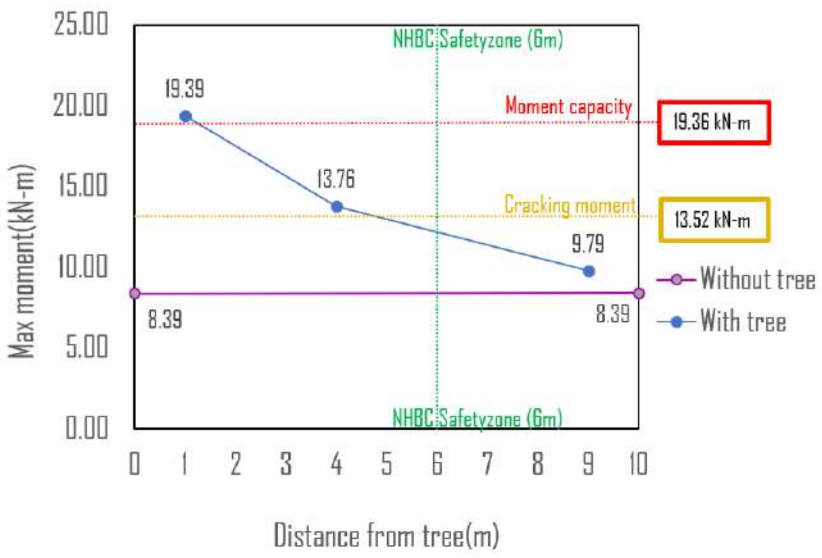


รูปที่ 5 ค่าการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการดูดน้ำของรากพืชใน 4 กรณี

suction ของบริเวณฝั่งขวาของใต้ถนนมีค่าน้อยและมีค่าที่คงที่ในทุกกรณี ดังนั้นเมื่อระยะห่างของต้นไม้กับถนนมากขึ้น ค่าการทรุดตัวที่ต่างกันก็จะน้อยลง และที่ระยะห่าง 9 เมตร (T9) จะมีค่าการทรุดตัวที่ต่างกันมีค่าใกล้เคียงกับกรณีที่ไม่มีต้นไม้ นั้นแสดงให้เห็นว่ากรณีนี้ไม่ได้รับผลจากการดูดน้ำของต้นไม้

3.3 โมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นบนถนนเนื่องจากผลการดูดน้ำของรากพืชตามฤดูกาล

รูปที่ 6 ได้แสดงค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นในถนนจากทั้ง 4 กรณี โดยกรณีที่ไม่มีถนนนั้นจะมีค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นเพียง 8.39 kN-m ส่วนกรณีที่มีต้นไม้ ค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดจะมีค่ามากในกรณีของถนนที่มีต้นไม้ความห่าง 1 เมตร (T1) ซึ่งมีค่า 19.39 kN-m และ



รูปที่ 6 ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการดูดน้ำของรากพืชใน 4 กรณี

จะลดลงเมื่อต้นไม้ห่างจากถนน โดยจะเห็นได้ว่าในกรณีที่ไม่มีต้นไม้กับกรณีที่ถนนห่างกับต้นไม้ 9 เมตร (T9) นั้นมีค่าโมเมนต์สูงสุดที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องมาจากกรณีของ T9 มีค่าการทรุดตัวบริเวณใต้ผิวถนนมีค่าใกล้เคียงกัน

ค่า Moment capacity คือค่าที่บอกถึงโมเมนต์ดัดสูงสุดที่ถนนจะรับได้ ค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นนั้นหากมีค่าสูงมากเกินไปก็จะส่งผลกระทบต่อถนนได้ไม่ว่าจะเป็นเรื่องของความปลอดภัยหรือความสามารถในการใช้งานได้ ส่วน Cracking moment ของถนนคือ โมเมนต์สูงสุดก่อนที่ถนนคอนกรีตจะเริ่มจะเกิดความเสียหาย โดยเมื่อเกิดความเสียหายจะทำให้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดลดลง และส่งผลให้ถนนมีการแอ่นตัวที่มากขึ้น ซึ่งเมื่อคำนวณออกมาจะได้ค่า Moment capacity =19.36 kN-m และ Cracking moment = 13.52 [22-23] โดยกรณีที่มีค่าโมเมนต์สูงสุดเกิน Moment capacity จะมี T1 เพียงกรณีเดียวเท่านั้น ส่วนผลของกรณี T4 และ T9 (ต้นไม้ในระยะ 4 และ 9เมตร) พบว่ามีค่าไม่เกิน Moment capacity ซึ่งมีความแตกต่างจาก แนวทางที่ของ NHBC (2020) ที่เสนอว่าระยะปลอดภัยคือ 6 เมตรขึ้นไป ในส่วนของ Cracking moment กรณีถนนที่มีโมเมนต์สูงสุดเกินจะมีกรณี T1 และ T4 จึงสามารถสรุปได้ว่าหากมีต้นไม้อยู่ใกล้ถนนในระยะ 0.1H จะส่งผลให้เกิดร้อยร้าวและทำให้ถนนไม่มีความสามารถในการใช้งานได้ ดังนั้นจึงต้องมีการพิจารณาและหลีกเลี่ยงที่จะให้มีต้นไม้อยู่บริเวณห่างจากถนน 0.1H เพราะจะทำให้เกิดความเสียหายต่อผู้ใช้ถนนตามมา

4. สรุปผล

ในงานวิจัยนี้มีระยะห่างของถนนกับต้นไม้ที่ศึกษาอยู่ 3 ระยะห่าง นั้นคือ 1 , 4 และ 9 เมตร ดังนั้นจึงกำหนดใหม่ได้คือ 0.1H 0.4H และ 0.9H ตามลำดับ

จากการวิเคราะห์พบว่าค่าแรงดันน้ำและแรงดูดมีค่าใกล้เคียงกันมาก ซึ่งค่าแรงดูดสูงสุดจะเกิดแถวบริเวณรากต้นไม้ในช่วงความลึก 0.25 เมตร ค่าการทรุดตัวจะแปรผันกลับระยะห่างของต้นไม้กับถนน ยิ่งระยะใกล้กัน ค่าการทรุดตัวก็ยิ่งจะสูงขึ้น โดยเรียงค่าการทรุดตัวจากมากไปน้อยคือ กรณีที่ถนนมีต้นไม้ข้างทาง 1 ต้น 0.1H, 0.4H , 0.9H และกรณีที่ไม่มีต้นไม้ เมื่อเทียบกับค่า Moment capacityของถนน จะพบว่าถนนจะเกิดความเสียหายเมื่อต้นไม้อยู่ภายในระยะ 1 เมตร และอาจจะพบรอยแตกร้าวได้ภายในระยะ 4 เมตร และไม่พบผลกระทบที่ชัดเจนเมื่อต้นไม้อยู่ห่างเป็นระยะ 9 เมตร

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณทุนพัฒนานักวิจัย เลขที่ทุน KREF046012 จาก สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง และทุนพัฒนาบุคลากรและการวิจัยเพื่อฐานทางวิชาการ ภายใต้กรอบความร่วมมือไทย-จีน (NRCT-NSFC); Climate Change & Climate Variability Research in Monsoon Asia (CMON3) จาก สำนักงานการวิจัยแห่งชาติ (วช.)

เอกสารอ้างอิง

[1] Robert W. Day, Member, ASCE (1991). Damage of Structures due to Tree Roots. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, volume 5, No. 3, August 1991, pp.200-2007.

[2] Biddle, P. G. (1979). Tree root damage to buildings—An arboriculturist's experience. *Arboricultural J.,* 3(6), pp.397-412.

[3] T.B. Randrup, E.G. McPherson & L.R. Costello. (2001). A review of tree root conflicts with sidewalks, curbs, and roads. *Urban Ecosystems,* volume 5, pp.209–225.

[4] Li, J., & Guo, L. (2017). Field Investigation and Numerical Analysis of Residential Building Damaged by Expansive Soil Movement Caused by Tree Root Drying. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, volume 31, Issue 1, February 2017.

[5] Take, W.A. & Bolton, M.D. (2011). Seasonal ratcheting and softening in clay slopes, leading to first-time failure. *Géotechnique*, 61(9), pp.757-769.

[6] Biddle, P.G. (1983). Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees on clay soils. *Geotechnique,* 33(2), pp.107-126.

[7] Ng, C.W.W., Woon, K.X., Leung, A.K. & Chu, L. M. (2013). Experimental investigation of induced suction distribution in a grass-covered soil. *Ecological engineering,* 52, pp.219-223.

[8] B. G. Richards, P. Peter, and W. W. Emerson. The effects of vegetation on the swelling and shrinking of soils in Australia. *Géotechnique*, Volume 33 Issue 2, June 1983, pp. 127-139.

[9] NHBC Standards (2020). NHBC Standards Chapter 4.2. Building near trees. National House-Building Council. London.

[10] L. M. Zhang, and A. M. Y. Ng. Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique,* Volume 55 Issue 2, March 2005, pp. 151-161.

[11] The Buildings Department. *Code of Practice for Foundations 2017* , pp.23-25.

[12] A.G. Bernal, E.A. Méndez, and H..J. García, (2017). Maximum bending moments in a RC two-way slab subjected to wall loads. *Procedia Engineering,* volume 199, pp.429-434.

[13] Hernandez-Santana, V., Rodriguez-Dominguez, C.M., Fernández, J.E. & Diaz-Espejo, A. (2016). Role of leaf hydraulic conductance in the regulation of stomatal conductance in almond and olive in response to water stress. *Tree physiology*, 36(6), pp.725-735.

[14] Michael F. Atkinson, (2005). *Structural Defects Reference Manual for Low-Rise Buildings*. Taylor & Francis Group, pp.264.

[15] V Kamchoom, AK Leung Proc. (2018). A simplified modelling method of seasonal tree root-water uptake effects on pore-water pressure and ground subsidence. *Proc. of the 7th International Conference on Unsaturated Soils.*

[16] David Mašín, and Nasser Khalili. A hypoplastic model for mechanical response of unsaturated soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech,* volume32, Issue15, 25 October 2008, pp. 1903-1926.

[17] Kannica Yoothong, Lek Moncharoen, Pisuth Vijarnsona, and Hari Eswaran. Clay mineralogy of Thai soils. *Applied Clay Science*, volume 11, Issues 5–6, May 1997, pp. 357-371.

[18] กรมทรัพยากรธรณี. *แหล่งดินเหนียวในไทย*, หน้า 74-81.

[19] Suksun Horpibulsuk, Narongded Yangsukkaseam, Avirut Chinkulkijniwat, and Yan JunDu. Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite. *Applied Clay Science*, volume 52, Issues 1–2, April 2011, pp.150-159.

[20] Plaxis. *Scientific manual*, PLAXIS, The Netherlands.

[21] กรมทางหลวง. *มาตรฐานทางหลวงของกรมทางหลวง.*

[22] สาโรจน์ ดำรงศีล (2016). *การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน.* หน้า 25-47.

[23] มงคล จิราวัชรเดช (2014). *การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก.* สำนักพิมพ์ ตั้มซีวิล ดอท คอม. หน้า 244-263.

ผลกระทบจากการรบกวนตัวอย่างดินต่อพารามิเตอร์หน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ
Effects of Sampling Disturbance on Effective Strength Parameters of Soft Bangkok Clay

ณัฐสิทธิ์ ทองเลิศ[1], อภินิติ โชติสังกาศ[2]

[1] นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ nuttasit.t@ku.th
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ fengatj@ku.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้เสนอการศึกษาผลกระทบจากกระบวนการเก็บตัวอย่างดินต่อพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนในสภาวะไม่ระบายน้ำ (S_u) และหน่วยแรงประสิทธิผลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยศึกษารูปแบบการเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวนโดยใช้กระบอกเปลือกบางและพิจารณาวิธีการเก็บตัวอย่าง การขนส่ง และจัดเก็บรักษาตัวอย่าง ซึ่งมีอิทธิพลต่อหน่วยแรงประสิทธิผลของก้อนตัวอย่างดินและอาจทำให้มีค่าหน่วยแรงประสิทธิผลแตกต่างจากสภาวะในสนาม โดยใช้วิธีการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไร้ขอบเขตชนิดวัดแรงดูด (SUC) หรือแรงดันน้ำในโพรงดินที่มีค่าติดลบด้วยการประยุกต์ใช้เครื่องมือเทนซิโอมิเตอร์ตรวจวัดแรงดูดก้อนดินภายหลังการเก็บตัวอย่าง ซึ่งจะทำให้ทราบสภาวะของหน่วยแรงประสิทธิผลที่คงค้างในดินและทำการเปรียบเทียบกับการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (FVT) ซึ่งพบว่าค่า $S_{u,(FVT)}$ แบบไม่ถูกรบกวน ซึ่งปรับแก้ด้วยดัชนีพลาสติก (I_p) และไม่ปรับแก้ ให้ค่าสูงกว่า $S_{u,(SUC)}$ จากการทดสอบกำลังแรงอัดแบบไร้ขอบเขตประมาณ 40 % และ 50 % ตามลำดับ และ $S_{u,(SUC)}$ มีค่ามากกว่า $S'_{u,(FVT)}$ แบบ Remoulded ประมาณ 63 % แสดงให้ว่าหน่วยแรงประสิทธิผลคงค้างหรือแรงดูดของก้อนตัวอย่างดินมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิของมวลดินในที่เนื่องจากการรบกวนตัวอย่างดิน

Abstract

This paper presents the effects of sampling procedure on undrained shear strength (S_u) and the effective stress parameter of soft Bangkok clay collected using Shelby tube in Bangkok, Thailand. The influential factors on the effective stress parameters of undisturbed samples, considered in this study, are the method of sampling, transportation and storage. These factors can cause a difference in effective stress parameters from in-situ conditions to laboratory condition. In order to obtain the effective stress associated with undrained shear strength ($S_{u,(SUC)}$) in laboratory condition, undrained compression test was conducted and during testing tensiometers were used to measure soil suction or negative pore water pressure. Field vane shear test was used to measure the undrained shear strength ($S_{u,(FVT)}$) in in-situ state. According to the results it reveals that, when the Su value is modified using plastic index, undisturbed sample $S_{u,(FVT)}$ is larger than $S_{u,(SUC)}$ by 40 % and 50% respectively. However, $S_{u,(SUC)}$ is larger than remoulded $S'_{u,(FVT)}$ by 63%. These variances occurred due to the disturbance while sampling, storage and transportation.

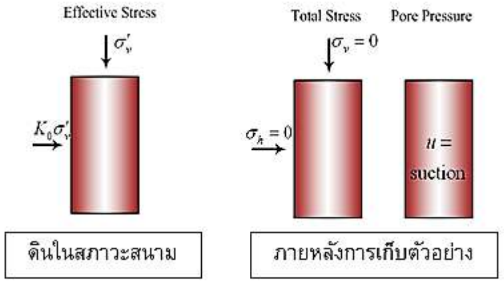
Keywords: sampling disturbance, soft clay, mean effective stress, negative pore water pressure, tensiometers

1. บทนำ

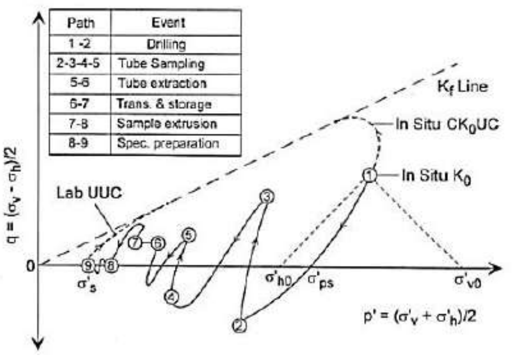
การทดสอบในห้องปฏิบัติการสำหรับงานวิศวกรรมปฐพีเพื่อหาพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, s_u) ของดินเหนียวจะได้มาจากการเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) ซึ่งถือว่าเป็นวิธีการเก็บตัวอย่างดินที่มีสภาพใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริง โดยใช้กระบอกอลูมิเนียมไร้รอยต่อเปลือกบาง (Thin-Wall หรือ Shelby Tube) ลักษณะของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะมีค่าเปลี่ยนแปลงไปในระหว่างการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (Perfect Undisturbed Sampling) ดังแสดงใน**รูปที่ 1** จะเห็นได้ว่าเมื่อตัวอย่างดินถูกเก็บขึ้นมาดินจะอยู่ในสภาวะ Undrained Unloading และ In - Situ Confining Effective Stress ส่วนหนึ่งจะมีค่าคงค้างอยู่ภายในตัวอย่างดินในรูปของแรงดันน้ำในโพรงดินที่มีค่าติดลบ (Negative Pore Water Pressure ($-u$) หรือ Suction) ซึ่งมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธิผลเฉลี่ย (Mean Effective Stress) แต่อย่างไรก็ตามการเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวนโดยไม่ส่งผลกระทบต่อปริมาตรดินและบริเวณพื้นที่ถูกเฉือนเป็นไปได้ยากในทางปฏิบัติ ส่งผลให้หน่วยแรงประสิทธิผลในดินเหนียวอ่อนมีค่าลดลงเนื่องจากการรบกวนดินจากกระบวนการจัดการ เช่น วิธีการเก็บตัวอย่างดิน การขนส่งและการเก็บรักษาตัวอย่าง การดันตัวอย่างดินและการขึ้นรูปตัวอย่างดินทดสอบดังแสดง**รูปที่ 2** ซึ่งส่งผลให้พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าลดลงกว่าสภาวะในสนาม

จากปัญหาที่กล่าวมาข้างต้น งานวิจัยฉบับนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อการเก็บตัวอย่างดินของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยการประยุกต์ใช้เครื่องมือที่เรียกว่า Tensiometer สำหรับวัดแรงดันน้ำ

ด้านลบ การตรวจวัดของก้อนดินภายหลังการเก็บตัวอย่างจะทำให้ทราบสภาวะของหน่วยแรงประสิทธิผล (Residual หรือ Mean Effective Stress) ในดินทำให้เกิดความเข้าใจและการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมปฐพีมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น



รูปที่ 1 พฤติกรรมของดินในสภาวะก่อนและหลังจากเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน (วศัน และ อภินิติ, 2551)

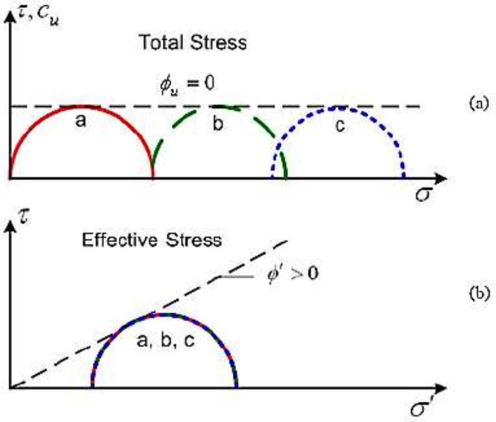


รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงวิถีความเค้นในกระบวนการเก็บตัวอย่างดิน (Ladd et al., 1987)

2. วิธีการวิจัย

2.1 *ทฤษฎี*

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained Shear Strength, s_u) เป็นคุณสมบัติทางด้านกำลังรับแรงที่สำคัญของดินเหนียวในการวิเคราะห์การวิบัติในมวลดินแบ่งเป็น 2 รูปแบบ คือ การวิเคราะห์หน่วยแรงรวม (Total Stress Analysis) จะพิจารณาเฉพาะหน่วยแรงรวม ซึ่งรวมผลจากแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในขณะที่มีหน่วยแรงภายนอกเข้ามากระทำกับมวลดินจะทำให้ดินไม่สามารถระบายน้ำออกได้ทันจึงไม่จำเป็นต้องพิจารณาถึงผลกระทบจากแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในแนวโน้มที่เพิ่มหรือลดลงดังแสดง**รูปที่ 3a** และการวิเคราะห์หน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Analysis) จะสามารถวิเคราะห์ได้เมื่อทราบค่าแรงดันน้ำในดิน (Pore Pressure, u) โดยพารามิเตอร์ที่ได้จากการวิเคราะห์ในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผล ความเชื่อมแน่นประสิทธิผล (c') และมุมแรงเฉือนประสิทธิผล (ϕ') จะถูกตั้งสมมุติฐานว่าเป็นคุณสมบัติประจำตัวของดินและจะไม่ค่อยเปลี่ยนแปลงกับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นดังแสดง**รูปที่ 3b**



รูปที่ 3 เส้นขอบเขตวิบัติของดินเหนียว (a) ในรูปหน่วยแรงรวมและ (b) หน่วยแรงประสิทธิผล (วศัน และ อภินิติ, 2551)

แต่อย่างไรก็ตามค่า s_u ก็ไม่ถือว่าเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของดิน อันเนื่องจากผลกระทบหลายปัจจัย เช่น การรบกวนตัวอย่างดิน ซึ่งส่งผลกระทบต่อโครงสร้างของดิน (Soil Structure) หากโครงสร้างของดินถูกทำลายระหว่างกระบวนการเก็บตัวอย่างดินหรือการเตรียมตัวอย่างดินสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการก็จะเป็นไปไม่ได้ที่ตัวอย่างดินนี้จะเป็นตัวแทนของดินในสนาม

การรบกวนตัวอย่างดินมีสาเหตุหลักมาจากการนำตัวอย่างดินขึ้นมาจากระดับความลึกเดิมทำให้ดินอยู่ในสภาวะ Undrained Unloading ซึ่งมีสมมุติฐานว่าตัวอย่างดินไม่เกิดการบวมตัว (Swelling) แรงดันน้ำด้านลบจึงเกิดขึ้น ซึ่งแรงดันน้ำในโพรงดินที่มีค่าติดลบเป็นค่าที่แสดงถึงแรงตึงผิวของน้ำในมวลดินในสภาวะที่ไม่มีการระเหยของน้ำ เกี่ยวข้องกับปรากฏการณ์คาพิลลารี (Capillary) เป็นปรากฏการณ์ที่แรงตึงผิวของน้ำทำให้เกิดการโค้งเว้าเข้าหากัน ณ จุดเชื่อมต่อเม็ดดินระหว่างสองอนุภาคและเกิดเป็นแรงยึดเหนี่ยวระหว่างอนุภาคเม็ดดินขึ้น ซึ่งแรงดันน้ำแบบเมทริกซ์ (Matric Suction, s) (สมการที่ 1) เกิดจากความแตกต่างระหว่างแรงดันอากาศ (u_a) กับความดันของน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดิน (u_w)

$$s = u_a - u_w \tag{1}$$

สยาม (2557) ได้อธิบายถึงสาเหตุในแต่ละกระบวนการของการเก็บตัวอย่างยังส่งผลกระทบต่อตัวอย่างดินในแบบต่างๆดังนี้

2.1.1 Sampling Disturbance

เกิดขึ้นที่สภาพความชื้นคงที่โดยมีสาเหตุ 2 ประการ คือ การลดลงของ Total in-situ stress และการเสียรูปทางกล (Soil Structure Disturbance) เนื่องมาจากกระบวนการเก็บตัวอย่างดิน (McManis, 1975) ได้อธิบายกระบวนการดังกล่าวสามารถเกิดขึ้นได้ทั้งก่อนและหลังการเก็บตัวอย่าง โดยปกติการรบกวนตัวอย่างจะถูกจำกัดอยู่ที่ด้านบนสุดของตัวอย่างดินแต่เมื่อ

ตัวอย่างถูกแยกออกจากใต้ผิวดิน ดินที่อยู่ส่วนล่างจะถูกรบกวน Clayton et al. (1998) ได้พิจารณาอัตราส่วนของพื้นที่ของกระบอกเก็บตัวอย่างและองศาขอบตัดของกระบอกมีอิทธิพลอย่างมากต่อกลไกการเสียรูปที่เกิดขึ้นระหว่างการเก็บตัวอย่าง

2.1.2 Sampler Disturbance

เกิดจากการแตกของการเชื่อมติดกันระหว่างอนุภาคของดิน (สยาม, 2557; Pineda, 2016) ได้อธิบายการเก็บตัวอย่างโดยใช้ Tube Sampling ทำให้ดินเกิดการรับแรงแบบ Compression, Extension และ Compression รอบที่สองในกรณีการอัดขึ้นรูป (Extrusion) อีกทั้งยังเกิด Shear Strain ที่บริเวณผิวของตัวอย่างดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับทิศทางการดันตัวอย่างดิน

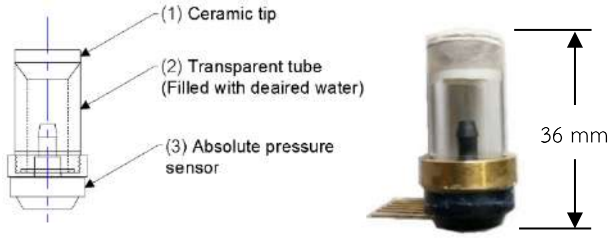
นอกจากนี้การเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เช่น วิธีการเก็บตัวอย่าง, การขนส่ง, การเก็บรักษาตัวอย่าง และการตัดแต่งตัวอย่าง กระบวนการเหล่านี้ยังเป็นสาเหตุให้หน่วยแรงประสิทธิผลในตัวอย่างดินลดลงอย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในสนาม และส่งผลกระทบต่อพารามิเตอร์ s_u ด้วยเช่นกัน (Tanaka and Tanaka, 2006)

2.2 *Tensiometer*

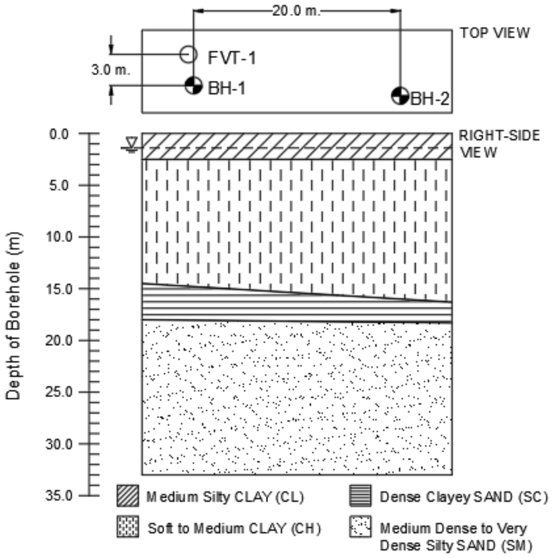
เทนซิโอมิเตอร์ คือ อุปกรณ์ตรวจวัดแรงดึงดูดน้ำแบบเมทริกซ์ ในประเทศไทยได้ถูกพัฒนาขึ้นโดย อภินิติ และ วิษณุพงศ์ (2551) ด้วยการประยุกต์ใช้เซ็นเซอร์วัดแรงดันเทคโนโลยีระดับจุลภาค (Micro-Electro-Mechanical Systems Technology, MEMS) ซึ่งเป็นเซ็นเซอร์ชนิด Single Silicon Piezoresistive ที่ให้ผลมีความไวสูง ที่มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ให้ชื่อว่า KU – Tensiometer ชนิดแรงดูดต่ำ (Low Suction) ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ได้กับการทดลองที่หลากหลายเนื่องจากเซ็นเซอร์มีขนาดเล็กโดยมีช่วงวัดแรงดึงดูดที่สามารถใช้งานได้ดีอยู่ในช่วง 0 – 90 กิโลปาสคาล หรือ 0.0 – 0.9 บาร์ ขึ้นอยู่กับชนิดของเซ็นเซอร์และค่า Air Entry Value ของถ้วยหินพรุนที่ใช้ โดยมีองค์ประกอบหลักสำคัญ 3 ส่วนคือ 1. ถ้วยหินพรุนเซรามิค 2. หลอดพลาสติก 3. อุปกรณ์วัดแรงดัน แสดงใน**รูปที่ 4** โดยขณะที่ทำการทดสอบภายในอุปกรณ์ทุกส่วนต้องมีน้ำบรรจุอยู่เต็มช่องว่างปราศจากฟองอากาศ ซึ่งหากภายในอุปกรณ์มีฟองอากาศเกิดขึ้นจะส่งผลให้ประสิทธิภาพการส่งถ่ายแรงดึงลดลง โดยถ้วยหินพรุนเซรามิคจะทำหน้าที่เป็นตัวกลางส่งถ่ายแรงดึงระหว่างน้ำในมวลดินและน้ำภายในอุปกรณ์วัดแรงดัน เมื่อเข้าสู่สภาวะสมดุลแรงดันน้ำภายในอุปกรณ์วัดแรงดันจะมีค่าแรงดันน้ำด้านลบเช่นเดียวกับแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นในดิน

2.3 *สภาพชั้นดิน (Soil Profile)*

ในการศึกษานี้ได้ดำเนินการเจาะสำรวจชั้นดินเพื่อใช้ในการออกแบบฐานรากสำหรับการก่อสร้างบ้านพักอาศัย ในพื้นที่ เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ ด้วยวิธี Standard Penetration Test (SPT) จำนวน 2 หลุม มีระดับน้ำใต้ดินที่ความลึก 1.7 เมตร โดยใช้เกณฑ์การจำแนกดินด้วยระบบ Unified Soil Classification System (USCS) พื้นที่ทั้งหมดมีหน้าดินเป็นชั้นดินที่ 1 ดินเหนียวปนตะกอน (CL) แข็งปานกลาง (SPT ≈ 6 – 9) หนาประมาณ 2.5 – 3 เมตร ชั้นดินที่ 2 ชั้นดินเหนียว (CH) อ่อนถึงแข็งปานกลาง หนาประมาณ 12 – 13.5 เมตร ชั้นดินที่ 3 เป็นชั้นดินทรายปนดินเหนียว (SC) แน่นปานกลางถึงแน่น (SPT ≈ 9 – 37) หนาประมาณ 1.5 – 2 เมตร ชั้นดินที่ 4 วางตัวอยู่ระดับความลึกประมาณ 18 เมตรลงไป เป็นชั้นทรายปนดินตะกอน (SM) แน่นปานกลางถึงแน่นมาก (SPT ≈ 22 – 80) ดังแสดงรายละเอียด**รูปที่ 5**



รูปที่ 4 อุปกรณ์วัดค่าแรงดึงดูดเมทริกซ์ (KU – Tensiometer)



รูปที่ 5 สภาพชั้นดินโดยรวมบริเวณพื้นที่ศึกษา เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ

2.4 *การเก็บตัวอย่างดิน (Sampling Method)*

ตัวอย่างดินเหนียวกรุงเทพฯถูกนำมาทดสอบ โดยการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวนด้วยโครงสามขา (Portable Tripod) การขุดเจาะแบบฉีดล้าง (Wash Boring) ใช้กระบอกอลูมิเนียมเปลือกบางไร้รอยต่อ (Shelby Tube) เส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 นิ้ว ยาว 50 เซนติเมตร ความลึก 2 – 12 เมตร ตัวอย่างดินจะถูกหุ้มด้วยพาราฟินภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดินที่หัวและท้ายของกระบอกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น จากนั้นตัวอย่างดินจะเข้าสู่กระบวนการตรวจวัดแรงดูดในแต่ละขั้นตอนตามลำดับโดยใช้ Tensiometer และ Data Logger ในการเก็บข้อมูล

2.4.1 ภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดิน (Sampling Tube on Site)

ตัวอย่างดินถูกตรวจวัดที่ด้านปลายคมตัดของกระบอกเก็บตัวอย่าง โดยใช้ระยะเวลาในการตรวจวัด 15 – 30 นาที หรือจนกว่าค่าจะเข้าสู่ภาวะสมดุล ดังแสดง**รูปที่ 6a**

2.4.2 การขนส่งและเก็บรักษา (Transportation & Storage)

ตัวอย่างดินจะถูกขนส่งมาที่ห้องปฏิบัติการวิศวกรรมปฐพี มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ตัวอย่างดินจะถูกตรวจวัดที่ด้านปลายคมตัดของกระบอก โดยใช้ระยะเวลา 14 วัน ค่าที่ทำการตรวจวัดจึงเข้าสู่สมดุล ดังแสดง**รูปที่ 6b**

2.4.3 การอัดขึ้นรูป (Extrusion)

กระบอกเปลือกบางที่ภายในบรรจุตัวอย่างดินจะถูกนำมาดันตัวอย่างดินออก โดยแม่แรงไฮดรอลิค (Hydraulic Jack) และตัดแบ่งตัวอย่างดินออกเป็นก้อน ความสูงตัวอย่างละ 10 เซนติเมตร ด้วยเลื่อยเส้นลวด (Wire Saw) ก่อนจะหุ้มตัวอย่างดินด้วย Plastic Wrap 4 ชั้น และ Aluminum Wrap 4 ชั้น ตามลำดับ ค่าแรงดูดของตัวอย่างจะถูกตรวจวัดโดยใช้ระยะเวลา 7 วัน ดังแสดง**รูปที่ 6c**

2.4.4 การตัดแต่งตัวอย่างดิน (Trimming)

ตัวอย่างดินที่ถูกตัดแต่งด้วยโครงตัดแต่งตัวอย่างดิน (Trimming Frame) เสร็จสิ้นแล้วจะถูกนำมาตรวจวัดแรงดูดก่อนจะทำการทดสอบ S–UC (Suction - Monitored Unconfined Compression Test) โดยใช้ระยะเวลาตรวจวัด 15 – 30 นาที ดังแสดง**รูปที่ 7**

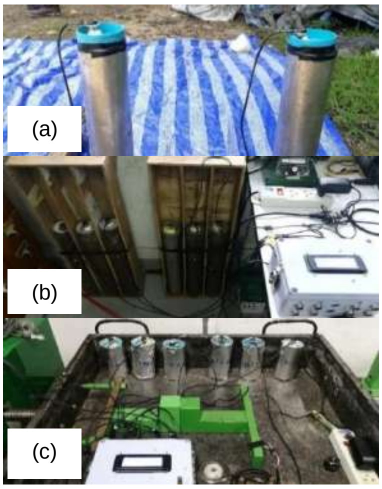
2.5 *Suction - Monitored Unconfined Compression Test (S-UC)*

วศัน และ อภินิติ (2551) ได้นำเสนอการทดสอบหาพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนในรูป Effective Stress โดยใช้การทดสอบแบบ Unconfined Compression Test ซึ่งมีการวัดแรงดันน้ำภายในช่องว่างดินที่เป็นลบ ซึ่งสมมุติฐานในการวิเคราะห์นี้คือค่า Effective Stress ของดินเหนียวอ่อนที่อิ่มตัวด้วยน้ำมีค่าเท่ากับหน่วยแรงประสิทธ์ผลของดินในสนาม พารามิเตอร์ในรูปแบบหน่วยแรงประสิทธิผล ได้แก่ c' และ ϕ' จะได้มาจากความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงประสิทธิผลซึ่งแยกแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นออกจากการวิเคราะห์ทำให้สามารถพิจารณากำลังรับแรงเฉือนของดินที่สภาวะแรงดันน้ำแตกต่างกันได้ โดยการเปลี่ยนแปลง Effective Stress ของตัวอย่างดินด้วยการเพิ่ม Suction (ทำให้ดินแห้ง) หรือลด Suction (ทำให้ดินเปียก) ในช่วงการทดสอบแรงดันน้ำที่เกิดขึ้นภายในช่องว่างของดินจะมีค่าเป็นลบ เมื่อพิจารณาจากรูปแบบทางเดินของเส้นหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress Path) ในระหว่างการทดสอบในรูปแบบ MIT Stress Path สามารถแสดงได้ดังสมการที่ (2) และ (3) ตามลำดับ

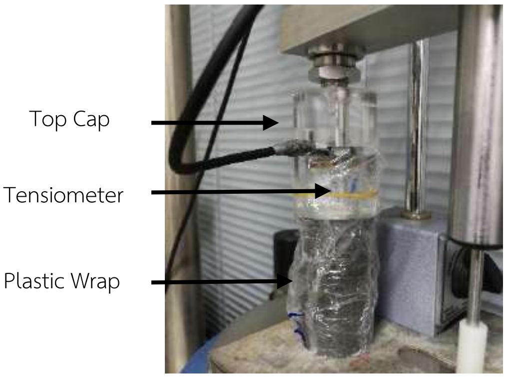
$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \qquad (2)$$

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad (3)$$

เมื่อ p' *คือ* Mean Stress, q *คือ* Deviatoric Stress, σ_1 *คือ* Major Principal Stress *และ* σ_3 *คือ* Minor Principal Stress



รูปที่ 6 การตรวจวัด Suction (a) ภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดิน (b) การขนส่งและการเก็บรักษา (c) การอัดขึ้นรูป



รูปที่ 7 การตรวจวัด Suction หลังจากตัดแต่งตัวอย่างดิน

สำหรับขั้นตอนการทดสอบ S–UC แบ่งได้ 2 กรณีตามลำดับดังนี้

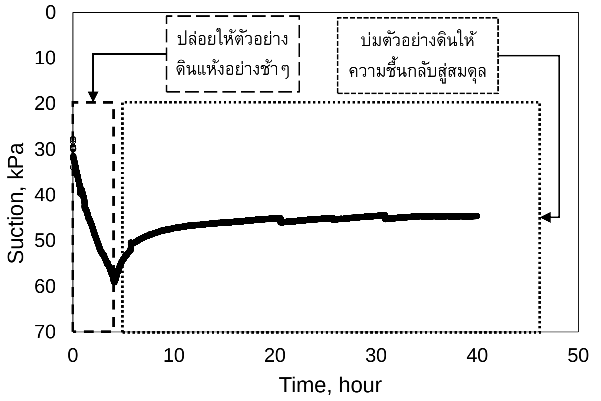
2.5.1 Natural Suction Test

เป็นการทดสอบที่ความชื้นสนามโดยนำ Tensiometer ติดตั้งลงใน Top cap ซึ่งภายในมีสปริงทำหน้าที่ปรับสมดุลระหว่างผิวของหินพรุนกับผิวของดินให้สัมผัสกันพอดีโดยไม่เกิดแรงกดที่จะทำลายตัวอย่างดิน วาง Top Cap ไว้บนตัวอย่างดิน จากนั้นรอให้ค่า Suction เข้าสู่สมดุล

2.5.2 Varying Suction Test

เป็นการทดสอบด้วยการเปลี่ยนแปลงแรงดูดของดินโดยการทำให้ตัวอย่างดินเปียก (ลด Suction) ทำให้แห้ง (เพิ่ม Suction แสดงดัง**รูปที่ 8**) จากนั้นนำตัวอย่างดินไปบ่มไว้ในห้องควบคุมอุณหภูมิเพื่อให้ค่า Suction ปรับเข้าสู่สมดุล

Shearing Stage เป็นขั้นตอนต่อเนื่องจากการทดสอบทั้ง 2 กรณี ด้วยการนำดินมาเฉือน ใช้อัตราการเฉือนที่ 0.1 มิลลิเมตรต่อนาที (วศัน และ อภินิติ, 2551) ซึ่งพบว่าเป็นอัตราที่แรงดันน้ำกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอทั้งตัวอย่าง โดยในระหว่างการเฉือนจะมีการบันทึกค่า Suction ตลอดจนสิ้นสุดการทดสอบและเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นระหว่างการทดสอบจะใช้ Plastic Wrap หุ้มรอบตัวอย่าง



รูปที่ 8 การทดสอบ S-UC โดยการเปลี่ยนแปลงแรงดึงดูด

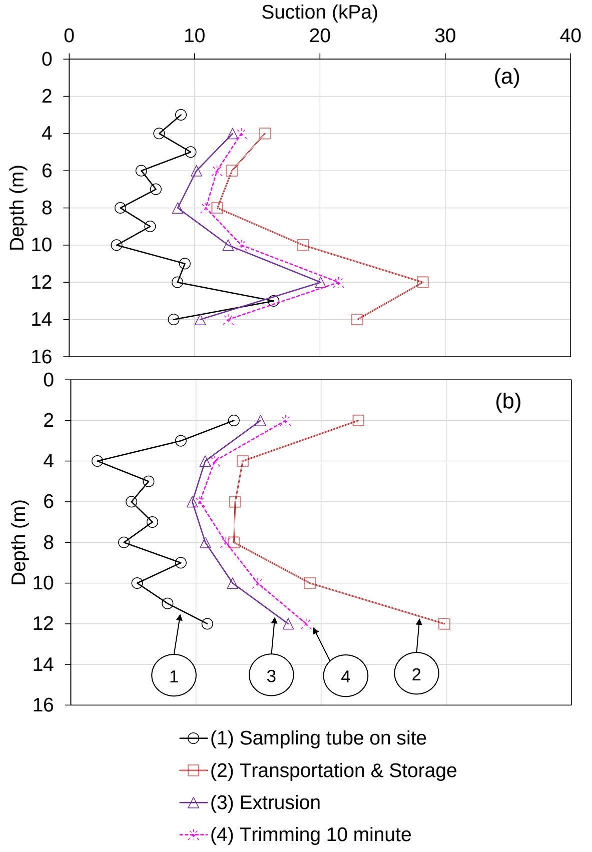
3. ผลการทดสอบ

ผลการทดสอบการตรวจวัด Suction ในแต่ละขั้นตอนการเก็บตัวอย่างดินของหลุมเจาะที่ 1 ดังแสดง**รูปที่ 9a** และหลุมเจาะที่ 2 ดังแสดง**รูปที่ 9b** พบว่าภายหลังจาก (1) การเก็บตัวอย่างดิน Suction ที่ตรวจวัดได้มีค่าต่ำอันเนื่องมาจากวิธีการเก็บตัวอย่างทำให้ดินเกิดการรับแรงแบบ Compression, Extension และ Shear Strain ที่บริเวณผิวและปลายคมตัดจากกรณีการบิดตัวอย่างดินให้แยกออกจากดินเดิม อัตราการเฉือนที่ไม่คงที่ที่เกิดจากการเก็บตัวอย่างดินโดยใช้โครงสร้างสามขาที่ไม่มีระบบไฮโดรลิคใช้ในการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวนจึงทำให้ต้องใช้น้ำหนักจากคนหรือตุ้มตอกช่วยส่งกระบอกลงสู่ชั้นดินนำไปสู่การเสียรูปของตัวอย่างดินในที่สุด

จากผลดังกล่าวยังส่งผลต่อแรงดันน้ำในตัวอย่างดินให้มีค่าเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ค่า Suction ที่ตรวจวัดได้มีค่าลดต่ำลง

(2) การขนส่งและเก็บรักษา ตัวอย่างดินจะถูกเก็บในห้องที่ไม่มีการควบคุมอุณหภูมิเป็นเวลา 14 วัน พบว่า Suction มีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการกระจายตัวของความชื้น, การเข้าสู่สมดุลของ Suction และผลกระทบจากอุณหภูมิที่มีการเปลี่ยนแปลง โดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นในช่วงเวลาที่อุณหภูมิลดต่ำลงและสูงขึ้นในช่วงที่อุณหภูมิต่ำดังแสดง**รูปที่ 10**

(3) อัดขึ้นรูป ตัวอย่างดินถูกตรวจวัด Suction ที่จุดเดิมของตัวอย่างแต่ละความลึก เป็นระยะเวลา 7 วัน ในห้องที่ไม่มีการควบคุมอุณหภูมิ โดย Suction ที่ตรวจวัดได้มีแนวโน้มที่ลดลงเป็นผลมาจากดินเกิดการรับแรงแบบ Compression และ Shear Strain ที่รอบข้างของตัวอย่างจากทิศทางในการดันดินออกจากกระบอก ตัวอย่างถูกดันออกในทิศทางเดียวกับการเก็บตัวอย่าง (ปลายคมตัด) ส่งผลให้ดินเกิดแรงเฉือนขึ้นระหว่างผิวของตัวอย่างกับผิวที่ปลายของกระบอก โดยที่ด้านบนของกระบอกจะเกิดการเฉือนที่รุนแรงเนื่องจากระยะทางของการเก็บตัวอย่างดินและการดันดินออกซึ่งเป็นสาเหตุให้ Suction มีค่าลดลง

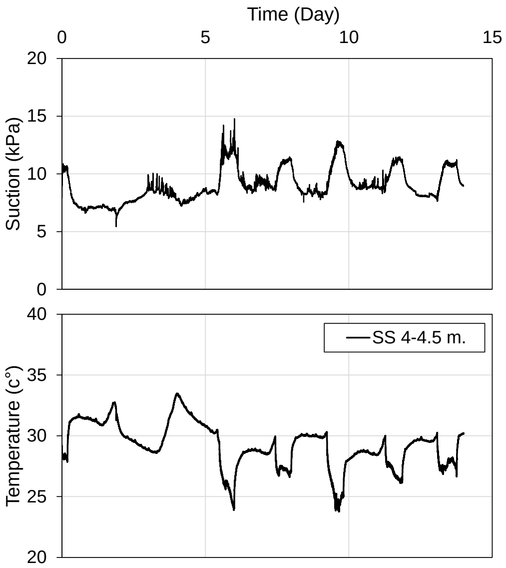


รูปที่ 9 การเปลี่ยนแปลง Suction ภายหลังจากการเก็บตัวอย่างดิน (a) หลุมเจาะที่ 1 (b) หลุมเจาะที่ 2

(4) การตัดแต่งตัวอย่างดิน ในขั้นตอนนี้จะใช้เวลา 10 นาที โดยเฉลี่ย ในระหว่างนี้ตัวอย่างดินจะมีการสูญเสียความชื้นทำให้ Suction มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อย ผลการทดสอบพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Suction – Monitored Unconfined Compression Test ($S_{u,(SUC)}$) ใน**ตารางที่ 1** แสดงให้เห็นว่าที่ Suction แตกต่างกันจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าเปลี่ยนแปลงไป เมื่อ Suction มีค่าเพิ่มขึ้นจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นตาม โดยในระหว่างการเฉือนแรงดันน้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นในช่วงแรกและจะเริ่มคงที่เมื่อถึงจุด Critical State แสดงใน**รูปที่ 11**

การทดสอบอิทธิพลจากการรบกวนตัวอย่างต่อพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ $S_{u,(SUC)}$ โดยเปรียบเทียบกับการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด (Field Vane Shear Test, $S_{u,(FVT)}$) จะเห็นได้ว่าผลกระทบจากการรบกวนระหว่างการเก็บตัวอย่างเปลือกบางส่งผลให้พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำจากห้องปฏิบัติการมีค่าต่ำกว่าประมาณ 50 % (Undisturbed), 40 % (Correct) และมีค่าสูงกว่าแบบ Remoulded ประมาณ 63 % แสดงใน**รูปที่ 12** โดยดินที่มีค่า

ความไว (Sensitivity) สูงจะมีแนวโน้มที่ค่ากำลังแรงเฉือนจะลดต่ำลงดังแสดงใน**รูปที่** 13



รูปที่ 10 การเปลี่ยนแปลง Suction เนื่องจากอุณหภูมิ

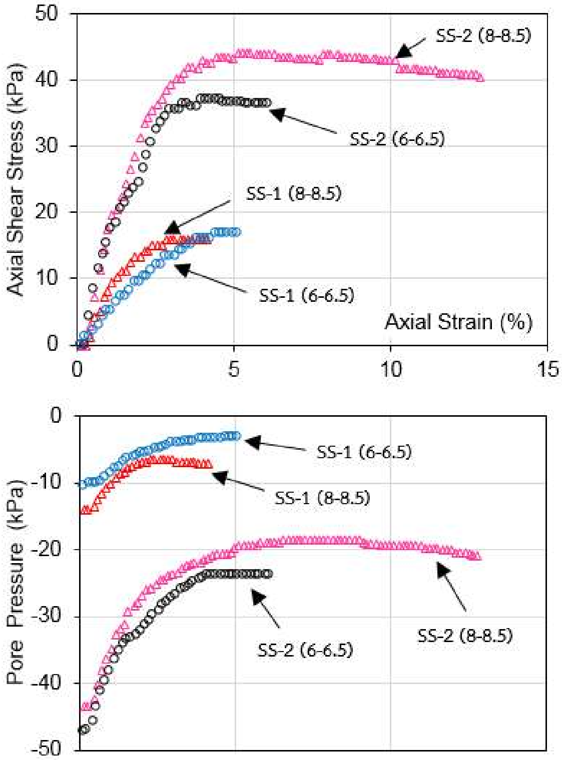
ตารางที่ 1 ผลการทดสอบ Suction – Monitored Unconfined Compression Test

Soil Sample	Depth (m)	s_i (kPa)	w_i (%)	w_f (%)	Sr (%)
SS-1	6-6.5	10.45	82.27	79.22	99.68
SS-2	6-6.5	47.31	78.79	77.27	97.46
SS-1	8-8.5	14.24	72.23	70.02	98.80
SS-2	8-8.5	43.58	69.79	67.82	98.82

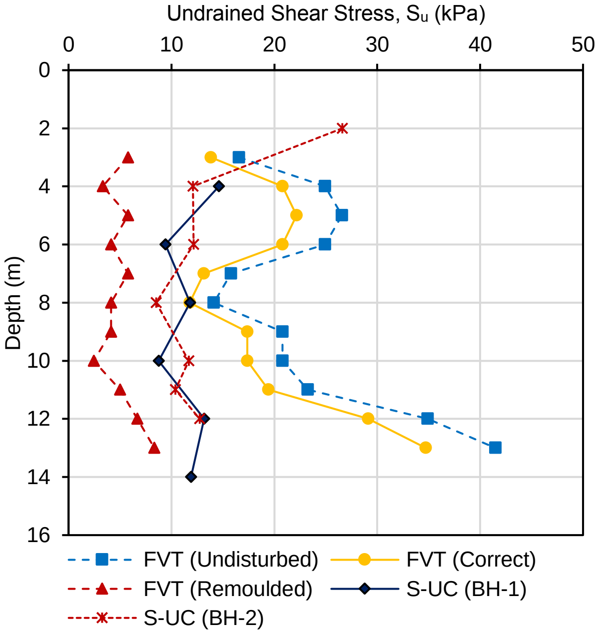
เมื่อ s_i คือ Initial Suction, w_i คือ Initial Water Content, w_f คือ Final Water Content และ Sr คือ Degree of Saturation

4. สรุป

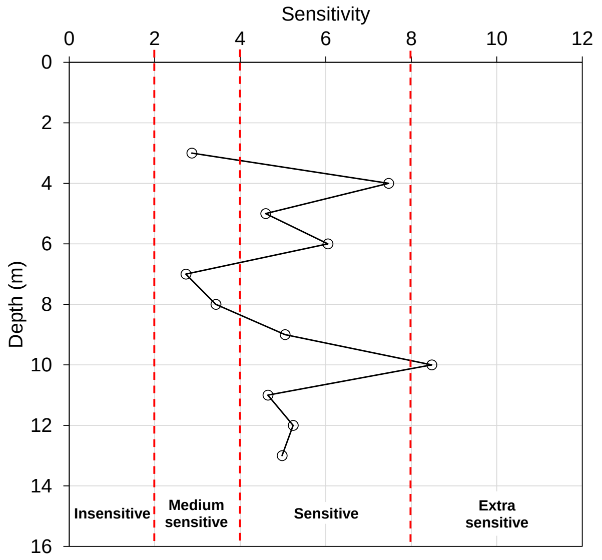
งานวิจัยนี้เป็นการประยุกต์ใช้อุปกรณ์ Tensiometer กับการทดสอบ Suction – Monitored Unconfined Compression Test ในการประเมินคุณภาพของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่ได้จากการเก็บตัวอย่างแบบไม่ถูกรบกวน โดยการตรวจวัดแรงดันน้ำด้านลบของก้อนดินภายหลังจากการเก็บตัวอย่าง ซึ่งพบว่าค่า $S_{u,(FVT)}$ แบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed) ให้ค่าสูงกว่า $S_{u,(SUC)}$ จากการทดสอบกำลังแรงอัดแบบไร้ขอบเขตประมาณ 50 % และเมื่อปรับแก้ $S_{u,(FVT)}$ ด้วยค่า Plasticity Index (I_p) ของดิน (Correct) จะมีค่า 40 % นอกจากนั้นยังพบว่า $S_{u,(SUC)}$ มีค่ามากกว่า $S_{u,(FVT)}$ แบบ Remoulded ($S'_{u,(FVT)}$) ประมาณ 63 % แสดงให้เห็นว่าหน่วยแรงประสิทธิผลคงค้างหรือแรงดูดของก้อนตัวอย่างดินมีค่าน้อยกว่าหน่วยแรงประสิทธิของมวลดินในสนามเนื่องจากการรบกวนตัวอย่างดิน โดยดินที่มีค่าความไวสูงจะมีแนวโน้มที่ค่ากำลังแรงเฉือนจะลดต่ำลงมากกว่าดินที่มีค่าความไวต่ำ



รูปที่ 11 กราฟผลการทดสอบ S-UC แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นเบี่ยงเบนและแรงดันน้ำกับความเครียด



รูปที่ 12 พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำระหว่างการทดสอบ S-UC กับ FVT



รูปที่ 13 ความไวของดินจากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด

เอกสารอ้างอิง

[1] วศัน สุทธินุ่น และ อภินิติ โชติสังกาศ (2551). การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนประสิทธิผลของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยการทดสอบ Unconfined Compression Test ชนิดวัดแรงดูด Suction. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 13*, พัทยา, 14-16 พฤษภาคม 2551, หน้า 233-238.

[2] อภินิติ โชติสังกาศ และ วิษณุพงศ์ พ่อลิละ (2551). การพัฒนาเครื่องมือวัดศักย์แรงดูดน้ำในดิน. *การประชุมวิชาการของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ครั้งที่ 46*, กรุงเทพฯ, 29 มกราคม - 1 กุมภาพันธ์ 2551, หน้า 48-55.

[3] สยาม ยิ้มศิริ (2557). *การศึกษากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำที่ถูกทำให้เข้าสู่ภาวะปกติของดินเหนียวกรุงเทพฯภายใต้สภาวะอัดตัวคายน้ำแบบปกติ*. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา, ชลบุรี.

[4] Clayton, C. R. I., Siddique, A. and Hopper R. J. (1998). Effects of Sampler Design on Tube Sampling Disturbance — Numerical and Analytical Investigations. *Géotechnique 48*, No. 6, pp.847-867.

[5] McManis, L.K. (1975). *The Effects of Conventional Soil Sampling Methods on the Engineering Properties of Cohesive Soils in Louisiana*. Ph. D. Dissertation, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College.

[6] Pineda, J., X. Liu and S. Sloan (2016). Effects of Tube Sampling In Soft Clay: A Microstructural Insight. *Géotechnique 66*, No. 12, pp.969-983.

[7] Tanaka, H. and M. Tanaka. (2006). Main Factors Governing Residual Effective Stress for Cohesive Soils Sampled by Tube Sampling. *Soil and foundations Japanese geotechnical society 46*, No. 2, pp.209-219.

คุณสมบัติของดินลูกรังแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาสำหรับวัสดุงานทาง

Properties of lateritic soil replaced by bottom ash for highway material

อรฑิฌา จันทร์สิงห์[1] และ วีรยา ฉิมอ้อย[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี

Email address: ontichajunsing@gmail.com[1] , sweeraya@engr.tu.ac.th[2]

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ต้องการศึกษาการนำเถ้าก้นเตาซึ่งเป็นวัสดุพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าในการแทนที่ดินลูกรังสำหรับชั้นรองพื้นทางหรือชั้นพื้นทาง โดยคัดขนาดดินลูกรังตามมาตรฐานรองพื้นทาง ทล.-ม. 205/2532 Type B และ Type D และเถ้าก้นเตาจากโรงไฟฟ้าบีแอลซีพี จังหวัดระยอง สัดส่วนการแทนที่เถ้าก้นเตาของ Type B ที่ร้อยละ 10, 20, 30, 40 และ 50 และของ Type D ที่ร้อยละ 10, 20, 30, 40, 50 และ 60 โดยศึกษาคุณสมบัติด้านกายภาพ การบดอัด กำลังรับน้ำหนักด้วยการทดสอบ California Bearing Ratio และกำลังรับแรงเฉือนตรงด้วยการทดสอบ Direct Shear สำหรับคุณสมบัติการบดอัดพบว่าค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดของดินลูกรังผสมเถ้าก้นเตามีค่าลดลงเมื่ออัตราส่วนการแทนที่เถ้าก้นเตามากขึ้น แต่ค่าความชื้นเหมาะสมเพิ่มขึ้น สำหรับดินทั้งสองชนิด และผลการทดสอบคุณสมบัติด้านกำลังรับน้ำหนัก พบว่าเมื่อผสมเถ้าก้นเตาที่สัดส่วนการแทนที่ร้อยละ 30 ของดิน Type B และที่อัตราส่วนการแทนที่ร้อยละ 50 ของดิน Type D จะให้ค่า CBR สูงสุด โดยมีค่าผ่านมาตรฐานชั้นรองพื้นทางและชั้นพื้นทาง และการแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตามีผลทำให้ค่ามุมเสียดทานภายในและแรงยึดเหนี่ยวมีค่าลดลงไม่มากนักตามปริมาณเถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้น แสดงว่าเถ้าก้นเตาสามารถนำมาใช้แทนที่ดินลูกรังสำหรับวัสดุงานทาง

คำสำคัญ: ดินลูกรัง, เถ้าก้นเตา, วัสดุงานทาง, ค่าCBR, การบดอัด

Abstract

This research aims to study the use of bottom ash which is a by-product from power generation process as a replacement of lateritic soil for base or sub-base. The grain size distributions of lateritic soil were selected as Type B and C based on the subbase standard of Highway Department. The bottom ash was obtained from BLCP power plant, Rayong. The bottom ash replacement ratio is 10, 20, 30, 40 and 50 percent for Type B and that of 10, 20, 30, 40, 50 and 60 percent for Type D. The physical properties, compaction properties and strength using California Bearing Ratio test and Direct Shear test of lateritic soil and lateritic soil replaced with bottom ash were investigated. It is found that the maximum dry density decreased with the increasing of the replacement ratio whereas the optimum water content increased with the increasing of the replacement ratio for both types of soil. For the results of CBR test, it was found that when lateritic soil replaced by bottom ash at 30 percent for type B and 50 percent for type D showed the highest CBR values which passed the subbase condition. Moreover, the bottom ash has little effect on internal friction angle and cohesion, both values slightly decreased with the increasing of replacement ratio. It can be concluded that bottom ash can be used as replacement of lateritic soil for highway material.

Keywords: Lateritic Soil, Bottom ash, Highway material, CBR, Compaction

1. คำนำ

เนื่องจากเถ้าลอย เถ้าก้นเตา และยิปซั่ม เป็นผลผลิตจากกระบวนการผลิตกระแสไฟฟ้าโดยใช้ถ่านหิน ซึ่งในปัจจุบันเถ้าลอยสามารถนำมาแทนที่ซีเมนต์ในงานคอนกรีต สำหรับเถ้าก้นเตายังไม่เป็นที่นิยมใช้ด้วยขนาดที่ไม่สม่ำเสมอ มีความชื้นและความพรุนสูง ซึ่งจะถูกนำไปทิ้งโดยการฝังกลบหรือถ้าจะนำมาใช้งานจะต้องผ่านกระบวนการบดให้ละเอียด ซึ่งทั้งสองกระบวนการทำให้มีค่าใช้จ่ายที่สูงขึ้น แต่ในอุตสาหกรรมการก่อสร้าง ยังมีโครงสร้างที่ใช้วัสดุธรรมชาติในก่อสร้าง เช่น คันทาง เขื่อนดิน โดยเฉพาะอย่างยิ่งงานถนน ในการก่อสร้างหรือซ่อมบำรุงนั้นต้องใช้วัสดุ หิน ทราย หรือดินลูกรัง ในส่วนโครงสร้างชั้นทางเป็นจำนวนมาก ซึ่งเถ้าก้นเตามีการกระจายขนาดอยู่ในช่วงที่เป็นทราย จึงมีความเป็นไปได้ในการนำมาใช้แทนที่วัสดุธรรมชาติในโครงสร้างชั้นทาง เป็นแนวทางในการลดค่าใช้จ่ายในการกำจัดวัสดุเหลือทิ้งและเป็นการนำวัสดุเหลือทิ้งมาใช้ประโยชน์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

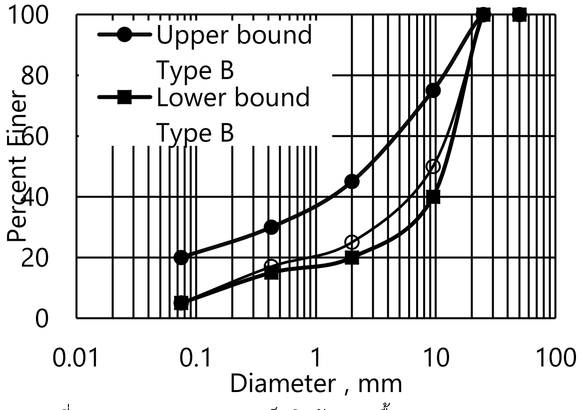
ที่ผ่านมาได้มีการศึกษาวิจัยถึงความเป็นไปได้ในการนำเถ้าก้นเตามาใช้เป็นวัสดุในชั้นพื้นทางและชั้นรองพื้นทางอยู่พอสมควรทั้งการใช้เฉพาะเถ้าก้นเตา (Cabrera, et al., 2014) หรือศึกษาโดยมีวัสดุผสมเพิ่มเช่น หินฝุ่น ซีเมนต์ ปูนขาว (ชูศักดิ์, 2556) หรือนำเถ้าก้นเตามาใช้เป็นวัสดุเพื่อปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังหรือดินเหนียว (กิตติศักดิ์ และ ประทีป, 2556, Balachowski and Sikora, 2013, Cabrera, et al., 2018, ปณิดาภา และ จุฑามาศ, 2561) แต่ก็ยังไม่มีการนำเถ้าก้นเตามาใช้งาน ดังนั้นงานวิจัยฉบับนี้จึงต้องการศึกษาหา

ศึกษาการใช้เถ้าก้นเตาเป็นสารผสมเพิ่มในการแทนที่หรือปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังเพื่อนำไปใช้ประโยชน์ในโครงการก่อสร้างชั้นรองพื้นทาง (subbase) หรือชั้นพื้นทาง (base) สำหรับงานวิจัยนี้ใช้เถ้าก้นเตาในสภาพธรรมชาติในการแทนที่ดินลูกรัง Type B และ Type D ตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวมกรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532 เพื่อเป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางหรือชั้นพื้นทาง โดยพิจารณาคุณสมบัติทางกายภาพ คุณสมบัติด้านการบดอัด (Compaction Test) คุณสมบัติด้านกำลังรับน้ำหนักด้วยการทดสอบ California Bearing Ratio (CBR) และคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนด้วยการทดสอบ Direct Shear Test

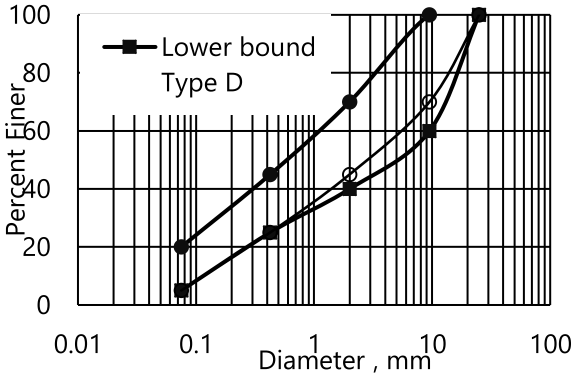
2. วัสดุอุปกรณ์และวิธีการศึกษาวิจัย

2.1 ดินลูกรังและเถ้าก้นเตา

ตัวอย่างดินลูกรังนำมาจากแหล่งลูกรังจังหวัดสระบุรีมีค่า Liquid Limit เท่ากับร้อยละ 29.5, Plastic Limit เท่ากับร้อยละ 20.76, Plasticity Index เท่ากับร้อยละ 8.74 โดยค่า Liquid Limit และ Plasticity Index ผ่านมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม โดยจากมาตรฐาน Liquid Limit ของดิน ไม่เกินร้อยละ 35 และ Plasticity Index ไม่เกินร้อยละ 11 และหาค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity) มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.86 ในงานวิจัยนี้ทำการคัดขนาดดินลูกรังให้เป็นไปตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวมกรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532 Type B และ Type D ดังแสดงในรูปที่ 1 และ รูปที่ 2 ตามลำดับ และจากคุณสมบัติทางกายภาพของดินลูกรังนำมาวิเคราะห์จำแนกดินด้วยระบบ ASSHTO (ASTM D-3282) พบว่าเป็นดินประเภท A-2-4 ทั้งดิน Type B และ Type D และจำแนกด้วยระบบ USCS (ASTM D-2487) พบว่าดิน Type B เป็นประเภทกรวดที่มีขนาดคละไม่ดีและมีดินเหนียว GP-GC (Poorly Graded Gravel with Clay) และ Type D เป็นประเภททรายขนาดคละไม่ดีและมีดินเหนียว SP-SC (Poorly graded sand with clay)



รูปที่ 1 การกระจายขนาดของเม็ดดินวัสดุรองพื้นทาง Type B ตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวมกรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532



รูปที่ 2 การกระจายขนาดของเม็ดดินวัสดุรองพื้นทาง Type D ตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวมกรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532

ตารางที่ 1 ค่าร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวล

ขนาดตะแกรงมาตรฐาน	ร้อยละที่ผ่านตะแกรงโดยมวลที่เลือก	
	Type B	Type D
1”	100	100
3/8”	70	50
เบอร์ 10	45	25
เบอร์ 40	25	17
เบอร์ 200	5	5

ตัวอย่างเถ้าก้นเตา จากโรงไฟฟ้า BLCP จังหวัดระยอง ประเทศไทย นำมาทดสอบการกระจายขนาดพบว่าโดยส่วนใหญ่ผ่านตะแกรงขนาด 1 นิ้ว ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงเลือกใช้เถ้าก้นเตาที่มีขนาดผ่านตะแกรง 1 นิ้ว เนื่องจากต้องการใช้เถ้าก้นเตาในสภาพธรรมชาติให้มากที่สุด เถ้าก้นเตามีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.03 และไม่มีความเป็นพลาสติก ผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีของดินลูกรังและเถ้าก้นเตาโดยวิธี X-Ray Fluorescence Spectrometer (XRF) แสดงในตารางที่ 2 พบว่าเถ้าก้นเตาและดินลูกรังมีองค์ประกอบหลักคือ ซิลิกอนออกไซด์ และอลูมิเนียมออกไซด์ และมีแคลเซียมออกไซด์น้อยมาก

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมีของดินลูกรังและเถ้าก้นเตา

Oxide	ปริมาณ (ร้อยละ)	
	เถ้าก้นเตา	ดินลูกรัง
SiO_2	59.50	79.00
CaO	2.92	0.39
Fe_2O_3	6.07	6.29
Al_2O_3	25.70	10.90
SO_3	0.18	-
MgO	0.80	0.45
K_2O	1.56	1.41
Na_2O	0.40	-

2.2 วิธีการศึกษาและการทดสอบ

2.2.1 การเตรียมตัวอย่างดินลูกรังและเถ้าก้นเตาสำหรับการทดสอบการบดอัดและการทดสอบ CBR

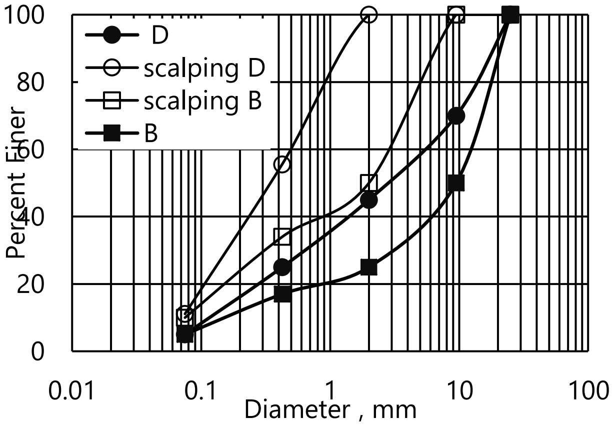
เตรียมตัวอย่างเพื่อทดสอบคุณสมบัติด้านการบดอัดโดยการทดสอบการบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor test , ASTM D-1557) สำหรับดินลูกรังคำนวณปริมาณดินจากร้อยละผ่านตะแกรงแต่ละที่กำหนดในตารางที่ 1 นำมาผสมให้เข้ากันก่อน รูปที่ 3 แสดงดินลูกรังที่คัดขนาดตามมาตรฐาน Type B และ Type D แล้วจึงเติมน้ำแล้วบดอัดตามการทดสอบมาตรฐาน ในกรณีผสมเถ้าก้นเตาคำนวณปริมาณดินลดลงตามร้อยละการแทนที่ของเถ้าก้นเตาผสมให้เข้ากัน แล้วจึงใส่เถ้าก้นเตาตามปริมาณร้อยละการแทนที่ที่กำหนดในแต่ละกรณีผสมให้เข้ากับดินก่อน แล้วจึงค่อย ๆ เติมน้ำผสมให้เข้ากัน แล้งจึงบดอัดตามการทดสอบมาตรฐาน เนื่องจากเถ้าก้นเตาไม่มีความไวในการเกิดปฏิกิริยา ดังนั้นการบดอัดจึงไม่ได้กำหนดเวลา เมื่อได้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (ρ_{dmax}) และปริมาณความชื้นเหมาะสม (W_{opt}) ของแต่ละกรณีแล้ว นำมาเตรียมตัวอย่างเพื่อทดสอบ CBR ตามมาตรฐาน ASTM D-1883-99 โดยควบคุมความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของความหนาแน่นแห้งสูงสุด และมีความชื้นที่ความชื้นเหมาะสม และทดสอบเฉพาะกรณีไม่แช่น้ำ

ก) Type B ข) Type D

รูปที่ 3 ตัวอย่างดินลูกรังที่คัดขนาดตามมาตรฐาน Type B และ Type D

2.2.2 การเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test)

เนื่องจากลักษณะของดินลูกรังที่ใช้ในงานวิจัยนี้มีขนาดเม็ดใหญ่โดยมีขนาดใหญ่สุดผ่านตะแกรง 1 นิ้ว ซึ่งตามมาตรฐานการทดสอบ Direct Shear ASTM D3080 นั้นกำหนดให้ความสูงของ mold ที่ใช้ในการทดสอบต้องไม่น้อยกว่า 6 เท่าของขนาดใหญ่สุดของเม็ดดิน แต่ความสูงของ mold ที่มีในห้องปฏิบัติการเท่ากับ 2.5 เซนติเมตร ดังนั้นการเตรียมตัวอย่างจึงต้องใช้หลักการ Scalping โดยให้มีการกระจายขนาดเช่นเดียวกับวัสดุต้นแบบ (parallel gradation method) (Verdugo and Hoz, 2006) สำหรับดินลูกรัง Type B กำหนดให้ขนาดสูงสุดผ่านตะแกรง 3/8 นิ้ว และดินลูกรัง Type D กำหนดให้ขนาดสูงสุดผ่านตะแกรงเบอร์ 10 รูปที่ 4 แสดงการกระจายขนาดของดินลูกรัง Type B และ Type D ต้นแบบและจากการ scalping สำหรับเถ้าก้นเตาใช้การกระจายเช่นเดียวกับแต่ละชนิดของดินลูกรังที่จะนำไปแทนที่ โดยเมื่อเตรียมดินที่ผ่านตะแกรงตามที่กำหนด และผสมน้ำตามความชื้นที่กำหนด ทำการบดอัดใน mold โดยควบคุมให้ได้ความหนาแน่นแห้งไม่น้อยกว่าร้อยละ 95 ของความหนาแน่นแห้งสูงสุด และความชื้นที่ความชื้นเหมาะสม แล้วนำไปทดสอบโดยกำหนดหน่วยแรงตั้งฉากที่ 25.6 kPa, 51.1 kPa และ 102.3 kPa อัตราเร็วในการเฉือนตัวอย่างเท่ากับ 1 มิลลิเมตรต่อนาที โดยเงื่อนไขการแทนที่เถ้าก้นเตาในกรณีการทดสอบ direct shear เป็นร้อยละ 20, 40, และ 50 สำหรับดิน Type B และร้อยละ 20, 40 และ 60 สำหรับดิน Type D

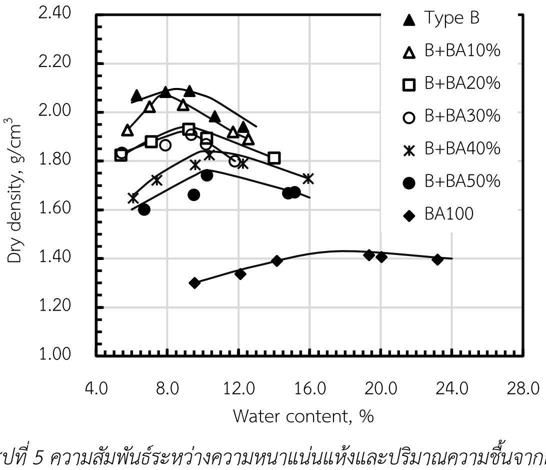


รูปที่ 4 การกระจายขนาดของดินลูกรังต้นแบบเทียบกับการ scalping

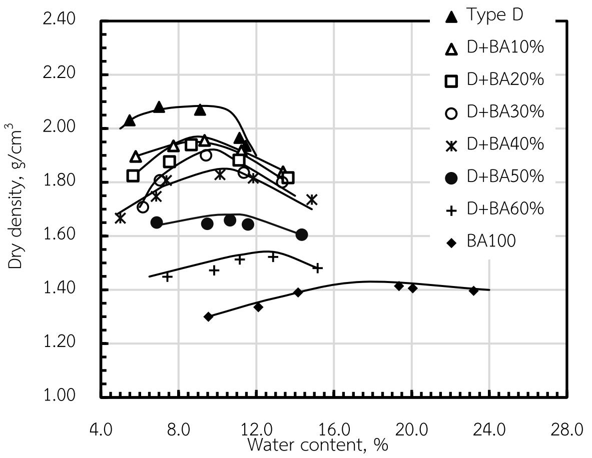
3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

3.1 ผลของปริมาณเถ้าก้นเตาต่อคุณสมบัติด้านการบดอัด

นำเถ้าก้นเตา ดินลูกรัง Type B , Type D , ดิน Type B และ Type D ผสมเถ้าก้นเตา มาทดสอบการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction) พบว่าดินลูกรังผสมเถ้าก้นเตาทั้ง 2 ประเภทสามารถบดอัดได้ดี ดังแสดงในรูปที่ 5 และ รูปที่ 6 ตามลำดับ ความหนาแน่นแห้งสูงสุดมีแนวโน้มลดลงตามอัตราส่วนการแทนที่เถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้น ในขณะที่ความชื้นเหมาะสมของดินลูกรังทั้ง 2 ประเภท มีค่าเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนการแทนที่ดินด้วยเถ้าก้นเตาดังแสดงในตารางที่ 3 เนื่องจากเถ้าก้นเตาซึ่งมีความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าดิน เมื่อเข้าไปแทนที่ดินจึงทำให้ความหนาแน่นน้อยลง แต่ด้วยคุณสมบัติทางกายภาพของเถ้าก้นเตาที่มีความพรุนมาก ดูดซับน้ำได้ดีกว่าดินลูกรัง จึงทำให้ความชื้นเหมาะสมมีค่ามากขึ้นตามปริมาณเถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้น (Balachowski and Sikora, 2013)



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นจากการทดสอบการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานของ ดินลูกรัง Type B ผสมเถ้าก้นเตา



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้นจากการทดสอบการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานของ ดินลูกรัง Type D ผสมเถ้าก้นเตา

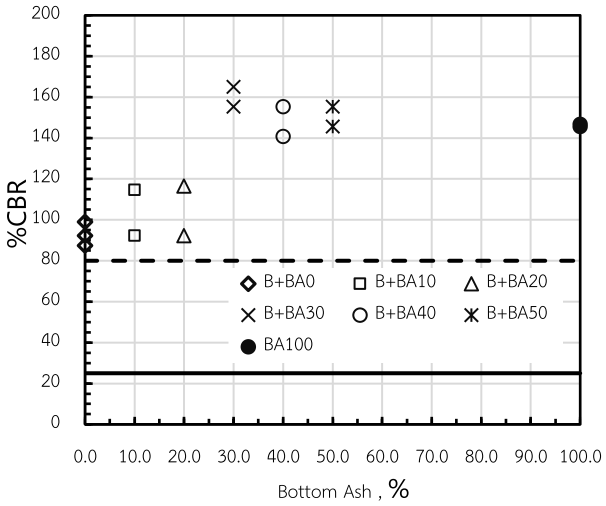
<u>ตารางที่ 3</u> ความหนาแน่นแห้งสูงสุด และความชื้นเหมาะสมของดินลูกรังผสมเถ้าก้นเตา

% Bottom Ash	Type B		Type D		Bottom Ash	
	ρ_{drymax} g/cm^3	w_{otp}%	ρ_{drymax} g/cm^3	w_{otp} %	ρ_{drymax} g/cm^3	w_{otp} %
0	2.10	8.7	2.08	10.0	1.43	17.5
10	2.07	8.0	1.97	9.0		
20	1.94	8.9	1.95	9.1		
30	1.92	9.0	1.92	9.5		
40	1.84	10.5	1.85	10.0		
50	1.75	11.0	1.68	10.5		
60	-	-	1.54	13.0		

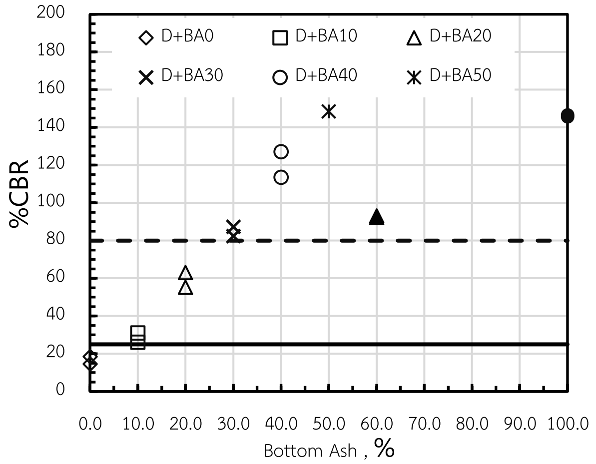
3.2 ผลของปริมาณเถ้าก้นเตาต่อคุณสมบัติด้านการรับกำลัง

จากการเตรียมตัวอย่างดินลูกรัง เถ้าก้นเตา และดินลูกรังทั้ง 2 ประเภทผสมกับเถ้าก้นเตา สำหรับทำการทดสอบกำลังรับน้ำหนัก พบว่าเมื่อดินลูกรังถูกแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตา ทำให้คุณสมบัติด้านการรับกำลังดีขึ้น จนถึงจุดหนึ่ง หลังจากนั้นจะมีค่าลดลง โดยมีแนวโน้มลดลงไปเทียบเท่ากับค่า CBR ของเถ้าก้นเตา ดังแสดงในรูปที่ 7 และ 8 โดยอัตราส่วนการแทนที่ที่ให้ค่า CBR สูงสุดของดินลูกรัง Type B คือร้อยละ 30 และสำหรับดินลูกรัง Type D คือ ร้อยละ 50

ดินลูกรัง Type B เป็นดินประเภทกรวด ค่า CBR ของดินลูกรัง Type B เมื่อแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาในปริมาณน้อย (น้อยกว่าร้อยละ 20) ค่า CBR ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก แต่เมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าก้นเตาเพิ่มขึ้นได้ค่า CBR เพิ่มขึ้น โดยค่า CBR ไม่เปลี่ยนแปลงมากนักเมื่อปริมาณเถ้าก้นเตามากขึ้นและมีแนวโน้มใกล้เคียงกับค่า CBR ของเถ้าก้นเตา สำหรับดินลูกรัง Type D เป็นดินประเภทดินทรายทำให้ค่า CBR ของดินลูกรัง Type D มีค่าต่ำเมื่อแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตา ค่า CBR มีค่าสูงขึ้นจนถึงร้อยละการแทนที่ร้อยละ 50 หลังจากนั้นค่า CBR มีค่าลดลง แสดงให้เห็นว่าเถ้าก้นเตาสามารถปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังทั้ง 2 ประเภทได้ แต่ต้องผสมในอัตราส่วนที่เหมาะสมเพื่อให้สามารถนำมาใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางหรือชั้นพื้นทางได้ (ปณิดาภา และ จุฑามาศ, 2561) ซึ่งตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม กรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532 ได้กำหนดค่า CBR ขั้นต่ำสำหรับวัสดุมวลรวมที่จะสามารถนำมาทำเป็นโครงสร้างชั้นพื้นทางและชั้นรองพื้นทางได้ที่ CBR เท่ากับ 80% และ 25% ตามลำดับ ดังนั้นสำหรับดินลูกรังทั้งสองประเภทสามารถใช้เถ้าก้นเตาในการแทนที่ได้ในช่วงร้อยละ 30 – 50



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CBR และร้อยละเถ้าก้นเตา ที่ความชื้นเหมาะสมของดิน Type B ผสมเถ้าก้นเตา



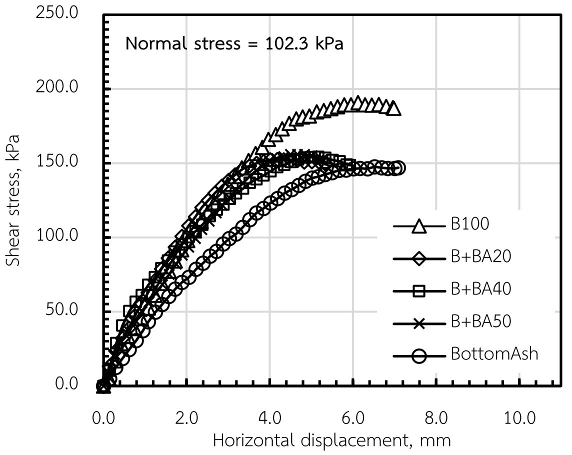
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CBR และร้อยละเถ้าก้นเตา ที่ความชื้นเหมาะสมของดิน Type D ผสมเถ้าก้นเตา

3.3 อิทธิพลของเถ้าก้นเตาต่อคุณสมบัติด้านการรับแรงเฉือนตรง

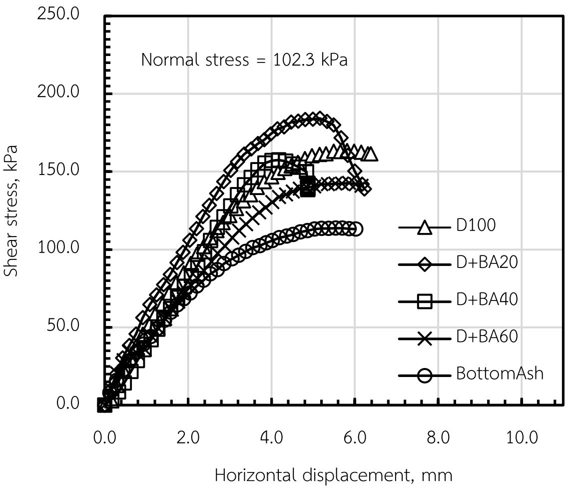
3.3.1 อิทธิพลของเถ้าก้นเตาต่อพฤติกรรมการรับแรงเฉือน

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการเคลื่อนที่ตามแนวราบจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนตรงของดินลูกรัง Type B และดินลูกรัง Type B แทนที่ด้วยเถ้าก้นเตา จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการรับแรงของดินลูกรัง และดินลูกรังแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาคล้ายกัน โดยความสัมพันธ์ไม่ได้แสดงจุดสูงสุดชัดเจน เช่นเดียวกับดินลูกรัง Type D

และดินลูกรัง Type D แทนที่ด้วยดินลูกรังก็มีพฤติกรรมใกล้เคียงกันดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress และ normal stress ของตัวอย่างดินลูกรัง Type B ที่ผสมกับเถ้าก้นเตาที่อัตราส่วนต่าง ๆ



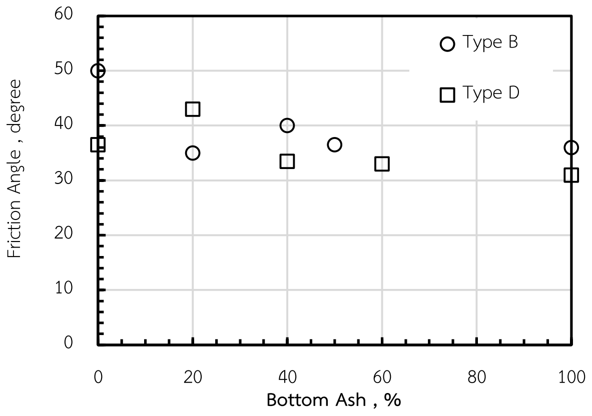
รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress และ normal stress ของตัวอย่างดินลูกรัง Type D ที่ผสมกับเถ้าก้นเตาที่อัตราส่วนต่าง ๆ

3.4.2 อิทธิพลของเถ้าก้นเตาต่อค่ามุมเสียดทานภายใน (Friction Angle, degree)

ค่ามุมเสียดทานภายในของดินลูกรังและดินลูกรังแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาทั้งสองประเภทแสดงในตารางที่ 4 สำหรับดินลูกรัง Type B พบว่าการแทนที่เถ้าก้นเตามีผลทำให้ค่ามุมเสียดทานภายในลดลง แต่ปริมาณเถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อค่ามุมเสียดทานภายในไม่มากนัก โดยมีค่าสูงสุดที่อัตราส่วนการแทนที่เถ้าก้นเตาร้อยละ 40 ดังแสดงในรูปที่ 11 ในขณะที่สำหรับดินลูกรัง Type D พบว่าเมื่อแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาที่ร้อยละ 20 ทำให้ค่ามุมเสียดทานภายในเพิ่มขึ้นและมีค่าสูงสุด หลังจากนั้นการเพิ่มปริมาณเถ้าก้นเตาทำให้ค่ามุมเสียดทานลดลง โดยทั้งสองประเภทค่ามุมเสียดทานเมื่อแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตามีแนวโน้มเท่ากับค่ามุมเสียดทานของเถ้าก้นเตา ดังแสดงในรูปที่ 11

ตารางที่ 4 ค่ามุมเสียดทานภายใน สำหรับเถ้าก้นเตา,ดิน Type B และดิน Type B เมื่อผสมกับเถ้าก้นเตาที่อัตราส่วนต่าง ๆ

% Bottom Ash	Friction Angle, degree	
	Type B	Type D
0	50.0	36.5
20	35.0	43.0
40	40.0	33.5
50	36.5	-
60	-	33.0
100	36.0	31.0



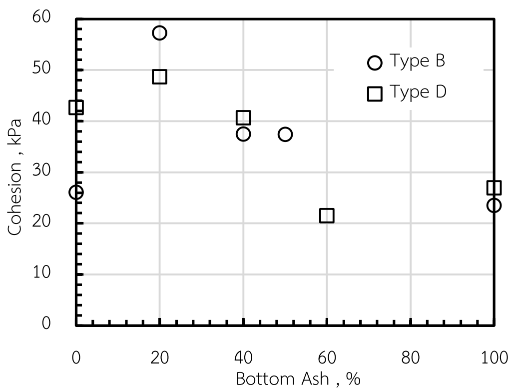
รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานภายในและร้อยละการแทนที่ของเถ้าก้นเตา

3.4.3 อิทธิพลของเถ้าก้นเตาต่อค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (Cohesion, kPa)

ค่าแรงยึดเหนี่ยวของดินทั้ง 2 ประเภท แสดงดังตารางที่ 5 สำหรับดินลูกรัง Type B และ Type D เมื่อผสมเถ้าก้นเตาแล้วมีผลทำให้ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเพิ่มขึ้นจนมีค่าสูงสุดที่อัตราการแทนที่ดินด้วยเถ้าก้นเตาร้อยละ 20 และเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่เถ้าก้นเตาค่าแรงยึดเหนี่ยวมีแนวโน้มลดลงใกล้เคียงค่าแรงยึดเหนี่ยวของเถ้าก้นเตา ดังแสดงในรูปที่ 12 (ปวเรศ อัครินทร์, 2561)

ตารางที่ 5 ค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน สำหรับเถ้าก้นเตา,ดิน Type B และดิน Type B เมื่อผสมกับเถ้าก้นเตาที่อัตราส่วนต่าง ๆ

% Bottom Ash	Cohesion, kPa	
	Type B	Type D
0	26.1	42.7
20	57.3	48.7
40	37.5	40.7
50	37.4	-
60	-	21.5
100	23.5	27.0



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินกับร้อยละการแทนที่ของเถ้าก้นเตา

บทสรุป

1. เถ้าก้นเตาที่เป็นผลพลอยได้จากอุตสาหกรรมการผลิตกระแสไฟฟ้า สามารถนำมาใช้ปรับปรุงคุณสมบัติด้านการบดอัดของดินลูกรังที่ทำการคัดขนาดตามมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวมกรมทางหลวง ทล.-ม. 205/2532 Type B และ Type D ได้ โดยร้อยละการแทนที่เถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้น จะส่งผลให้ความหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลง ในขณะที่ความชื้นเหมาะสมเพิ่มขึ้น

2. คุณสมบัติด้านการรับแรงพบว่าเถ้าก้นเตามีผลต่อการพัฒนากำลังรับแรงอัด ค่า CBR มีค่าสูงขึ้นเมื่ออัตราส่วนการแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตามีค่ามากขึ้น จนสูงสุดที่อัตราการแทนที่ร้อยละ 30 สำหรับดินลูกรัง Type B และ ที่อัตราการแทนที่ร้อยละ 50 สำหรับดินลูกรัง Type D ซึ่งสามารถนำมาใช้เป็นวัสดุสำหรับชั้นรองพื้นทางและชั้นพื้นทางได้ และค่า CBR มีแนวโน้มลดลงหลังจากอัตราส่วนดังกล่าวสำหรับดินลูกรังทั้ง 2 ประเภท

3. การผสมเถ้าก้นเตามีผลต่อค่ามุมเสียดทานภายใน และค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินไม่มากนัก สำหรับดินลูกรังทั้ง 2 ประเภท ซึ่งพารามิเตอร์ทั้ง 2 ค่าจะมีค่าลดลงเมื่อมีปริมาณการแทนที่เถ้าก้นเตาเพิ่มขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ขอขอบคุณโรงไฟฟ้า BLCP จังหวัดระยอง ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์วัสดุเถ้าก้นเตาในการวิจัยทดลอง ขอขอบพระคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ สำหรับห้องปฏิบัติการ และ เครื่องมือต่าง ๆ ที่ใช้ในการทำโครงงาน และสุดท้ายขอขอบพระคุณ คณะวิศวกรรมศาสตร์ที่สนับสนุนทุนการศึกษาของข้าพเจ้า

เอกสารอ้างอิง

กรมทางหลวง “ทล.-ม. 205/2532 มาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม” [ออนไลน์ 7 มิถุนายน 2562], www.doh.go.th/doh/images/aboutus/standard/01/dhs205-32.pdf

กิตติศักดิ์ โชติ และประทีป ดวงเดือน “การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้วยเถ้าก้นเตาและปูนขาว” ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ 2556

ชูศักดิ์ คีรีรัตน์ การศึกษาคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของเถ้าก้นเตาผสมหินฝุ่นและปูนซีเมนต์เพื่อใช้ ในงานวิศวกรรมธรณีสิ่งแวดล้อม งานวิจัย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ 2556

ปณิดาภา พันธุ์อร่าม และจุฑามาศ ยกครุฑ “การใช้เถ้าก้นเตาผสมดินลูกรังสำหรับชั้นรองพื้นทาง” ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ 2561

ปวเรศ เมฆกระจ่าง *และ* อัครินทร์ เรืองสมานวงศ์ “พฤติกรรมด้านกำลังของดินลูกรังปรับปรุงด้วยเถ้าก้นเตาและเถ้าลอย” ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ 2561

Balachowski and Sikora (2013) ‘Mechanical properties of bottom ash – dredge material mixtures in laboratory tests’ Studia Geotechnica et Mechanica 35(3), pp. 3-11.

Cabrera, M., Galvin, A.P., Agrela, F., Carvajal, M.D. and Ayuso, J. (2014) “Characterisation and technical feasibility of using biomass bottom ash for civil infrastructures” Construction and Building Materials, 58, pp. 234-244.

Cabrera, M., Garcia, J.R., Ayuso, J., Estaire, J., Agrela, F. (2018) “Feasibility of using olive biomass bottom ash in the sub-bases of roads and rural paths” Construction and Building Materials 181, pp. 266-275.

Ramon Verdugo and Karem de la Hoz (2006). Strength and Stiffness of Coarse Granular Soils. Department of Civil Engineering University of Chile, Santiago, Chile, 16-17 March 2006.

การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานไฟฟ้ากับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน เพื่อวิเคราะห์ถนนเลียบคันคลอง ในบริเวณดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

Correlation between Electrical Resistivity and Undrained Shear Strength For Analysis of Canal Embankment Road in Bangkok Soft Clay Area

ณัฐ สุทธิ[1] ศลิษา ไชยพุทธ[2] และ ทวีพงษ์ สุขสวัสดิ์[3,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
[3] สำนักวิเคราะห์ วิจัยและพัฒนา, กรมทางหลวงชนบท, กระทรวงคมนาคม
**Corresponding author; E-mail address: nutsutti@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ถนนเลียบคันคลองที่ก่อสร้างอยู่ในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok Soft Clay) คลอบคลุมพื้นที่มากกว่า 14 จังหวัด ในเขตภาคกลางและภาคตะวันออก จากวิกฤตการณ์ภัยแล้งที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งส่งผลให้ถนนหลายเส้นทางเกิดการทรุดตัว เนื่องจากระดับน้ำในคลองลดระดับอย่างรวดเร็ว รัฐบาลต้องสูญเสียงบประมาณจำนวนมากในการซ่อมแซม การวิเคราะห์เสถียรภาพถนนเลียบคันคลองเพื่อหาแนวทางป้องกันก่อนเกิดเหตุ เป็นแนวทางหนึ่งในการแก้ไขปัญหาข้างต้น โดยปัจจุบันข้อมูลตัวแปรของชั้นดิน (Parameters) ที่นำมาใช้ในการวิเคราะห์ ล้วนเป็นข้อมูลที่ได้จากการเจาะสำรวจดินในสนาม (Field Investigation) ซึ่งเป็นข้อมูลดินเพียงไม่กี่จุด เพื่อเป็นตัวแทน บอกลักษณะชั้นดินในบริเวณที่ต้องการวิเคราะห์เสถียรภาพ การสำรวจ ค่าความต้านทานทางไฟฟ้าของดิน (Resistivity Survey) ซึ่งเป็น เครื่องมือสำรวจสภาพธรณีวิทยา ที่ใช้ในการทดสอบค่าความต้านทาน ทางไฟฟ้าของดิน ซึ่งทดสอบได้ครอบคลุมพื้นที่เป็นบริเวณกว้าง แต่ยังไม่สามารถใช้หาค่ากำลังของดินได้ ดังนั้นในงานวิจัยฉบับนี้ จึงเป็นการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความต้านไฟฟ้าและกำลัง รับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Undrained Shear Strength) ที่ได้จากการทดสอบด้วยวิธี Screw Driving Sounding Test (SDS) เมื่อทราบค่ากำลังรับแรงเฉือนของชั้นดิน จะสามารถนำไปแปลงเป็นตัวแปรอื่นได้ เช่น หน่วยแรงยึดเกาะ, มุมเสียดทานภายใน และหน่วยแรงอัด ของดิน เป็นต้น

คำสำคัญ: ถนนเลียบคันคลอง, ดินเหนียวอ่อน, ความต้านทานไฟฟ้า, กำลังรับแรงเฉือน

Abstract

Canal embankment road that is constructed in Bangkok Soft Clay area which cover among 14 provinces of the central and the east of Thailand. During the drought every year, there are several roads collapsed because the water level in canals decreases rapidly. The government must pay the large amount of budget for repair and prevent recurrence. Accordingly, the slope stability analysis is one method of remedy the problem. Recently, the parameters of soil is used for analysis, design and remedy the problem. The data obtained from Soil Boring Test which the field Investigation. The test results are only a few points to represent the soil layer for slope stability analysis. Resistivity survey is one of the tools that used to explore the underground geological in wide area. This tool use for measure Electrical Resistivity of soil however this tool cannot estimate the shear strength. In consequence, this research studied the Correlation between Electrical Resistivity and Undrained Shear Strength (Su) by screw driving sounding test (SDS). When knowing the value of Shear Strength of the soil layer, we can be converted to other parameters such as Cohesion (C), Friction angle (Ø) and Unconfined compressive strength (qu).

Keywords: Canal Embankment Road, Soft Clay, Electrical Resistivity, Shear Strength

1. คำนำ

เนื่องจากปัญหาถนนเลียบคันคลองที่ก่อสร้างอยู่ในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok Soft Clay) เกิดการทรุดตัวบ่อยครั้งในช่วงฤดูร้อน สาเหตุหนึ่งเกิดจากดินในพื้นที่มีกำลังรับน้ำหนักขที่ต่ำ ประกอบกับระดับน้ำในคลองที่เลียบกับถนนลดระดับอย่างรวดเร็ว (Rapid Drawdown) ส่งผลให้น้ำในมวลดินระบายออกมาไม่ทัน ดินบริเวณเชิงลาดของถนน (Toe Slope) จึงอุ้มน้ำและเกิดแรงดันเนื่องจากน้ำพยายามที่จะไหลออกมามวลดิน แรงดันน้ำดังกล่าวถ้ามากพอก็จะทำให้คันทางที่อยู่ด้านบนเกิดการพิบัติ ดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ปัญหาถนนถนนเลียบคันคลองทรุดตัวเนื่องจากระดับน้ำในคลองลดระดับ ถนนสาย อย.1043 จังหวัดพระนครศรีอยุธยา กรมทางหลวงชนบท (มกราคม 2563)

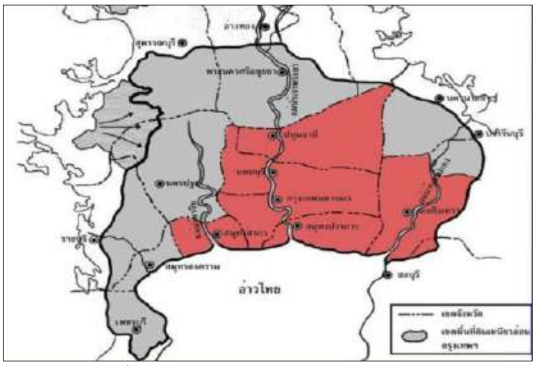
การวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางของถนนเลียบคันคลองในปัจจุบันจำเป็นต้องใช้ข้อมูลตัวแปรของชั้นดิน (Parameters) หลายค่า โดยข้อมูลดังกล่าวต้องอาศัยการเจาะสำรวจดินในสนาม (Field Investigation) ซึ่งการออกสำรวจต้องทำการทดสอบดินในสนามและเก็บตัวอย่างดินไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ ส่งผลให้ต้องรอผลทดสอบเป็นเวลานาน

การสำรวจค่าความต้านทานทางไฟฟ้าของดิน (Resistivity Survey) แต่เดิมเป็นเครื่องมือที่ใช้ในงานทางธรณีวิทยาเพื่อใช้สำรวจกายภาพของดิน โดยดูจากความต่างของความต้านทานทางไฟฟ้าของแต่ละชั้นดิน ซึ่งให้ผลได้ทันทีหลังการทดสอบ เครื่องมือสำรวจค่าความต้านทานทางไฟฟ้าของดินได้ถูกนำมาใช้ในงานวิศวกรรมเมื่อไม่นานมานี้ เพื่อใช้สำรวจหาจุดที่มีความเสี่ยงต่อการวิบัติ (Soft Spot) ของเชิงลาดถนน ซึ่งเป็นการวิเคราะห์ข้อมูลทางกายภาพ แต่ยังไม่มีการศึกษาถึงกำลังความแข็งแรงของดินที่สัมพันธ์กับความต้านทานไฟฟ้า ในงานวิจัยฉบับนี้จัดทำเพื่อศึกษาหาความสัมพันธ์ของข้อมูลทั้งสอง เพื่อเป็นประโยชน์ต่อการนำข้อมูลดังกล่าวไปใช้งานวิเคราะห์เสถียรภาพและออกแบบแนวทางการแก้ไขต่อไป

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 ขอบเขตพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

ชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ เป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำ (Holocene epoch) ที่ได้รับอิทธิพลจากแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำท่าจีนเป็นส่วนใหญ่ มีแม่น้ำแม่กลองและแม่น้ำบางปะกงเสริมอยู่ทางทิศตะวันตกและตะวันออกตามลำดับ คลอบคลุมพื้นที่ 14 จังหวัด ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขอบเขตของพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (รศ.ดร.วรากร ไม้เรียง, 2553)

2.2 หลักเกณฑ์พิจารณาคุณสมบัติความเป็นดินอ่อน

โดยทั่วไปคำว่า “ดินอ่อน” จะมีความหมายครอบคลุมถึง ดินเหนียวอ่อน (Soft Clay Soil) ดินที่มีองค์ประกอบส่วนใหญ่เป็นดินจำพวก ดินแป้ง (Silty Soil) หรือดินเหนียว (Clayey Soil) ที่มีความชื้นในมวลดิน (Natural Water Content, Wn) สูง ดินที่ประกอบด้วยวัสดุจำพวกอินทรีย์สาร (Peat) หรือทรายหลวมที่ตกตะกอนใกล้หรือใต้ระดับน้ำ (Kamon และ Bergado 1991) โดยสามารถแบ่งคุณสมบัติได้ 2 รูปแบบ คือ

2.2.1 คุณสมบัติทางกายภาพ (Physical Properties) คือ ค่าความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ (Water Content, Wn) พิกัดเหลว(Liquid Limit, LL) พิกัดพลาสติก (Plastic Limit, PL) ดัชนีพลาสติก (Plastic Index, PI) ดัชนีเหลว (Liquid Index, LI) และ หน่วยน้ำหนักของดิน (Unit weight, γ)

2.2.2 คุณสมบัติทางวิศวกรรม (Engineering Properties)

ในงานทางวิศวกรรม เช่น งานถนน การออกแบบโครงสร้างชั้นทางจำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องคำนึงถึงว่า ชั้นฐานรากมีกำลังเพียงพอหรือไม่ที่จะรับน้ำหนักภายนอกที่มากระทำ ด้วยเหตุนี้เองคุณสมบัติที่ใช้ชี้วัดความเป็นดินอ่อน จึงใช้คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเป็นหลัก ซึ่งโดยทั่วไปค่ากำลังรับแรงเฉือนจะถูกใช้เป็นเกณฑ์ในการแบ่งระดับความเป็นดินอ่อนดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการตอกแบบมาตรฐาน (SPT-N) กับค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Su) และเกณฑ์ในการแบ่งระดับความเป็นดินอ่อน (Terzaghi และ Peck, 1967)

ค่าการตอกแบบมาตรฐาน, SPT-N (blows/ft)	กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, Su (kPa)	ระดับความเป็นดินอ่อน, Consistency
< 2	0 – 12.5	อ่อนมาก (very soft)
2 – 4	12.5 – 25.0	อ่อน (soft)
4 – 8	25.0 – 50.0	ปานกลาง (medium stiff, firm)
8 – 15	50.0 – 100.0	แข็ง (stiff)
15 – 30	100.0 – 200.0	แข็งมาก (very stiff)
> 30	> 200	แข็งที่สุด (hard)

2.3 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Field Test)

2.3.1 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยวิธีใบมีดสนาม (Field Vane Shear Test, FVT)

การทดสอบ FVT ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D-2573 ทำได้โดยใช้ใบพัด ซึ่งเป็นแผ่นเหล็กบางๆ รูปสี่เหลี่ยมคล้ายใบมีด 4 อัน เชื่อมอยู่ด้วยกันและติดกับแท่งเหล็ก (Inner Rod) เพื่อส่งใบพัด (Vane) ลงไปในดินที่ความลึกที่ต้องการ แล้วทดสอบโดยการกดใบพัด โดยขณะทดสอบใบพัดจะถูกหมุนด้วย Torque จาก Measuring Instrument ด้วยอัตราการหมุน 6 องศา/นาที จนกระทั่งดินเหนียวรอบๆ ใบพัดเกิดการวิบัติและบันทึกค่า Torque สูงสุด และหมุนใบพัดโดยเร็วอย่างน้อย 10 รอบและบันทึกค่า Torque ของดินที่ถูกทำลาย (Remold) ทันทีภายใน 1 นาที เพื่อนำมาคำนวณหาค่า Su_{FVT} ได้จากสมการที่ (1)

$$Su_{FVT} = T/K \tag{1}$$

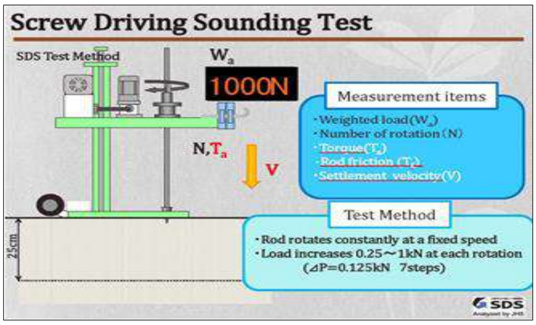
โดย T = ค่า Torque (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร)

K = ค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดและรูปร่างของใบปั่น (ม.^{3})

2.3.2 การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยวิธี Screw Driving Sounding Test (SDS)

การทดสอบ Screw Driving Sounding Test (SDS) เป็นเทคโนโลยีที่ค่อนข้างใหม่จากประเทศญี่ปุ่น ซึ่งได้รับการสนับสนุนเครื่องมือจาก Japan Home Shield Co.,Ltd. และ Tokyo City University เพื่อมาใช้ในการทดสอบหากำลังรับน้ำหนักของดินในสนามในประเทศไทย ในการนี้ผู้ขอประเมินได้ขอความอนุเคราะห์ไปยังมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เพื่อนำเครื่องมือดังกล่าวมาใช้ในการสำรวจทางธรณีวิศวกรรมในหลายๆ โครงการของกรมทางหลวงชนบท

การทดสอบ SDS Test สามารถกดสูงสุดที่ 1,000 นิวตัน โดยใช้ Weight Load เป็นแรงกด เมื่อให้แรงกดจะเกิดรอบของการหมุน Torque (Ta) , Rod friction (Tf) , Settlement velocity (V) รอบในการหมุนคงที่แรงในการหมุนจะเพิ่มระหว่าง 0.25–1.0 kN ดังรูปที่ 3 การทดสอบจะวัดแรง Torque ที่เกิดจาก Rod friction (Tf) ที่ระยะทุกๆ 25 ซม. เมื่อเริ่มให้ Weight Load พร้อมกับแรงTorque จะเกิดแรงต้านของ Rod friction โดยรอบของแรง Torque จะเพิ่มขึ้นตามความอ่อน-แน่นของชั้นดินที่ทำการทดสอบ



รูปที่ 3 การทำงานของเครื่องทดสอบ Screw Driving Sounding Test (Japan Home Shield Co.,Ltd. & Tokyo City University)

การทดสอบ SDS Test ซึ่งจะให้ค่าเป็น Torque ทุกระยะ 25 ซม. แต่ในการใช้งานของประเทศไทย ซึ่งนิยมวัดค่ากำลังของดินในลักษณะรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ หรือ Su ดังนั้น จึงต้องมีการสอบเทียบเครื่องมือ (Calibration) เพื่อให้เครื่องมือทดสอบให้ผลที่มีความแม่นยำ ซึ่งการสอบเทียบเครื่องมือนั้นจะเปรียบเทียบค่าแรงบิด (Torque) ในรูปแบบของพลังงานที่ใช้ในการกดหัวเจาะลง 0.25 ม. หรือ E0.25 ซึ่งได้มาจากสมการที่ (2)

$$dE = Tdw + Wdst \tag{2}$$

โดย E = พลังงานในการกด

T = ค่า Torque (กิโลนิวตันเมตร)

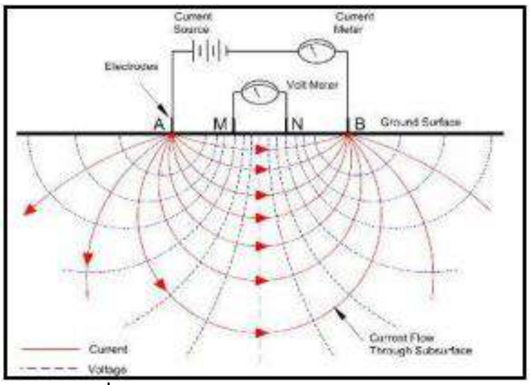
W = ค่า Weight (กิโลนิวตัน)

2.4 การสำรวจความต้านทานไฟฟ้าของดิน (Electrical Resistivity Surveying)

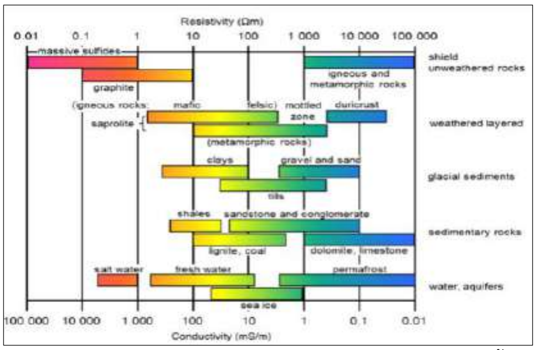
ความต้านทางไฟฟ้าของดิน (Electrical Resistivity) คือ การหาความชื้นในชั้นดิน ที่มีความผิดปกติ โดยการหาค่าความต้านทานทางไฟฟ้าของชั้นดินนั้นๆ ซึ่งจะขึ้นอยู่กับปริมาณความชื้นในมวลดิน กล่าวคือดินที่มีความชื้นในมวลดินสูงจะมีค่าความต้านทานไฟฟ้าที่ต่ำ และในทางตรงกันข้ามดินที่มีความชื้นในมวลดินต่ำก็จะมีความต้านทานไฟฟ้าที่สูง

วิธีการวัดความต้านทานไฟฟ้าอาศัยการปล่อยกระแสไฟฟ้าลงไปใต้ดินจากขั้วไฟฟ้าสองขั้วและวัดความต่างศักย์ไฟฟ้าที่เกิดขึ้นบนผิวดินระหว่างขั้วความต่างศักย์อีกสองขั้ว (รูปที่ 4) วิธีการนี้จะวัดความสามารถในการต้านทานไฟฟ้ารวมของดินหรือหินและปริมาณของเหลวรวมถึงความสามารถในการนำไฟฟ้าของของเหลวในช่องว่างในเนื้อดินหรือหิน

ลักษณะของข้อมูลที่ได้จากการวัดค่าความต้านทานไฟฟ้านั้นมีหน่วยเป็น โอห์ม (Ω.m) จึงจำเป็นจะต้องใช้ตารางการแปรค่าตามรูปที่ 5 เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านทานไฟฟ้ากับชนิดของดิน ซึ่งจากความสัมพันธ์ดังกล่าวสามารถบอกถึงลักษณะของโครงสร้างของดินตามความลึกนั้นๆ



รูปที่ 4 หลักการของวิธีการวัดความต้านทานไฟฟ้า (ที่มา adopted from Sharma, 1997)

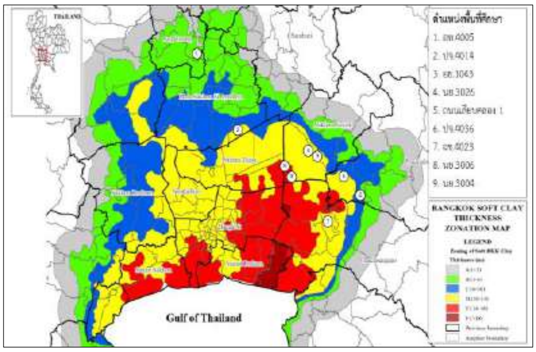


รูปที่ 5 กราฟเปรียบเทียบค่าความต้านทานไฟฟ้าและลักษณะของชั้นดิน (ที่มา www.gpg.geosci.xyz)

3. วิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 พื้นที่ศึกษา

ในผลการศึกษาฉบับนี้ ผู้วิจัยได้เลือกพื้นที่ศึกษา คือถนนในโครงข่ายของกรมทางหลวงชนบท ที่อยู่ในเขตพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok Soft Clay Area) ซึ่งเกิดปัญหาการวิบัติแบบถนนทรุดตัว จำนวน 9 เส้นทาง (11 แห่ง) ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ตำแหน่งพื้นที่ศึกษา บนแผนที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ดัดแปลงมาจาก [www.gerd.eng.ku.ac.th/Map/Map.html]

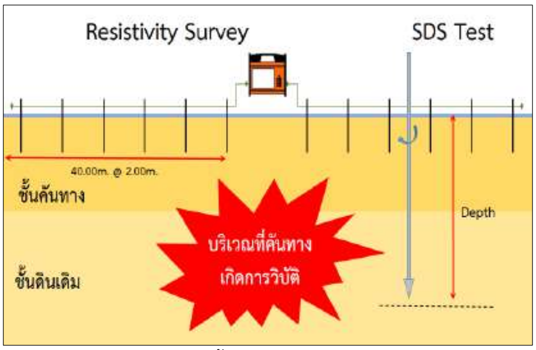
3.2 การออกแบบการทดลอง

ผู้วิจัยได้ออกแบบการทดลอง โดยได้ติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบข้อมูลดินทั้ง 3 ประเภท ดังนี้

1) เครื่องมือทดสอบความต้านทานไฟฟ้าของดิน โดยวิธี Resistivity Survey ทดสอบโดยการตอกขั้ว Electrode ทุกระยะ 2.00 ม. ตามความยาวถนน แล้วเชื่อมต่อกันด้วยสาย Main Cable ความยาวเส้นละ 40.00 ม. จำนวน 2 เส้น รวมความยาวในการทดสอบ 80.00 ม.

2) เครื่องมือทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินโดยวิธี Screw Driving Sounding Test (SDS) ทดสอบโดยการติดตั้งเครื่องมือบริเวณจุดกึ่งกลางของการทดสอบ Resistivity Survey ดังรูปที่ 7 โดยเป็นจุดใกล้เคียงการวิบัติ เพื่อต้องการค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ยังไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Soil)

3) ข้อมูลกำลังรับแรงเฉือนของดิน ทดสอบโดยวิธีใบมีดสนาม (Field Vane Shear Test, FVT) ได้จากฐานข้อมูลผลทดสอบดิน จากกรมทางหลวงชนบท



รูปที่ 7 การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ ในงานวิจัย

ซึ่งเป็นผลทดสอบดินก่อนการวิบัติ โดยผู้วิจัยได้นำผลทดสอบดินดังกล่าวมาเพื่อปรับเทียบกับการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดินโดยวิธี Screw Driving Sounding Test (SDS)

3.3 การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของข้อมูลดิน

จากการศึกษาคุณสมบัติของดินทั้งสองประเภท กำลังรับแรงเฉือนและความต้านทานไฟฟ้าของดิน พบว่าพารามิเตอร์ของดินทั้งสองประเภทมีการแปรฝันตรงต่อกัน โดยได้นำข้อมูลดินทั้งหมดมาหาความสัมพันธ์โดยการวิเคราะห์ข้อมูลโดยวิธี Regression Analysis คือวิธีการทางสถิติที่ใช้หาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต้น (X) และตัวแปรตาม (Y) และเป็น ขั้นตอนวิธีที่สำคัญในการทำนายหรือคาดการณ์ข้อมูล

ในงานวิจัยฉบับนี้ผู้วิจัยได้ใช้รูปแบบ Simple Linear Regression ในการอธิบายความสัมพันธ์ของข้อมูล ดังสมการที่ (3)

$$Y = aX + b, \quad R^2 \tag{3}$$

โดย Y = ตัวแปรต้น

X = ตัวตาม

a = ความชันของสมการตรง

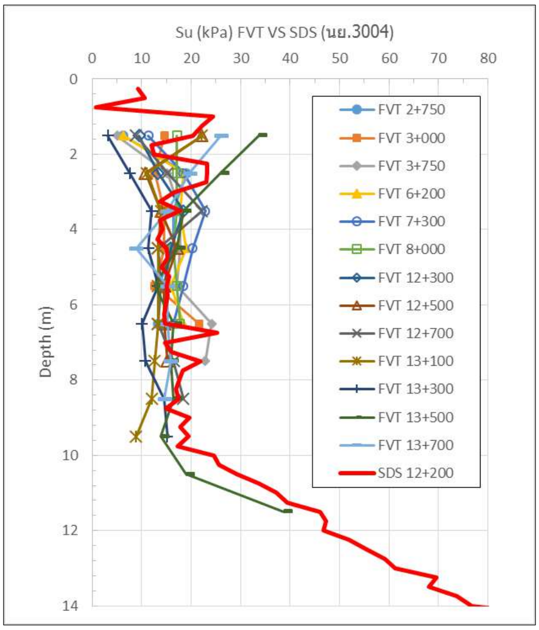
b = จุดตัดแกนตั้ง (y-intercept)

R^2 = ค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (Coefficient of Determination) ซึ่งหากค่า R^2 มีค่าเข้าใกล้ 1.00 ถือว่าสมการ Regression มีความน่าเชื่อถือสูง

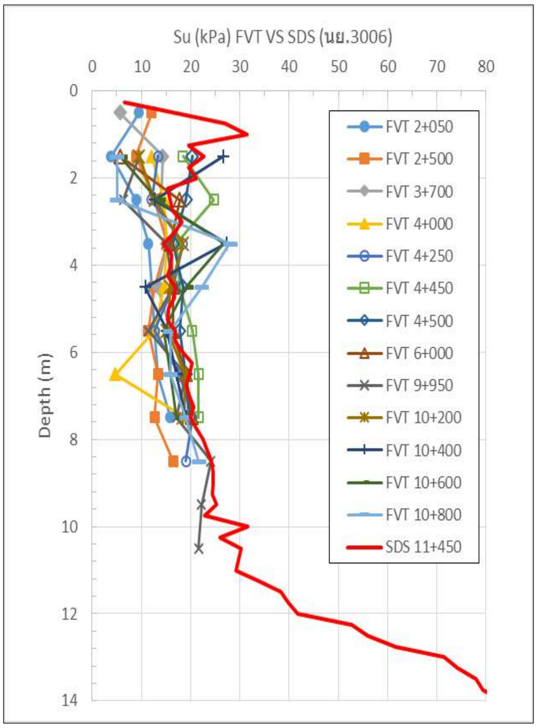
4. ผลการทดลอง

4.1 การดำเนินการเปรียบเทียบผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Su) ระหว่างวิธี SDS และวิธี FVT

ผู้วิจัย ได้ดำเนินการเปรียบเทียบผลทดสอบระหว่าง SDS และ FVT ในรูปแบบของกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ หรือ Su ในหลายพื้นที่ซึ่งพบว่าได้ผลลัพธ์ที่ได้จากวิธี SDS ไม่แตกต่างจากวิธี FVT เช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 8 และ 9 ดังนั้น วิธีการทดสอบแบบ SDS สามารถตรวจวัดค่ากำลังของดินในสนามได้เช่นเดียวกับวิธีการทดสอบเดิม แต่วิธี SDS ใช้แรงงานน้อยกว่า รวดเร็วกว่า และมีความละเอียดของการตรวจวัดมากกว่ารวมทั้งมีความน่าเชื่อถือมากกว่าเนื่องจากลดปัญหาจาก Human error ได้



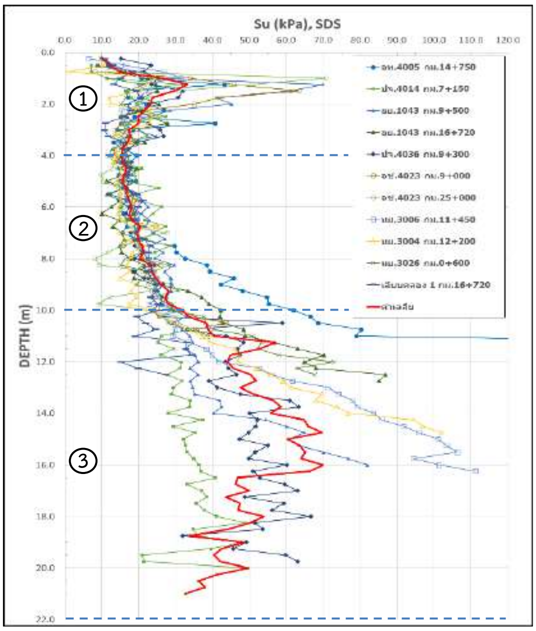
รูปที่ 8 การเปรียบเทียบผลทดสอบ SDS และ FVT ถนนสาย นย.3004 จังหวัดนครนายก



รูปที่ 9 การเปรียบเทียบผลทดสอบ SDS และ FVT ถนนสาย นย.3006 จังหวัดนครนายก

4.2 ผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Su)

ผลทดสอบของเครื่อง Screw Driving Sounding Test (SDS) ซึ่งบอกค่าหน่วยแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Su) มีหน่วยเป็นกิโลปาสคาล (kPa) เทียบกับความลึกของชั้นดินมีหน่วยเป็น ม. ของถนนในพื้นที่ศึกษาทั้ง 11 แห่ง สามารถแสดงได้ในรูปที่ 10



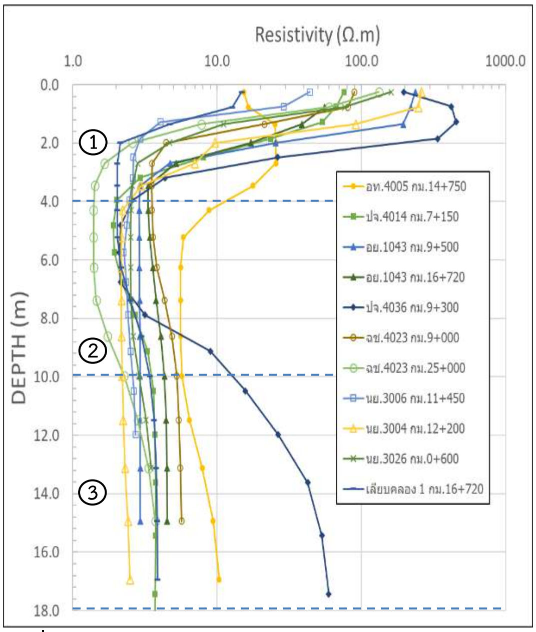
รูปที่ 10 กราฟผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Su) โดยวิธี SDS ในพื้นที่ศึกษา ถนนเลียบคลองที่เกิดการวิบัติ

จากรูปที่ 10 จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน จากการทดสอบด้วยวิธี SDS จะแบ่งได้เป็น 3 ช่วงตามความลึกของดิน ดังนี้

1) ช่วงความลึก 0.00-4.00 ม. จากผิวดิน ชั้นนี้ประกอบไปด้วยวัสดุดินถมในการก่อสร้างถนน ได้แก่ วัสดุหินคลุก, ดินลูกรัง และวัสดุคัดเลือก ในชั้นนี้จะมีกำลังรับแรงเฉือนที่สูง

2) ช่วงความลึก 4.00-10.00 ม. เป็นชั้นดินเดิมที่เป็นดินอ่อน (Soft Soil) มีกำลังรับแรงเฉือน 12.50-25.00 kPa

3) ช่วงความลึกมากกว่า 10.00 ม. เป็นชั้นดินเดิมซึ่งเป็นชั้นดินที่มีความแข็งแรงปานกลาง (Medium Stiff Soil) ถึงชั้นดินแข็ง (Hard Soil) ค่ากำลังรับแรงเฉือนมากกว่า 25.00 kPa



รูปที่ 11 ผลทดสอบความต้านทานไฟฟ้าของดิน Resistivity Survey

4.3 ผลทดสอบ Resistivity Survey

ผลการวิเคราะห์การสำรวจด้วยวิธีวัดความต้านทานไฟฟ้า (Resistivity survey) ของดินใต้ถนนเลียบคันคลองชลประทาน ใน 11 ตัวอย่าง สามารถประมวลผลออกมาเป็นกราฟความต้านทานไฟฟ้าของดิน มีหน่วยเป็น Ω.m เทียบกับความลึกของชั้นดินมีหน่วยเป็น m โดยแสดงผลในรูปแบบกราฟ Log Scale ได้ดังรูปที่ 11

จากรูปที่ 11 จะเห็นได้ว่าความต้านทานไฟฟ้าของดิน จากการทดสอบ Resistivity Survey จะแบ่งได้เป็น 3 ช่วงตามความลึกของดิน ซึ่งสอดคล้องกับกราฟกำลังรับแรงเฉือนของดินในรูปที่ 10 โดยให้ผลดังนี้

1) ช่วงความลึก 0.00-4.00 ม. จะมีค่าความต้านทานไฟฟ้าที่สูงมากบริเวณผิวดิน (100-400 Ω.m) เนื่องจากเป็นวัสดุประเภทหินคลุก และจะลดต่ำลงตามประเภทวัสดุก่อสร้างคันทาง

2) ช่วงความลึก 4.00-10.00 ม. มีค่าความต้านทานไฟฟ้าอยู่ระหว่าง 0.50-6.00 Ω.m

3) ช่วงความลึกมากกว่า 10.00 ม. มีค่าความต้านทานไฟฟ้าอยู่ระหว่าง 1.00-40.00 Ω.m

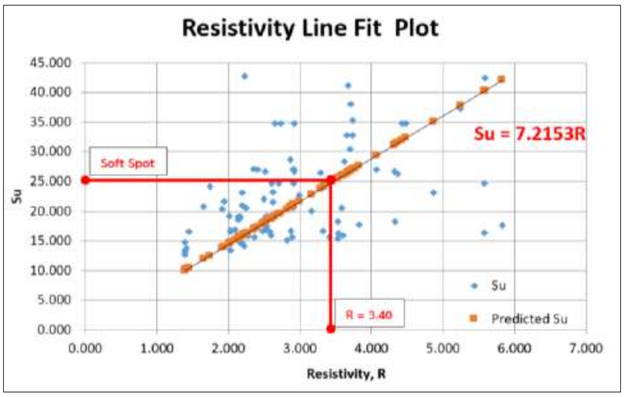
4.4 ความสัมพันธ์ของ SDS และ Resistivity Survey

การนำโปรแกรม Microsoft Excel มาใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติ เพื่อหาความสัมพันธ์ของกำลังรับแรงเฉือนและความต้านทานไฟฟ้าของดิน สามารถชี้ให้เห็นได้ว่าค่าพารามิเตอร์ของดินทั้งสองมีความแปรผันตามกันดังรูปที่ 12 และได้ทำการสร้างสมการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนจากค่าความต้านทานไฟฟ้า ดังแสดงในสมการที่ (4)

$$Su_{Predicted} = 7.2152\ (Resistivity,\ R_T),\ R^2=0.889 \quad (4)$$

โดย R_T = ค่าความต้านทานไฟฟ้าของดินที่ได้จากการทดสอบ Resistivity Survey

จากรูปที่ 13 สมการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสามารถนำมาใช้งานได้ท่าความต้านทานไฟฟ้าของดินอยู่ระหว่าง 1.40-5.80 Ω.m โดยมีความคลาดเคลื่อนประมาณ +/-10 kPa และการกำหนดค่าความเป็นชั้นดินอ่อน (Soft Spot) ที่กำลังรับแรงเฉือนน้อยกว่า 25.00 kPa คือจุดที่ความต้านทานไฟฟ้าเท่ากับ 3.40 Ω.m



รูปที่ 12 กราฟการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือน (Predicted Su) จากค่าความต้านทานไฟฟ้าของดิน (Resistivity)

ตารางที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน (Su) กับความต้านทานไฟฟ้า (R) และเกณฑ์ในการแบ่งระดับความเป็นดินอ่อน

กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, Su (kPa)	ความต้านทานไฟฟ้า, R (Ω.m)	ระดับความเป็นดินอ่อน, Consistency
12.5 – 25.0	1.40 - 3.40	อ่อน (soft)
25.0 – 50.0	3.40 – 5.80	ปานกลาง (medium stiff, firm)

5. สรุป

บทความนี้ได้กล่าวถึงความสัมพันธ์ของความต้านทานไฟฟ้า และกำลังรับแรงเฉือนของดิน โดยพื้นที่ศึกษาคือถนนเลียบคันคลองในโครงข่ายของกรมทางหลวงชนบทที่ได้รับความเสียหายจากถนนทรุดตัวเนื่องจากน้ำในคลองลดระดับ จำนวน 9 เส้นทาง (11 แห่ง) โดยผู้วิจัยได้วิเคราะห์ข้อมูลความต้านทานไฟฟ้าและกำลังรับแรงเฉือนของดินที่ความลึกต่างๆ ใต้ชั้นโครงสร้างทาง พบว่าพารามิเตอร์ของดินทั้งสองมีความสัมพันธ์กัน ดังนี้

1) การพิจารณาความเป็นดินอ่อนของดินฐานรากคันทาง ซึ่งเป็นจุดเสี่ยงต่อการวิบัติ (Soft Spot) พบว่าที่ค่าความต้านทานไฟฟ้าของดินต่ำกว่า 3.40 Ω.m ถือเป็นดินอ่อนและมีโอกาสเสี่ยงที่จะเกิดถนนทรุดตัวหากน้ำในคลองเกิดการลดระดับ

2) การประมาณค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน (Su) เบื้องต้น จากค่าความต้านทานไฟฟ้า (R) ที่ได้จากการทดสอบ Resistivity Survey สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (4) โดยค่าความต้านทานไฟฟ้าที่ใช้คำนวณในสมการจะต้องเป็นเป็นค่าความต้านทานของชันดินเดิม ที่ความลึกประมาณ 4.00 ม. จากผิวดินขึ้นไป และอยู่ในช่วงระหว่าง 1.40-5.80 Ω.m โดยสามารถสรุปความสัมพันธ์ของพารามิเตอร์ดินทั้งสอง ได้ดังตารางที่ 2

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้ สามารถสำเร็จลุล่วงด้วยดี ผู้วิจัยขอขอบพระคุณคณาจารย์จากภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ ให้คำสั่งสอนและพี่ๆ จากสำนักวิเคราะห์ วิจัยและพัฒนา, สำนักบำรุงทาง กรมทางหลวงชนบท ที่อนุเคราะห์ข้อมูลดินและให้คำปรึกษาในงานวิจัย สุดท้ายขอกราบขอบพระคุณ บิดา มารดา และญาติมิตรทุกท่าน ที่ให้การสนับสนุนด้วยดีเสมอมา

เอกสารอ้างอิง

[1] พรพจน์ ตันเส็ง. 2554. Soil Mechanics: ปฐพีกลศาสตร์. ประเทศไทย.(เอกสารเผยแพร่)

[2] สุพจน์ ศรีนิล, แหลมทอง เหล่าคงถาวร และ ชลธี เร่บ้านเกาะ. 2555. คู่มือปฏิบัติการทดลองปฐพีกลศาสตร์ LABORATORY TESTING. ครั้งที่ 3. กรุงเทพฯ : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

[3] รศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์. 2558. การพิบัติของถนนริมคันคลอง กรณีภัยแล้ง พ.ศ.2558. วศิ วกรรมสาร ปีที่ 68 ฉบับที่ 68: หน้า 42-53.

[4] บริษัท ทีม คอนซัลติ้ง เอนจิเนียริ่ง แอนด์ แมเนจเมนท์ จากัด และบริษัท วิศวกรรมธรณีและฐานราก จำกัด. 2552. โครงการศึกษาจัดทำ คู่มือการก่อสร้างถนนบนพื้นที่ดินอ่อน.

[5] สำนักวิเคราะห์ วิจัยและพัฒนา ภาควิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาลัยศรีนครินทรวิโรฒและกรมทางหลวงชนบท. 2552. คู่มือแนวทางการออกแบบและก่อสร้างถนนเลียบคันคลอง โครงการศึกษาและจัดทาคู่มือแนวทางการออกแบบและการก่อสร้างถนนเลียบคันคลอง (ระยะที่ 1) พื้นที่ศึกษา : จังหวัดปทุมธานี พระนครศรีอยุธยา และฉะเชิงเทรา. กรุงเทพฯ : กรมทางหลวงชนบท

การวิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแบบแผ่สำหรับอาคารสูงด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์แบบสามมิติ
ANALYSIS OF MAT SETTLEMENT FOR HIGH-RISE BUILDING WITH 3D FEM

ยอดตะวัน รักษารมย์[1] และ พรพจน์ ตันเส็ง[2,*]

[1,2]สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี นครราชสีมา
**Corresponding author; E-mail address: pornpot@sut.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอผลการวิจัยพฤติกรรมการทรุดตัวของฐานราเสาเข็มแบบแผ่ (mat) สำหรับอาคารสูง โดยใช้ข้อมูลแรงกระทำจากโครงสร้างส่วนบน, ผลการทดสอบเสาเข็มเจาะขนาด 1000 มิลลิเมตร และ 1500 มิลลิเมตร และผลการตรวจวัดการทรุดตัวของ mat ตั้งแต่เริ่มก่อสร้างจนสิ้นสุดการก่อสร้าง พบว่าการทรุดตัวของ mat มีลักษณะเป็นรูปถ้วยโดยการทรุดตัวเกิดที่ส่วนกลางของฐานมากที่สุด ค่าการทรุดตัวของ mat สูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบประมาณ 6 เท่า งานวิจัยจึงได้ใช้ไฟไนท์อีลิเมนต์โปรแกรม PLAXIS 3D วิเคราะห์กลับเพื่อหาค่า Young's modulus โดยใช้ข้อมูลการทรุดตัวจากผลการทดสอบเสาเข็มพบว่าค่าที่ได้นั้นต่ำกว่าการวิเคราะห์กลับโดยใช้ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของฐานราก งานวิจัยได้ทำการศึกษาอิทธิพลของรูปแบบการจัดเรียงเสาเข็มต่อการทรุดตัวและโมเมนต์ดัดใน mat โดยใช้วิธีวิเคราะห์ร่วมกันระหว่างโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง ETABS กับ PLAXIS 3D พบว่าการจัดเรียงเสาเข็มโดยมีการแปรผันความยาวเสาเข็มสามารถลดการทรุดตัวที่แตกต่างกันภายใน mat และลดโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นใน mat ได้

คำสำคัญ: ฐานรากเสาเข็มแผ่, PLAXIS 3D, ETABS, การทรุดตัว, การวิเคราะห์กลับ

Abstract

This paper presents results of the research on behavior of mat foundation of a high-rise building. The force from super structures, pile load test on bored pile of 1000 mm and 1500 mm, and settlement monitoring from starting of construction until the end of the construction were recorded and analyzed. The settlement character of mat is dish shape with maximum settlement at about center of the mat. The observed settlement is about 6 time higher than the settlement from single pile load test at the design load. Therefore, the research focuses on back analysis procedure to obtain appropriate Young's modulus by using 3D FEM program PLAXIS 3D which the data from the pile load test results was found that the obtained values were lower than the back analysis by foundation settlement. Moreover, the research studied the effects of the pile configuration per settlement and bending moment in mat by using join analysis between structural analysis programs ETABS and PLAXIS 3D, it was found that the pile configuration which variable pile length can reduce the differential settlement and bending moment within the mat.

Keywords: mat foundation, PLAXIS 3D, ETABS, settlement, back analysis

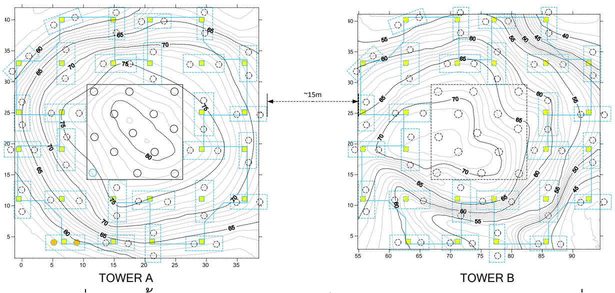
1. บทนำ

ปัจจุบันการออกแบบและก่อสร้างอาคารสูงในประเทศไทยโดยเฉพาะในกรุงเทพมหานครและปริมณฑลก้าวหน้าไปจากอดีตเป็นอย่างมาก ซึ่งความต้องการรูปทรงอาคารที่มีความโดดเด่นและเป็นเอกลักษณ์ ทำให้สถาปนิกออกแบบอาคารให้มีความซับซ้อนและมีความสูงมากขึ้น ทำให้เทคโนโลยีการออกแบบโครงสร้างถูกพัฒนาเพื่อรองรับโครงสร้างที่มีน้ำหนักบรรทุกสูงมากขึ้นด้วย สำหรับเทคโนโลยีการก่อสร้างเสาเข็มก็ได้ถูกพัฒนาขึ้นให้รองรับน้ำหนักบรรทุกของอาคารจนกระทั่งในปัจจุบันสามารถเจาะเสาเข็มใช้งานเส้นผ่านศูนย์กลาง 1800 มิลลิเมตร ให้ลึกได้ถึง 92 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกทดสอบได้ 6300 ตัน ในชั้นดินกรุงเทพ ในขณะที่การออกแบบโครงสร้างและการก่อสร้างฐานรากเสาเข็มได้รับการพัฒนาไปมากแล้ว แต่สำหรับการออกแบบฐานรากแล้ววิศวกรยังคงนิยมใช้การคำนวณโดยอาศัยการคำนวณอย่างง่ายที่สมมุติให้ฐานรากมีความแกร่ง (rigid) และคำนวณแรงในเสาเข็มด้วยวิธีสมดุลของแรงแบบสถิตย์ (static equilibrium) แต่พฤติกรรมจริงของฐานรากเมื่อรับแรงนั้นไม่ได้มีความแกร่งอย่างที่สมมุติไว้ และสามารถเสียรูปได้เมื่อรับแรงโดยเฉพาะฐานรากที่มีสัดส่วนความกว้างต่อความหนาของฐานค่อนข้างมาก ดังนั้นวิศวกรโครงสร้างบางส่วนจึงได้จำลองพฤติกรรมการเสียรูปของฐานราก โดยใช้

สปริงที่มีการยุบตัวได้แทนเสาเข็ม โดยทั่วไปวิศวกรผู้ทำการวิเคราะห์มักใช้ค่าคงที่ของสปริงจากผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยคิดจากการยุบตัวของเสาเข็มที่วัดได้เมื่อเสาเข็มรับแรงกดทดสอบเท่ากับน้ำหนักบรรทุกออกแบบ $K = P_{design} / \delta$ ซึ่งโดยปกติการทรุดตัวของเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกออกแบบสูงในชั้นดินกรุงเทพจะมีการทรุดตัวประมาณไม่เกิน 6 มิลลิเมตร จากผลการตรวจวัดการทรุดตัวของฐานรากอาคารเมื่อรับน้ำหนักบรรรทุกตามที่ออกแบบไว้แล้วพบว่าการทรุดตัวมีค่าสูงกว่าการทรุดตัวที่ได้จากผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม ทำให้ต้องย้อนกลับมาพิจารณาว่าการเลือกใช้ค่าคงที่ของสปริงจากผลการทดสอบเสาเข็มนั้นไม่น่าจะทำให้ได้ผลการวิเคราะห์สอดคล้องกับความเป็นจริง ซึ่งได้มีผู้ทำวิจัยได้รวบรวมข้อมูลการทรุดตัวของอาคารไว้หลายท่าน ซึ่งได้ยกตัวอย่างมาให้เห็นได้แก่ [7] ได้บันทึกการทรุดตัวของฐานรากอาคารเมื่อก่อสร้างเสร็จ พบว่ามีการทรุดตัวของอาคารสูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบถึง 60 เท่า สำหรับอาคารธนาคารกรุงเทพสำนักงานใหญ่ซึ่งใช้เสาเข็มแบบ barrette 0.8mx2.0m tip -30m สำหรับอาคารไทปิง ซึ่งใช้เสาเข็มเจาะเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5m tip -32m การทรุดตัวของอาคารสูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบเป็น 10.7 เท่า โดยการทรุดตัวของอาคารไทปิง tower A และ tower B มีลักษณะเป็นรูปถ้วย (dish shape) ที่การทรุดตัวสูงสุดอยู่ที่ส่วนกลางของอาคาร และการทรุดตัวจะลดลงบริเวณขอบของอาคาร ดังรูปที่ 1

ตารางที่ 1 การทรุดตัวของเสาเข็มเมื่อทดสอบและการทรุดตัวของอาคาร [7]

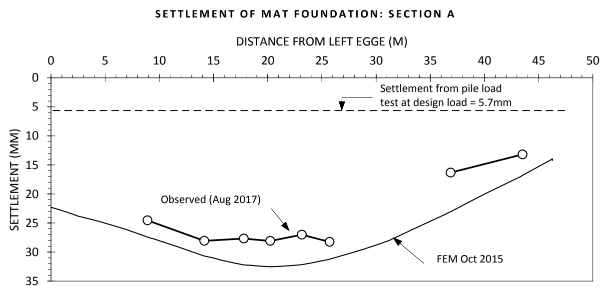
โครงการ	การทรุดตัว	
	ทดสอบที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบ	การทรุดตัวของฐานรากเมื่อสร้างเสร็จ
ธนาคารกรุงเทพ สำนักงานใหญ่	2.5mm at 635 ton	150mm
อาคารไทปิง tower A	9mm at 1100 ton	96mm
อาคารไทปิง tower B	9mm at 1100 ton	96mm



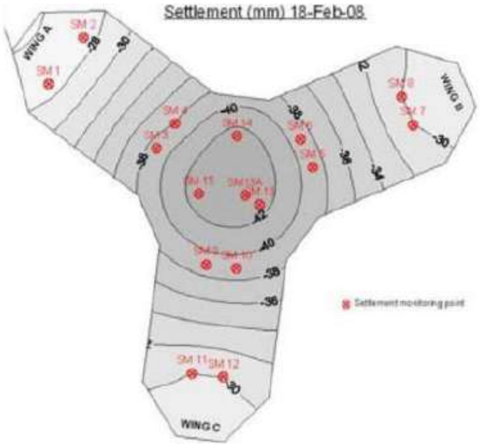
รูปที่ 1 เส้นชั้นการทรุดตัวของอาคารไทปิง tower A และ tower B ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปถ้วยที่มีการทรุดบริเวณฐานกลางอาคารสูงกว่าที่ขอบอาคาร วาดใหม่จากงานเดิมของ [7]

[8] ได้รายงานว่าการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ของอาคารสูง 50 ชั้น ในชั้นดินกรุงเทพมีการทรุดตัวสูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มที่รับน้ำหนักบรรทุกออกแบบอยู่ 5.2 เท่า และการทรุดตัวนี้สอดคล้องกับการทำนายการทรุดตัวด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ก่อนที่จะมีการก่อสร้างอาคาร ดังนั้นการทรุดตัวของฐานรากอาคารจึงไม่ได้เป็นการทรุดตัวที่ผิดปกติหรือเป็นการทรุดตัวที่เกิดจากความบกพร่องของเสาเข็มแต่อย่างใด เนื่องจากได้ทำการวิเคราะห์และทำนายไว้ล่วงหน้าถึง 2 ปี ดังรูปที่ 2 [2] ได้วิเคราะห์การทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแพด้วยโปรแกรม ELPLA โดยเปรียบเทียบกับผลการตรวจวัดการทรุดตัวของฐานรากอาคารสูงของตึก Burj Khalifa ที่มีความสูงประมาณ 829.8 เมตร จำนวน 163 ชั้น และใช้ระบบฐานรากเสาเข็มแพรองรับน้ำหนักของอาคาร โดยฐานรากแพหนา 3.7 เมตร เสาเข็มเจาะเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.5 เมตร จำนวน 192 ต้น ยาวประมาณ 47.45 เมตร พบว่าเมื่อเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกออกแบบ 30 เมกะนิวตัน หัวเสาเข็มเกิดการทรุดตัวประมาณ 5 มิลลิเมตร ซึ่งมีค่าการทรุดตัวต่ำกว่าค่าการทรุดตัวจากผลการตรวจวัดในระหว่างก่อสร้างเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 8.6 เท่า โดยฐานรากเกิดการทรุดตัวบริเวณส่วนกลางมากที่สุดเท่ากับ 43 มิลลิเมตร และเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันเท่ากับ 14 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 3

เหตุผลที่การทรุดตัวของเสาเข็มอาคารสูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบนั้น [6] ได้อธิบายเหตุผลว่าการทดสอบเสาเข็มที่เป็นเสาเข็มเดี่ยวทำให้เกิดกระเปาะแรงดันดินเล็กกว่ากระเปาะแรงดันของเสาเข็มกลุ่มที่เกิดจากการซ้อนทับของแรงดันดินจากเสาเข็มเดี่ยว กระเปาะแรงดันดินที่ใหญ่ขึ้นนี้ส่งอิทธิพลลงไปในชั้นดินลึกกว่า ดังรูปที่ 4 [3] ยังได้อธิบายถึงการซ้อนทับของการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวที่ทำให้การทรุดตัวของเสาเข็มบริเวณส่วนกลางของฐานรากเสาเข็มกลุ่มเกิดการทรุดตัวที่มีลักษณะเป็นรูปถ้วย ดังรูปที่ 5



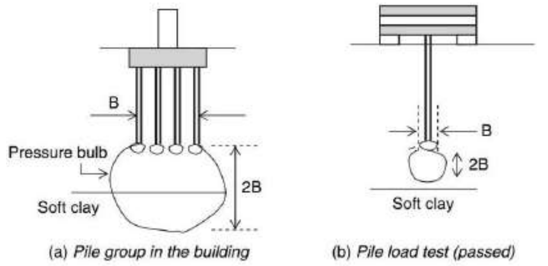
รูปที่ 2 เปรียบเทียบการทำนายการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแผ่ล่วงหน้า 2 ปี กับผลการตรวจวัดหลังจากการก่อสร้าง [8]



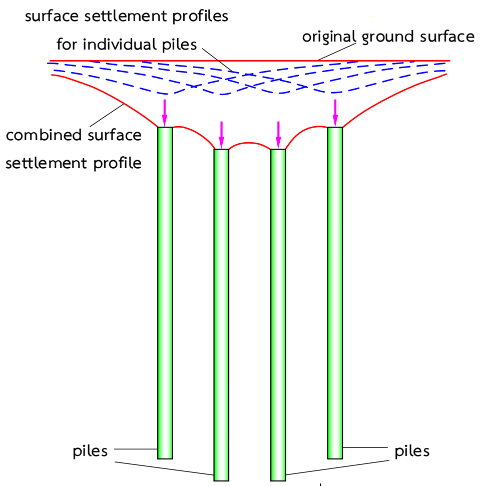
รูปที่ 3 ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มแพของตึก Burj Khalifa ภายใต้ 80% ของน้ำหนักโครงสร้างทั้งหมด [2]

จากงานวิจัยและหลักฐานที่กล่าวมาข้างต้นชี้ให้เห็นว่าวิธีการออกแบบที่มีแนวคิดว่าหากเสาเข็มรับน้ำหนักบรรทุกใกล้เคียงกันแล้วจะมีการทรุดตัวที่ใกล้เคียงกันนั้นไม่เป็นจริง โดยฐานรากจะมีการทรุดตัวแบบเสาเข็มกลุ่มซึ่งเกิดการซ้อนทับของหน่วยแรงทำให้การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มนั้นสูงกว่าการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว และทำให้เกิดการทรุดตัวที่มีลักษณะเป็นรูปถ้วยขึ้น และการเลือกใช้ค่าคงที่ของสปริงเพื่อใช้ในการจำลองเสาเข็มเป็นสปริงนั้นทำให้ได้ค่าคงที่ของสปริงที่สูงเกินกว่าความเป็นจริงอันนำไปสู่ผลการโก่งของฐานรากที่น้อยกว่าความเป็นจริง ซึ่งการวิเคราะห์ที่ได้การทรุดตัวของฐานรากที่น้อยกว่าความเป็นจริงนี้ทำให้แรงในโครงสร้างส่วนบนของอาคารผิดไปจากความเป็นจริงด้วย

งานวิจัยนี้ได้รายงานผลการศึกษาพฤติกรรมการทรุดตัวของฐานรากอาคารสูงแบบแผ่ โดยอาศัยผลการทรุดตัวของเสาเข็มที่ได้จากการทดสอบและผลการวัดการทรุดตัวของฐานรากอาคารเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ย้อนกลับ (back analysis) โดยการจำลองด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์แบบสามมิติ (3D Finite element) และได้ใช้ผลการวิเคราะห์กลับในการหาแนวทางที่จะทำให้ฐานรากเสาเข็มแผ่มีการทรุดตัวที่แตกต่างลดลง ซึ่งจะทำให้การออกแบบเป็นไปอย่างปลอดภัยและประหยัด



รูปที่ 4 กระเปาะแรงดันของการทดสอบเสาเข็มเดี่ยวและกระเปาะแรงดันของเสาเข็มกลุ่ม [6]



รูปที่ 5 พฤติกรรมการทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มเนื่องจากการซ้อนทับของการทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยว [3]

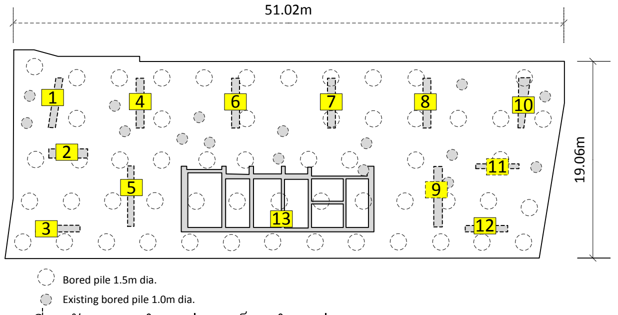
2. วิธีการวิจัย

วิธีการวิจัยได้รวบรวมข้อมูลการออกแบบฐานรากอาคารสูงของโครงการก่อสร้างอาคาร 51 ชั้นในซอยสุขุมวิท 24 ที่ใช้ฐานรากเป็นฐานรากเสาเข็มแผ่, ผลการเจาะสำรวจสภาพชั้นดินของโครงการ, ข้อมูลการทดสอบเสาเข็มโครงการทั้งเสาเข็มที่ก่อสร้างไว้ก่อนและเสาเข็มที่ก่อสร้างใหม่ และได้เก็บข้อมูลการทรุดตัวของฐานรากอาคารโดยได้ตรวจวัดที่พื้นชั้น 1 ของอาคารเพื่อความสะดวกในการตรวจวัด จากนั้นทำการวิเคราะห์กลับโดยใช้โปรแกรม PLAXIS 3D ซึ่งเป็นโปรแกรมไฟไนท์อีลิเมนต์ การวิเคราะห์กลับใช้ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มและทำการวิเคราะห์โดยแปรผันค่า Young's modulus ที่ทำให้ได้การทรุดตัวของเสาเข็มเดี่ยวที่รับแรงกระทำในแบบจำลอง FEM ใกล้เคียงกับการทรุดตัวที่ได้จากผลการทดสอบมากที่สุด เมื่อได้ค่า Young's modulus จากการวิเคราะห์กลับแล้วนำไปใช้ในการจำลองฐานรากเสาเข็มแผ่ของโครงการโดยใช้น้ำหนักบรรทุกที่ได้จากผู้ออกแบบโครงสร้าง โดยน้ำหนักบรรทุกที่ใช้จะคิดเฉพาะ dead load และ superimposed dead load เพื่อให้สอดคล้องกับการทรุดตัวของอาคาร เนื่องจากในขั้นตอนการก่อสร้างอาคารนั้นยังไม่มี live load มากระทำกับอาคาร

ในงานวิจัยนี้ได้ทำ parametric study โดยการสร้างแบบจำลองสามมิติโดยใช้โปรแกรม PLAXIS 3D เพื่อใช้ในการพิจารณาการจัดวางตำแหน่งของเสาเข็ม และพิจารณาการปรับความยาวเสาเข็มให้ mat มีการโก่งตัวที่ทำให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันของ mat ลดลง ในงานวิจัยยังได้ทำการเปรียบเทียบการวิเคราะห์แรงในองค์อาคารที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วย ETABS ที่จำลองเสาเข็มเป็นสปริง โดยใช้สติฟเนสของสปริงที่ได้จากการนำแรงที่ได้จาก ETABS มาคำนวณการทรุดตัวและแรงในเสาเข็มแต่ละต้นด้วย PLAXIS 3D จากนั้นคำนวณสติฟเนสของสปริงแต่ละต้นแล้ววิเคราะห์แรงในองค์อาคารโดยใช้สติฟเนสของสปริงของเสาเข็มแต่ละต้นที่ได้จากการจำลองใน PLAXIS 3D ซึ่งในงานวิจัยได้ครอบคลุมไปถึงผลของการใช้สปริงในขอบเขตพื้นที่เสาเข็ม (area spring) ที่ทำให้การคำนวณแรงใน mat ตรงกับความเป็นจริงมากกว่าการใช้สปริงที่เป็นเพียงจุดต่อที่ไม่มีพื้นที่ (node spring)

2.1 ลักษณะของอาคาร

อาคารที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นอาคารสูง 51 ชั้น มีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ามีขนาดกว้าง 51.02 เมตร ยาว 19.06 เมตร รองรับด้วยฐานราก mat หนา 2.50 เมตร วางบนเสาเข็มเจาะเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร โดยระดับหัวเสาเข็มอยู่ที่ความลึก -5.60 เมตร และระดับปลายเสาเข็มอยู่ที่ความลึก -56.00 เมตร จำนวน 56 ต้น ในอาคารนี้มีเสาเข็มเก่าที่ก่อสร้างไว้แล้วเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.00 เมตร จำนวน 16 ต้น โดยระดับหัวเสาเข็มอยู่ที่ความลึก -5.60 เมตร และระดับปลายเสาเข็มอยู่ที่ความลึก -50.00 เมตร โดยอาคารมีเสาที่มีลักษณะเป็นเหมือนกำแพง (column wall) และมีปล่องลิฟท์ที่เป็นกำแพงแกน (core wall) ดังรูปที่ 6 โดยแรงที่กระทำต่อ mat ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างโดยผู้ออกแบบโครงสร้างส่วนบน ดังตารางที่ 2



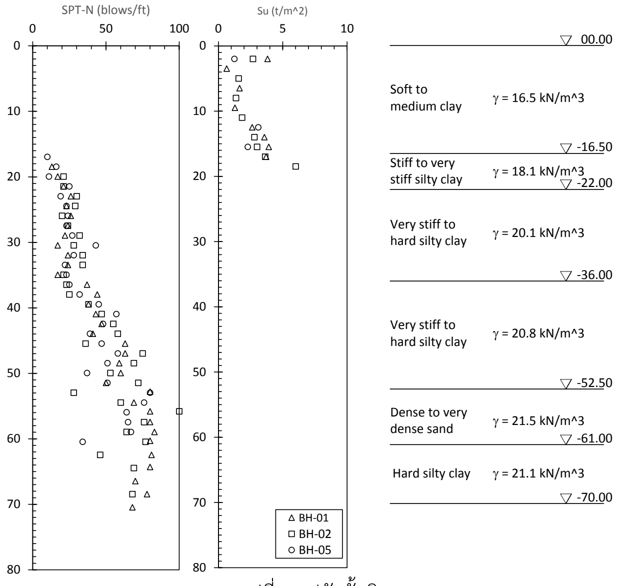
รูปที่ 6 ผัง mat, ตำแหน่งเสาเข็ม, ตำแหน่งของ column wall และ core wall

ตารางที่ 2 แรงกระทำต่อฐานรากเสาเข็มแผ่

Column No.	DL+SDL (ton)	LL (ton)	Total Load (ton)
1	2015	334	2349
2	1665	252	1917
3	1378	156	1534
4	3224	588	3812
5	2093	278	2371
6	3483	629	4112
7	3540	598	4138
8	3154	548	3702
9	2854	391	3245
10	2339	432	2771
11	1407	220	1627
12	1312	154	1466
13	19487	2491	21978

3. ข้อมูลชั้นดินและสมบัติทางกลของดิน

ในงานวิจัยได้เลือกใช้ข้อมูลจากหลุมเจาะที่ใกล้เคียงกับตำแหน่งของอาคารทั้งหมด 3 หลุม โดยหลุมเจาะ BH-02 อยู่ตรงตำแหน่งของอาคาร รูปที่ 7 เป็นรูปตัดชั้นดิน โดยประกอบไปด้วยชั้นผิวหน้าดิน หนา 1.5 เมตร ถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง หนา 15.0 เมตร จากนั้นเป็นดินเหนียวแข็งถึงแข็งมาก ลึกไปจนถึง 52.5 เมตร หลังจากนั้นเป็นชั้นดินทรายแน่นถึงแน่นมาก หนา 8.5 เมตร ถัดจากชั้นทรายจนถึงก้นหลุมเจาะเป็นชั้นดินเหนียวดาน หนา 9.0 เมตร ตารางที่ 3 สรุประดับของชั้นดิน, สมบัติทางกายภาพ และสมบัติเชิงกลของดินที่ใช้ในการจำลอง ในงานวิจัยนี้ใช้แบบจำลองที่ใช้สติฟเนสประสิทธิผลและใช้กำลังรับแรงเฉือนหน่วยแรงรวมแบบไม่ระบายน้ำสำหรับชั้นดินเหนียว ซึ่งเป็น undrained type B ใน PLAXIS 3D สำหรับการใช้แบบจำลองดินแบบ undrained type B นี้จะได้ผลลัพธ์การคำนวณแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อน้ำหนักอาคารกระทำต่อดิน ซึ่งสามารถจำลองการระบายน้ำส่วนเกินนี้ได้ด้วยการวิเคราะห์ consolidation analysis ใน PLAXIS 3D ส่วนชั้นทรายใช้แบบจำลองดินแบบระบายน้ำ สำหรับฐานรากคอนกรีตเสริมเหล็กและเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กใช้แบบจำลองเป็น linear elastic โดยใช้ค่า Young’s modulus เป็น 24.78 MPa และค่า Poisson’ ratio เป็น 0.2



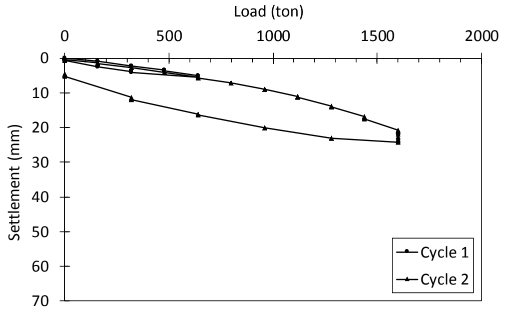
รูปที่ 7 รูปตัดชั้นดิน

ตารางที่ 3 สมบัติทางกายภาพและสมบัติเชิงกลของดินที่ใช้ในการจำลอง

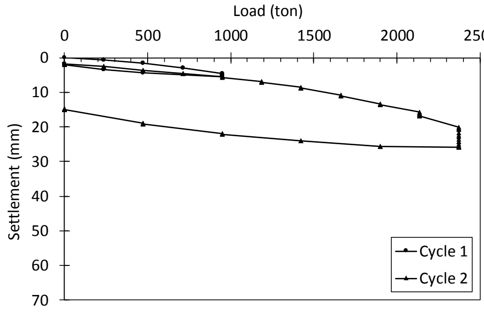
Material	Depth (m)	E' (kN/m^2)	ν'	Unit weight (kN/m^3)	ϕ' (degree)	Su (kN/m^2)
Soft to medium caly	00.0-16.5	10,546	0.30	16.52	-	24.5
Stiff to very stiff silty clay	16.5-22.0	126,549	0.30	18.10	-	73.6
Very stiff to hard silty clay 1	22.0-36.0	210,915	0.30	20.18	-	122.6
Very stiff to hard silty clay 2	36.0-52.5	464,013	0.30	20.83	-	269.8
Dense to very dense sand	52.5-61.0	137,600	0.30	21.57	37.00	-
Hard silty clay	61.0-70.0	674,928	0.30	21.14	-	392.4

3.1 ข้อมูลและผลการทดสอบเสาเข็ม

ในโครงการนี้ได้ทำการทดสอบเสาเข็มเจาะด้วยวิธี Static Pile Load Test โดยเสาเข็มทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1000 มิลลิเมตร และ 1500 มิลลิเมตร โดยใช้มาตรฐานของ ASTM D 1143/D 1143M-07 ทำการทดสอบที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบและน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีค่า 2.5 เท่าของน้ำหนักบรรทุกออกแบบ ผลการทดสอบเสาเข็มขนาด 1000 มิลลิเมตร ที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบ 640 ตัน มีการทรุดตัว 5.50 มิลลิเมตร และทดสอบจนถึงน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 1600 ตัน ส่วนผลการทดสอบเสาเข็มขนาด 1500 มิลลิเมตร ที่น้ำหนักบรรทุกออกแบบ 950 ตัน มีการทรุดตัว 5.47 มิลลิเมตร และทดสอบจนถึงน้ำหนักบรรทุก 2375 ตัน ดังรูปที่ 8 และ 9



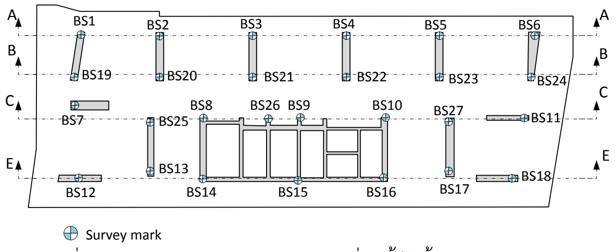
รูปที่ 8 ผลการทดสอบเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1000 มิลลิเมตร



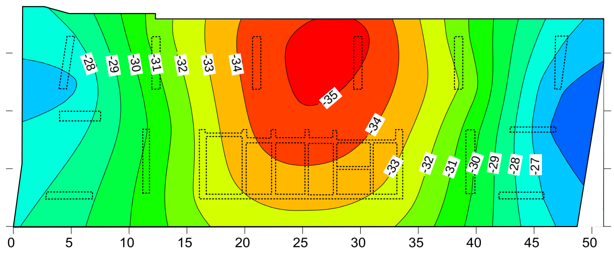
รูปที่ 9 ผลการทดสอบเสาเข็มเจาะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1500 มิลลิเมตร

3.2 การทรุดตัวของฐานราก

เพื่อศึกษาการทรุดตัวของฐานอาคารเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกได้ติดตั้งจุดวัดการทรุดตัวไว้ที่เสาส่วนล่างที่ติดกับ mat ทั้งหมด 26 จุด ดังรูปที่ 10 โดยวัดการทรุดตัวของฐานด้วยกล้องระดับตั้งแต่เริ่มการก่อสร้างจนกระทั่งก่อสร้างอาคารได้เสร็จสิ้นถึงชั้นที่ 51 รูปที่ 11 เป็นเส้นชั้นการทรุดตัวของ mat เมื่อสิ้นสุดการก่อสร้าง เห็นได้ว่าการทรุดตัวสูงสุดเป็น 35.0 มิลลิเมตร ตรงกึ่งกลาง mat โดยขอบ mat มีการทรุดตัว 27.5 มิลลิเมตร ซึ่งมีลักษณะเป็นรูปถ้วยเล็กน้อย คิดเป็นการทรุดที่แตกต่างกัน 7.5 มิลลิเมตร ซึ่งค่าทรุดตัวของอาคารที่เกิดขึ้นนี้มีค่าสูงกว่าค่าทรุดตัวของเสาเข็มทดสอบอยู่ประมาณ 6 เท่า



รูปที่ 10 ตำแหน่งจุดตรวจวัดการทรุดตัวที่ติดตั้งไว้ชั้นล่างสุดของอาคาร



รูปที่ 11 เส้นชั้นการทรุดตัวของ mat จากการตรวจวัดในสนาม

4. การวิเคราะห์กลับโดยใช้ผลการทดสอบเสาเข็มและผลการวัดการทรุดตัวของอาคาร

สำหรับงานวิจัยนี้ได้ใช้การวิเคราะห์กลับเพื่อหา Young's modulus ที่เหมาะสมเพื่อทำนายการทรุดตัวของดิน โดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการเจาะสำรวจดินในโครงการที่มีผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง ส่วนกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในชั้นดินเหนียวแข็งถึงชั้นดินเหนียวดานประมาณจากผลการทดสอบตอกแบบมาตรฐาน แบบจำลองดินที่ใช้เป็นแบบอีลาสติกเชิงเส้น-พลาสติกอย่างสมบูรณ์ที่ใช้เกณฑ์การวิบัติของ มอหร์-คูลอมบ์ (linear elastic-perfectly plastic with Mohr-Coulomb failure criteria) สำหรับชั้นดินเหนียวใช้ effective Young's modulus โดยคำนวณจากกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำในรูป $E' = mS_u$ โดย m เป็นค่าคงที่ซึ่งการเลือกใช้ค่า m ขึ้นกับระดับของ shear strain ที่เกิดขึ้นในชั้นดิน โดย effective Young's modulus มีความสัมพันธ์กับ undrained Young's modulus ดังสมการที่ 1

$$E' = \frac{2(1+\nu')}{2(1+\nu_u)} E_u \tag{1}$$

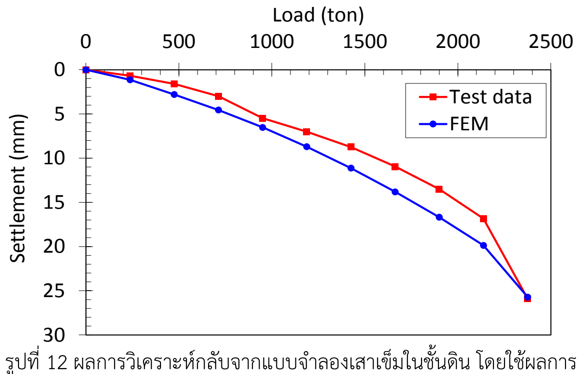
เมื่อ $\nu' = 0.3$ กรณีหน่วยแรงประสิทธิผล และ $\nu_u = 0.5$ กรณีหน่วยหน่วยแรงรวมแบบไม่ระบายน้ำ ได้ความสัมพันธ์เป็น $E' = 0.87E_u$ สำหรับกำลังรับแรงเฉือนใช้เป็นหน่วยแรงรวมแบบไม่ระบายน้ำ ซึ่งใน PLAXIS 3D เรียกว่า undrained type B ส่วนชั้นดินทรายกำหนดให้คิดเป็นหน่วยแรงประสิทธิผลและเป็นแบบระบายน้ำ ในการคำนวณโดยให้ชั้นดินเหนียวเป็นแบบไม่ระบายน้ำทำให้โปรแกรมคำนวณแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อหน่วยแรงในดินเพิ่มขึ้น ดังนั้นจึงต้องให้โปรแกรมวิเคราะห์การอัดตัวคายน้ำเพื่อศึกษาพฤติกรรมของฐานรากในกรณีที่แรงดันน้ำส่วนเกินลดลงจนได้ระดับการอัดตัวคายน้ำที่ 90 เปอร์เซ็นต์

ในการวิเคราะห์กลับโดยใช้ผลการทดสอบเสาเข็ม ทำโดยสร้างแบบจำลองเสาเข็มในชั้นดินโครงการ โดยความกว้างและความลึกของแบบจำลองมากพอที่จะไม่ทำให้ขอบเขตของแบบจำลองส่งผลกระทบต่อผลการวิเคราะห์ ในการวิเคราะห์ใช้วิธีการเพิ่มแรงกระทำเป็นแบบ point load บนหัวเสาเข็มที่มีค่าเท่ากับแรงกระทำต่อหัวเสาเข็ม และคำนวณค่าทรุดตัวของหัวเสาเข็ม และได้แปรผันค่าสติฟเนสของดินจนกระทั่งผลการวิเคราะห์มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบเสาเข็มมากที่สุด ดังรูปที่ 12 และตารางที่ 4 สรุปค่าสติฟเนสที่ได้จากการวิเคราะห์กลับ

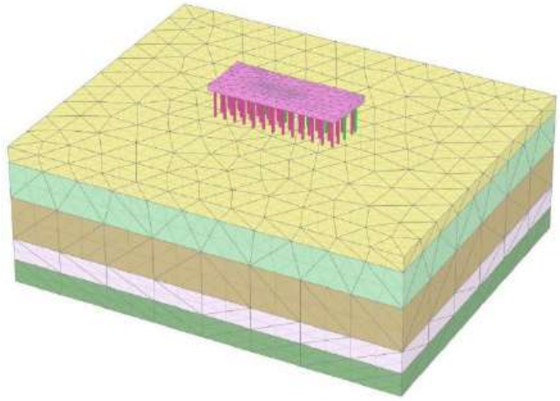
ตารางที่ 4 ค่า Young's modulus จากการคำนวณย้อนกลับโดยใช้ผลการทรุดตัวที่ได้จากการทดสอบเสาเข็มเดี่ยว

Material	E'	E' (kPa)
Soft to medium clay	$E' = 435S_u$	*10546*
Stiff to very stiff silty clay	$E' = 1740S_u$	*126549*
Very stiff to hard silty clay 1	$E' = 1740S_u$	*210915*
Very stiff to hard silty clay 2	$E' = 1740S_u$	*464013*
Dense to very dense sand	$E' = 2000N_{60}$	137600
Hard silty clay	$E' = 1740S_u$	674928

เมื่อได้ Young's modulus ของชั้นดินจากการวิเคราะห์กลับโดยอาศัยผลการทดสอบเสาเข็มแล้ว จึงได้ทำการจำลองฐานรากเสาเข็ม mat โดยใช้ Young's modulus ในตารางที่ 4 โดยใช้ 10-node tetrahedral element ในการจำลอง mat และจำลองเสาเข็มโดยใช้ embedded beam element ซึ่งเป็นการจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินโดยรอบกับเสาเข็มและ mat ดังรูป 13



รูปที่ 12 ผลการวิเคราะห์กลับจากแบบจำลองเสาเข็มในชั้นดิน โดยใช้ผลการทดสอบเสาเข็มเส้นผ่านศูนย์กลาง 1500 มิลลิเมตร

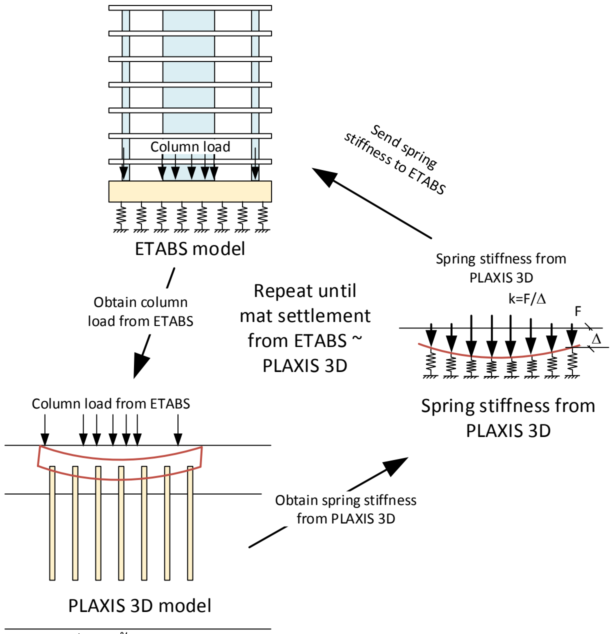


รูปที่ 13 แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์ฐานรากเสาเข็มแผ่ โดยซอฟแวร์ PLAXIS 3D

ในการจำลองร่วมกันระหว่าง ETABS กับ PLAXIS 3D ใช้การวิเคราะห์แบบกระทำซ้ำหลายรอบ iteration ระหว่าง ETABS กับ PLAXIS โดยเริ่มจากทำการวิเคราะห์แรงที่กระทำต่อส่วนล่างสุดของเสา โดยจำลองโครงสร้างอาคารใน ETABS ที่พิจารณาให้เสาเข็มเป็นสปริง โดยค่าสติฟเนสของสปริงเริ่มต้นใช้ค่าของการวิเคราะห์จากผลการทดสอบเสาเข็มเป็นค่าตั้งต้น จากนั้นจำลองอาคารและ mat บนสปริงเพื่อให้ได้แรงกระทำที่โคนเสา จากนั้นนำแรงกระทำโคนเสาจาก ETABS ไปเป็นแรงกระทำต่อ mat ในแบบจำลอง PLAXIS 3D ผลลัพธ์ที่ได้เป็นแรงที่ถ่ายลงสู่เสาเข็มและค่าทรุดตัวของเสาเข็มแต่ละต้น ในขั้นตอนนี้สามารถคำนวณสติฟเนสของสปริงที่จะใช้แทนเสาเข็มใน ETABS ได้ ดังสมการที่ 2

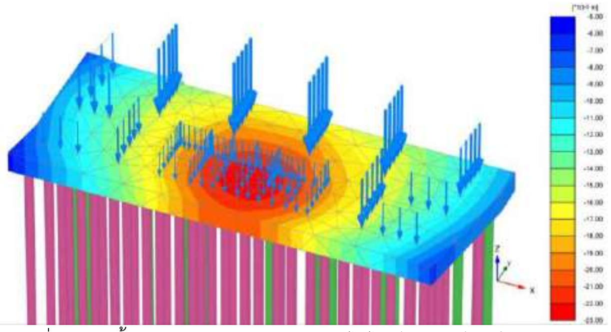
$$K = \frac{P}{\delta} \qquad (2)$$

เมื่อ K คือค่าสติฟเนสของสปริง, P คือแรงที่หัวเสาเข็ม และ δ คือการทรุดตัวของหัวเสาเข็ม จากนั้นใช้สติฟเนสของสปริงสำหรับเสาเข็มแต่ละต้นจากโปรแกรม PLAXIS 3D ในการสร้างแบบจำลอง ETABS ในขั้นตอนนี้สปริงที่ได้ถือว่าได้พิจารณาปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับเสาเข็มและ mat แล้วแต่ยังไม่สมบูรณ์เนื่องจากในการจำลอง PLAXIS 3D นั้นไม่ได้รวมเอาผลเนื่องจากสติฟเนสของอาคารส่วนบนเข้าไปด้วย ดังนั้นจึงต้องนำแรงกระทำโคนเสาจาก ETABS ในรอบที่สองนี้มาใช้เป็นแรงกระทำต่อ mat ใน PLAXIS 3D ซ้ำเป็นรอบที่สอง ซึ่งการทำการวิเคราะห์จะทำซ้ำจนกระทั่งการทรุดตัวของ mat ที่ได้จาก PLAXIS 3D ต่างจากการทรุดตัวของ mat ที่ได้จาก ETABS ต่ำกว่า 5 เปอร์เซ็นต์ โดยขั้นตอนการจำลอง ดังรูปที่ 14

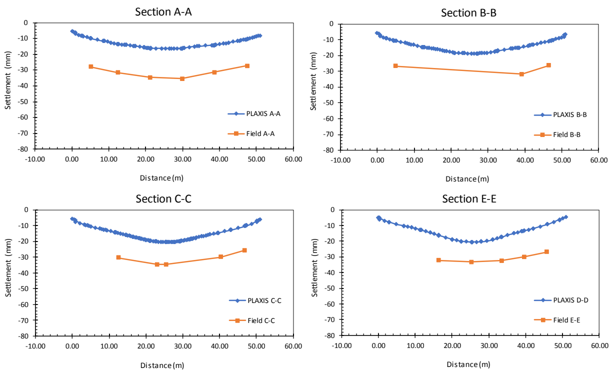


รูปที่ 14 ขั้นตอนการจำลองปฏิสัมพันธ์ระหว่างดินกับโครงสร้างโดย ETABS ร่วมกับ PLAXIS 3D

ผลการวิเคราะห์ในรูปของเส้นชั้นการทรุดตัวของ mat ในรูปที่ 15 ซึ่งเมื่อพิจารณาค่าทรุดตัวของฐานในแนว section A, section B, section C และ section E ในรูปที่ 16 เห็นได้ว่าค่าทรุดตัวของ mat ของแบบจำลองที่ใช้ Young's modulus จากการวิเคราะห์กลับโดยใช้ผลการทดสอบเสาเข็มนั้นต่ำกว่าค่าทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงอยู่ประมาณ 2 เท่า ซึ่งแสดงให้เห็นว่าค่า Young's modulus ที่ได้จากผลการทดสอบเสาเข็มของโครงการนี้อาจสูงเกินกว่าที่จะให้ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ mat ในแบบจำลอง FEM ตรงกับผลการทรุดตัวจากการตรวจวัดจริง ดังนั้นจึงได้ทำการวิเคราะห์กลับเพิ่มเติมโดยใช้ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของอาคารในการวิเคราะห์กลับเพื่อเปรียบเทียบ โดยได้จำลองฐานราก mat, เสาเข็ม, และชั้นดิน โดยใช้แรงกระทำส่วนบนจากผู้ออกแบบโครงสร้าง และแปรผัน Young's modulus จนทำให้ค่าทรุดตัวของ mat ในแบบจำลอง FEM สอดคล้องกับการทรุดตัวจริงที่ได้จากการตรวจวัดมากที่สุด

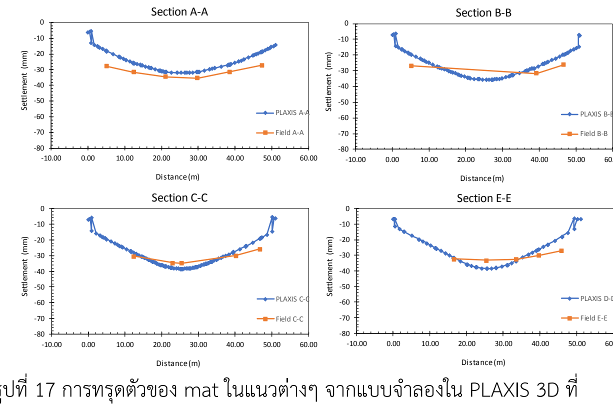


รูปที่ 15 เส้นชั้นการทรุดตัวของ mat โดยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์และใช้ Young's modulus แบบวิเคราะห์กลับจากผลการทดสอบเสาเข็มเจาะของโครงการ



รูปที่ 16 การทรุดตัวของ mat ในแนวต่างๆ จากแบบจำลองใน PLAXIS 3D โดยใช้ Young's modulus แบบวิเคราะห์กลับจากผลการทดสอบเสาเข็มเจาะของโครงการ

รูปที่ 17 เป็นค่าทรุดตัวของ mat จากแบบจำลองใน PLAXIS 3D ที่สอดคล้องกับค่าทรุดตัวจริงที่ได้จากการตรวจวัดมากที่สุด โดย Young's modulus ของดินที่ให้ค่าการทรุดตัวที่สอดคล้องที่สุดนี้สรุปอยู่ในตารางที่ 5 เห็นได้ว่า Young's modulus ของดินที่คำนวณกลับจากผลการทดสอบเสาเข็มนั้นสูงกว่า Young's modulus ที่คำนวณกลับจากผลการตรวจวัดการทรุดตัวของ mat โดยในชั้น soft to medium clay มีค่า $E_u = 500S_u$, $E' = 435S_u$ และในชั้น very stiff to hard clay มีค่า $E_u = 2000S_u$, $E' = 1740S_u$ ส่วนในชั้นทรายนั้นใช้ค่า effective Young's modulus มีค่า $E' = 2000N_{60}$ ในส่วนของการที่ Young's modulus ของชั้นดินเหนียวที่วิเคราะห์กลับโดยใช้ผลการทดสอบเสาเข็มสูงกว่าอาจเนื่องจากการที่แบบจำลองแบบ linear elastic-perfectly plastic ไม่สามารถจำลองพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นได้ ทำให้การทรุดตัวของเสาเข็มกลุ่มมีค่าน้อยกว่าที่ควรจะเป็น หากใช้แบบจำลองดินแบบ non-linear ที่สติฟเนสลดลงเมื่อหน่วยแรงเพิ่มขึ้นน่าจะทำให้ผลการประมาณการทรุดตัวเป็นไปอย่างสอดคล้องมากขึ้น อย่างไรก็ตามในงานวิจัยนี้มุ่งเน้นประโยชน์ของงานวิจัยไปยังผู้ออกแบบอาคารสูง ดังนั้นจึงมุ่งเน้นไปที่การศึกษาและนำเสนอ Young's modulus ที่เหมาะสมสำหรับใช้กับแบบจำลองแบบ linear elastic-perfectly plastic ซึ่งเป็นแบบจำลองที่สามารถหาพารามิเตอร์สำหรับแบบจำลองได้สะดวก และพารามิเตอร์ยังสื่อถึงพฤติกรรมเชิงกลของดินอีกด้วย



รูปที่ 17 การทรุดตัวของ mat ในแนวต่างๆ จากแบบจำลองใน PLAXIS 3D ที่สอดคล้องกับค่าทรุดตัวจริงที่ได้จากการตรวจวัดในการทำวิเคราะห์กลับเพื่อหา Young's modulus ของชั้นดิน

ตารางที่ 5 ค่า Young's modulus จากการคำนวณย้อนกลับโดยใช้ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของ mat

Material	E'	E' (kPa)
Soft to medium clay	$E' = 130S_u$	3164
Stiff to very stiff silty clay	$E' = 435S_u$	31637
Very stiff to hard silty clay 1	$E' = 435S_u$	52729
Very stiff to hard silty clay 2	$E' = 435S_u$	116003
Dense to very dense sand	$E' = 2000N_{60}$	137600
Hard silty clay	$E' = 435S_u$	168732

5. การศึกษาอิทธิพลของการแปรผันการจัดเรียงเสาเข็มต่อแรงในโครงสร้าง

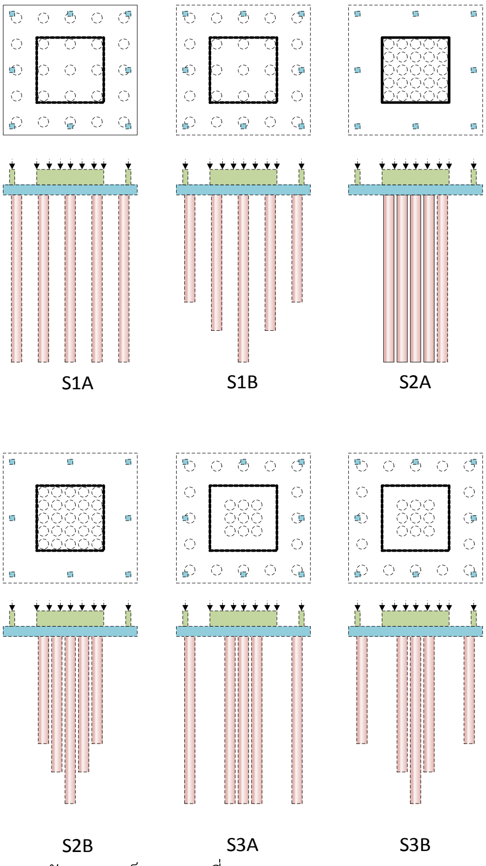
งานศึกษาเกี่ยวกับการแปรผันการจัดเรียงเสาเข็มที่รองรับ mat ที่มีผู้ทำไว้อาทิเช่น [1], [4] และ [5] ได้มีการจำลองฐานรากด้วยวิธีไฟไนท์อีลิเมนต์ โดยสมมุติขนาดของ mat และรูปแบบของแรงกระทำขึ้นมาโดยไม่สอดคล้องกับรูปแบบของอาคารสูงโดยทั่วไป ตัวอย่างเช่น [5] ใช้ฐานราก mat เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าและมีแรงกระทำเป็นสองกรณีได้แก่ กรณีแรงกระทำแบบ uniform load และกรณีแรงกระทำแบบ core-edge loading ซึ่งทำให้สติฟเนสของ mat ซึ่งประมาณจากความยาวต่อความหนาของ mat, L/B นั้นสูงมาก เช่นเดียวกับขนาดของ mat ในงานศึกษาของ [1] ที่ใช้ความกว้างของ mat รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสเท่ากับ 15 เมตร สำหรับงานวิจัยนี้ต้องการมุ่งเป้าหมายไปยังฐานรากของอาคารสูงพิเศษที่ใช้ฐานรากแบบ mat รองรับแรงกระทำจากโครงสร้างส่วนบน อีกทั้งลักษณะของอาคารสูงสำหรับที่เป็นที่พักอาศัยในปัจจุบันนิยมใช้รูปทรงอาคารรูปทรงแบน ที่ทำให้ฐานของอาคารเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

ในงานวิจัยได้จำลองรูปแบบของฐานราก mat ของอาคารทั้งหมด 5 รูปแบบ โดยรูปแบบที่ S1, S2 และ S3 เป็นฐานราก mat แบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 15 เมตร หนา 1 เมตร รองรับด้วยเสาเข็มที่มีระดับตัดหัวเสาเข็มอยู่ที่ระดับ -16 เมตร ดังรูปที่ 18 ส่วนรูปแบบ R4 และ R5 เป็นฐานรากรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 20 เมตร ยาว 50 เมตร หนา 2.5 เมตร รองรับด้วยเสาเข็มที่มีระดับตัดหัวเสาเข็มอยู่ที่ระดับ -5.6 เมตร โดยจัดวางเสาเข็มให้มีระยะห่างเป็น 3 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม ดังรูปที่ 19 โดยกรณีฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส S1A, S1B, S2A, S2B, S3A และ S3B จำลองชั้นดินและขนาดของแรงกระทำต่อ mat จากงานวิจัยของ [1] เพื่อทำการเปรียบเทียบการจำลองฐานราก mat ในรูปแบบต่างๆ สำหรับกรณีฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า R4A, R4B, R5A และ R5B ชั้นดินที่ใช้ในแบบจำลองเป็นชั้นดินจากการคำนวณย้อนกลับโดยใช้ผลการตรวจวัดการทรุดตัวของ mat ส่วนแรงกระทำต่อ mat นั้นใช้แรงกระทำจากผลการวิเคราะห์แรงในอาคารโดยใช้โปรแกรม ETABS โดยคิดเป็นอาคารที่มีความสูง 57 ชั้น ดังรูปที่ 20 โดยจะคิดเฉพาะแรงกระทำที่ค่อนข้างถาวรเนื่องจาก dead

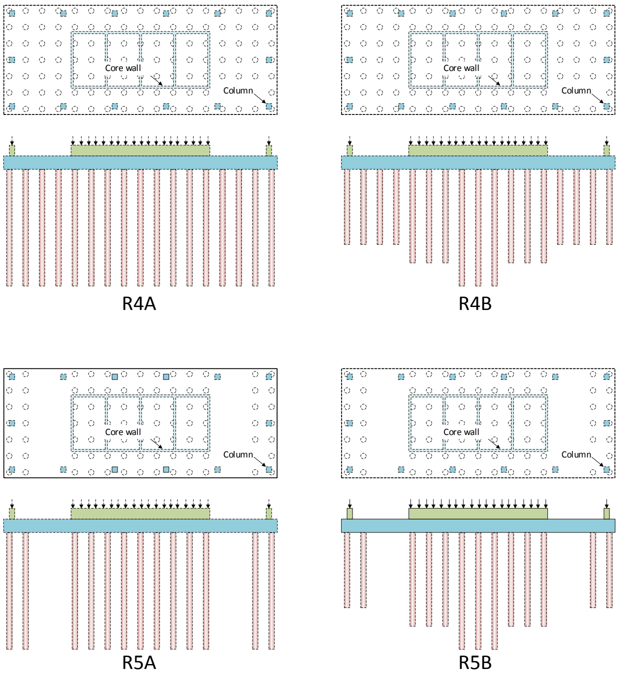
load และ superimposed dead load เท่านั้น ส่วน live load นั้นเป็นแรงกระทำที่ไม่แน่นอนและส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นน้อยกว่าที่ออกแบบไว้ โดยแรงที่กระทำต่อ mat ทั้งหมดเป็น 469,728 kN ตารางที่ 6 สรุปกรณีที่ใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 6 กรณีที่ใช้ในการวิเคราะห์และคำอธิบาย

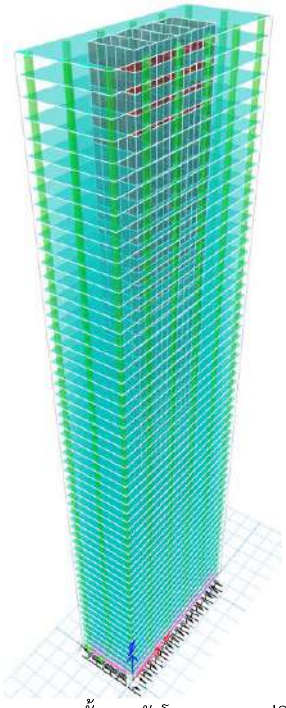
กรณี	การจัดเรียงเสาเข็ม
S1A	เข็มกระจายทั่ว mat ปลายเสาเข็มยาวเท่ากัน
S1B	เข็มกระจายทั่ว mat แปรผันระดับปลายเสาเข็ม
S2A	ใช้เสาเข็มรองเฉพาะบริเวณ core ปลายเสาเข็มยาวเท่ากัน
S2B	ใช้เสาเข็มรองเฉพาะบริเวณ core แปรผันระดับปลายเสาเข็ม
S3A	เสาเข็มรองใต้ core และใต้เสา ปลายเสาเข็มยาวเท่ากัน
S3B	เสาเข็มรองใต้ core และใต้เสา แปรผันระดับปลายเสาเข็ม
R4A	เข็มกระจายทั่ว mat ปลายเสาเข็มยาวเท่ากัน
R4B	เข็มกระจายทั่ว mat แปรผันระดับปลายเสาเข็ม
R5A	เสาเข็มรองใต้ core และใต้เสา ปลายเสาเข็มยาวเท่ากัน
R5B	เสาเข็มรองใต้ core และใต้เสา แปรผันระดับปลายเสาเข็ม



รูปที่ 18 การจัดวางเสาเข็มรูปแบบที่ S1A, S1B, S2A, S2B, S3A และ S3B

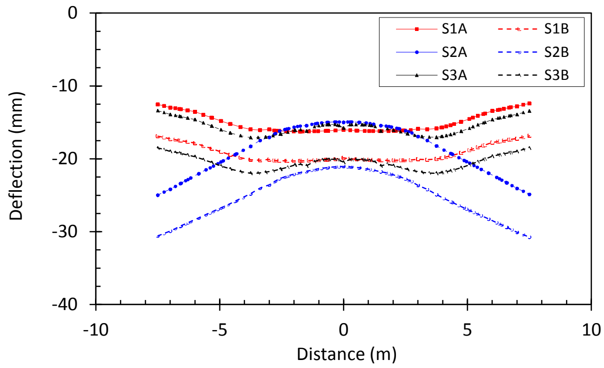


รูปที่ 19 การจัดวางเสาเข็มรูปแบบที่ R4A, R4B, R5A, และ R5B

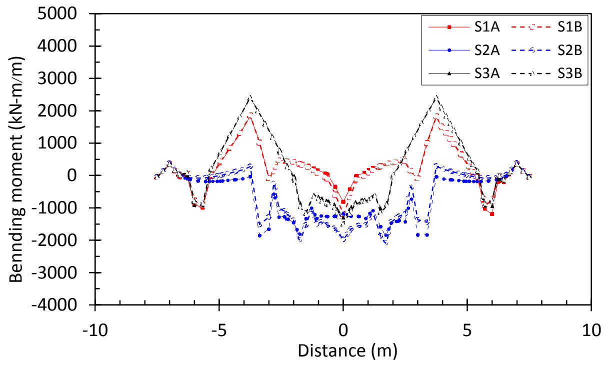

รูปที่ 20 แบบจำลองอาคารสูง 57 ชั้น รองรับโดยฐานรากแผ่ที่จำลองเสาเข็มด้วยสปริงในการวิเคราะห์แรงกระทำต่อ mat กรณี R4A, R4B, R5A และ R5B โดยซอฟแวร์ ETABS

ผลการวิเคราะห์อิทธิพลของการแปรผันการจัดเรียงเสาเข็ม แสดงให้เห็นว่าสำหรับฐานรากรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส การจัดเรียงเสาเข็มแบบกรณี S1A และ S3A มีการทรุดตัวของ mat คล้ายคลึงกัน ส่วนกรณีที่ใช้เสาเข็มรองรับเฉพาะ core กรณี S2A ทำให้ mat ส่วนกลางมีการทรุดตัวต่ำกว่าขอบ mat ซึ่งกรณีที่ใช้เสาเข็มรองรับเฉพาะ core นี้เป็นกรณีที่สมมุติขึ้นตามงานวิจัยของ [5] ซึ่งเป็นไปได้ยากในกรณีของ mat ที่วางอยู่บนชั้นดินอ่อน

แต่สำหรับการจำลองในกรณีนี้ mat วางอยู่บนชั้นดินแข็งที่มีกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงถึง 90 kN/m^2 ซึ่งเป็นชั้นดินจากงานวิจัยของ [1] พบว่าดินบริเวณขอบ mat เกิดการวิบัติจนทำให้เกิดการทรุดตัวเป็นรูปถ้วยคว่ำหรือรูปดอกเห็ด สำหรับการแปรผันระดับปลายเสาเข็มในกรณีฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสนั้นไม่ส่งผลอย่างมีนัยสำคัญเนื่องจากฐานรากมีความกว้างเพียง 15 เมตร ซึ่งทำให้ฐานรากมีสติฟเนสสูงจนอาจถือได้ว่าเป็นฐานรากแกร่ง ประกอบกับการจัดเรียงเสาเข็มทั้งหมดเข้าไปรองใต้ core จึงทำให้ระยะห่างระหว่างเสาเข็มลดลงทำให้อิทธิผลของการวิบัติแบบกลุ่มเกิดขึ้นเป็นหลัก

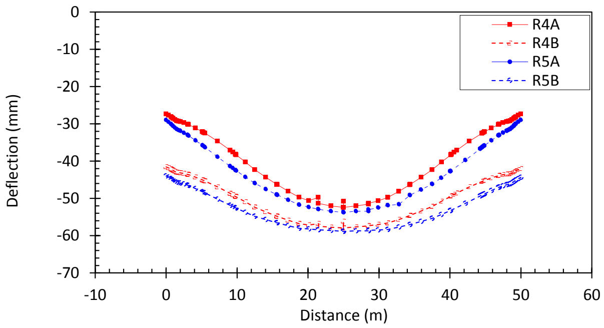


รูปที่ 21 การแอ่นตัวของ mat กรณีฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส S1A, S1B, S2A, S2B, S3A และ S3B

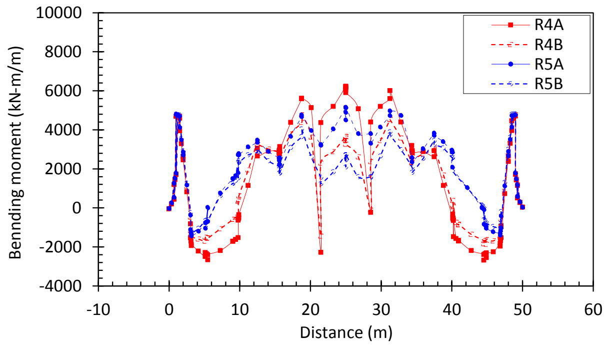


รูปที่ 22 โมเมนต์ดัดใน mat กรณีฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัส S1A, S1B, S2A, S2B, S3A และ S3B

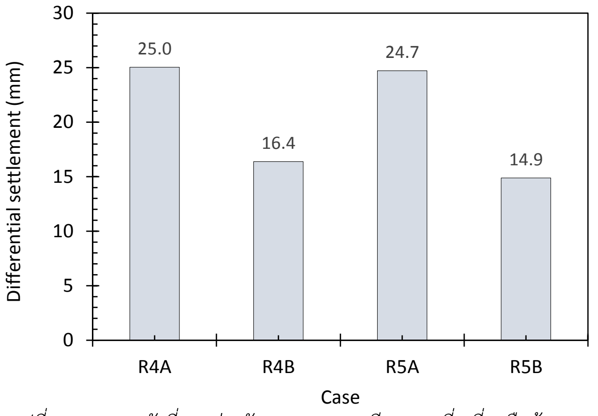
ในกรณีของ mat สี่เหลี่ยมผืนผ้า R4A, R4B, R5A และ R5B ซึ่งเป็นฐานรากที่มีสติฟเนสต่ำกว่าฐานรากสี่เหลี่ยมจัตุรัสในงานวิจัยนี้เนื่องจากฐานรากมีอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างต่ำกว่า เพื่อเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการลดการแอ่นของ mat ซึ่งอาจใช้เป็นรัศมีความโค้ง แต่ในงานวิจัยนี้จะใช้ค่าทรุดตัวที่ขอบ mat เทียบกับการทรุดตัวมากสุดที่กลาง mat, Δ_{mat} เป็นค่าที่ใช้เปรียบเทียบ สำหรับ mat กรณี R4A และ R4B เห็นได้ว่าการปรับลดความยาวเสาเข็มลงโดยให้เสาเข็มส่วนกลาง mat ยาวที่สุดทำให้ Δ_{mat} ลดลงจาก 25.0 มิลลิเมตร ลงเหลือ 16.4 มิลลิเมตร ดังรูปที่ 25 สำหรับกรณี R5A และ R5B ที่ใช้เสาเข็มรับเฉพาะส่วน core และส่วนเสาอาคารก็ได้ผลการทรุดตัวที่คล้ายคลึงกัน ดังรูปที่ 23 แต่เมื่อพิจารณาจากโมเมนต์ดัดพบว่ากรณี R5A และ R5B ที่ใช้เสาเข็มเฉพาะบริเวณ core และเฉพาะส่วนเสาทำให้เกิดโมเมนต์ดัดต่ำกว่า ดังรูปที่ 24



รูปที่ 23 การแอ่นตัวของ mat กรณีฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า R4A, R4B, R5A และ R5B



รูปที่ 24 โมเมนต์ดัดใน mat กรณีฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า R4A, R4B, R5A และ R5B



รูปที่ 25 การทรุดตัวที่แตกต่างกันของ mat กรณีฐานรากสี่เหลี่ยมผืนผ้า R4A, R4B, R5A และ R5B

6. บทสรุป

จากผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

1. ค่า Young's modulus ที่ทำให้ผลการวิเคราะห์การทรุดตัวของ mat สอดคล้องกับการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจริงได้จากการวิเคราะห์ย้อนกลับโดยใช้ข้อมูลการตรวจวัดการทรุดตัวของฐานราก สำหรับชั้นดิน soft to medium clay มีค่า $E_u = 150S_u$, $E' = 130S_u$ และในชั้น very stiff

to hard clay มีค่า $E_u = 500S_u$, $E' = 435S_u$ ส่วนในชั้นทรายนั้นใช้ค่า effective Young's modulus มีค่า $E' = 2000N_{60}$ ค่าที่ได้นี้ได้มาจากการวิเคราะห์กลับจากผลการตรวจวัดเพียงกรณีเดียวดังนั้นจึงต้องมีการวิเคราะห์กลับจากผลการตรวจวัดเพิ่มเติมเพื่อยืนยันผลการวิจัยนี้

2. การจัดเรียงเสาเข็มโดยมีการแปรผันความยาวเสาเข็มสามารถลดการทรุดตัวที่แตกต่างกันภายใน mat และลดโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นใน mat เนื่องจากการแปรผันความยาวเสาเข็มจะทำให้การทรุดตัวที่ขอบของ mat ที่มีเสาเข็มสั้นสุดเกิดการทรุดตัวใกล้เคียงกับบริเวณส่วนกลางของ mat ที่มีเสาเข็มยาวสุด ส่งผลให้การทรุดตัวที่แตกต่างกันและโมเมนต์ดัดลดลง โดยการแปรผันความยาวเสาเข็มในกรณี R4B และ R5B สามารถช่วยลดค่าการทรุดตัวที่แตกต่างกันจากกรณี R4A และ R5A เป็นอัตราส่วนประมาณ 1.5 และ 1.6 เท่า ตามลำดับ

เอกสารอ้างอิง

[1] Amornfa, K., Phienwej, N. and Kitpayuck, P. (2012). Current practice on foundation design of high-rise buildings in Bangkok, Thailand, Lowland technology international 14th, December 2012, pp.70-83.

[2] El Gendy, O. and El Gendy, A. (2018). Analysis of Piled raft of Burj Khalifa in Dubai by the program ELPLA. GEOTEC Software Inc., Canada, pp.3-23

[3] Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. and Elson, K. (1992). Piling Engineering (2nd edition), Taylor & Francis.

[4] Mali, S. and Singh, B. (2020). 3D Numerical Modeling of Large Piled-Raft Foundation on Clayey Soils for Different Loadings and Pile-Raft Configurations. Studia Geotechnica et Mechanica, 42(1), pp.1-17.

[5] Reul, O. and Randolph, M.F., (2004). Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(1), pp.1-13.

[6] Rajapakse R., (2007). Pile Design for Structural and Geotechnical Engineers (1st Edition), Butterworth-Heinemann

[7] Sambhandharaska, S. et al. (1987). Settlements of structures and their predictions in Bangkok subsoils., Southeast Asian geotechnical conference 9th, Bangkok, Thailand, 7-11 December 1987, pp.25-40

[8] Tanseng, P. (2017), Design and construction of foundation and deep excavation for high-rise building, Seminar on deep basements and foundations, Society of structural engineer – Sri Lanka.

อิทธิพลของการเสื่อมสภาพต่อกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งและเสถียรภาพเชิงลาด

INFLUENCE OF DEGRADATION ON MOBILIZED SHEAR STRENGTH OF SILTSTONE FOR SLOPE STABILITY ANALYSIS

นวัต ปรีชาศิลป์[1] บารเมศ วรรธนะภูติ[2] และ อภินิติ โชติสังกาศ[3,*]

[1] *นิสิตปริญญาโท, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (บางเขน)*

[2,3] *อาจารย์, ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (บางเขน)*

**Corresponding author; E-mail address: nawat.pr@ku.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้ได้นำเสนอพฤติกรรมการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้งที่เกิดขึ้นระหว่างการขุด-ถม และส่งผลต่อเสถียรภาพเชิงลาดของกองดินถม โดยหินตัวอย่างที่ศึกษาได้เก็บจาก โรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง สภาพแวดล้อมและภูมิอากาศ สามารถส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพของหินทรายแป้ง ซึ่งสามารถจำลองในห้องปฏิบัติการด้วยกระบวนการเปียกสลับแห้ง และการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงกด ความคงสภาพและเสื่อมสภาพของหินทรายแป้ง สามารถวิเคราะห์ได้จากผลการทดสอบ Slaking Test, Crumb Test และ Grain Size Distribution Analysis ด้วยอิทธิพลจากสภาพแวดล้อมทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุมีการเปลี่ยนแปลง และสังเกตได้จากผลการทดสอบ Direct Shear Test และ Unconfined Compressive Strength Test กำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำที่เกิดการเปลี่ยนแปลงจากการเสื่อมสภาพ ได้ถูกนำมาใช้จำลองในการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาด เพื่อประเมินค่าความปลอดภัยในสภาวะต่างๆ ซึ่งพบว่าปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัย คือ การเปลี่ยนแปลงสถานะของวัสดุจาก Soft Rock เป็น Hard Soil ซึ่งมีผลต่อการระบายน้ำและแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อถูกแรงเฉือน ซึ่งขึ้นกับอัตราการเสื่อมสภาพของวัสดุ โดยการพิบัติของเชิงลาดมีโอกาสเกิดขึ้นสูง (F.S. < 1.3) เมื่อ $r_u > 0.53$ และ $s_u \leq 460$ kPa.

คำสำคัญ: การเสื่อมสภาพของหินทรายแป้ง, เสถียรภาพความลาดชัน, อัตราส่วนความปลอดภัยของดินถม

Abstract

This paper presents weathering behaviors of siltstone during cut and fill construction, which could affect the stability of slope. The siltstone specimen was taken from Mae Moh mine, Lampang province, Thailand. Construction activities and climate environments could alter the physical condition of siltstone. The physical alteration of siltstone had been simulated in laboratory by wet-dry process, and different loading magnitudes. The durability and degree of weathering of siltstone specimen was determined by slaking test, jar test and grain size distribution analysis. The weathering mechanisms significantly influence the shear strength of material obtained by direct shear test and unconfined compressive strength test. Variation of drained and undrained shear strength parameters of siltstone were summarized and utilized for slope stability analysis of a dumped embankment. The results reveal that the factor of safety (F.S.) is mainly influenced by degree of weathering from Soft Rock to Hard Soil. Material consistency could affect drainage condition and shear-induced pore-water pressure. The slope stability could become unstable (F.S. < 1.3) if $r_u > 0.53$ and $s_u \leq 460$ kPa

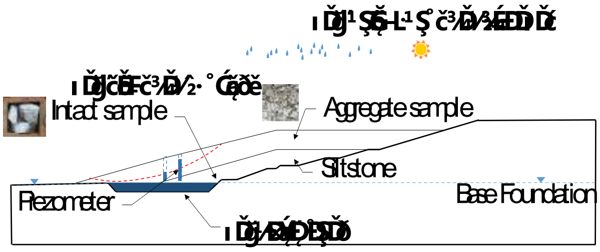
Keywords: Degradation of Siltstone, Slope Stability, Safety of Dump Material

1. บทนำ

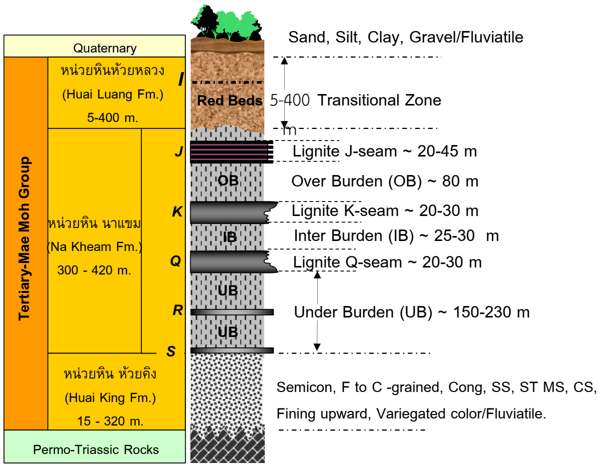
สมบัติและพฤติกรรมของหินทรายแป้งสามารถเกิดการเปลี่ยนแปลงตามกลไกการผุพังในธรรมชาติและอิทธิพลจากกระบวนการก่อสร้าง (Jackson, 1953; Sadisun et al., 2001; และ Gautam and Shakoor, 2013) จากพฤติกรรมเบื้องต้นที่กล่าวส่งผลต่อปัญหาเสถียรภาพเชิงลาดของหินทรายแป้งระหว่างงานขุดและงานถม ทั้งในระยะสั้นและระยะยาว ดังแสดงใน**รูปที่ 1** (Miscevic and Vlastelica, 2014, Rodvinij and Wattanachai, 2017 และ Preechasin, 2020)

ในงานวิจัยฉบับนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมและสมบัติการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้ง ในพื้นที่เหมืองแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ซึ่งเป็นชั้นวัสดุหลัก (Overburden Layer) ที่อยู่เหนือชั้นถ่านหิน และเกิดขึ้นในยุค Tertiary

Period (หน่วยหินนาแขม) ดังแสดงใน**รูปที่ 2** ตัวอย่างวัสดุหินทรายแป้งถูกเก็บมาจากผนังเหมืองทิศตะวันออก ที่ระดับความลึกประมาณ +300 เมตร (รทก.) เพื่อนำมาจำลองกระบวนการเสื่อมสภาพในห้องปฏิบัติการ (ได้แก่ การเปียกสลับแห้ง การขุด-ถม) และวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนที่เปลี่ยนแปลงไป ทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ จากนั้นได้สร้างแบบจำลองเชิงลาด และวิเคราะห์ค่าความปลอดภัยเสถียรภาพของพื้นที่ทิ้งดิน เหมืองแม่เมาะ ศึกษาโอกาสเกิดการพิบัติของเชิงลาด ที่เกิดจากการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้ง



รูปที่ 1 ตัวอย่างกลไกการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้งต่อปัญหาเสถียรภาพเชิงลาด (Preechasin, 2020)



รูปที่ 2 ลักษณะทั่วไปของชั้นหิน เหมืองแม่เมาะ จ.ลำปาง (EGAT, 2012)

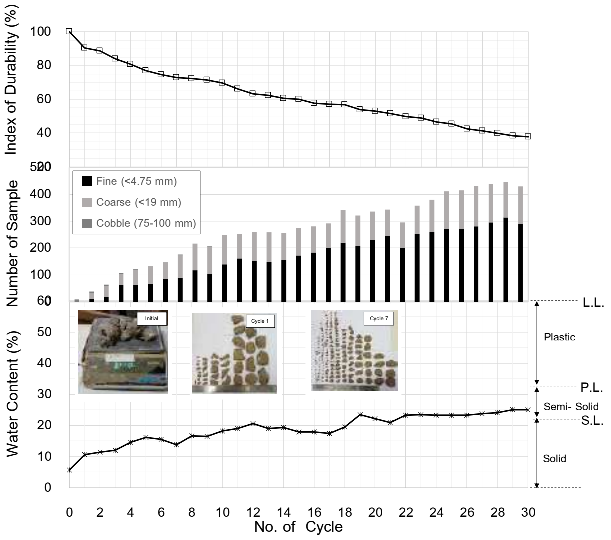
2. การจำลองการเสื่อมสภาพในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างหินทรายแป้ง ได้ถูกนำมาทดสอบดัชนีทางวิศวกรรมของวัสดุดังแสดงใน**ตารางที่ 1** และได้ประเมินความคงทนของหินทรายแป้งโดยการทดสอบ Slake Durability Test (ASTM D4644) และ Crumb Test (ASTM D6572 – 20) ซึ่งพบว่าวัสดุดังกล่าวมีความคงทนระดับปานกลางถึงสูง

ตารางที่ 1 สรุปค่าทดสอบดัชนีจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Preechasin, 2020)

Engineering Index	*Values*
Total density, γ *(t/m³)*	*1.95*
Natural water content, w_n *(%)*	*6 - 15.0*
Liquid limit, LL (%)	*60.1*
Plastic limit, PL (%)	*32.5*
Plastic index, PI (%)	*27.3*
Durability index (%)	*77 - 83 (high)*
Crumb Test	*Class 4 (medium hard)*

รูปที่ 3 แสดงผลการจำลองสภาวะเปียกสลับแห้งของตัวอย่างหินทรายแป้ง โดยใช้เครื่องมือการทดสอบความคงทน Slake Durability Test (ASTM D4644) ที่จำนวน 30 วัฏจักร ซึ่งพบว่า ก่อนการทดสอบ ตัวอย่างวัสดุหินทรายแป้งมีขนาดอนุภาคระหว่าง 7.5 – 10.0 มม. และมีค่าความชื้นเฉลี่ยประมาณ 6 % เมื่อตัวอย่างวัสดุผ่านกระบวนการขัดสีและเปียกสลับแห้ง ทำให้มีปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น และขนาดอนุภาคเล็กลง โดยการเปลี่ยนแปลงความชื้นและขนาดอนุภาคของวัสดุ เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วภายในช่วงวัฏจักรที่ 1 ถึง 3 อนุภาควัสดุเกิดการแตกตัวและมีจำนวนอนุภาคขนาด 7.5 – 10.0 มม. เหลือเพียง 50 % (ของจำนวนก้อนตัวอย่างทั้งหมด) วัสดุมีความชื้นเพิ่มขึ้นและมีแนวโน้มเปลี่ยนสถานะจากของแข็ง (Solid Stage) เป็นกึ่งของแข็ง (Semi-Solid Stage) เมื่อถูกกระบวนการขัดสีและเปียกสลับแห้งจนถึงวัฏจักรที่ 10 และเมื่อจำนวนวัฏจักรเพิ่มขึ้นถึง 20 รอบ วัสดุตัวอย่างจะแตกตัวจนมีอนุภาคเล็กกว่า 4.45 มม. ประมาณ 50 % (ของจำนวนก้อนตัวอย่างทั้งหมด)



รูปที่ 3 การจำลองสภาวะเปียกสลับแห้งโดย Slaking test (Preechasin, 2020)

จากการสังเกตการเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้นและขนาดอนุภาควัสดุในห้องปฏิบัติการและสภาวะแวดล้อมในสนาม เช่น สภาพภูมิอากาศ และกระบวนการขุด-ถม ส่งผลต่อขนาดอนุภาคและการเปลี่ยนแปลงหน่วยน้ำหนักกดทับ จึงเกิดการจำลองโปรแกรมศึกษาอิทธิพลดังกล่าวต่อกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุหินทรายแป้ง โดยตัวแปรการเสื่อมสภาพประกอบด้วย

ขนาดอนุภาคตัวอย่าง จำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง และ หน่วยแรงกด ดังแสดงใน**ตารางที่ 2**

โปรแกรมการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งจำแนกเป็น 2 ลักษณะ โดยวัสดุตัวอย่างที่ทดสอบประกอบด้วย (1) ตัวอย่างวัสดุที่เก็บในสนามชนิด Block Sample แบบไม่รบกวน (Intact Specimen) และ (2) ตัวอย่างวัสดุที่เก็บในสนามที่อนุภาคมีขนาดเล็ก (Reconstituted Specimen) และร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 10 (Sieve opening = 2 มม.) โดย โปรแกรมที่ 1 นั้น ได้นำตัวอย่างวัสดุ Intact Specimen มาตัดให้มีขนาดสำหรับการทดสอบ Direct Shear test (DS) และ Unconfined Compression Test (UC) จากนั้น ตัวอย่างถูกนำมาผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้ง โดยการแช่น้ำ 24 ชั่วโมงและนำไปอบที่อุณหภูมิ 90 องศา เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จำนวนวัฏจักร (N) เท่ากับ 0, 1 และ 7 ก่อนนำไปทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำต่อไป

สำหรับโปรแกรมที่ 2 วัสดุตัวอย่างซึ่งมีอนุภาคขนาดเล็ก ได้ถูกนำมาใส่ในแบบพิมพ์ แช่น้ำ และทำการใส่น้ำหนักกดทับในแนวดิ่ง (σ'_n) แตกต่างกัน 6 ระดับ ได้แก่ 350 kPa, 700 kPa, 1,400 kPa, 3,400 kPa, 6,100 kPa, และ8,200 kPa และปล่อยทิ้งไว้จนการยุบตัวของตัวอย่าง มีค่าน้อยมาก (ประมาณ 24 ชั่วโมง.) จากนั้น จึงทำการถอดตัวอย่างออกจากแบบพิมพ์และนำไปทดสอบกำลังรับแรงเฉือนต่อไป (Preechasin, 2020)

ตารางที่ 2 โปรแกรมการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างหินทรายแป้ง

Testing Program	*Sample*	*Sample preparation*	*No. of Test*
1	*Intact specimen (Coarse aggregate)*	*Wet and dry processing (N = 0, 1 and 7 cycles)*	*DS (3 sets) UC (3 set)*
2	*Reconstituted specimen (Fine aggregate)*	*Soak with different applied pressure (350 to 8232 kPa)*	*DS (2 sets) UC (6 set)*

3. ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้ง

3.1 การแปลผล Direct shear test

ผลการทดสอบตัวอย่างวัสดุ Intact Specimen (โปรแกรม 1) และ Reconstituted Specimen (โปรแกรม 2) ที่ได้ผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้ง จำนวน 0, 1 และ 7 วัฏจักร ได้นำมาแปลผลเพื่อหาค่า Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ') ที่ Peak Value และ Residual Value ดังสรุปใน**ตารางที่ 3** และ**ตารางที่ 4**, ตามลำดับ

การแปลผลค่า Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ') พบว่า ปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อ Shear Strength Parameter คือ (1) ระดับการเสื่อมสภาพของตัวอย่าง อาทิ จำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง (No. of Cycle) และ ขนาดอนุภาควัสดุ (Intact Specimen, Reconstituted Specimen และ อนุภาคที่มีขนาดใหญ่กว่าและเล็กกว่าตะแกรงเบอร์ 10) ดังแสดงใน**รูปที่ 4** และ **รูปที่ 5** และ (2) Shear Strain at failure (Peak Shear Strength และ Residual Shear Strength) ดังสรุปใน**ตารางที่ 3 และ 4**

ตัวอย่าง Intact Specimen ที่ไม่ได้ผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้ง จะมีค่า c' เท่ากับ 185 kPa และ ϕ'เท่ากับ 32 องศา และเมื่อผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้ง จะทำให้ค่า c' ลดลง เหลือ 118 kPa และ ϕ'เท่ากับ 30 องศา

อิทธิพลของการถูกรบกวนจากธรรมชาติและกระบวนการก่อสร้าง ส่งผลต่อขนาดอนุภาคตัวอย่างและ ค่า Cohesion โดย ตัวอย่างวัสดุ Intact Specimen มีค่า c' ที่สูงกว่า Reconstituted Specimen ซึ่งมีค่าอยู่ที่ 11 kPa ถึง 50 kPa สำหรับ ขนาดอนุภาค 4 มม. – 2 มม. และ ขนาดอนุภาคเล็กกว่า 2 มม., ตามลำดับ อย่างไรก็ดี ค่า Friction Angle ไม่มีความแตกต่างกันมากอย่างเป็นนัยยะสำคัญ

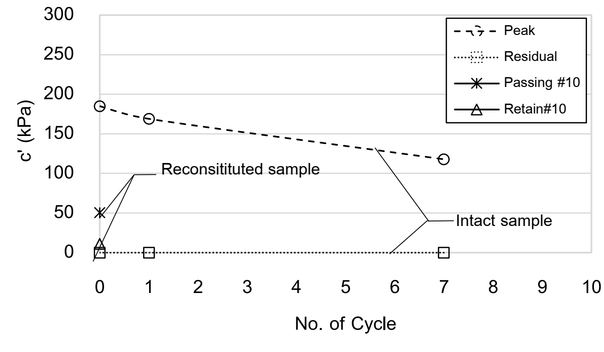
Shear Strain มีผลต่อค่า Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ') โดยที่ Residual Shear Strength จะมีค่า c' เท่ากับ ศูนย์ และ ϕ' มีค่าลดลงเล็กน้อย ประมาณ 26 ถึง 30 องศา ตามวัฏจักรเปียกสลับแห้ง

ตารางที่ 3 สรุปพารามิเตอร์ Direct shear, Coarse aggregate ที่ σ'_n ในช่วง 250 kPa ถึง 1,000 kPa

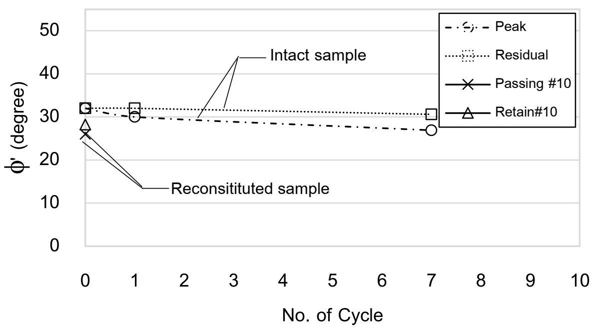
Parameter		*Coarse aggregate*		
		Initial	*1 cycle*	*7 cycle*
Peak	*c'(kPa)*	*185*	*169*	*118*
	ϕ'(Degree)	*32*	*30*	*30*
Residual	*c'(kPa)*	*0*	*0*	*0*
	ϕ'_r (Degree)	*32*	*32*	*30*

ตารางที่ 4 สรุปพารามิเตอร์ Direct shear, Fine aggregate

Parameter		*Fine aggregate*	
		Retain #10	*Passing #10*
Peak	*c'(kPa)*	*11*	*50.5*
	ϕ'(Degree)	*28.2*	*26*



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ Cohesion และ จำนวนวัฏจักร

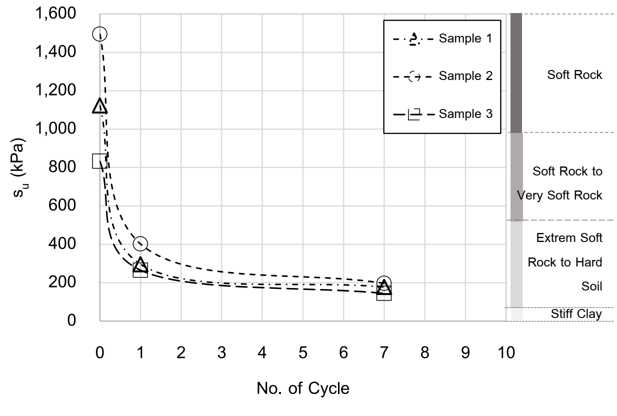


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ Friction angle และ จำนวนวัฏจักร

3.2 การแปลผล Unconfined Compression Test

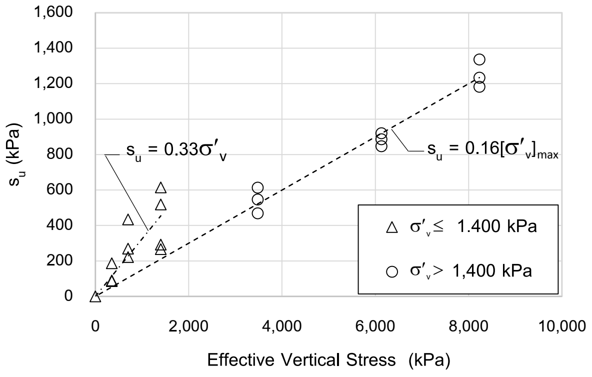
ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (s_u) ได้คำนวณจาก 0.5 เท่าของค่า Unconfined Compressive Strength ของตัวอย่าง (q_u) ซึ่งพบว่าปัจจัยที่มีผลต่อค่า s_u ได้แก่ (1) ระดับการเสื่อมสภาพของตัวอย่าง ซึ่งสะท้อนจากจำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง และจำลองโดยโปรแกรมทดสอบที่ 1 และ (2) หน่วยแรงกดสูงสุดในแนวดิ่งก่อนถูกเฉือน $[\sigma'_v]_{max}$ ซึ่งจำลองโดยโปรแกรมการทดสอบที่ 2

อิทธิพลของกระบวนการเสื่อมสภาพ (เปียกสลับแห้ง) ต่อกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของวัสดุหินทรายแป้งแสดงดัง**รูปที่ 6** ตัวอย่างหินทรายแป้ง (Intact Specimen) ที่ไม่ได้ผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้งในห้องปฏิบัติการ จะมีค่า s_u อยู่ระหว่าง 830 – 1,500 kPa หรือ มีค่า q_u เฉลี่ยเท่ากับ 2.33 MPa ซึ่งจัดเป็นวัสดุประเภท Soft Rock (Kanji, 2014) และเมื่อวัสดุหินทรายแป้งผ่านการเปียกสลับแห้ง จำนวน 1 วัฏจักรทำให้ค่า s_u ลดลง อย่างมาก และมีค่าอยู่ในช่วง 250 - 450 kPa (หรือ ค่า q_u เท่ากับ 700 kPa) เทียบเท่ากับวัสดุประเภท Very Soft Rock และ Extremely Soft Rock เมื่อวัสดุผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้งอย่างต่อเนื่องจนถึงวัฏจักรที่ 7 ค่า s_u ลดลงอยู่ระหว่าง 170 - 230 kPa (หรือ มีค่า q_u เท่ากับ 400 kPa) ซึ่งวัสดุได้แปรสภาพเป็น Extremely Soft Rock to Hard Soil



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่าง s_u กับ จำนวนวัฏจักร

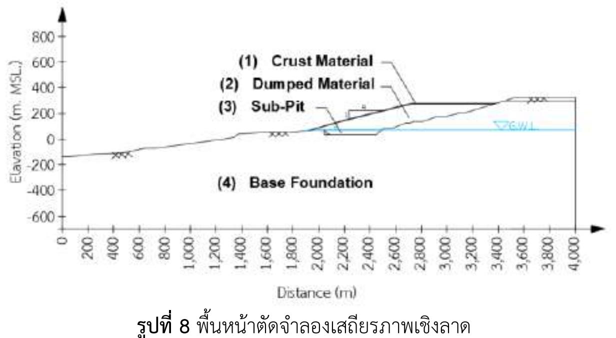
หน่วยแรงกดสูงสุดในแนวดิ่ง $[\sigma'_v]_{max}$ ส่งผลต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของวัสดุหินทรายแป้ง ดังแสดงใน**รูปที่ 7** ตัวอย่างวัสดุหินทรายแป้งที่มีอนุภาคขนาดเล็ก (ขนาดเล็กกว่า 2 มิลิเมตร) เมื่อถูกทับถมและมีแรงกดกระทำที่มากขึ้น จะส่งผลให้มีค่า s_u เพิ่มขึ้น และสามารถสร้างความสัมพันธ์ได้เท่ากับ $s_u = 0.16\ [\sigma'_v]_{max}$ ซึ่งคล้ายกับความสัมพันธ์ระหว่างค่า $[s_u]_{mob} = 0.22\ \sigma'_p$ ของดินเหนียวอ่อน โดย σ'_p คือ ค่า Preconsolidation Pressure ของดินเหนียวอ่อน (Mesri , 1989) อย่างไรก็ดี เมื่อหน่วยแรงกดในแนวดิ่งน้อยกว่า 1,400 kPa ความสัมพันธ์ระหว่าง s_u และ σ'_v มีแนวโน้มไม่ชัดเจน ซึ่งคาดว่าได้รับอิทธิพลจากแรงที่เกิดระหว่างกระบวนการเตรียมตัวอย่างเข้าแม่พิมพ์ ทำให้ค่าความสัมพันธ์ สูงและเท่ากับ $s_u = 0.33\ \sigma'_v$



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่าง s_u และหน่วยแรงกดในแนวดิ่ง

4. แบบจำลองเสถียรภาพเชิงลาด

แบบจำลองเสถียรภาพเชิงลาด 2 มิติ ถูกสร้างขึ้นในโปรแกรม GeoStudio (V.12) เพื่อศึกษาอิทธิพลการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้งต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเชิงลาด (F.S.) โดยกลไกการเสื่อมสภาพ จะทำให้ค่าพารามิเตอร์ c', ϕ', $\Delta u_{(shear\ induce)}$ และ s_u ของหินทรายแป้งเปลี่ยนแปลงไปดังแสดงในหัวข้อที่ 2 และ 3 ส่งผลให้ค่า F.S. ไม่คงที่



รูปที่ 8 พื้นหน้าตัดจำลองเสถียรภาพเชิงลาด

รูปที่ 8 แสดงแบบจำลองเสถียรภาพเชิงลาด บริเวณพื้นที่ทิ้งดินของเหมือง ซึ่งแบบจำลองมีความกว้าง 4,000 เมตร และสูง 1,000 เมตร กองวัสดุทิ้งดินมีความลาดชันเฉลี่ย 1:4 (V:H) มีความสูงจากระดับดินเดิมประมาณ 200 เมตร และที่ฐานชั้นดินเดิมบริเวณปลายเชิงลาด (Toe Slope) มีการขุดวัสดุออกเป็นแอ่งลึก (Sub-Pit) ประมาณ 38 เมตร ระดับ

น้ำใต้ดิน กำหนดให้อยู่ที่ระดับผิวชั้นดินเดิม [Elev. = + 75 m (MSL)] และเกณฑ์ค่า F.S. ≥ 1.3 สำหรับงานขุด-ถมในเหมือง

วัสดุในแบบจำลองประกอบด้วย 4 ประเภท ได้แก่ (1) วัสดุผิวดิน (Crust Material) ซึ่งมีความหนา 5 เมตร (2) วัสดุดินถม (Dumped Material) ซึ่งเป็นหินทรายแป้งที่ขุดออกมาจากการทำเหมืองถ่านหิน, (3) วัสดุถมในบ่อ (Sub-Pit) และ (4) วัสดุชั้นดินเดิม (Base Foundation) หนาประมาณ 1,100 เมตร

โปรแกรมการวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดประกอบด้วย 3 รูปแบบ โดยตัวแปรหลักในการศึกษา คือ ค่าพารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุ Dumped Material ที่เกิดการเปลี่ยนแปลงจากกลไกการเสื่อมสภาพ และสภาวะการระบายน้ำ ซึ่งสมมุติให้วัสดุผิวดิน วัสดุถมในบ่อ และวัสดุชั้นดินเดิมมีสมบัติกำลังรับแรงเฉือน (c′, ϕ′) ไม่เปลี่ยนแปลง ดังนี้

4.1 โปรแกรมที่ 1 (ESSA, $\Delta u_{(shear\ induce)}=0$)

โปรแกรมที่ 1 สมมุติให้วัสดุทั้ง 4 ชนิดมีสภาวะระบายน้ำ (Fully Drained Condition) และ ใช้พารามิเตอร์กำลังรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในสนามเป็นค่า c′, ϕ′ หรือ Effect Shear Strength Analysis (ESSA) ดังแสดงในสมการที่ (1) หน่วยแรงดันน้ำในดินประกอบด้วย หน่วยแรงดันน้ำสภาวะสถิต (Hydrostatic Porewater Pressure , u_o) และ หน่วยแรงดันน้ำส่วนเกินจากการถูกเฉือน [Shear Induced Porewater Pressure, $\Delta u_{(shear\ induce)}$] ซึ่ง กรณีนี้มีค่าเท่ากับศูนย์

$$[s_u]_{mob} = c' + [\sigma_n - (u_0 + \Delta u_{(shear-induce)})]\tan\phi' \qquad (1)$$

โปรแกรมนี้ มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาอิทธิพลของ Mobilized Shear Strain และการเสื่อมสภาพวัสดุซึ่งประกอบด้วย Soft Rock (ใช้สมบัติของ Intact Specimen) และ Hard Soil (ใช้สมบัติของ Reconstituted Specimen) ต่อค่า F.S. ดังนั้นการจำลองค่า c′, ϕ′ ของวัสดุ Dumped Material จึงมีทั้งสิ้น 6 แบบ ดังแสดงใน**ตารางที่ 5**

ตารางที่ 5 กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุสำหรับโปรแกรมวิเคราะห์ที่ 1

No.	Material		c' or s_u (kPa)	ϕ'(degree)
1.	Crust		0	30
2.	Dumped Material (Soft Rock)	Peak	185	32
		Fully soften	0	32
		Residual	0	30
	Dumped Material (Hard Soil)	Peak	51	28
		Fully soften	0	28
		Residual	0	26
3.	Sub pit		0	30
4.	Base foundation		500	33.5

4.2 โปรแกรมที่ 2 (USSA, $\Delta u_{(shear\ induce)} \neq 0$)

โปรแกรมที่ 2 สมมุติให้ Dumped Material มีการเสื่อมสภาพจาก Soft Rock เป็น Hard Soil และเกิดการพิบัติในสภาวะไม่ระบายน้ำ ($\Delta u_{(shear\ induce)} \neq 0$) โปรแกรมนี้ กำหนดให้กำลังรับน้ำแรงเฉือนของ Dumped Material เป็น Undrained Shear Strength Analysis (USSA) หรือ Total Strength Analysis โดยมีค่า $[s_u]_{mob}$ ของ Dumped Material ดังสมการที่ (2) ซึ่งขึ้นกับจำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง (Low Weathering, N = 0 Cycle; Intermediate Weathering, N = 1 Cycle; High Weathering, N = 7 Cycles) และ อิทธิพลของหน่วยแรงกดในแนวดิ่ง [$[s_u]_{mob} = f(\sigma'_v)$] จำนวนการวิเคราะห์มีทั้งสิ้น 4 แบบ ดังแสดงใน**ตารางที่ 6**

$$[s_u]_{mob} = s_u \qquad (2)$$

ตารางที่ 6 กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุสำหรับโปรแกรมวิเคราะห์ที่ 2

No.	Material		c' or s_u (kPa)	ϕ'(degree)
1.	Crust		0	30
2.	Dumped Material	N = 0 cycle	1,200	-
		N = 1 Cycle	400	-
		N = 7 Cycle	200	-
		$s_u = f(\sigma_v)$	0.33 σ'_v เมื่อ มีความลึก < 70 m	-
			0.16 σ'_v เมื่อ มีความลึก ≥ 70 m	-
3.	Sub pit		0	30
4.	Base foundation		500	33.5

4.3 โปรแกรมที่ 3 (ESSA, $\Delta u_{(shear\ induce)} \neq 0$)

โปรแกรมที่ 3 มีสมมุติฐานเช่นเดียวกับโปรแกรมที่ 2 โดยกำหนดให้ Dumped Material เกิดแรงดันน้ำส่วนเกินขณะถูกเฉือน (Undrained Condition) และวัสดุที่เหลืออยู่ในสภาวะระบายน้ำ อย่างไรก็ตาม การวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาด ใช้พารามิเตอร์ของวัสดุ Dumped Material แบบ ESSA ที่มีสภาวะ Fully Soften (c′ = 0 kPa, ϕ′ = 32 องศา) และมีแรงดันน้ำส่วนเกินขณะถูกเฉือน ดังสมการที่ (1) และค่า $\Delta u_{(shear\ induce)}$ ถูกป้อนเข้าในโปรแกรม GeoStudio โดยแทนด้วยพารามิเตอร์ r_u Coefficient ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$\Delta u_{(shear-induce)} = \frac{r_u}{\sigma_v} \qquad (3)$$

โดยค่า σ_v คือ Total Vertical Stress ที่ระนาบพิบัติ ขั้นตอนการวิเคราะห์ จะทดลอง (Trial) ป้อนค่า r_u Coefficient ดังแสดงใน**ตารางที่ 7** จนได้ลักษณะระนาบพิบัติและ F.S. ใกล้เคียงกับโปรแกรมที่ 2 เพื่อศึกษาอิทธิพลของแรงดันน้ำส่วนเกินใน Dumped Material ต่อค่า F.S.

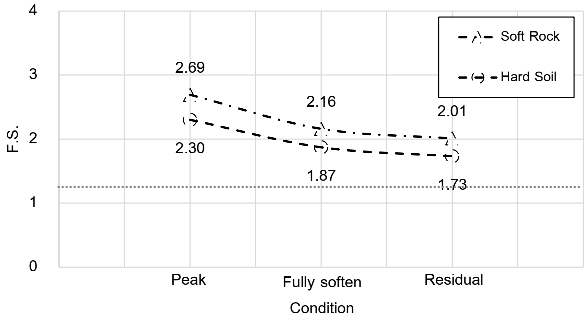
ตารางที่ 7 กำลังรับแรงเฉือนของวัสดุสำหรับโปรแกรมวิเคราะห์ที่ 3

No.	Material	c' or s_u (kPa)	ϕ'(degree)	r_u Coefficient
1.	Crust	0	30	-
2	Dumped Material	0	32	0 to 1
3.	Sub pit	0	30	-
4.	Base foundation	500	33.5	-

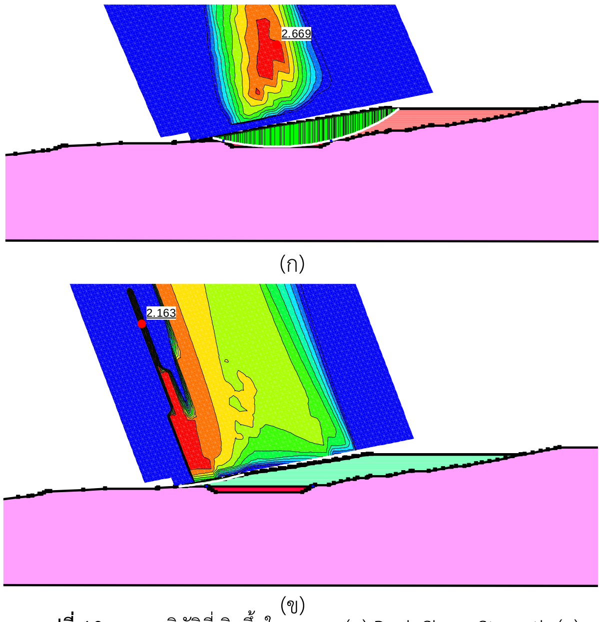
5. อิทธิพลการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้งต่อ F.S.และลักษณะการพิบัติ

ผลการจำลองเสถียรภาพเชิงลาดของกองวัสดุหินทรายแป้ง พบว่ารูปแบบระนาบการพิบัติมีการเปลี่ยนแปลง และอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.) มีค่าอยู่ระหว่าง 0.56 ถึง 2.89 เนื่องจากพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของวัสดุหินทรายแป้ง ทำให้ (ก) ค่า Effective Shear Strength Parameter (c', ϕ') ได้รับอิทธิพลจาก Shear Strain และ ขนาดของวัสดุ (โปรแกรมที่ 1), (ข) ค่า Undrained Shear Strength Parameter (s_u) เปลี่ยนแปลง โดยวัสดุสามารถมีสภาพได้ทั้ง Soft Rock และ Hard Soil เนื่องจากอิทธิพลของความชื้น จำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง และหน่วยแรงที่กระทำ (โปรแกรมที่ 2) และ (ค) สภาวะการระบายน้ำ (Drainage Condition) ของวัสดุหินทรายแป้งและหน่วยแรงดันน้ำส่วนเกินที่เกิดขึ้นขณะถูกเฉือน [$\Delta u_{(shear\ induce)}$] (โปรแกรมที่ 3)

รูปที่ 9 แสดงอิทธิพลของ Shear Strain ต่อค่า F.S. ของกองวัสดุหินทรายแป้งในสภาวะ Fully Drained Condition [$\Delta u_{(shear\ induce)} = 0$] โดย F.S. มีค่าสูงเท่ากับ 2.30 ถึง 2.69 เมื่อวัสดุมีกำลังรับแรงเฉือนในสภาวะ Peak Shear Strength ($c' \neq 0$, ϕ') และระนาบพิบัติมีลักษณะลึก (Deep Failure Plane) ตัดผ่านวัสดุ Sub-pit และ Dumped Material ดังแสดงใน **รูปที่ 10ก** เมื่อกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุ Dumped Material อยู่ในสภาวะ Fully Soften ($c'= 0$, ϕ') จะทำให้ F.S. ลดลง เท่ากับ 1.87 ถึง 2.16 และระนาบพิบัติเกิดขึ้นเฉพาะในวัสดุ Dumped Material และตื้นกว่าในสภาวะ Peak Shear Strength ดังแสดงใน**รูปที่ 10ข** อย่างไรก็ดี กองวัสดุดินถมยังคงมีความปลอดภัยแม้หินทรายแป้งอยู่ในสภาวะ Residual ($c'= 0$, ϕ'_r) ซึ่งค่า F.S. อยู่ในช่วง 1.73 ถึง 2.01 และระนาบพิบัติเกิดขึ้นในระดับตื้นคล้ายกับสภาวะ Fully Soften ผลการวิเคราะห์ยังพบว่า สภาพของวัสดุ (Soft Rock vs Hard Soil) มีอิทธิพลต่อค่า c' แต่มีผลกระทบน้อยกับค่า F.S.

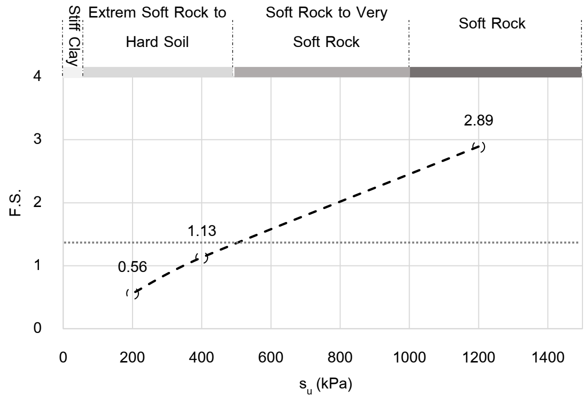


รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่าง F.S. และกำลังรับแรงเฉือนของหินทรายแป้งในสภาวะระบายน้ำ ที่ Peak, Fully Soften และ Residual Shear Strength

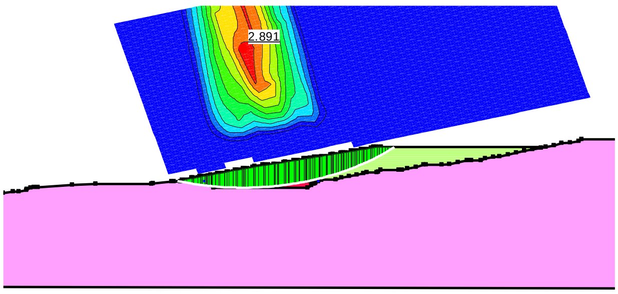


รูปที่ 10 ระนาบพิบัติที่เกิดขึ้นในสภาวะ (ก) Peak Shear Strength (ข) Fully Soften Shear Strength

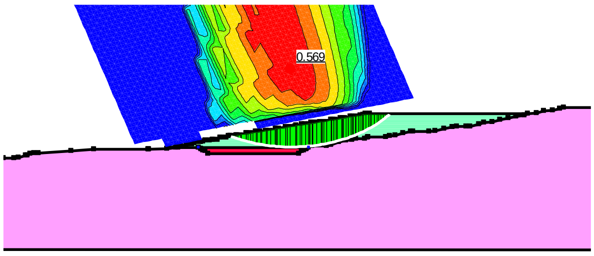
รูปที่ 11 แสดงอิทธิพลของพารามิเตอร์ Undrained Shear Strength (s_u) ต่อค่า F.S. ของกองวัสดุที่เกิดขึ้นในสภาวะ Undrained Condition [$\Delta u_{(shear\ induce)} \neq 0$] เมื่อวัสดุมีการเปลี่ยนสภาพจาก Soft Rock เป็น Hard Soil มีผลทำให้ค่า s_u ลดลงอย่างมาก และอัตราส่วนความปลอดภัยลดลงจาก 2.89 ถึง 0.56 เชิงลาดของกองวัสดุเริ่มมีความไม่ปลอดภัย (F.S. $\leq$ 1.3) เมื่อ s_u ต่ำว่า 460 kPa เป็นที่สังเกตว่า ในสภาวะ Undrained Condition ระนาบพิบัติเกิดขึ้นที่ระดับลึก ตัดผ่านชั้นวัสดุ Sub-Pit และ Dumped Material ดังแสดงใน**รูปที่ 12**



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของวัสดุหินทรายแป้ง



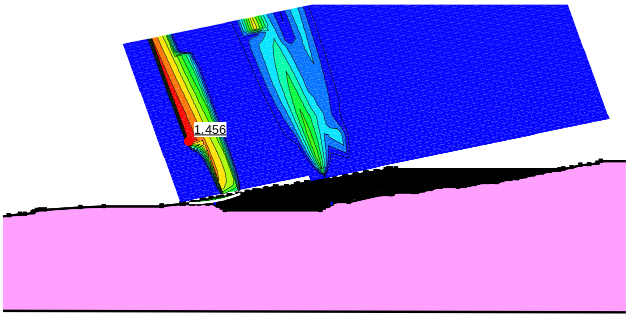
(ก)



(ข)

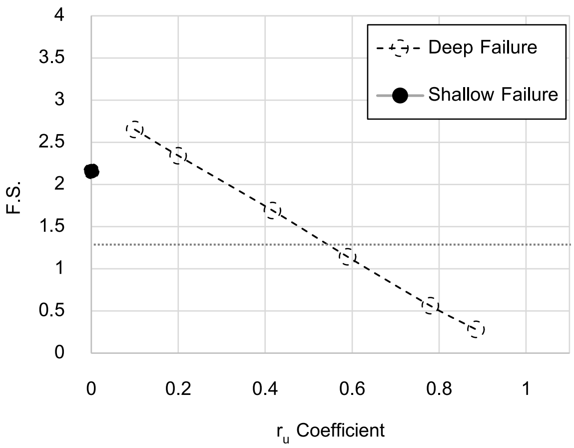
รูปที่ 12 ระนาบพิบัติที่เกิดขึ้นในสภาวะ Undrained Condition (ก) Low Weathering Condition (ข) High Weathering Condition

สำหรับกรณีที่ $s_u = f(\sigma'_v)$ พบว่าเชิงลาดมีความปลอดภัย และค่า F.S. เท่ากับ 1.45 ระนาบพิบัติเกิดขึ้นบริเวณปลายเชิงลาดตัดผ่านวัสดุ Dumped Material ดังแสดงใน**รูปที่ 13**



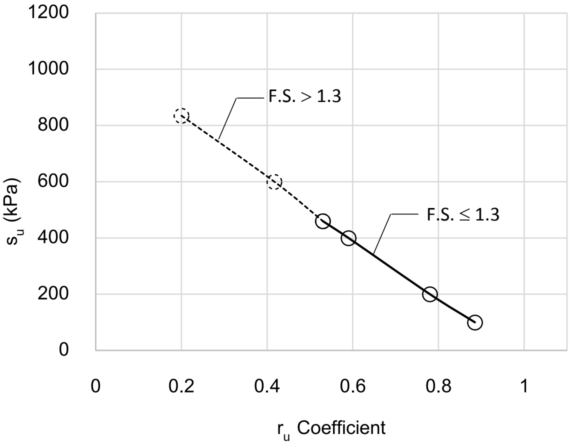
รูปที่ 13 ระนาบพิบัติที่เกิดขึ้นในกรณี $s_u = f(\sigma'_v)$

การรับแรงเฉือนของวัสดุ Dumped Material ในสภาวะไม่ระบายน้ำโดยใช้พารามิเตอร์ USSA สะท้อนให้เห็นว่า เชิงลาดมีโอกาสเกิดการพิบัติสูง (ดังแสดงใน**รูปที่ 11**, F.S. $\leq$ 1.3) เมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินเนื่องจากแรงเฉือนไม่สามารถระบายออกได้ ค่า $\Delta u_{(shear\ induce)}$ จึงเป็นหนึ่งปัจจัยสำคัญต่อเสถียรภาพเชิงลาด และสามารถวิเคราะห์ย้อนกลับโดย ใช้พารามิเตอร์ ESSA และ ค่า r_u Coefficient ผลการวิเคราะห์สามารถสร้างความสัมพันธ์ระหว่าง r_u Coefficient และค่า F.S. ดังแสดงใน**รูปที่ 14** ซึ่งพบว่า ในกรณีที่ $r_u = 0$ [$\Delta u_{(shear\ induce)} = 0$] ระนาบการพิบัติจะเกิดขึ้นในลักษณะตื้นเช่นเดียวกับ**รูปที่ 10ข** และมีค่า F.S. = 2.16 และเมื่อเกิด $+\Delta u_{(shear\ induce)}$ ในวัสดุ Dumped Material (โดยค่า r_u Coefficient เท่ากับ 0.2 ถึง 0.88) จะทำให้ค่า F.S. ลดลง จาก 2.34 ถึง 0.28, ตามลำดับ



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่าง F.S. และ r_u Coefficient

รูปที่ 15 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง r_u Coefficient และ s_u ของเชิงลาดวัสดุ Dumped Material โดยที่เชิงลาดมีโอกาสเกิดการพิบัติสูง (F.S. < 1.3) เมื่อวัสดุอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำและ ค่า s_u ของ Dumped Material ต่ำกว่า 460 kPa หรือวัสดุหินทรายแป้งกลายสภาพเป็น Very Soft Rock หรือ Hard Soil และ $\Delta u_{(shear\ induce)}$ มีค่ามากกว่า $0.53 / \sigma_v$



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่าง r_u Coefficient และ s_u

6. สรุปและเสนอแนะ

การศึกษาพฤติกรรมการเสื่อมสภาพของหินทรายแป้ง จากเหมืองแม่เมาะ จ.ลำปาง ได้ดำเนินการโดยเก็บตัวอย่างวัสดุ มาจำลองกลไกการผุพังในธรรมชาติและอิทธิพลจากการก่อสร้างในห้องปฏิบัติการ และศึกษาปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนของวัสดุ ทั้งแบบระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ เพื่อนำมาสร้างแบบจำลองเสถียรภาพเชิงลาดของพื้นที่ทิ้งดิน ผลการวิจัย พบว่า

1) ผลการวิเคราะห์การทดสอบ Slaking Test และ Crumb Test พบว่า วัสดุหินทรายแป้งมีค่าความคงทนอยู่ในเกณฑ์ปานกลาง อย่างไรก็ดี อนุภาควัสดุมีการแตกตัวเล็กลงและมีค่าความชื้นเพิ่มขึ้นอย่างสังเกตได้ชัด และเกิดการเปลี่ยนสถานะจากของแข็งเป็นกึ่งของแข็ง เมื่อผ่านกระบวนการเปียกสลับแห้งและการขัดสี 3 วัฏจักร
2) ผลการจำลองกลไกการผุพังในธรรมชาติต่อกำลังรับแรงเฉือนของวัสดุ พบว่า ปัจจัยสำคัญที่ส่งผลต่อค่า c', ϕ' และ s_u ของวัสดุหินทรายแป้ง ได้แก่ ขนาดอนุภาค ปริมาณความชื้น จำนวนวัฏจักรเปียกสลับแห้ง ค่าความเครียด และหน่วยน้ำหนักกดทับ
3) แบบจำลองเสถียรภาพเชิงลาดของกองวัสดุหินทรายแป้งได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อศึกษาอิทธิพลของการเสื่อมสภาพ และ สภาวะการระบายน้ำ ต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัย และพบว่า กลไกที่สำคัญและส่งผลกระทบต่อค่า F.S. คือ การเปลี่ยนสถานะของวัสดุจาก Soft Rock เป็น Hard Soil และสภาวะการระบายน้ำของวัสดุ Dumped Material
4) ในกรณีที่วัสดุ Dumped Material อยู่ในสภาวะระบายน้ำ เชิงลาดจะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยผ่านเกณฑ์ และค่า F.S. อยู่ระหว่าง 2.96 ถึง 1.73 ขึ้นกับค่า c', ϕ'
5) ในกรณีที่วัสดุ Dumped Material เสื่อมสภาพเป็น Very Soft Rock หรือ Hard Soil และอยู่ในสภาวะไม่ระบายน้ำ จะทำให้ค่า F.S. ลดต่ำลง และระนาบพิบัติมีโอกาสเกิดขึ้นที่ระดับลึก เมื่อ s_u มีค่าเฉลี่ยน้อยกว่า 460 kPa อย่างไรก็ตาม ถ้าอัตราการถมช้าและกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของวัสดุสามารถพัฒนาเพิ่มขึ้นตามน้ำหนักกดทับ ในอัตราส่วน $s_u = 0.16\ \sigma'_v$ จะส่งผลให้ ค่า F.S. ของเชิงลาดผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย และมีค่าเท่ากับ 1.45
6) เมื่อวิเคราะห์เสถียรภาพเชิงลาดโดยใช้ค่าพารามิเตอร์ของวัสดุ Dumped Material เป็น ESSA และมีแรงดันน้ำส่วนเกิน พบว่า เชิงลาดมีโอกาสเกิดการพิบัติเมื่อค่า r_u Coefficient สูงกว่า 0.53

ข้อเสนอแนะในการวิจัยอนาคตประกอบด้วย (ก) ควรศึกษาพฤติกรรมการรับแรงเฉือนของวัสดุหินทรายแป้งด้วยเครื่องมือ Triaxial Test ที่ Confining Pressure (σ'_c) ต่ำกว่า 1,400 kPa และ σ'_c สูงมากกว่า 1,400 เพื่อศึกษาพฤติกรรม ของ $\Delta u_{(shear\ induce)}$ และความสัมพันธ์ของ s_u และหน่วยแรงกดทับ, (ข) ตรวจสอบและติดตามการเสื่อมสภาพของวัสดุหินทรายแป้งที่เกิดขึ้นในสนาม และ (ค) ศึกษาปัจจัยอื่นๆที่ส่งผลต่อ ค่า F.S. ของกองวัสดุที่มีความสูงมากกว่า 200 เมตร อาทิ อิทธิพลของวัสดุ Sub Pit และ Base Foundation, อิทธิพลของแรงน้ำใต้ดินและ Seepage Force ที่อาจสูงขึ้นในระยะยาว เป็นต้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากกองวิศวกรรมธรณี เหมืองแม่เมาะ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) ที่ให้ความอนุเคราะห์และอำนวยความสะดวกในการเก็บข้อมูลภาคสนาม ข้อมูลพื้นฐาน และสถานที่ในการเตรียมตัวอย่าง และได้รับการสนับสนุนจากบริษัท ฟีซิโอ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด และผู้มีส่วนร่วมในการทำงานวิจัยนี้ที่เอื้อเฟื้อสถานที่สำหรับงานทดสอบในห้องปฏิบัติการ

เอกสารอ้างอิง

[1] Christopherson, R. W. (1994). *An Introduction to Physical Geography* (Vol. 2): Macmillan Coll Div; 2nd edition (January 1994).

[2] EGAT. (2012) Geotechnical Challenge in the future of Maemoh Deep Open Cut Mine (Overview) pp 5-12

[3] Galvan V. (1999).Simulation of the geotechnical properties of arenaceous soft rocks by means of artificial materials [PhD Thesis]. Sao Paulo: Escola Politecnica, Universidade de Sao Paulo.

[4] Gautam, T., & Shakoor, A. (2013). Slaking behaviour of clay bearing rocks during a one-year exposure to natural climatic conditions. *Engineering Geology* (166), pp 17-25.

[5] Jackson, M. S., and Sherman, G. D.,. (1953). Chemical Weathering of minerals in soils. *Advances in agronomy, 5*, pp 219-318.

[6] Kanji MA. (2014) Critical issues in soft rocks, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6, pp 186-195

[7] Mesri G. (1989). A revaluation of $s_u(mob) = 0.22\sigma'_p$ using laboratory shear tests, Canadian *Geotechnical Journal, 26*(1), pp 162-164.

[8] Miscevic, P., & Vlastelica, G. (2014). Impact of weathering on slop stability in soft rock mass. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp 1-11.

[9] Preechasin N. (2020) Influence of Degradation on Mobilized Shear Strength of Siltstone for Slope Stability Analysis Research วิทยานิพนธ์ ระดับมหาบัณฑิต มหาลัยเกษตรศาสตร์ (บางเขน) (in press)

[10] Rodvinij, P., & Wattanachai, P. (2017). Influence of claystone deterioration on shear strength of backfill. *International Journal of GEOMATE, 13*(35), pp 54-59.

[11] Sadisun, I A, Shimada H., & MATSUI K. (2001). Determination of Strength Degradation of Subang Formation Claystone Due to Weathering, Proceeding of the 3rd Asian Symposium on Geology and the Environment (*ASEGE, 3) pp.37-46*.

[12] แผนกธรณีเทคนิคเหมืองแม่ะเมาะ (1985) Mae Moh Mine Geotechnical report, Volume 3 appendix E pp 14 - 40

[13] ดนุพล, ต. (2542). หลักการธรณีวิศวกรรม. สงขลา: คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์.

การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยปูนซีเมนต์ผสมผงตะกรันเหล็กและเถ้าชีวมวลจากโรงงานผลิตกระดาษ

Stabilization of Soft Bangkok Clay Using Cement Mixed with Iron Slag Powder and Paper Manufacturing Biomass Ash

วฤธ รัตนรุ่งโรจน์[1] , ศุภกิจ นนทนานันท์[2] และ อัครชัย เรืองแสงทอง[3]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: walitmut@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาศักยภาพของการใช้ตะกรันเหล็กบดละเอียดจากโรงงานอุตสาหกรรมผลิตเหล็กและเถ้าชีวมวลจากโรงงานอุตสาหกรรมผลิตกระดาษมาปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยผสมกับปูนซีเมนต์ตามหลักการของวิศวกรรมปฐพีสิ่งแวดล้อม จากการศึกษาพบว่าสัดส่วนผสมระหว่าง ปูนซีเมนต์ : ผงตะกรันเหล็ก : เถ้าชีวมวล เท่ากับ 0.750 : 0.125 : 0.125 เป็นสัดส่วนผสมที่ดีที่สุด เมื่อนำสารเชื่อมประสานมาผสมกับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ที่อัตราส่วน 150, 200 และ 250 kg/m^3 พบว่าดินมีกำลังเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนตามอายุการบ่ม โดยพิจารณาจากกำลังรับแรงอัดแกนเดียว (Unconfined Compressive Strength, UCS) และเปอร์เซ็นต์ CBR (California Bearing Ratio) ผลจากการทดสอบคุณสมบัติดินทางด้าน Physico – chemical Properties โดย X-ray Diffractometer (XRD) ผลการทดลองยืนยันศักยภาพของการใช้กากอุตสาหกรรมดังกล่าวเป็นสารเชื่อมประสานในการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียว ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดผ่านเกณฑ์ในการนำไปใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง

คำสำคัญ : ดินซีเมนต์, ผงตะกรันเหล็ก, เถ้าชีวมวล, ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

Abstract

This study aims to evaluate potential uses of iron slag powder and biomass ash which are obtained from steel and paper manufacturing, respectively. These two materials were then mixed with cement to improve soft Bangkok clay based on the Geo – environmental of engineering viewpoint. The most suitable ratio of cement, iron slag and biomass ash are shown to be 0.750, 0.125 and 0.125, After that, the mixed binders are mixed with soil using ratios of 150, 200 and 250 kg/m^3. The test results reveal that soil strength are significantly improved as evaluated using Unconfined Compressive Strength (UCS) and California Bearing Ration (CBR). Also, the strengths of cementitious treated soft soils increase markedly with curing time. The testing of physico-chemical properties by using X-Ray Diffractometer (XRD), therefore, confirmed that industrial wastes in this study have potential uses as cementing material for improving the soft Bangkok clay, the strengths of which conformed to the criteria to be used as Construction material.

Keywords: soil cement, iron slag powder, biomass ash, soft Bangkok clay

1. บทนำ

โครงข่ายการคมนาคมเป็นส่วนสำคัญในการพัฒนาเศรษฐกิจของประเทศ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในประเทศที่กำลังพัฒนาซึ่งต้องมีการก่อสร้างโครงสร้างพื้นฐานทางการคมนาคมเพื่อรองรับการพัฒนาทางด้านการเกษตร พาณิชย์และอุตสาหกรรมต่างๆ เพื่อรองรับการขยายตัวของชุมชุนในจังหวัดต่างๆทั่วประเทศ จึงมีความจำเป็นต้องก่อสร้างถนนและระบบสาธารณูปโภคที่เกี่ยวข้องเพื่อการคมนาคม และบำรุงรักษาให้ถนนมีสภาพพร้อมใช้งานได้เสมอ

การก่อสร้างถนนบริเวณที่มีสภาพพื้นที่เป็นดินเหนียวอ่อนมักเกิดปัญหาคุณสมบัติทางวิศกรรมของดินไม่ผ่านตามที่มาตรฐานกำหนด เช่น ค่าขีดจำกัดเหลว, ดัชนีความเป็นพลาสติก และกำลังรับแรงเฉือนทำให้ต้องมีการหาวัสดุมาทดแทนหรือปรับปรุงคุณภาพให้มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมผ่านตามมาตรฐานกำหนด ซึ่งนับวันยิ่งหายากมากขึ้นทุกที จึงมีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางด้วยปูนซีเมนต์ [1] และปัจจุบันกรมทางหลวงมีเทคนิคที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวด้วยซีเมนต์ (cement column) แบบ Dry Mixed สำหรับงานก่อสร้างทาง และเนื่องจากงานก่อสร้างส่วนใหญ่ในประไทยใช้คอนกรีตเป็นจำนวนมากในแต่ละปีและมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ซึ่งมีซีเมนต์เป็นองค์ประกอบหลักของคอนกรีต กระบวนการผลิตซีเมนต์จากอุตสาหกรรมซีเมนต์มีส่วนทำให้

เกิดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ทำให้เกิดความต้องการหาวัสดุทดแทนหรือลดปริมาณการใช้ซีเมนต์ลง เช่น การใช้เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะไปผลิตคอนกรีต [2] เสาเข็มดินซีเมนต์ผสมเถ้าลอยในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ [3] การปรับปรุงคุณภาพเถ้าก้นเตาผสมตะกอนดินเหนียว โดยใช้เถ้าลอยและเศษปูนขาว [4]

ตะกรันเหล็ก (Iron Slag, IS) จากเตาหลอมเหล็กผลิตผลที่เกิดขึ้นจากกระบวนการปรับปรุงคุณภาพน้ำเหล็กในการหลอมเศษเหล็กเพื่อนำเหล็กกลับมาใช้ใหม่ จัดเป็นขยะโรงงานอุตสาหกรรมและตะกรันเหล็กส่วนใหญ่ประกอบด้วยแคลเซียมออกไซด์ ซิลิกาและอะลูมินาเป็นหลัก มีคุณสมบัติเป็นวัสดุพอสโซลาน และสามารถใช้ตะกรันเหล็กเป็นส่วนผสมในการผลิตคอนกรีตได้ ซึ่งคุณภาพของตะกรันเหล็กขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ส่วนผสมทางเคมี อัตราการเย็นตัว วิธีการหลอม เป็นต้น [5]

เถ้าชีวมวล (Biomass Ash, BA) เป็นวัสดุเหลือทิ้งจากกระบวนการผลิตกระแสไฟฟ้าด้วยการเผาวัสดุชีวมวลของโรงงานอุตสาหกรรมกระดาษ ซึ่งในแต่ละปีจะมีเถ้าชีวมวลเหลือทิ้งเป็นจำนวนมาก ทำให้เกิดเป็นปัญหาต่อสิ่งแวดล้อม และค่าใช้จ่ายในการกำจัดทิ้งสูง ดังนั้นการนำกากอุตสาหกรรมกลับมาใช้ประโยชน์ใหม่เพื่อเป็นวัสดุก่อสร้างนอกจากจะช่วยลดปัญหาสิ่งแวดล้อมจากการเพิ่มขึ้นของขยะแล้ว ยังเป็นการเสาะแสวงหาแหล่งวัตถุดิบใหม่อีกด้วย

อย่างไรก็ตามงานวิจัยควรมีการแสวงหาแหล่งวัตถุดิบตั้งต้นใหม่จากกากอุตสาหกรรมที่สอดคล้องกับหลักการวิศวกรรมปฐพีสิ่งแวดล้อม ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดนำดินเหนียวผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ผสมตะกรันเหล็กจากกระบวนการหลอมเหล็ก และเถ้าชีวมวลจากอุตสาหกรรมโรงงานกระดาษ ซึ่งเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากกระบวนการผลิตทางอุตสาหกรรมที่ยังไม่มีผู้ศึกษาวิจัยอย่างแพร่หลาย มาปรับปรุงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ซึ่งนอกจากจะเป็นการแก้ไขปัญหาเรื่องการจัดการกากอุตสาหกรรมที่มีปริมาณเพิ่มมากขึ้นในแต่ละปีแล้วยังเป็นการเสาะแสวงหาแหล่งวัตถุดิบใหม่อีกด้วย

2. วัสดุในงานวิจัย

ดินเหนียวอ่อน เก็บที่ความลึก 5-10 เมตร บริเวณศูนย์ซ่อมบำรุงรถไฟฟ้าสายสีส้ม เขตห้วยขวาง กรุงเทพฯ รูปที่ 1 แสดงลักษณะของตัวอย่างดินเหนียวอ่อน ซึ่งการเก็บตัวอย่างมีการป้องกันการสูญเสียความชื้น โดยมีหน่วยน้ำหนักเท่ากับ 15.40 kN/m^3 ค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.70 มีค่าขีดจำกัดเหลวเท่ากับร้อยละ 95.83 มีค่าขีดจำกัดพลาสติกเท่ากับร้อยละ 32.09 มีค่าดัชนีความเป็นพลาสติกเท่ากับร้อยละ 63.73 เป็นดินที่มีคุณสมบัติเป็นพลาสติกสูง (High plasticity clay, CH) เมื่อจำแนกโดยระบบ Unified Soil Classification System (USCS) [6] โดยมีความหนาแน่นแห้งสูงสุดมีค่า 14.51 kN/m^3 ที่ปริมาณความชื้นเหมาะสมเท่ากับร้อยละ 20 และมีค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว 15.69 kN/m^2 เป็นค่า Baseline ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ [7] องค์ประกอบทางเคมีของดินเมื่อวิเคราะห์โดย X-Ray Fluorescence Spectrometer (XRF) แสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 1 ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

ตะกรันเหล็กที่ใช้ในงานวิจัยนี้ได้มาจากโรงงานอุตสาหกรรมผลิตเหล็ก จ. ปราจีนบุรี มีลักษณะเป็นก้อนผลึกแข็งที่มีรูพรุน เมื่อผ่านกระบวนการบดด้วยเครื่อง Los Angeles และผ่านตะแกรงเบอร์ 200 จะมีลักษณะเป็นผงดังแสดงในรูปที่ 2 จากผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีด้วยกระบวนการทดสอบ XRF ดังแสดงในตารางที่ 1 พบว่าผลรวมของ $SiO_2 + AL_2O_3 + Fe_2O_3$ มีค่ามากกว่าร้อยละ 70 จึงมีคุณสมบัติเป็นวัสดุปอสโซลาน Class F ตามมาตรฐาน ASTM C618 [8] มีศักยภาพในการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังคุณภาพต่ำเพื่อใช้เป็นวัสดุงานทาง เมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่เหมาะสม [9]

รูปที่ 2 ผงตะกรันเหล็ก

เถ้าชีวมวล ดังแสดงในรูปที่ 3 ได้มาจากโรงงานอุตสาหกรรมผลิตกระดาษ จ. ปราจีนบุรี มีลักษณะเป็นผงแป้งเนื้อละเอียด ผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีด้วยกระบวนการ (XRF) ดังแสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 3 เถ้าชีวมวล

ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการวิจัยเป็น Portland cement Type 1 (PC) ตามมาตรฐาน ASTM C150 [10] ดังรูปที่ 4 มีองค์ประกอบทางเคมีที่ได้ทำการวิเคราะห์ด้วย XRF แสดงแสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 4 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ, ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, ผงตะกรันเหล็ก และเถ้าชีวมวล

องค์ประกอบทางเคมี	ชนิด (ร้อยละโดยน้ำหนัก)			
	CH	PC	IS	BA
SiO_2	56.08	14.94	40.78	35
Al_2O_3	14.75	3.56	9.14	14.13
Na_2O	0.74	0.17	0.27	0.76
MgO	2.17	1.10	0.76	3.32
P_2O_5	0.11	0.07	-	0.76
SO_3	2.41	3.93	0.22	6
Cl	0.40	0.06	0.07	0.42
K_2O	2.44	0.53	0.49	3.17
CaO	2.61	66.78	4.85	14.61
TiO_2	1.00	0.29	1.20	0.82
MnO	0.15	0.06	19.70	0.42
Fe_2O_3	8.08	3.33	20.77	12.92
SrO	0.02	0.04	0.06	0.12
BaO	0.03	0.04	-	0.13
ZrO_2	0.04	0.05	0.04	0.02
LOI	8.96	8.96	-	7.37

3. การทดสอบ

3.1 การทดสอบหาสัดส่วนสารเชื่อมประสานที่เหมาะสม

การออกแบบหาสัดส่วนเชื่อมประสานที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนโดยใช้เกณฑ์ความสามารถในการแข็งตัวได้ (Self-hardening properties) ของวัสดุเชื่อมประสาน (Hydration Modulus) ที่เสนอโดย Kamon and Nontananandh [11] โดยการทดลองใช้ PC : IS : BA ดังแสดงในตารางที่ 2 โดยทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียวของซีเมนต์มอร์ต้าโดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.485 ที่อายุการบ่ม 3 วันตามมาตรฐาน ASTM C109 [12] พบว่าทุกอัตราส่วนผสมมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงกว่าเกณฑ์ที่มาตรฐานกำหนด (11,767.98 kN/m^2) ดังที่ได้แสดงในตารางที่ 3 ผลการทดสอบเพื่อพิจารณาเลือกสัดส่วนผสมที่เหมาะสมที่สุดพบว่า BA มีความเป็นวัสดุปอซโซลานมากกว่า IS อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาวัตถุประสงค์ของการใช้ กากอุตสาหกรรมที่หลากหลายให้เกิดประโยชน์ โดยมีปริมาณซัลเฟอร์ออกไซด์รวม (SO_3) อยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสมและมีค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว (21,503.04 kN/m^2) ค่าสูงสุดอยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม ผู้วิจัยจึงได้คัดเลือกสัดส่วนผสม M4 ซึ่งมีอัตราส่วน PC : IS : BA เท่ากับ 75 : 12.5 : 12.5 สำหรับปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพต่อไป

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมระหว่าง ปูนซีเมนต์ : ผงตะกรันเหล็ก : เถ้าชีวมวล

สัญลักษณ์	PC	IS	BA
M1	100	-	-
M2	75	25	-
M3	75	18.75	6.25
M4	75	12.5	12.5
M5	75	6.25	18.75
M6	75	-	25

ตารางที่ 3 กำลังรับแรงอัดแกนเดียวของซีเมนต์มอร์ต้าที่อายุการบ่ม 3 วัน

สัญลักษณ์	PC : IS : BA	กำลังรับแรงอัด (x10^{-2} kN/m^2)
M1	100 : 0 : 0	256.73
M2	75 : 25 : 0	164.60
M3	75 : 18.75 : 6.25	178.59
M4	75 : 12.5 : 12.5	215.03
M5	75 : 6.25 : 18.75	168.64
M6	75 : 0 : 25	214.55

3.2 การทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยสารเชื่อมประสาน

3.2.1 การทดสอบหาความหนาแน่นแห้งสูงสุดและความชื้นเหมาะสม

นำสัดส่วนผสมของสารเชื่อมประสานที่เหมาะสมดังกล่าวไปผสมกับดินเหนียวอ่อนตัวอย่างที่ผ่านกระบวนการอบด้วยความร้อน และย่อยให้มีขนาดเล็กร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 โดยใช้อัตราส่วนวัสดุเชื่อมประสานต่อ

ดินเหนียวอ่อน เท่ากับ 150, 200 และ 250 kg/m^3 (CSA150, CSA200 และ CSA250 ตามลำดับ) ซึ่งเป็นอัตราส่วนที่แนะนำสำหรับการปรับปรุงชั้นดินอ่อนในงานก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์โดยกรมทางหลวง [13] จากนั้นนำไปทดสอบหาค่าความหนาแน่นแบบมาตรฐาน (Standard Compaction Test) ตามมาตรฐาน ASTM D 698 [14] โดยใช้แบบทรงกระบอกซึ่งมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10.16 cm และมีความสูง 11.64 cm โดยเปลี่ยนแปลงค่าความชื้นต่าง ๆ เพื่อวิเคราะห์หาความชื้นเหมาะสมสำหรับนำไปทดสอบ CBR (California Bearing Ratio)

3.2.2 การทดสอบ CBR (California Bearing Ratio)

นำตัวอย่างดินซีเมนต์ตามสัดส่วนผสมดังกล่าวทดสอบหาค่า CBR ตามมาตรฐาน ASTM D1883-99 [15] โดยทดสอบทั้งแบบแช่น้ำ (Soaked) และแบบไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่อายุการบ่ม 28 วัน เพื่อวิเคราะห์ค่าร้อยละ CBR, การบวมตัว และการสูญเสียกำลังภายใต้สภาวะเปียก

3.2.3 การทดสอบหากำลังรับแรงอัดแกนเดียว

นำดินเหนียวอ่อนที่ปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (w_n = 71.96 %) ผสมสารเชื่อมประสานที่ได้คัดเลือกแล้ว (M4) ที่อัตราส่วน 150, 200 และ 250 kg/m^3 ด้วยเครื่องผสม Hobart Mixer นำไปหล่อในแบบทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3.6 cm สูง 7.2 cm แล้วทำการหุ้มด้วยแผ่นฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น เพื่อนำไปทดสอบหากำลังรับแรงอัดแกนเดียว ตามมาตรฐาน ASTM D2166 [16] โดยทดสอบที่อายุการบ่ม 3, 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ

3.2.4 การทดสอบด้านเคมีกายภาพ (Physico chemical property)

ภายหลังการทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียว ได้เก็บตัวอย่างดินบริเวณระนาบที่เกิดการพังทลาย เพื่อนำไปวิเคราะห์ปริมาณสารตั้งต้น Tricalcium Silicate Hydrate (C_3S) ซึ่งเป็นสารประกอบหลัก (Bouque's compound) ในปูนซีเมนต์และสารผลิตภัณฑ์ Calcium silicate Hydrate (CSH) ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นที่อายุการบ่มต่างๆ โดยใช้เทคนิคการเลี้ยวเบนของรังสีเอกซ์ ด้วยเครื่อง X-ray Diffractometer (XRD) ส่องกราดตัวอย่างที่มุม 2θ ในช่วง 5 – 90 องศา และเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณสารตั้งต้นที่ลดลง สารผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นกับกำลังที่เพิ่มขึ้น เพื่อใช้อธิบายกลไกปฏิกิริยาการพัฒนากำลัง

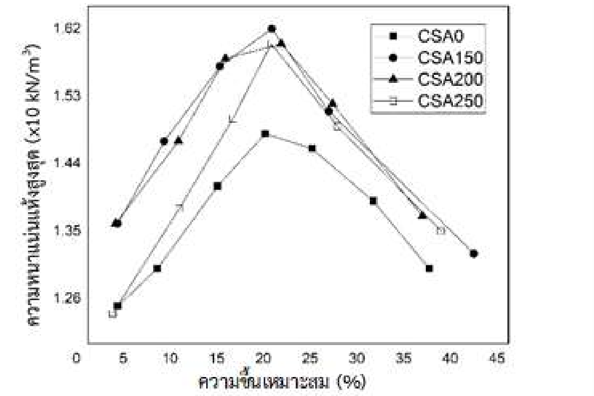
4. ผลการทดสอบ

เมื่อพิจารณาผลการทดสอบความหนาแน่นแบบมาตรฐาน พบว่าดินเหนียวอ่อนที่ผสมวัสดุเชื่อมประสานหลังผสมทันทีทุกสัดส่วนผสมมีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดใกล้เคียงกันอยู่ในช่วง 15.70 – 15.90 kN/m^3 โดยมีค่าความชื้นเหมาะสมลดลงเล็กน้อยอยู่ในช่วงร้อยละ 19.00 – 19.68 เมื่อสัดส่วนผสมมีค่าเพิ่มขึ้น ดังแสดงตารางที่ 4 และในรูปที่ 5

ตารางที่ 5 แสดงผลการทดสอบ CBR ที่อายุการบ่ม 28 วัน และรูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนสารเชื่อมประสานกับ unsoaked และ soaked CBR ตามลำดับ ผลการทดสอบพบว่าค่า CBR มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนสารเชื่อมประสานที่เพิ่มขึ้น โดยมีค่า CBR แบบไม่แช่น้ำมากกว่าแบบแช่น้ำในทุกอัตราส่วนผสม การสูญเสียกำลัง (Strength loss) เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงความชื้นมีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราส่วนสารเชื่อมประสานเพิ่มขึ้นจาก 150 เป็น 200 kg/m^3 อย่างไรก็ตามการสูญเสียกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่ออัตราส่วนสารเชื่อมประสานเพิ่มขึ้นเป็น 250 kg/m^3 ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบค่าการบวมตัว (Swelling) ของ CBR แบบแช่น้ำที่อัตราส่วน CSA150, CSA200, และ CSA250 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.05,0.03 และ 0.055 ทั้งนี้ในสัดส่วนผสมที่มีค่าการบวมตัวไม่เกินร้อยละ 4 สามารถนำไปใช้เป็นวัสดุคันทางได้ตามมาตรฐานที่ ทล.-ม. 102/2532

ตารางที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งสูงสุดและความชื้นเหมาะสม

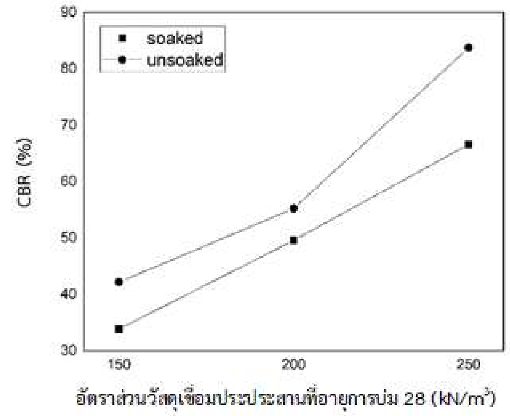
อัตราส่วนสารเชื่อมประสาน (kg/m^3)	ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (x10 kN/m^3)	ความชื้นเหมาะสม (%)
150	1.59	19.68
200	1.57	19.33
250	1.57	19.00



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งสูงสุดและความชื้นเหมาะสม (%)

ตารางที่ 5 CBR (%) แบบไม่แช่น้ำและแบบแช่น้ำ และการสูญเสียกำลัง

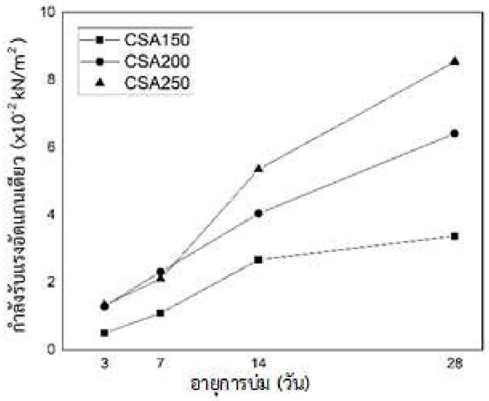
อัตราส่วนสารเชื่อมประสาน (kg/m^3)	CBR (%) ที่อายุการบ่ม 28 วัน		
	แบบไม่แช่น้ำ	แบบแช่น้ำ	การสูญเสียกำลัง
150	42.18	33.84	19.77
200	55.25	49.59	10.25
250	83.74	66.59	20.48



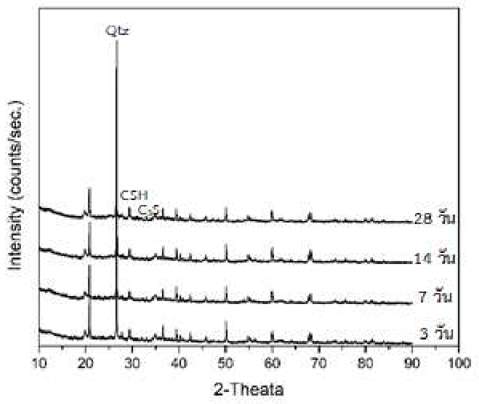
รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่าง CBR (%) และอัตราส่วนวัสดุเชื่อมประสาน

ตารางที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแกนเดียวและอายุการบ่ม

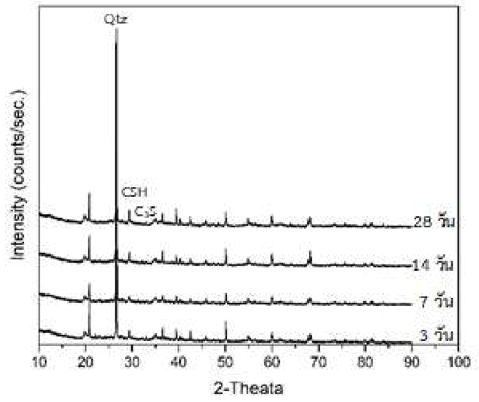
อัตราส่วนสารเชื่อมประสาน (kg/m^3)	กำลังรับแรงอัดแกนเดียว ($x10^{-2}$ kN/m^2)			
	3 วัน	7 วัน	14 วัน	28 วัน
CSA150	0.47	1.06	2.61	3.30
CSA200	1.26	2.26	3.96	6.28
CSA250	1.30	2.05	5.24	8.37



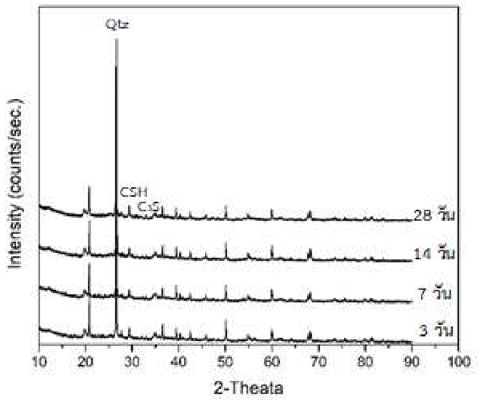
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแกนเดียวกับอายุการบ่ม



(ก) CSA150



(ข) CSA200

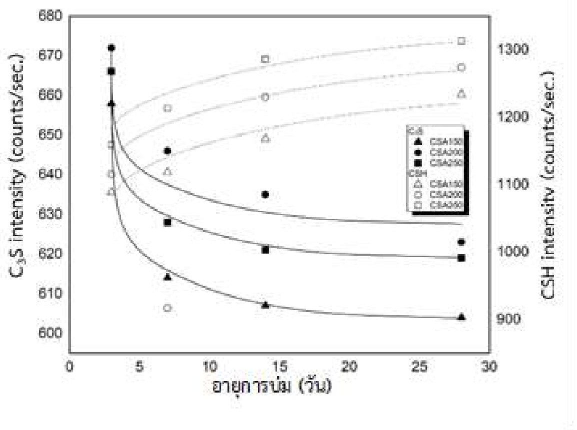


(ค) CSA250

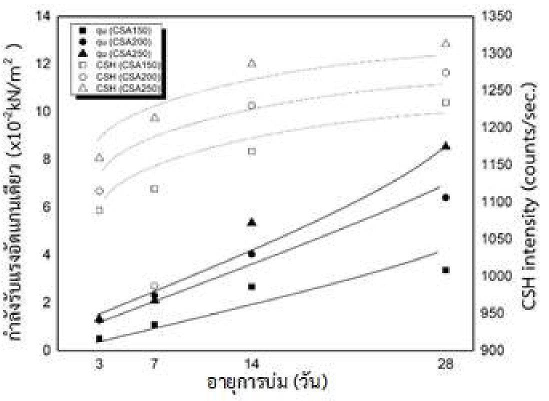
รูปที่ 8 ผลการทดสอบ XRD ของ ก) CSA150 ข) CSA200 ค) CSA250 ที่อายุการบ่ม 3,7,14 และ 28 วัน

ตารางที่ 7 ปริมาณสารประกอบ C_3S และ CSH จากการวิเคราะห์ XRD ของตัวอย่างดินที่อายุการบ่ม 3, 7, 14 และ 28 วัน

ตัวอย่าง	C_3S (cps.)				CSH (cps.)			
	3 วัน	7 วัน	14 วัน	28 วัน	3 วัน	7 วัน	14 วัน	28 วัน
CSA150	658	614	607	604	1089	1118	1168	1234
CSA200	672	646	635	623	1115	987	1230	1274
CSA250	666	628	621	619	1159	1213	1286	1313



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างสารประกอบ C_3S และ CSH ที่อายุการบ่มต่างๆ



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแกนเดียวกับสารประกอบ CSH ที่อายุการบ่มต่าง ๆ

ตารางที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดแกนเดียวกับอายุการบ่มที่ทุกอัตราส่วนผสม พบว่ากำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มสูงขึ้นตามปริมาณสารเชื่อมประสานและอายุการบ่ม ทั้งนี้อัตราการเพิ่มของกำลังในช่วงต้น (1 - 14 วัน) จะสูงกว่าในช่วงอายุการบ่มหลัง 14 วัน ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่ผสมวัสดุเชื่อมประสาน CSA200 และ CSA250 มีกำลังรับแรงอัดแกนเดียวที่อายุการบ่ม 14 และ 28 วัน เท่ากับ 396.18 kN/m^2, 628.60kN/m^2 และ 524.65kN/m^2, 837.48 kN/m^2 ตามลำดับ ซึ่งผ่านเกณฑ์การนำไปใช้เป็นวัสดุก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์แบบ Dry Mixing ตามคู่มือการก่อสร้างทางหลวงเล่มที่ 2 [13]

รูปที่ 8 (ก), (ข) และ (ค) แสดงผลการวิเคราะห์ X-Ray Diffraction (XRD) ที่อัตราส่วนสารเชื่อมประสานที่ CSA150, CSA200 และ CSA250, ที่อายุการบ่ม 3, 7, 14 และ 28 วัน งานวิจัยนี้จำแนกสารผลิตพันธ์ CSH ที่ตำแหน่งมุม 2θ เท่ากับ 29.43 องศา และสารตั้งต้น C_3S ที่ตำแหน่งมุม 2θ เท่ากับ 33.31 องศา

ตารางที่ 7 แสดงผลการวิเคราะห์สารประกอบตั้งต้น C3S และสารผลิตภัณฑ์ CSH จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของทุกสัดส่วนผสมที่อายุการบ่ม 3, 7, 14 และ 28 วัน จากการทดสอบพบว่าปริมาณสารตั้งต้น C3S มีแนวโน้มลดลงตามอายุการบ่ม โดยมีอัตราการลดลงอย่างชัดเจนในช่วง 1 – 3 วัน และค่อยๆลดลงจนใกล้ค่าคงที่เมื่ออายุการบ่มมากขึ้น ในขณะที่สารประกอบ CSH มีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นตามอายุการบ่ม ดังแสดงในรูปที่ 9 ปริมาณสารผลิตภัณฑ์ CSH ที่เกิดขึ้นสอดคล้องกับกำลังรับแรงอัดแกนเดียวที่เพิ่มขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 10 อย่างไรก็ตามดินที่ปรับปรุงคุณภาพโดยใช้สารเชื่อมประสานหลังอายุการบ่ม 28 วัน ยังมีแนวโน้มการพัฒนากำลังต่อไปได้อีกเล็กน้อย ซึ่งจะต้องมีการทดสอบเพื่อยืนยันการเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานในระยะยาวต่อไป ผลการทดสอบ XRD ของดินเหนียวอ่อนที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพที่อัตราส่วน CSA200 ที่อายุการบ่ม 7 วัน พบว่ามีค่าไม่สอดคล้องกับผลการทดสอบที่อายุการบ่มอื่นๆ ทั้งนี้อาจจะมีสาเหตุเนื่องจากความไม่สม่ำเสมอขององค์ประกอบทางเคมีของกากอุตสาหกรรม จึงจำเป็นที่จะต้องเพิ่มความถี่ในการสุ่มเก็บตัวอย่างต่อไป

5. บทสรุป

จากผลการศึกษาวิจัยพบว่าปูนซีเมนต์ผสมผงตะกรันเหล็ก และเถ้าชีวมวลที่สัดส่วนผสมเหมาะสม (0.75 : 0.125 : 0.125) ที่อัตราส่วนผสม 150 – 250 kg/m^3 สามารถใช้ปรับปรุงคุณภาพของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพได้ เมื่อพิจารณาจากค่าเปอร์เซนต์ CBR และกำลังรับแรงอัดแกนเดียวที่เพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมและอายุการบ่ม กำลังของดินเหนียวที่ผสมสานเชื่อมประสานมีอัตราเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนในช่วงต้นของปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและมีอัตราที่ลดลงหลังอายุการบ่ม 14 วัน ผลการทดสอบคุณสมบัติทางด้านเคมีกายภาพ โดยการวิเคราะห์ XRD พบว่า สารผลิตภัณฑ์ CSH มีแนวโน้มสูงขึ้น ในขณะที่สารตั้งต้น C_3S มีแนวโน้มลดลงตามอายุการบ่ม สอดคล้องกับผลทดสอบกำลังรับแรงอัดแกนเดียว ซึ่งแสดงศักยภาพของการใช้ผงตะกรันเหล็กและเถ้าชีวมวลผสมปูนซีเมนต์เป็นวัสดุทางเลือกในการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อน เพื่อใช้ในด้านวิศวกรรมการทางได้

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ที่ให้การสนับสนุนทุนวิจัยในการศึกษาครั้งนี้ทำให้บรรลุวัตถุประสงค์ของงานวิจัย และขอขอบคุณศูนย์บริการวิทยาศาสตร์ คณะวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ในการอนุเคราะห์ช่วยทดสอบชิ้นตัวอย่างดินซีเมนต์เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ X-ray diffraction analysis (XRD)

เอกสารอ้างอิง

[1] สมมาตร์ สวัสดิ์, สราวุธ จริตงาม, ดนุพล ตันนโยภาส, พิพัฒน์ ทองฉิม (2551). การปรับปรุงดินคันทางด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในจังหวัดสงขลาและสตูล. การประชุมวิชาการทางวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ครั้งที่ 6, 8-9 พฤษภาคม 2551, หน้า 74-79.

[2] บุรฉัตร ฉัตรวีระ, พิชัย นิมิตยงสกุล (2538). การออกแบบคอนกรีตผสมเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ. วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี ปีที่ 3, เล่มที่ 2, หน้าที่ 24-45.

[3] ปริญญา คูณมี, วัชร ส่งเสริม, ธีรเดช วุฒิพรพันธ์ (2557). การใช้ตะกรันเหล็กเป็นส่วนผสมในการผลิตคอนกรีต. วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ปีที่ 24, ฉบับที่ 1, หน้าที่ 103 – 110.

[4] ชยานนท์ ศรีเจริญ, รุ้งลาวัลย์ ราชัน (2557).การพัฒนากำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์และเสาเข็มดินซีเมนต์ผสมเถ้าลอยในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ. ปีที่ 37, ฉบับที่ 2, หน้าที่ 151-164.

[5] วุฒินันท์ เหล่ามะลออ (2554). การปรับปรุงคุณภาพเถ้าก้นเตาผสมตะกอนดินเหนียว โดยใช้เถ้าลอยและเศษปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

[6] American Society for Testing and Materials (2011). ASTM D 2487. Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM International.

[7] วรรณวรางค์ รัตนานิคม, สยาม ยิ้มศิริ (2560). กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดินเหนียวกรุงเทพฯ จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ. วิศวกรรมสาร มก. ฉบับที่ 98, ปีที่ 29, หน้าที่ 9-22.

[8] American Society for Testing and Materials (2015). ASTM C 618. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete. ASTM International.

[9] อภิชาติ วงษา, ศุภกิจ นนทนานันท์, สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว, อัครชัย เรืองแสงทอง (2563). การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังคุณภาพต่ำโดยตะกรันเตาหลอมเหล็กและปูนซีเมนต์เพื่อใช้เป็นวัสดุงานทาง. การประชุมทางวิชาการของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ครั้งที่ 58, เล่มที่ 2, หน้าที่ 370-379

[10] American Society for Testing and Materials (2005). ASTM C150 , Standard Specification for Portland Cement. ASTM International

[11] Kamon and Nontananandh (1991) Combining Industrial Waste with Lime for Soil Stabilization. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 117, no. 1

[12] American Society for Testing and Materials (2002). ASTM C109.. Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. ASTM International

[13] กรมทางหลวง (2550). การควบคุมงานก่อสร้างทาง. คู่มือการควบคุมงานก่อสร้างทางหลวง เล่มที่ 2

[14] American Society for Testing and Materials (2000). ASTM D 698 - 00 Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort ASTM International

[15] American Society for Testing and Materials (1999). ASTM D 1883 - 99. Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory Compacted Soils. ASTM International

[16] American Society for Testing and Materials (2011). ASTM D 2166. Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soils. ASTM International.

การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์
Improvement of Sub-Standard Lateritic Soil with Cement-Polymer Mixtures

กัญจน์ สลีวงศ์[1] พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม[2] และ กรกฎ นุสิทธิ์[3]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ 239 ถนนห้วยแก้ว ตำบลสุเทพ อำเภอเมือง จังหวัดเชียงใหม่ 50200
[3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร 239 99 หมู่ที่ 9 ถนนพิษณุโลก-นครสวรรค์ ตำบลท่าโพธิ์ อำเภอเมือง จังหวัดพิษณุโลก 65000
** Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chiang Mai University*
239, Tambon Hua Kaew, Muang District, Chiang Mai, Thailand, 50200; E-mail: gun_superhero_162555@hotmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสม ซีเมนต์-โพลีเมอร์ (cement-polymer mixture) เพื่อลดปริมาณการใช้ซีเมนต์ลงในการปรับปรุงคุณภาพดิน ให้สามารถรับกำลังรับแรงอัดได้ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ซึ่งในปัจจุบัน ซีเมนต์ถูกใช้เพื่อการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังอยู่ด้วย แต่เนื่องด้วยดินปรับปรุงด้วยซีเมนต์จะมีค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงแต่มีความสามารถในการรับแรงดัดต่ำ และก็ไวต่อการเปลี่ยนแปลงอันเนื่องมาจากน้ำและความชื้น งานวิจัยนี้จึงมีจุดประสงค์เพื่อหาอัตราส่วนที่เหมาะสมระหว่างซีเมนต์และโพลีเมอร์ (Polymers) ที่นำมาปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐาน โดยมีเป้าประสงค์ที่จะให้โพลีเมอร์มาช่วยในการพัฒนาความสามารถในการรับแรดดัดและการทนต่อการเปลี่ยนแปลงอันเนื่องมาจากน้ำและความชื้น โดยการศึกษานี้พิจารณาการพัฒนากำลังรับแรงอัดแกนเดียว กำลังการรับแรงดัด และความสามารถในการดูดซึมน้ำของดินลูกรังด้อยมาตรฐานที่ผสมซีเมนต์ประเภทที่ 1 และโพลีเมอร์ ในการทำเป็นตัวเชื่อมประสานของดินลูกรัง โดยแทนที่ซีเมนต์ด้วยโพลีเมอร์ที่ 0, 5, 10, 15, 20% และที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน จากผลการทดสอบพบว่าอัตราส่วนการแทนที่ด้วยโพลีเมอร์ 10% มีค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวดีที่สุด และมีการพัฒนาการรับแรงดัด ร่วมกับการซึมได้ของน้ำที่ต่ำ ดังนั้น ด้วยอัตราส่วนที่เหมาะสมนี้จะสามารถนำไปใช้ในการรักษาเสถียรภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานสำหรับการใช้งานบนถนน

คำสำคัญ: การปรับปรุงคุณภาพดิน, ดินลูกรัง, ปูนซีเมนต์, โพลีเมอร์, กำลังรับแรงอัดแกนเดียว

Abstract

This paper presents the improvement of sub-standard lateritic soil using cement-polymer mixtures. Mixing polymer into cement to create such a cement-polymer mixture could cause the cement use reduction in the cement stabilization technique for roadway applications. Cement as a soil stabilizing agent has been popularly used to stabilize any sub-standard materials for the road. However, the cement-stabilized material has relatively less flexural strength and still prone to have a moisture sensitivity characteristic even it can provide good compressive strength. This study aims to determine a proper ratio between cement and polymer for using as a stabilizing agent for sub-standard lateritic soil. This polymer would assist gaining more flexural strength and less moisture sensitivity for such cement-stabilized lateritic soil. In this study, the cement-polymer mixtures in forms of the paste were investigated with varying the polymer content of 0, 5, 10, 15, 20% by dry mass of cement. Cement-polymer paste samples were cured for 7 and 28 days before a series of the compressive strength tests, the flexural strength tests, and the water absorption tests. The results revealed that the 10% polymer content of cement can provide the best compressive strength with better flexural strength and least water absorption compared to other mixtures. With this proper ratio, it can be further used in stabilizing the sub-standard lateritic soil for roadway application.

Keywords: Soil Improvement, Lateritic Soil, Cement, Polymers, Compressive Strength

1. บทนำ

ประเทศไทยเป็นประเทศที่ใช้ถนนเป็นคมนาคมหลัก และมีระยะทางประมาณ 467,000 กิโลเมตร ปัจจุบันมีปริมาณผู้ใช้ถนนเพิ่มมากขึ้นจึงมีการก่อสร้างและปรับปรุงซ่อมบำรุงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ซึ่งวัสดุที่นำใช้ในการก่อสร้างถนนมีหลายชนิด เช่น ดินลูกรัง หินคลุก เป็นต้น และต้องผ่านข้อกำหนดตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ในปัจจุบันดินลูกรังที่ผ่านมาตรฐานนั้นมีจำนวนน้อยลงและหาได้ยาก ดังนั้นการปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังจึงเป็นวิธีการหนึ่งเพื่อเพิ่มวัสดุในการก่อสร้างถนน [1]

การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังในประเทศไทยนิยมใช้ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (Portland cement type 1) เป็นสารผสมเพิ่มเพื่อให้คุณสมบัติของวัสดุดีขึ้น [3,4] อย่างไรก็ตามดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์จะมีกำลังรับแรงอัดที่สูง แต่ไม่สามารถรับแรงดึงได้ดี และยังทนต่อสภาพความชื้นที่เปลี่ยนแปลงได้ไม่ดีพอ เพราะซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ไม่ได้ถูกผลิตมาเพื่อวัตถุประสงค์ในการผสมดิน เพื่อเป็นการพัฒนาการนำซีเมนต์มาปรับปรุงถนนให้ดียิ่งขึ้น จึงมีการพัฒนาวัสดุเชื่อมประสานชนิดใหม่ในการปรับปรุงคุณภาพของดิน ซึ่งวัสดุทางเลือกที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพ คือ โพลีเมอร์ (Polymer) ด้วยคุณสมบัติด้านกำลังที่ดี และยังช่วยป้องกันความชื้นได้มากกว่าซีเมนต์ปกติ

งานวิจัยนี้จึงมุ่งสนใจศึกษาการพัฒนาวัสดุงานถนน แนวทางความเป็นไปได้ในการนำดินลูกรังผสมกับวัสดุเชื่อมประสานชนิดใหม่ และผลจากการศึกษาส่วนใหญ่ยืนยันได้ว่าสารละลายโพลีเมอร์ เป็นวัสดุทางเลือกชนิดหนึ่งที่นำมาปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังได้ [5] ทำให้มีความเป็นได้ที่จะสามารถนำมาใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ และศึกษาถึงคุณสมบัติด้านกำลังของดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยวัสดุเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ เพื่อหาแนวโน้มความเป็นไปได้ในการนำมาใช้ในงานถนนได้จริง ตามมาตรฐานที่กรมทางหลวงกำหนด [1]

2. วัสดุและขั้นตอนวิจัย

2.1 วัสดุ

2.1.1 ดินลูกรัง

ดินลูกรังที่นำมาใช้ในงานวิจัยนี้เก็บตัวอย่างจากบ่อดินลูกรัง อำเภอดอยสะเก็ด จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อทำการจำแนกดินด้วยระบบการจำแนกแบบ Unified soil classification system (USCS) พบว่าเป็นดินชนิด CL-ML ซึ่งจัดว่าเป็นดินเหนียวปนตะกอนทราย และจำแนกทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพพบว่าตัวอย่างดินลูกรังมีค่า Sieve ไม่จัดอยู่ในกลุ่ม A-E, LA Abrasion 88%, Liquid limit 19.80%, Plastic limit 15.22%, Plasticity index 4.58%, Maximum dry density 2,120 กรัม/ลบ.ซม. และ CBR 4.12% เมื่อเทียบกับมาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม มาตรฐานที่ ทล.-ม. 205/2532 พบว่าเป็นดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานของกรมทางหลวง และสามารถนำมาปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีดินซีเมนต์ตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.-ม. 206/2532 ของกรมทางหลวง [1,6]

2.1.2 ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 หรือปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ธรรมดา

เป็นปูนซีเมนต์ประเภทใช้กันมากในงานคอนกรีต ประมาณได้ว่าร้อยละ 90 ของปูนซีเมนต์ที่ผลิตในสหรัฐอเมริกา เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ใช้สำหรับการทำคอนกรีตหรือผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมใดที่ไม่ต้องการคุณภาพพิเศษกว่าธรรมดา และใช้ในการก่อสร้างตามปกติทั่วไป เช่น เสา คาน ฐานรากของอาคาร ถนน เป็นต้น ปูนซีเมนต์ชนิดนี้ให้กำลังสูงสุดในระยะเวลาไม่รวดเร็วและให้ความร้อนปานกลาง ได้แก่ ปูนซีเมนต์ตราช้าง ตราพญานาคสีเขียว ตราทีพีไอสีแดง ตราภูเขาตรา ดาวเทียม และตราเอกซีเมนต์สีน้ำเงิน เป็นต้น

2.1.3 โพลีเมอร์

โพลีเมอร์ (Polymer) ที่นำมาใช้ในงานวิจัยเป็นโพลีเมอร์สังเคราะห์แบบสารละลายลาเทกซ์ชนิด Styrene acrylic สามารถสังเกตลักษณะด้วยตาและมือสัมผัสมีสีขาวและมีความเหนียวข้นแสดงในรูปที่ 1 โพลีเมอร์จะกระจายตัวในของเหลวอื่น ๆ ไม่ว่าจะเป็นตัวทำละลายของโพลีเมอร์เองหรือกระจายตัวเป็นอิมัลชันในน้ำ ซึ่งโพลีเมอร์ที่ใช้จะมีคุณสมบัติในการเพิ่มกำลังรับแรงดัดและแรงอัด [7,8] แต่การใส่โพลีเมอร์ในปริมาณที่มากจะทำให้วัสดุมีความเหนียวทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดจะมีค่าลดลง และผลการทดสอบองค์ประกอบทางเคมีของสารละลายโพลีเมอร์จะแสดงรายละเอียดตามตารางที่ 1

รูปที่ 1 สารละลายโพลีเมอร์

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของสารละลายโพลีเมอร์

คุณสมบัติทั่วไป	Styrene acrylic
1. รูปร่าง	ของเหลว
2. ร้อยละของแข็งทั้งหมด	ร้อยละ 54.0 - 56.0
3. pH	7.0 - 9.0
4. ความเหนียว (Brookfield RVT, CPS)	500 – 2,000
5. Ionic nature	Anionic
6. ความถ่วงจำเพาะ	1.000 – 1.100
7. ความหนาแน่นของไอ	< 1 water
8. จุดเดือด	100 degree c
9. การละลายในน้ำ	กระจายตัวในน้ำ

2.2 ขั้นตอนการวิจัย

มีขั้นตอนการศึกษา 2 ขั้น คือ การทดสอบหาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ และการทดสอบเพื่อหาปริมาณการผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ในการปรับปรุงดินลูกรังด้อยมาตรฐานเพื่อใช้เป็นชั้นรองพื้นทางดินซีเมนต์

2.2.1 การทดสอบหาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์

การทดสอบหาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์เพื่อนำไปใช้เป็นตัวเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ และซีเมนต์ที่ใช้เป็นซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 กับโพลีเมอร์ชนิด Styrene acrylic โดยทำการผสมตัวอย่างทดสอบที่มีซีเมนต์และโพลีเมอร์ในอัตราส่วนต่าง ๆ ดังนี้

ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 100 : 0 (ปูนซีเมนต์ 100% และ โพลีเมอร์ 0%)
ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 95 : 5 (ปูนซีเมนต์ 95% และ โพลีเมอร์ 15%)
ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 90 : 10 (ปูนซีเมนต์ 90% และ โพลีเมอร์ 10%)
ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 85 : 15 (ปูนซีเมนต์ 85% และ โพลีเมอร์ 15%)
ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 80 : 20 (ปูนซีเมนต์ 80% และ โพลีเมอร์ 20%)

หลังจากผสมเป็นเนื้อเดียวกันแล้วนำไปบรรจุในแบบหล่อตัวอย่างทดสอบ (Mold) ขนาด กว้าง 4 ซม. ยาว 16 ซม. สูง 4 ซม. นำพลาสติกแผ่นบางหุ้มแบบไว้เพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นบริเวณผิวตัวอย่าง ทิ้งไว้จน 24 ชั่วโมงจึงนำตัวอย่างออกจากแบบ จากนั้นวัดขนาดตัวอย่างทดสอบและชั่งน้ำหนักให้เรียบร้อยแล้วนำมาหุ้มด้วยพลาสติกแผ่นบาง บ่มตัวอย่างทดสอบที่อุณหภูมิห้องตามอายุการบ่ม 7 และ 28 วัน ทั้งนี้การนับระยะเวลาในการบ่ม ทำการนับโดยเริ่มตั้งแต่การผสมตัวอย่างทดสอบ เมื่อครบอายุการบ่มนำตัวอย่างไปทดสอบกำลังรับแรงดัด (Flexural Strength) ตามมาตรฐาน ASTM C348 และกำลังรับแรงอัด (Compressive strength) ตามมาตรฐาน ASTM C109 / C109M เพื่อหาค่าเฉลี่ยกำลังของตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2 และ 3 หลังจากนั้นคำนวณหาอัตราส่วนที่เหมาะสมของตัวเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์

2.2.2 การทดสอบ Soil Cement Subbase

ในการทดสอบจะเตรียมวัสดุทดสอบดินลูกรังด้อยมาตรฐานที่เก็บจากบ่อดินลูกรัง กับตัวเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ในอัตราส่วนที่เหมาะสม โดยอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมได้จากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดที่ให้ค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงที่สุด และนำมาผสมกันในปริมาณต่าง ๆ โดยมีรายละเอียดส่วนผสมดังนี้

ดินลูกรัง 3000 กรัม สารเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ 60 กรัม (2%)
ดินลูกรัง 3000 กรัม สารเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ 120 กรัม (4%)
ดินลูกรัง 3000 กรัม สารเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ 180 กรัม (6%)
ดินลูกรัง 3000 กรัม สารเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ 240 กรัม (8%)
ดินลูกรัง 3000 กรัม สารเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์ 300 กรัม (10%)

หลังจากดินซีเมนต์ผสมเป็นเนื้อเดียวกันแล้วนำไปบรรจุในแบบหล่อตัวอย่างทดสอบ (Mold) ขนาด เส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 10.16 ซม. สูง 11.64 ซม. ด้วยวิธีการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Compaction) กับปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) หลังจากนั้นนำตัวอย่างออกจากแบบหล่อและวัดขนาดตัวอย่างทดสอบกับชั่งน้ำหนักให้เรียบร้อยแล้วนำมาหุ้มด้วยพลาสติกแผ่นบาง จากนั้นจึงบ่มตัวอย่างทดสอบที่อุณหภูมิห้องตามอายุการบ่ม 7 และ 28 วัน แสดงในรูปที่ 4 ทั้งนี้การนับระยะเวลาในการบ่ม ทำการนับโดยเริ่มตั้งแต่การผสมตัวอย่างทดสอบ เมื่อครบอายุการบ่มนำตัวอย่างไปทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่จำกัด (Unconfined compressive strength test) เพื่อหาค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง ตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.-ม. 206/2532 [1] และทดสอบการดูดซึมน้ำ (Capillary rise test) ดินซีเมนต์ตามมาตรฐาน Australian Standard AS 1141.53-1996 [2] ของดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ในอัตราส่วนที่เหมาะสมที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน

รูปที่ 2 แบบหล่อและตัวอย่างวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์

รูปที่ 3 ตัวอย่างวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์

รูปที่ 4 ก้อนตัวอย่างดินลูกรังที่ปรังปรุงด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์

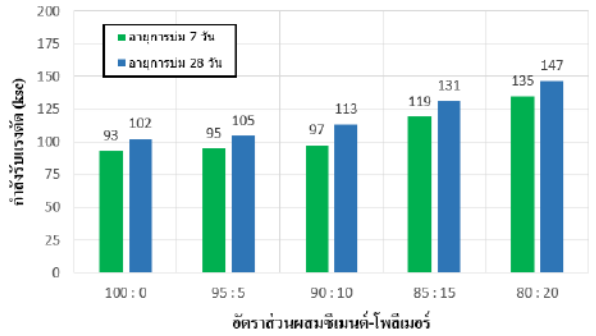
3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์

ผลทดสอบกำลังรับแรงดัด (Flexural Strength) พบว่าก้อนตัวอย่างมีการพัฒนากำลังรับแรงดัดที่อัตราส่วนต่าง ๆ ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน แสดงในรูปที่ 5 และมีค่ากำลังรับแรงดัดสูงสุดที่อัตราส่วน ปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 80 : 20 มีค่าเท่ากับ 135 ksc ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 147 ksc ที่

อายุการบ่ม 28 วัน สังเกตได้ว่าค่ากำลังรับแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณโพลีเมอร์ที่เพิ่มขึ้น ซึ่งสารละลายโพลีเมอร์นั้นมีคุณสมบัติช่วยเพิ่มความเหนียวให้กับวัสดุ ทำให้การพัฒนากำลังรับแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้น

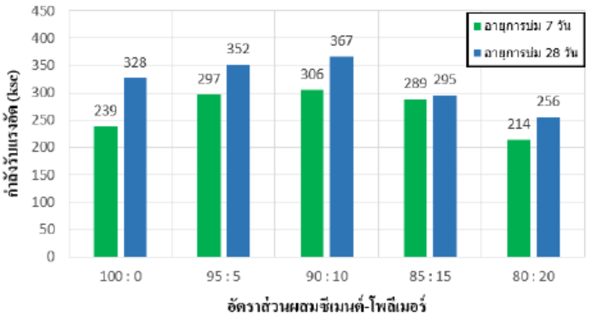
ผลทดสอบกำลังรับแรงอัด (Compressive strength) พบว่าก้อนตัวอย่างมีการพัฒนากำลังรับแรงอัดที่อัตราส่วนต่าง ๆ ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน แสดงในรูปที่ 6 และมีค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดที่อัตราส่วนปูนซีเมนต์ : โพลีเมอร์ = 90 : 10 มีค่าเท่ากับ 306 ksc ที่อายุการบ่ม 7 วัน และ 367 ksc ที่อายุการบ่ม 28 วัน สังเกตได้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าเพิ่มขึ้นในปริมาณโพลีเมอร์ 5, 10% และมีค่าลดลงในปริมาณโพลีเมอร์ 15, 20% ซึ่งสารละลายโพลีเมอร์นั้นมีคุณสมบัติช่วยเพิ่มความเหนียวให้กับวัสดุ แต่ในทางกลับกันยิ่งมีความเหนียวมากจะทำให้กำลังรับแรงอัดลดลง

เมื่อพิจารณาการพัฒนากำลังของวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ในแต่ละช่วงอายุการบ่ม จะเห็นได้ว่าค่ากำลังรับแรงดัดเพิ่มขึ้น แต่ในทางกลับกันค่ากำลังรับแรงอัดจะเพิ่มขึ้นในเปอร์เซ็นต์โพลีเมอร์ที่น้อย และมีค่าลดลงเมื่อเปอร์เซ็นต์โพลีเมอร์ที่เพิ่มขึ้น ซึ่งเป็นไปตามคุณสมบัติของโพลีเมอร์ ในการวิเคราะห์หาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่เหมาะสมที่สุดที่จะนำไปปรับปรุงคุณภาพดินลูกรัง ซึ่งในการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังโดยทั่วๆ ตามตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.-ม. 206/2532 ของกรมทางหลวง [1] กำหนดค่ากำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่ม 7 วันที่ 6.9 ksc จึงพิจารณาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่มีการพัฒนากำลังรับแรงอัดสูงสุดใช้เป็นอัตราส่วนที่เหมาะสม คือ อัตราส่วนซีเมนต์-โพลีเมอร์ 90 : 10

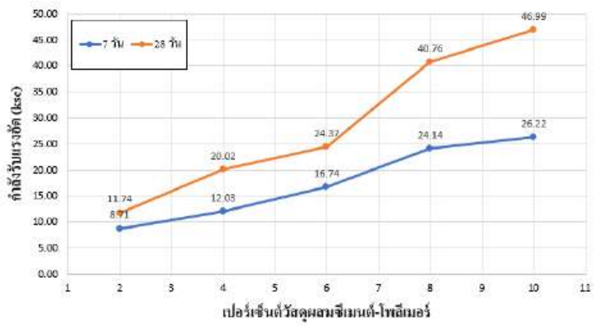


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดัดของอัตราส่วนผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน

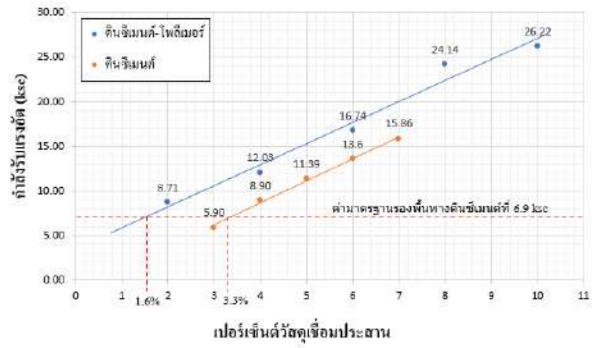
ผลการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ในอัตราส่วนที่เหมาะสม พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องตามเปอร์เซ็นต์วัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ 2, 4, 6, 8, 10% ตามลำดับ และแสดงในรูปที่ 7 และรูปที่ 8 แสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์กับวัสดุเชื่อมประสาน 2 ชนิด คือ ซีเมนต์ และ ซีเมนต์-โพลีเมอร์ สังเกตได้ว่าดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์-โพลีเมอร์มีค่ากำลังรับแรงอัดมากกว่าดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์เพียงอย่างเดียว และเมื่อนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงอัดตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ที่ 6.9 ksc ทล.-ม. 206/2532 [1] พบว่าดินลูกรังที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์ผ่านมาตรฐาน 6.9 ksc ที่ 3.3% และดินลูกรังที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์-โพลีเมอร์ผ่านมาตรฐาน 6.9 ksc ที่ 1.6%



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของอัตราส่วนผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของดินลูกรังผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน

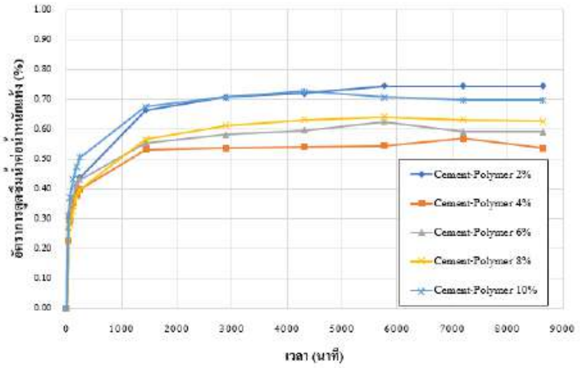


รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์กับวัสดุเชื่อมประสาน

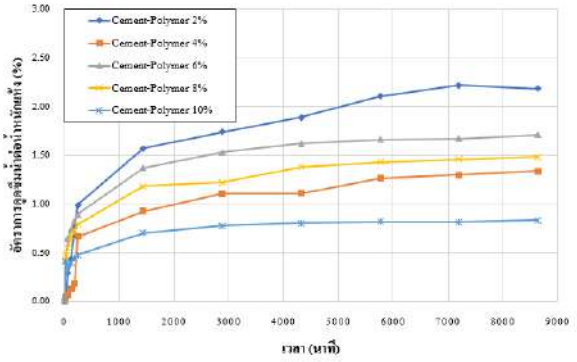
เมื่อพิจารณาผลการทดสอบการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ พบว่ามีค่ากำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์เพิ่มขึ้น เมื่อวัสดุเชื่อมประสานซีเมนต์-โพลีเมอร์มีกำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้น จะสามารถนำมาปรับปรุงกำลังรับแรงอัดของดินลูกรังได้ และค่ากำลังรับแรงอัดจะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณวัสดุเชื่อมประสานจนผ่านเกณฑ์ข้อกำหนดตาม

มาตรฐานกรมทางหลวงที่ขนาดแรงเท่ากับ 6.9 ksc แสดงในรูปที่ 8 และยังสามารถลดปริมาณของซีเมนต์ที่นำมาใช้เป็นตัวเชื่อมประสานสำหรับปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังได้

รูปที่ 9 ตัวอย่างทดสอบการดูดซึมน้ำ



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการดูดซึมน้ำต่อน้ำหนักแห้งกับเวลาที่อายุการบ่ม 7 วัน



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการดูดซึมน้ำต่อน้ำหนักแห้งกับเวลาที่อายุการบ่ม 28 วัน

รูปที่ 9 แสดงวิธีทดสอบการดูดซึมน้ำ (Capillary rise test) ตามมาตรฐาน Australian Standard AS 1141.53-1996 [2] โดยใช้วิธีการคำนวณเปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักแห้ง จากผลการทดสอบพบว่าอัตราการดูดซึมน้ำของแต่ล่ะตัวอย่างจะมีค่าเพิ่มขึ้นมากในระยะแรกและหลังจาก 72 ชั่วโมงผ่านไปจะมีค่าค่อยๆคงที่ มีอัตราการดูดซึมน้ำสูงสุดอยู่ที่ปริมาณวัสดุเชื่อมประสาน 2% เท่ากับ 0.74%, 2.22% ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน ตามลำดับแสดงในรูปที่ 10 และ 11 ดินซีเมนต์ที่มีปริมาณวัสดุเชื่อประสานสูงจะมีอัตราการดูดซึมน้ำน้อยลง เนื่องจากสารละลายโพลีเมอร์จะไปอุดช่องว่างระหว่างเม็ดดิน และเมื่อเทียบกับอัตราการดูดซึมน้ำของดินลูกรังปกติ พบว่าดินลูกรังปกติที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพจะมีระยะเวลาการดูดซึมน้ำที่ 20-30 นาที หลังจากนั้นดินจะพังทลาย ซึ่งการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์จะช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการป้องกันความชื้นของดินซีเมนต์

4. บทสรุป

จากผลการทดสอบหาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์เพื่อใช้เป็นวัสดุเชื่อประสานของดินลูกรัง และการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. วัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์มีการพัฒนากำลังรับแรงดัดได้ดี และมีค่าที่เพิ่มขึ้นตามเปอร์เซ็นต์โพลีเมอร์ที่เพิ่มขึ้น ส่วนการพัฒนากำลังรับแรงอัดจะดีในช่วงเปอร์เซ็นต์สารละลายโพลีเมอร์น้อย แต่เมื่อมีสารละลายโพลีเมอร์มากจะทำให้กำลังรับแรงอัดลดลง ซึ่งโพลีเมอร์ที่ใช้มีคุณสมบัติในการเพิ่มกำลังรับแรงดัดและแรงอัด แต่การใส่โพลีเมอร์ในปริมาณที่มากจะทำให้วัสดุมีความเหนียวและทำให้มีค่ากำลังรับแรงอัดลดลง

2. ในการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังโดยทั่วๆตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.-ม. 206/2532 ของกรมทางหลวงกำหนดค่ากำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่ม 7 วัน เท่ากับ 6.9 ksc จึงพิจารณาอัตราส่วนวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่มีการพัฒนากำลังรับแรงอัดสูงที่สุดใช้เป็นอัตราส่วนที่เหมาะสม คือ อัตราส่วนซีเมนต์-โพลีเมอร์ 90 : 10 โดยน้ำหนักแห้ง เมื่อเทียบกับอัตราส่วนอื่น

3. การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังด้อยมาตรฐานด้วยวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ช่วยในการพัฒนากำลังรับแรงอัดได้ดี ที่อายุการบ่ม 7 และ 28 วัน ทั้งนี้การพัฒนากำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นของดินซีเมนต์สอดคล้องกับการพัฒนากำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นของวัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ เมื่อเทียบกับดินลูกรังที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์เพียงอย่างเดียว ซึ่งสามารถลดปริมาณการใช้ซีเมนต์ในการปรับปรุงคุณภาพได้ จากปริมาณวัสดุเชื่อมประสาน 3.3% เป็น 1.6% โดยน้ำหนักดิน และผ่านเกณฑ์ข้อกำหนดตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.-ม. 206/2532 ของกรมทางหลวง

4. วัสดุผสมซีเมนต์-โพลีเมอร์ที่ใช้เป็นสารเชื่อมประสานของดินลูกรังมีคุณสมบัติในการช่วยป้องกันความชื้นได้ เห็นได้ชัดที่อายุการบ่ม 28 วัน คือ เมื่อเปอร์เซ็นต์วัสดุผสมมากจะช่วยลดการดูดซึมน้ำได้ดี เมื่อเทียบกับดินลูกรังปกติ

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2532). มาตรฐานงานทาง, สำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนางานทาง, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

[2] Jayantha Kodikara, Kok Yun Lee and Srijib Chakrabarti. (2003). Laboratory Assessment of Capillary Rise in Stabilized Pavement Materials. Monash University: Australia.

[3] นิโรจน์ เงินพรหม (2553). การศึกษาคุณสมบัติของชั้นทางผสมดินลูกรัง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และตะกรันเหล็ก. รายงานการวิจัยสาขาวิศวกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร.

[4] สุขสันติ์ หอพิบูลสุข. (2548). ปัจจัยที่มีผลต่อกำลังของดินซีเมนต์บดอัดสำหรับงานถนน. รายงานการวิจัยสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[5] Rauch, A. F., Katz, L. E., & Liljestrand, H. M. (1993). AN analysis of the mechanisms and efficacy of three liquid chemical soil stabilizers: VOLUME. Work, 1.

[6] Gunalan, K.N. (2005). Highway Construction. The Handbook of Highway Engineering. Ed. T.W. Fwa. CRC Press 2005.

[7] Wang, R., Li, X. G., & Wang, P. M. (2006). Influence of polymer on cement hydration in SBR-modified cement pastes. Cement and concrete research, 36(9), 1744-1751.

[8] Wu, K. R., Zhang, D., & Song, J. M. (2002). Properties of polymer-modified cement mortar using pre-enveloping method. Cement and Concrete research, 32(3), 425-429.

ผลศึกษาเบื้องต้นของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ค่าความซึมได้ของดินทรายแป้ง
Preliminary Study of Developing Mathematical Permeability Model for Silty Sand

ธีราพัทธ์ รฐาหิรัญโรจน์[1] ฉัตรภูมิ วิรัตนจันทร์[2]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี จ.อุบลราชธานี
[2] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี จ.อุบลราชธานี
**Corresponding author; E-mail address: woodii888@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นเพื่อพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ค่าความซึมได้ของดินทรายแป้งในเขตอุบลราชธานี โดยใช้การทดสอบหาค่าความซึมได้แบบความดันแปรผันของดินทรายแป้งและลูกปัดขนาดต่างๆ โดยทำการแปรผันค่าความหนาแน่นของตัวอย่างทดสอบ การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มุ่งเน้นที่ตัวแปรที่มีผลต่อนำค่าความซึมได้ คือ ขนาดช่องว่างประสิทธิผล ค่าอัตราส่วนช่องว่าง ค่าขนาดประสิทธิผลเม็ดดิน ผลการศึกษาเบื้องต้นพบว่า ค่า e (void ratio) d_{50} และ d_{10} มีผลอย่างมีนัยยะต่อค่าความซึมได้

คำสำคัญ: ความซึม, แบบจำลองทางคณิตศาสตร์, ความพรุน, อัตราส่วนช่องว่าระหว่างมวล, ค่าขนาดประสิทธิผล

Abstract

The purpose of this research is to develop the mathematical model for predicting permeability of silty sand in Ubon Ratcharhani province area. The Variable Head Permeability test is performed on different size of glass beads varying density of specimens. The permeability mathematical model developed, is function of effective pore size, void ratio, effective particle size. Test result of the preliminary showed that d_{50} and d_{10} are the effective particle size and will be included in the developing model.

Keywords: permeability, void ratio , porosity, mathematical model ,effective particle size , effective pore size

1. คำนำ

ค่าความซึมได้ของดินเป็นค่าพารามิเตอร์ที่สำคัญอย่างหนึ่งในทางปฐพีกลศาสตร์ สามารถนำไปใช้ในการหาค่าความทรุดตัว การระบายน้ำ การวิเคราะห์ค่าเสถียรภาพของลาดดิน ปัญหาสิ่งแวดล้อมเช่นการปนเปื้อนของชั้นดิน การหาค่าความซึมได้ของดินสามารถทดสอบหาในห้องปฏิบัติการโดยวิธีการต่างๆการ ทดสอบแบบความดันคงที่ การทดสอบแบบความดันแปรผัน สำหรับดินเม็ดหยาบ และเครื่องปั๊มวัดอัตราการไหล สำหรับดินเม็ดละเอียดโดยเฉพาะดินตระกูลดินเหนียว การทดสอบหาค่าความซึมได้ยังสามารถหาได้จากการทดสอบในสนามด้วยการวัดอัตราการไหลของน้ำใต้ดินในหลุมเจาะ การทดสอบหาค่าความซึมได้ใช้เวลามากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของดิน หากเป็นเม็ดหยาบ การทดสอบสามารถกระทำได้อย่างรวดเร็วเพราะดินมีช่องว่างขนาดใหญ่ต่อเนื่อง ทำให้น้ำสามารถซึมผ่านได้ง่าย แต่หากเป็นดินเม็ดละเอียดเช่นตะกอนดินทรายการทดสอบหาค่าความซึมได้จะใช้เวลานานโดยเฉพาะดินเหนียว แบบจำลองเพื่อทำนายค่าความซึมได้ถูกพัฒนาอย่างต่อเนื่องในรอบหลายสิบปีที่ผ่านมา แต่ก็มีข้อจำกัดในการใช้และผลค่าความซึมได้ที่คำนวณได้มีความแตกต่างกันค่อนข้างมากในหลายๆแบบจำลอง

การศึกษาเบื้องต้นของแบบจำลองคณิตศาสตร์ค่าความซึมได้ของดินทรายแป้งในงานวิจัยนี้ถูกแยกออกเป็นสองส่วน กล่าวคือส่วนแรกเป็นการทดสอบหาค่าความซึมได้ของดินทรายแป้งโดยการสุ่มเก็บตัวอย่างในพื้นที่จังหวัดอุบลราชธานี วัสดุทดสอบ ในห้องปฏิบัติการโดยใช้วิธีความดันแปรผัน ส่วนที่สองนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จากผลงานวิจัยที่ผ่านมานำมาทดสอบโดยการแทนค่าตัวแปรของแบบจำลองนั้นๆ และนำมาเทียบค่ากับส่วนที่หนึ่ง เพื่อนำไปสู่การวิเคราะห์เพื่อพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าความซึมได้ของดินทรายแป้งที่มีข้อจำกัดให้น้อยที่สุด

2. ทฤษฎีและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เกี่ยวข้อง

2.1 การไหลและค่าความซึมได้ของดิน

มวลดินที่อิ่มตัวจะมีช่องว่างระหว่างเม็ดดินซึ่งมีน้ำแทรกอยู่ และไหลเป็นแบบ Laminar flow ผ่านช่องคดเคี้ยวของเม็ดดิน ในขณะเดียวกันแรงดันน้ำ ก็จะเสียไปเพราะแรงเสียทานของผิวช่องเม็ดดิน ตามกฎของดาร์ซี่ Darcy (1856) ที่กล่าวไว้ว่า ความเร็วของการไหลซึมของของเหลวผ่านตัวกลางพรุนจะเป็น ปฏิภาคกับไฮดรอลิกส์เกรเดียน (Hydraulic gradient) มวลดินเป็นวัสดุที่มีช่องว่างต่อเนื่องในระหว่าง เม็ดดิน ซึ่งน้ำสามารถที่จะไหลซึมผ่านได้ มวลดินที่น้ำสามารถไหลซึมผ่านได้ง่าย เช่น แก่ดินจำพวก กรวด ทราย ส่วนมวลดินที่น้ำไหลซึมผ่านได้ยาก ได้แก่ดิน ที่มี

ดินเหนียวปนอยู่ หรือดินเหนียวล้วน ถ้าน้ำ ไหลผ่านมวลดินได้ง่ายค่าสัมประสิทธิ์จะมีมาก นั่นคือดินจะมีช่องว่างมาก หรือดินอยู่ในสภาพหลวม และถ้าค่าสัมประสิทธิ์มีค่าน้อยเท่าใดก็แสดงว่าดินนั้นมีความหนาแน่นมาก

ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์ความซึมผ่านได้ของดิน จะใช้ความสัมพันธ์จากสมการของ ดาร์ซี เป็นทฤษฎีพื้นฐานในการทดสอบ โดยผู้ค้นพบทฤษฎีนี้คือ ดาร์ซี พบว่าอัตราการไหลของน้ำ ผ่านทราย จะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความลาดชันทางชลศาสตร์ ดังสมการที่ (1)

$$Q = kiA \quad (1)$$

i คือ ค่าไฮโดรลิคเกรเดียน = $\frac{\Delta h}{\Delta l}$, A คือ พื้นที่หน้าตัดของดินที่น้ำไหลผ่านในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางของการไหล

2.2 คุณสมบัติของวัสดุที่มีผลต่อค่าความซึมได้

คุณสมบัติที่มีที่ผลกระทบต่อค่าความซึมผ่านได้ของดินมีอยู่หลายตัวประกอบกัน

2.2.1 โครงสร้างดิน เป็นสมบัติทางกายภาพของดิน ที่เกิดขึ้นจากการเกาะจับกันของอนุภาคที่เป็นของแข็งในดิน เกิดเป็นเม็ดดินหรือเป็นก้อนดินที่มีขนาด รูปร่าง และความคงทนแข็งแรงในการยึดตัวต่างๆ กัน เช่น เป็นก้อนกลม ก้อนเหลี่ยม เป็นแท่ง หรือเป็นแผ่นบาง

2.2.2 ลักษณะการเรียงตัว แบบแน่นและแบบหลวม มีผลต่อค่าความซึมได้ถ้าเรียงตัวแบบแน่นค่าความซึมได้จะต่ำกว่าการเรียงตัวแบบหลวม ทั้งนี้ยังขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินชนิดๆนั้นๆด้วย

2.2.3 ความพรุน (n) เป็นสัดส่วนของช่องว่างต่อปริมาณทั้งหมดของวัตถุ ความพรุนจะแตกต่างกันไปในแต่ละวัตถุ ความพรุนในชั้นหินถูกควบคุมโดยขนาด รูปร่าง และการคัดขนาดของเม็ดตะกอน ตะกอนทรายที่ได้จากการสะสมตัวของแร่ที่มีรูปร่างกลมมนและขนาดของเม็ดตะกอนไล่เลี่ยกัน จะมีค่าความพรุนสูง แต่เมื่อตะกอนเหล่านี้แข็งตัวและมีสารเชื่อมประสานมาเชื่อมระหว่างเม็ดตะกอน ความพรุนก็จะลดลง หรือในชั้นทรายที่มีการคัดขนาดไม่ดีมีตะกอนขนาดทรายแป้งหรือดินรวมอยู่ด้วย ตะกอนขนาดเล็ก เหล่านี้จะไปแทนที่ช่องว่างระหว่างเม็ดทราย ทำให้ค่าความพรุนลดลงเช่นกัน อย่างไรก็ดี ในหินแข็งก็อาจมีค่าความพรุนสูงได้ หากว่าชั้นหินนั้นเกิดรอยแตกร้าว หรือส่วนประกอบบางส่วนสามารถละลายไปกับน้ำได้

2.2.4 ความหนืด (v) เป็นคุณสมบัติของของไหล บ่งบอกถึงความต้านทานการเคลื่อนที่ของของไหลนั้นๆ ซึ่งสภาพต้านทานภายในมาจากการเคลื่อนที่ของของไหลและการเคลื่อนที่สัมพัทธระหวาง ชั้นที่แตกตางกัน ดังนั้นความหนืดคือความต้านทานของของไหลที่มีตอการไหล เมื่อของไหลไหลเหนือผิว เรียบ แรงหนืดยอนกลับที่กระทำกับแตละชั้นตามแนวของชั้นนั้น ๆ ซึ่งแรงเหลานี้ขึ้นกับพื้นที่ของชั้น ความเร็วของชั้น และระยะทางของชั้นจากผิว

2.3 การศึกษาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เกี่ยวข้อง

แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าความซึมที่ได้มีการพัฒนาขึ้นอย่างแพร่หลาย ผ่านการทดสอบของดินบดอัดจำพวกทราย แล้วสร้างความสัมพันธ์กับตัวแปรที่มีผลประทบต่อค่าความซึมได้ โดยจะแยกตัวแปรที่มีผลกระทบต่อค่าความซึมได้ดังนี้

2.3.1 ค่าขนาดประสิทธิผลของเม็ดดินใดๆ (d_x) ส่วนใหญ่แล้วแบบจำลองทางคณิตศาสตร์จะนิยมใช้ d_{10} ที่มีผลต่อค่าความซึมได้เช่นสมการที่ (2) ของ Hazen (1982)

$$k = C_H d_{10} \quad (2)$$

โดยที่ k คือค่าความซึมได้มีหน่วยเป็น เซนติเมตร/วินาที, C_H คือ ค่า Hazen coefficient และ d_{10} คือ ขนาดของเม็ดดินที่ดินร้อยละ 10 ของ น้ำหนักดินทั้งหมดมีขนาดเม็ดดินเล็กกว่า มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร และค่าของ C_H นั้นอยู่ระหว่าง 0.0 ถึง 1.5 แต่ส่วนจะนิยมใช้กัน 1.0 โดยสมการที่ (1) สามรถใช้กับดินที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางประสิทธิผลระหว่าง 0.01-0.30 เซนติเมตร

2.3.2 ค่าความพรุน (Porosity) ในภายหลังแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เริ่มมีการพัฒนาโดยมีการนำค่าความพรุน เข้ามาในสมการแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของการหาค่าความซึมได้ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่มีการกล่าวอ้างถึงแพร่หลาย สมการที่ *(3)* ของ Kozeny-Carman (1956)

$$k = 0.083 \frac{g}{v} \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10} \quad (3)$$

โดยที่ k คือค่าความซึมได้มีหน่วยเป็น เซนติเมตร/วินาที, v คือค่าความหนืดของของเหลว n คือค่าความพรุนของวัสดุทดสอบ โดยที่มีข้อจำกัดค่า d_{10} ควรมีค่าน้อยกว่า 3 มิลลิเมตร

2.3.3 อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) ดังเช่นสมการที่ (4) ของ Chapuis (2004)

$$k = 1.5 d_{10}^2 \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \left(\frac{1+e_{max}}{(e_{max})^3} \right) \quad (4)$$

และมีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของนักวิจัยท่านอื่นๆเพื่อใช้ในการทดสอบในการพัฒนาสูตรเชิงประจักษ์ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตารางแสดงแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าความซึมได้

นักวิจัย	แบบจำลอง	ข้อจำกัดการใช้งาน
Hazen (1892)	$k = C_H d_{10}$	C_u < 5 0.1 < d_{10} < 3.0
Kozeny-Carman (1956)	$k = 0.083 \frac{g}{v}\left[\frac{n^3}{(1-n)^2}\right] d_{10}$	0.5 < d_{10} < 4.0
Terzaghi-Odong (2007)	$k = 0.0084 \frac{g}{v}\left[\frac{n-0.13}{\sqrt[3]{1-n}}\right]^2 d_{10}{}^2$	–
Chapuis (2004)	$k = 1.5 d_{10}{}^2 \frac{e^3}{1+e} \frac{1+e_{max}}{e^3_{max}}$	–
Slitcher (1898)	$k = 0.01 \frac{g}{v} n^{3.287} d_{10}$	0.01 < d_{10} < 5.0
USBR (1992)	$k = 0.0048 \frac{g}{v} (d_{20})^{0.3} (d_{10})^2$	C_u < 5
NAVFAC (1974)	$k = 10^{1.291e-0.6435} (d_{10})^{10^{(0.5504-0.2937e)}}$	2 < C_u < 12 0.1 < d_{10} < 2.0 0.3 < e < 0.7 1.4 < $\frac{d_{10}}{d_5}$
Alyamani and Sen (1993)	$k = 1300\left[I_0 + 0.025(d_{50} - d_{10})\right]^2$	–
Breyer (1998)	$k = 0.0006 \frac{g}{v} \log\left[\frac{500}{c_u}\right] d^2_{10}$	0.06 < d_{10} < 0.6 1 < C_u < 20

จากตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่ามีทุกแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของค่าความซึมได้นั้นมีข้อจำกัดในการใช้งาน และเริ่มมีตัวแปรอื่นๆเข้ามาเกี่ยวข้องมากขึ้น เช่น ค่าความพรุน (n) ค่าความหนืด (v) และอัตราส่วนช่องว่าง (e)

3. การทดสอบ

การศึกษาในครั้งนี้เป็นการศึกษาเชิงทดลอง (Experimental Study) เพื่อนำไปสู่การทดสอบเพื่อให้นำไปสู่การพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของดินทรายแป้ง ควบคุมวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ 7 ชนิด มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของวัสดุแตกต่างกันได้แก่ ดินทรายแป้งสุ่มเก็บตัวอย่างในเขตจังหวัดอุบลราชธานี ลูกทรงกลมตันขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2 4 และ 6 มิลลิเมตร ลูกแก้วโรยเส้นสะท้อนแสง 2 ขนาด ตาม มอก. 543-2550

3.1 ขั้นตอนการทดสอบ

ทดสอบหาคุณสมบัติของดินและวัสดุทดสอบดังนี้

- การทดสอบหาค่าความซึมได้ของดินและวัสดุทดสอบ โดยผ่านชุดทดสอบหาค่าการซึมผ่านของน้ำในดินแบบความดันแปรผันตามมาตรฐาน ASTM D2434

โดยนำผลที่วัดค่าได้มาคำนวณหาค่าความซึมได้จากสมการที่ (4)

$$k = \frac{Q}{Ait} = \frac{QL}{Ath} \tag{4}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำไหลผ่านมวลทดสอบ
A = พื้นที่หน้าตัดของตัวอย่างทดสอบ
t = เวลาของน้ำไหลผ่านตัวอย่างทดสอบ
h = ระดับความยาวของน้ำช่วงไหลผ่านตัวอย่างทดสอบ
L = ความยาวของตัวอย่างทดสอบ
i = ความชันทางชลศาสตร์

ผลกระทบของอุณหภูมิน้ำที่มีผลต่อค่า k ของดินที่อุณหภูมิ 20 องศาเซลเซียส สามารถหาได้จากสมการที่ (5)

$$k_{20c} = k_t \frac{\mu_t}{\mu_{20c}} \tag{5}$$

เมื่อ k_{20c} = ค่าความซึมได้ที่อุณหภูมิ 20 องศาเซลเซียส
k_t = ค่าความซึมได้ที่อุณหภูมิ t องศาเซลเซียส
μ_t = ค่าความหนืดของน้ำที่อุณหภูมิ t องศาเซลเซียส

- การหาค่าอัตราส่วนช่องว่างสูงสุด ต่ำสุด และขณะทดสอบ
- การทดสอบค่าหาค่าขนาดของเม็ดดินที่ดินร้อยละใดๆ (d_x)

วิเคราะห์พารามิเตอร์จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในตางรางที่ 1 และนำผลทดสอบโดยการนำขนาดของดินทรายแป้งและขนาดของวัสดุทดสอบแทนค่าลงในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในตารางที่ 1 เพื่อเปรียบเทียบแนวโน้มของค่าความซึมได้ ก่อนนำข้อมูลทั้งหมดไปวิเคราะห์เพื่อสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เบื้องต้น

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการศึกษาจากการทดสอบคุณสมบัติวัสดุตัวอย่างและหาค่าความซึมได้เบื้องต้น ผ่านวิธีความดันแปรผัน ได้ผลดังตารางที่ 2 และ ตารางที่ 3

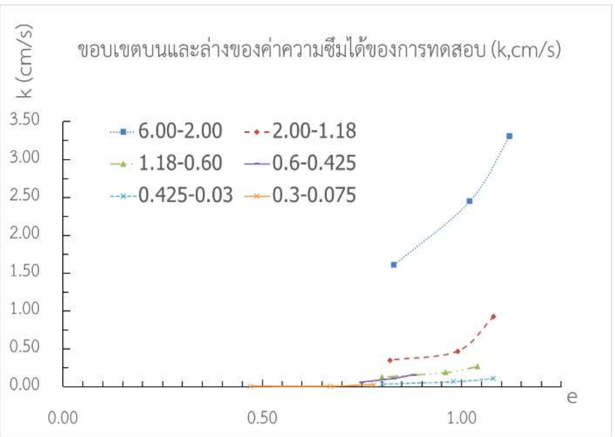
ตารางที่ 2 ค่าขนาดของเม็ดดินที่ดินร้อยละใดๆของวัสดุทดสอบ

Gradation (mm)	d_{10}	d_{20}	d_{30}	d_{50}	d_{60}
6.00-2.00	2.20	2.40	2.60	3.10	3.30
2.00-1.18	1.25	1.30	1.38	1.63	1.70
1.18-0.60	0.64	0.69	0.74	0.84	0.90
0.600-0.425	0.43	0.45	0.47	0.50	0.51
0.425-0.300	0.32	0.33	0.34	0.35	0.37
0.300-0.075	0.09	0.10	0.12	0.16	0.18

ตารางที่ 3 ค่าความพรุน และ ค่าความซึมได้ของวัสดุทดสอบ

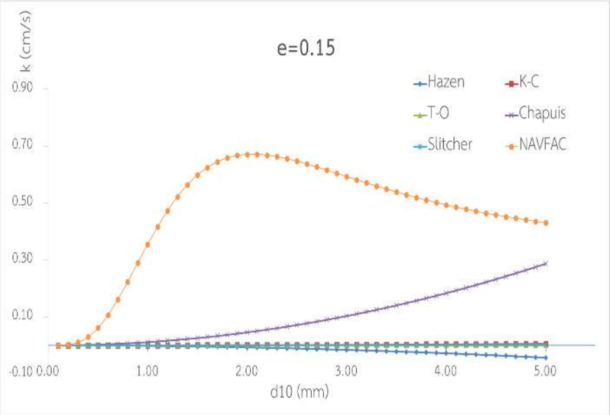
Gradation (mm)	n n	e_{max}	e_{min}	e_{test}	k_{test}
6.00-2.00	2.20	2.40	2.60	3.10	3.30
2.00-1.18	1.25	1.30	1.38	1.63	1.70
1.180-0.600	0.64	0.69	0.74	0.84	0.90
0.600-0.425	0.43	0.45	0.47	0.50	0.51
0.425-0.30	0.32	0.33	0.34	0.35	0.37
0.300-0.075	0.09	0.10	0.12	0.16	0.18

จากตารางที่ 2 และ 3 สามารถนำผลไปหาค่าขอบเขตบนและขอบเขตล่างของผลการทดสอบค่าความซึมได้เบื้องต้นได้ดังรูปที่ 1



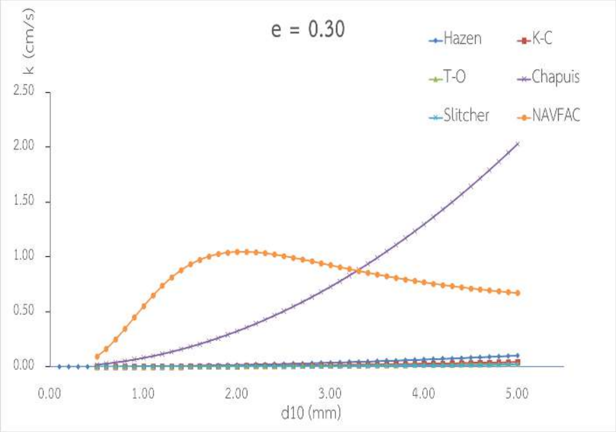
รูปที่ 1 ค่าความซึมได้จากวัสดุทดสอบทั้ง 7 ชนิดขั้นต้น

4.2 การวิเคราะห์พารามิเตอร์ จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ในตารางที่ 1 สามารถนำค่ามาวิเคราะห์ขอบเขตด้วยการแปรผันค่า อัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) จากค่าความหนาแน่นน้อยไปหนาแน่นมากโดยกำหนด ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (e) ดังนี้ 0.15 0.30 0.50 0.70 และ 0.90 และค่าขนาดประสิทธิผลของเม็ดดินใด ๆ (d_x) ตามขอบเขตของแบบจำลองทางคณิตศาตร์ บางแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Breyer (1998) ค่าความซึมได้ไม่ได้แปรผันค่าตามอัตราส่วนช่องว่างแต่แปรผันตามค่า C_u ของวัสดุทดสอบ



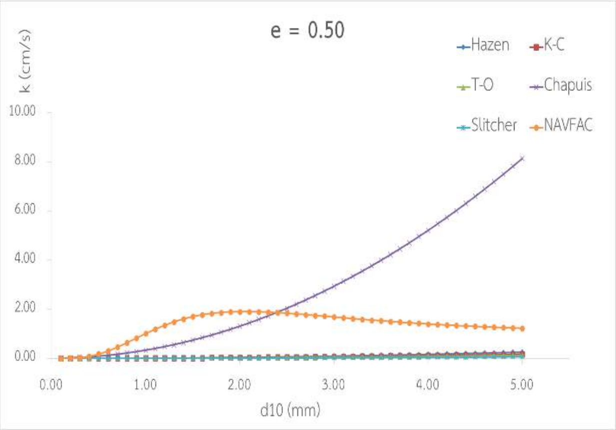
รูปที่ 2 เส้นแนวโน้มค่าความซึมได้ที่ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (e) = 0.15

จากรูปที่ 2 จะเห็นได้ว่าถ้าอัตราส่วนช่องว่างมีค่าที่น้อย แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Hazen (1892) เส้นสมการมีการลู่ออกเข้าสู่ค่าลบเนื่องจากเกิดจากขอบเขตของแบบจำลอง จากนั้นเพิ่มค่าอัตราส่วนช่องว่างเป็น 0.30 จะได้ค่าดังรูปที่ 3

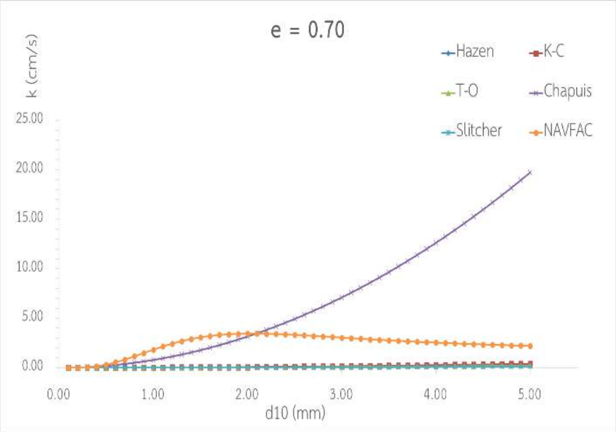


รูปที่ 3 เส้นแนวโน้มค่าความซึมได้ที่ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (e) = 0.30

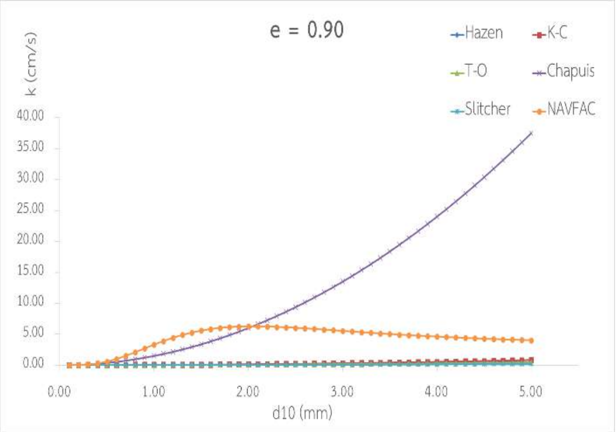
เส้นกราฟในกลุ่มล่างจากรูปที่ 3 ได้แก่ กราฟของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Hazen Terzaghi-Odong Slither และ Kresic-Breyer เริ่มมีค่าที่เกาะกลุ่มและใกล้เคียงกัน จากนั้นทำซ้ำโดยการเพิ่มอัตราส่วนช่องว่างเป็น 0.50 0.70 และ 0.90 ตามลำดับจะได้ผลดังรูปที่ 4 5 และ 6



รูปที่ 4 เส้นแนวโน้มค่าความซึมได้ที่ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (*e*) = 0.50



รูปที่ 5 เส้นแนวโน้มค่าความซึมได้ที่ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (*e*) = 0.70



รูปที่ 6 เส้นแนวโน้มค่าความซึมได้ที่ใช้ค่าอัตราส่วนช่องว่าง (*e*) = 0.90

จะเห็นได้ว่าจากรูปทั้ง 6 หลังจากเพิ่มค่าอัตราส่วนช่องว่าง แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Chapuis (2004) มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างมากและไม่เกาะกลุ่มกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของนักวิจัยท่านอื่น จึงจะไม่นำมาพิจารณาในแง่ของการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของดินทรายแป้ง จากนั้นนำผลการทดสอบมารแทนค่าจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ดังตารางที่ 4 5 และ 6

ตารางที่ 4 ค่าความซึมได้จากการแทนค่าผลของตัวอย่างทดสอบจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Gradation (mm)	Hydraulic Conductivity (k, cm/s)		
	Hazen	K-C	T-O
6.00-2.00	0.09827	0.207	0.090
2.00-1.18	0.03103	0.062	0.028
1.18-0.60	0.00795	0.015	0.007
0.600-0.425	0.00319	0.005	0.002
0.425-0.300	0.00201	0.004	0.002
0.300-0.075	0.00	0.000	0.000

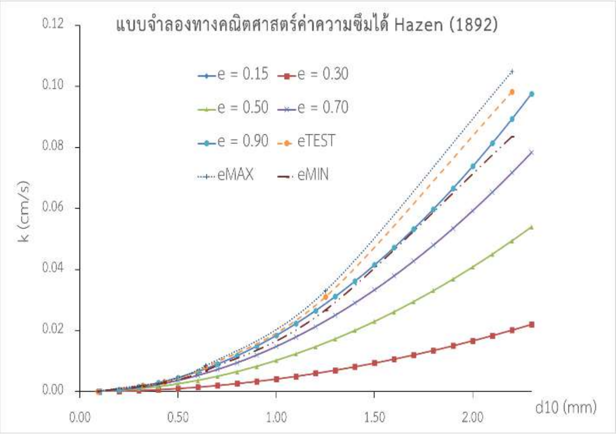
ตารางที่ 5 ค่าความซึมได้จากการแทนค่าผลของตัวอย่างทดสอบจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Gradation (mm)	Hydraulic Conductivity (k, cm/s)		
	Chapuis	Slitcher	NAVFAC
6.00-2.00	5.75529	0.05025	8.87150
2.00-1.18	1.88693	0.01545	6.05870
1.18-0.60	0.50297	0.00385	1.41043
0.600-0.425	0.23907	0.00135	0.28496
0.425-0.300	0.12056	0.00100	0.16079
0.300-0.075	0.00821	0.00004	0.00053

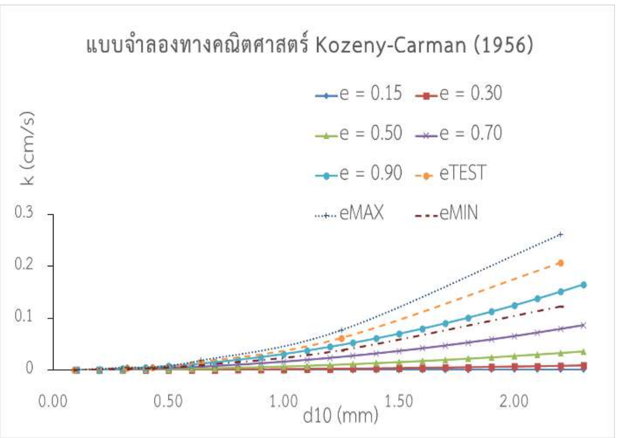
ตารางที่ 6 ค่าความซึมได้จากการแทนค่าผลของตัวอย่างทดสอบจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

Gradation (mm)	Hydraulic Conductivity (k, cm/s)		
	USBR	A-S	Breyer
6.00-2.00	4.46000	6.16000	0.07187
2.00-1.18	1.09000	2.13000	0.02362
1.18-0.60	0.25000	0.55000	0.00615
0.600-0.425	0.09000	0.27000	0.00286
0.425-0.300	0.05000	0.14000	0.00159
0.300-0.075	0.01000	0.01000	0.00011

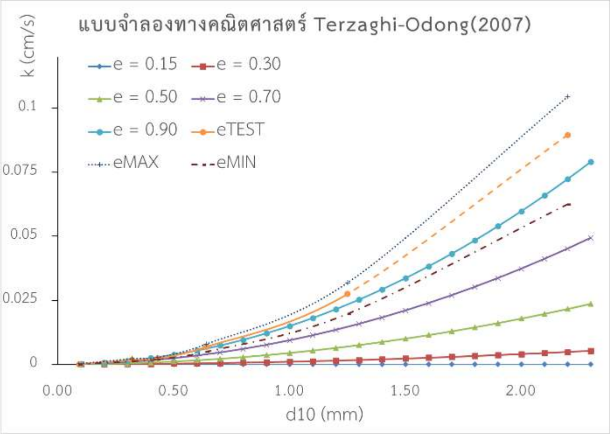
นำค่าจากตารางที่ 4 5 และ 6 ทำการวิเคราะห์เพื่อดูแนวโน้มของการสร้างแบบจำลองผ่านแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของนักวิจัยท่านอื่น ดังรูปที่ 8 9 10 11 12 และ 13



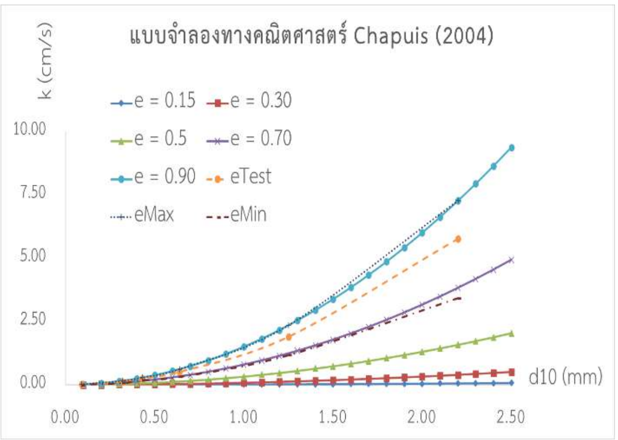
รูปที่ 8 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Hazen (1892)



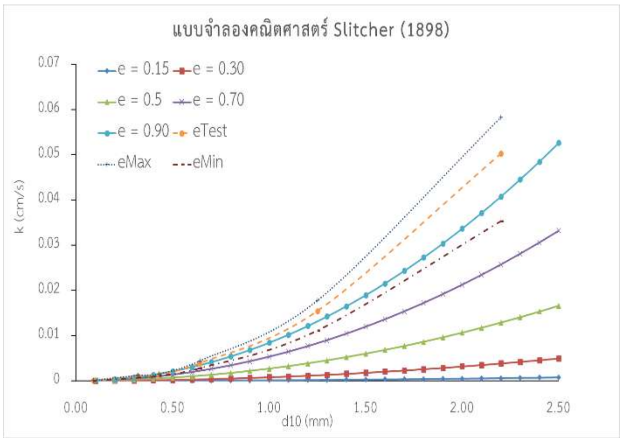
รูปที่ 9 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Kozeny-Carman (1956)



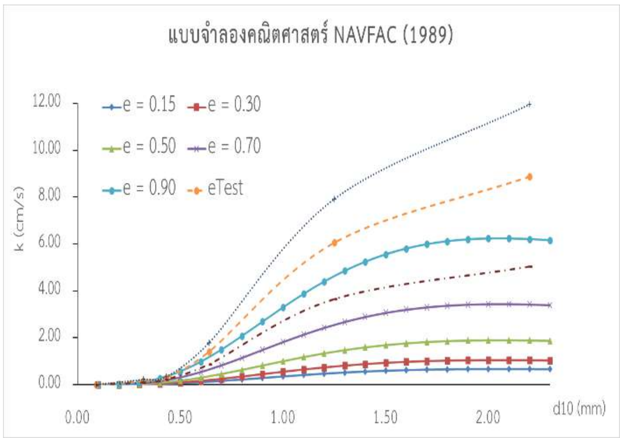
รูปที่ 10 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Terzaghi-Odong (2007)



รูปที่ 11 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Chapuis (2004)

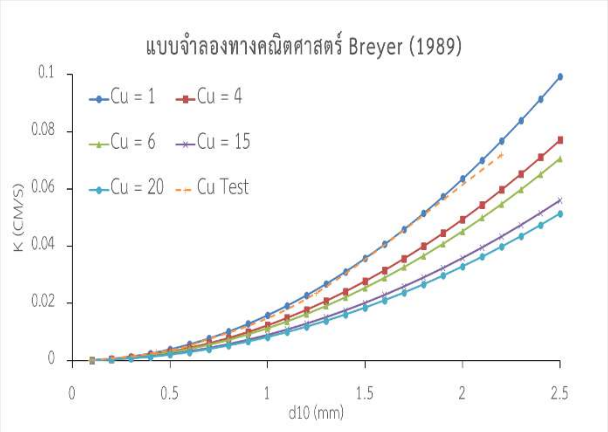


รูปที่ 12 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Slitcher (2004)



รูปที่ 13 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ NAVFAC (1989)

และมีแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ Breyer (1998) ที่ไม่ได้แปรผันโดยตรงตามอัตราส่วนช่องว่าง แต่มีขอบเขต C_u ระว่างค่า 1 ถึง 20 จึงได้แปรผันค่าของ C_u ได้ดังรูปที่ 14



รูปที่ 14 เปรียบเทียบค่าความซึมได้จากการทดสอบและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของ Breyer (1989)

5. บทสรุป

การศึกษาเบื้องต้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์พบว่าค่า d_{10} และค่า e มีผลต่อค่าความซึมได้แบบมีนัยยะ ซึ่งแบบจำลองที่มีตัวแปรดังกล่าวอยู่ในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของในตารางที่ 1 ผลจากการวิเคราะห์พารามิเตอร์ พบว่าค่ากลุ่มของแบบจำลองที่ให้ผลสอดตล้องกับผลทดสอบจากงานวิจัยนี้คือกลุ่มในกราฟส่วนล่าง ได้แก่แบบจำลองของ Hazen (1892), Slitcher (1898), Kozeny-Carman (1927), NAVFAC (1974)และ Terzaghi-Odong (2007)

ผลการทดสอบจากการกลุ่มวัสดุตัวอย่างนำค่าที่ได้จากการทดสอบแทนค่าลงในแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของนักวิจัยท่านอื่นพบว่าค่าที่ได้ส่วนใหญ่อยู่ที่ขอบเขตบนของกราฟความสัมพันธ์ ระหว่างค่าความซึมได้กับค่า d_{10} ซึ่งผลการทดสอบแทนค่าทำให้ แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ได้แก่กลุ่มแบบจำลองที่ครอบคลุมค่า d_x และ ค่า e โดยมีความเป็นไปได้ที่จะสร้างแบบจำลองให้อยู่ใน รูป สมการที่ (6)

$$k = \beta \times e^{a} \times d_{50}^{b} \times d_{30}^{c} \times d_{10}^{f} \qquad (6)$$

ค่า e (อัตราส่วนช่องว่าง) บ่งชี้ปริมาณช่องว่างของมวลดินโดยค่าความซึมได้จะแปรผันตรงกับค่าอัตราส่วนช่องว่าง ส่วนขนาดของเม็ดดินจะมีผลต่อขนาดของช่องว่างของมวลดิน การจัดเรียงตัวของเม็ดดินในรูปแบบเดียวกันแม้ขนาดเม็ดดินแตกต่างกันมวลดินจะมีค่าอัตราส่วนช่องว่างเท่ากัน ดินที่มีขนาดเม็ดใหญ่กว่าจะมีค่าความซึมได้ที่สูงกว่าเนื่องจากขนาดช่องว่างประสิทธิผลในมวลดินที่ใหญ่ขึ้น ดังนั้นควรรวมขนาดของเม็ดดินไว้ในแบบจำลองด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] Hazen A (1892) Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration. 24th annual report, Massachusetts State Board of Health, Pub.Doc., vol 34, pp 539–556

[2] Hazen A (1911) Discussion: dams on sand foundations. Trans Am Soc Civ Eng 73:199–203

[3] Kozeny J (1927) Uber Kapillare Leitung Des Wassers in Boden. Sitzungsber Akad. Wiss.Wien Math.Naturwiss.Kl., Abt.2a, 136:271–306

[4] Terzaghi K(1925) Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. Deuticke, Leipzig/Vienna

[5] Terzaghi K, Peck RB (1964) Soil mechanics in engineering practice. Wiley, New York

[6] Odong J (2007) Evaluation of the empirical formulae for determination of hydraulic conductivity based on grain size analysis. J Am Sci 3:54–60

[7] Chapuis RP (2004) Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. Can Geotech J 41:787–795

[8] Chapuis RP (2012) Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. Bull Eng Geol Environ 71(3):401–434

[9] Slichter CS (1898) Theoretical investigation of the motion of ground waters. In: 19th annual report. US Geology Survey, USA

[10] USBR (1990) Earth Manual-Part 2. US Department of the Interior Bureau of Reclamation, Denver

[11] NAVFAC (Naval Facilities Engineering Command) (1974) Soil mechanics, foundations, and earth structures. Design manual DM7. US Government Printing Office, Washington, DC

[12] Alyamani MS, Sen Z (1993) Determination of hydraulic conductivity from grain-size distribution curves. Groundwater 31(4):551–555

[13] Kresic N (1998). Quantitative Solutions in Hydrogeology and Groundwater Modeling. Lewis Publishers, Florida

อิทธิพลของมุมเอียงเสาเข็มเดี่ยวต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งบนพื้นฐานการทดสอบแบบจำลองกายภาพ

Influence of Inclined Angles on Single Pile Vertical Capacity Based on Physical Model Test

คเชนทร์ จักร์แก้ว[1] สุริยะ ทองมุณี[1*] พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม[1] และ จักรพันธ์ ธงทอง[2]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่*
[2] *โปรแกรมวิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏกำแพงเพชร จ.กำแพงเพชร*
**Corresponding author; E-mail address: suriyah.t@cmu.ac.th, khachen_ch@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้เสนอการศึกษาอิทธิพลของมุมเอียงเสาเข็มเดี่ยวต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง การศึกษาได้เน้นไปที่การทดสอบแบบจำลองทางกายภาพในห้องปฏิบัติการ โดยการประยุกต์ใช้สเตนเลสที่มีผิวเรียบและปลายปิดเป็นแบบจำลองเสาเข็มที่ติดตั้งในแนวเอียงกับแนวดิ่งเท่ากับ 0, 5, 10 และ 15 องศา ในส่วนของแบบจำลองดินที่ขึ้นรูปด้วยทรายแห้งที่มีการกระจายขนาดคละอย่างสม่ำเสมอ โดยเตรียมแบบจำลองดินและเสาเข็มเอียงเข้าด้วยกันที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 60%, 70% และ 80% ซึ่งการทดสอบจะสมมติให้เป็นพฤติกรรมภายหลังการติดตั้งเสาเข็มแล้วเสร็จ ในระหว่างการทดสอบได้บันทึกแรงและการทรุดตัวในแนวดิ่งที่ด้านบนเสาเข็ม จากผลการทดสอบพบว่าแนวโน้มกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มเอียงมีความแตกต่างกันเนื่องจากมุมเอียงที่เพิ่มขึ้น สำหรับมวลดินหลวม (D_r=60%) มีแนวโน้มกำลังรับน้ำหนักเพิ่มขึ้น ในทางกลับกันมวลดินแน่น (D_r=80%) มีแนวโน้มกำลังรับน้ำหนักลดลง สำหรับมวลดินแน่นปานกลาง (D_r=70%) แนวโน้มกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มเอียงยังไม่ชัดเจน ในส่วนอิทธิพลของความหนาแน่นของมวลดินพบว่ากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในมวลดินแน่นมีค่าสูงกว่าในมวลดินหลวมในทุกมุมเอียง

คำสำคัญ: กำลังรับน้ำหนัก, การทดสอบแบบจำลองทางกายภาพ, เสาเข็มเอียง

Abstract

This study presents the influence of inclined angles on the vertical capacity of a single pile based on physical model tests laboratory. An own-customized stainless steel rod having smooth surfaces with a close-end characteristic was used as a model pile. It was installed with inclinations of 0, 5, 10, and 15° from the vertical. To model ground conditions, the dry and uniform sand was prepared with varying densifications of its 60%, 70%, and 80% relative densities (Dr). These relative densities were assumed to be the ground conditions after pile installation. Vertical loads were applied at the top of the test pile with measurement of vertical pile settlements. These applied vertical loads directly reflect pile capacity levels. The test results indicated that the tendency of vertical pile capacity values of an inclined pile was dependent on its inclined angles and ground density conditions. For the loose ground condition of 60% Dr, pile capacity values increase with an increase in inclined angles. Adversely, for the dense ground condition of 80% Dr, pile capacity values decrease with an increase in inclined angles. However, for the medium ground condition of 70% Dr, pile capacity values of an inclined pile have no clear trend. Furthermore, test results would indicate a denser ground condition, a better pile capacity for an inclined pile.

Keywords: Pile capacity, Physical model test, Inclined pile

1. คำนำ

การก่อสร้างโครงสร้างขนาดใหญ่หรือก่อสร้างในบริเวณที่กำลังรับน้ำหนักกดทับของดินมีค่าน้อย จำเป็นต้องใช้เสาเข็มในการทำเป็นฐานรากลึก เมื่อกล่าวถึงน้ำหนักกดทับที่ถูกถ่ายลงมาที่เสาเข็มก็ไม่ได้มีเพียงแรงกระทำในแนวดิ่งอย่างเดียวเท่านั้น แต่ยังมีแรงกระทำจากทางด้านข้างขององค์อาคารหรือโครงสร้างจะมากหรือน้อยเท่านั้น ซึ่งเสาเข็มรับแรงในแนวดิ่งสามารถต้านทานต่อแรงกระทำในแนวราบได้เพียง 10% ถึง 20% ของความสามารถรับน้ำหนักในแนวดิ่งโดยระยะโก่งตัวไม่มากกว่า 1/2 นิ้ว (12.5 มม.) ในกรณีที่เต็มระยะฝัง [1] จึงจำเป็นที่จะต้องใช้ขนาดเสาเข็มแนวดิ่งที่หน้าตัดใหญ่ขึ้นหรือจำนวนเสาเข็มที่มากขึ้นเพื่อรับแรงกระทำจากทางด้านข้าง ดังนั้นจึงได้นำเสนอเสาเข็มเอียง (Batter Pile หรือ Incline Pile) มาเพื่อรับแรงกระทำด้านข้างแทนเสาเข็มรับแรงในแนวดิ่ง

เสาเข็มเอียงถูกแบ่งออกเป็นเสาเข็มเอียงด้านบวกและเสาเข็มเอียงด้านลบตามทิศทางของแรงกระทำในแนวราบ หากแรงในแนวราบกระทำในทิศทางเดียวกับมุมเอียงเสาเข็มคือเสาเข็มเอียงด้านลบ และเสาเข็มด้านบวกคือแรงแนวราบกระทำในทิศทางตรงข้ามกับมุมเอียงเสาเข็ม

พัฒนศักดิ์ อบเชย [2] ได้ศึกษาพฤติกรรมในการรับแรงกระทำด้านข้างของเสาเข็มเดี่ยวในแนวดิ่งและเสาเข็มเอียงในชั้นทรายความหนาแน่นสัมพัทธ์เท่ากับ 30% (ทรายหลวม) และ 70% (ทรายแน่น) โดยใช้แบบจำลอง ซึ่งใช้มุมเอียงของเสาเข็มเป็น 0, ±10 และ ±20 องศากับแนวดิ่ง อัตราส่วนความยาวของเสาเข็มที่ฝังในชั้นดินทายต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (L/D) เท่ากับ 30 และมีค่าอัตราส่วนระยะเยื้องศูนย์ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (e/d) เท่ากับ 0, 4 และ 8 ผลจากการทดสอบแสดงให้เห็นว่าความสามารถในการรับแรงกระทำทางด้านข้างสูงสุดของเสาเข็มมีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับของเสาเข็มจาก +20, +10 ,0 , -10 และ -20 องศาตามลำดับ โดยเสาเข็มเอียงด้านลบมีความสามรถในการรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดและค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดมีค่าสูงกว่าเสาเข็มในแนวดิ่งและเสาเข็มเอียงด้านบวกตามลำดับ และเมื่อมีค่าอัตราส่วนระยะเยื้องศูนย์ต่อเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม (e/d) เพิ่มขึ้น ทำให้ความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างสูงสุดของเสาเข็มมีค่าลดลง แต่ทำให้ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดมีค่าเพิ่มขึ้น

จากงานวิจัยแสดงให้เห็นถึงกำลังรับแรงในแนวราบของเสาเข็มเอียงด้านลบมีค่าสูงสุดเมื่อเทียบกับเสาเข็มเอียงด้านบวกที่มุมเอียงเดียวกันและเสาเข็มในแนวดิ่งตามลำดับ [3],[8],[10] รวมไปถึงกำลังต้านแรงแผ่นดินไหวของเสาเข็มเอียงที่มากกว่าเสาเข็มในแนวดิ่งเพียงอย่างเดียว [9] ในทางกลับกัน เสาเข็มเอียงควรหลีกเลี่ยงแรงฉุดลงภายนอกเสาเข็มเอียงที่มากกว่าการทรุดตัวของเสาเข็ม (Negative Skin Friction) และการทรุดตัวของดินจากเสาเข็ม

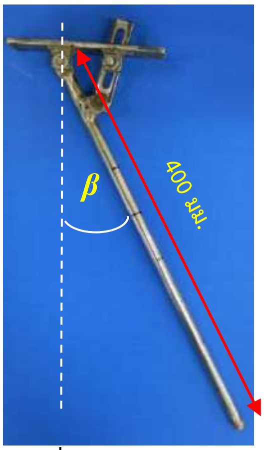
Al-Neami, M. A., F. H. Rahil and K. S. Al-Bayati [4] ได้ศึกษากำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งของเสาเข็มเอียงจำลองเป็นเสาเข็มเดี่ยวที่มุมเอียง 0, 10, 20 และ 30 องศาเทียบกับแนวดิ่งบนทรายแห้งความหนาแน่นสัมพัทธ์คือ แบบหลวม (D_r=40%), แบบแน่นปานกลาง (D_r=60%) และแบบแน่น (D_r=80%) โดยใช้แท่งเหล็กเป็นตัวเสาเข็มจำลอง ซึ่งค่ากำลังรับน้ำหนักจากการทดสอบจะเป็นในกรณีขณะติดตั้งเสาเข็ม เนื่องจากแบบจำลองเสาเข็มถูกติดตั้งหลังจากเตรียมแบบจำลองดินเสร็จ การศึกษาพบว่ามุมเอียง 20 องศาเป็นมุมที่มีกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งมากที่สุด ความหนาแน่นสัมพัสธ์มีผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งของเสาเข็มเอียงอย่างมีนัยสำคัญ และผลกระทบของความลึกต่อความกว้างต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งของเสาเข็มเอียงอย่างไม่มีนัยสำคัญ

งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของมุมเอียงเสาเข็มเดี่ยวต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งบนพื้นฐานการทดสอบแบบจำลองกายภาพเพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมในการรับแรงกดแนวดิ่งของเสาเข็มแนวดิ่งกับเสาเข็มแนวเอียงผ่านการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งกับกำลังรับน้ำหนักที่เกิดขึ้น ซึ่งการทดสอบจะสมมติให้เป็นพฤติกรรมภายหลังการติดตั้งแล้วเสร็จของเสาเข็ม เนื่องจากแบบจำลองเสาเข็มถูกติดตั้งไปพร้อมกับการเตรียมแบบจำลองดิน

2. คุณสมบัติฐานรากและแบบจำลอง

2.1 แบบจำลองฐานราก

แบบจำลองเสาเข็มที่ใช้ในการทดสอบเป็นเสาเข็มสเตนเลสที่มีผิวเรียบและปลายปิด มีความยาว 400 มม. เส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มม. ความหนา 1.1 มม. น้ำหนัก 0.506 กก. จากการทดสอบค่ามุมเสียดทานระหว่างผิดสเตนเลสกับทราย (Interface friction angle, δ) เป็น 17.0 (D_r =60%), 24.1 (D_r =70%) และ 24.2 (D_r =80%) องศาตามลำดับ โดยใช้แผ่นสเตนเลสที่มีคุณสมบัติเดียวกับแบบจำลองเสาเข็มมาทดสอบ Direct Shear ในส่วนของค่า Young's modulus (E_p) เป็น 180 GPa. และ Poisson's ratio (ν) เป็น 0.270 ซึ่งเป็นค่าคุณสมบัติทั่วไปของสเตนเลส ทั้งนี้แบบจำลองเสาเข็มสามารถปรับมุมเอียงกับแนวดิ่ง (β) ได้ 0 ถึง 30 องศา (แสดงในรูปที่ 1) ซึ่งรายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองฐานรากเสาเข็มแสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 1 แบบจำลองเสาเข็ม

ตารางที่ 1 รายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองฐานรากเสาเข็ม

Property	Value		
Outer diameter, D (mm.)	12.7		
Wall thickness, t (mm.)	1.1		
Length from raft base, L (mm.)	400		
Young's modulus, E_p (GPa.)	180		
Poisson's ratio, ν	0.270		
Relative density, D_r (%)	60	70	80
The angle of interface friction, δ (deg.)	17.0	24.1	24.2

2.2 แบบจำลองดิน

แบบจำลองดินขึ้นรูปด้วยทรายแห้งที่มีการกระจายขนาดคละอย่างสม่ำเสมอโดยแสดงรายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองดินในตารางที่ 2 พบว่าจำแนกได้เป็นทรายที่มีเม็ดขนาดเดียว (Poorly graded sand, SP) โดยระบบเอกภาพ (Unified Soil Classification System, USCS) ตามมาตรฐาน ASTM D2487 [6] ค่าความถ่วงจำเพาะ (Specific Gravity, G_s)

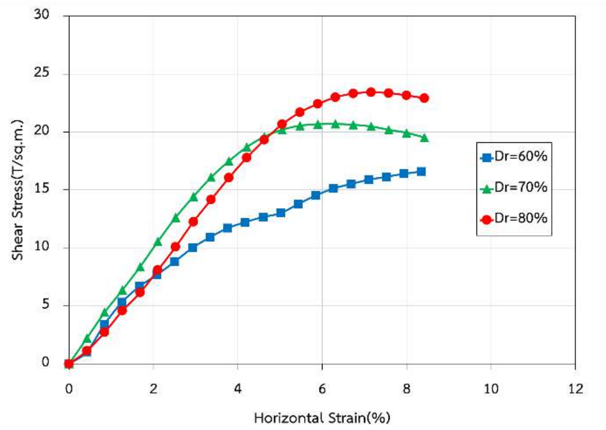
เท่ากับ 2.65 ตามมาตรฐาน ASTM D854-58 [5] แบบจำลองดินที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ (D_r) เป็น 60%, 70% และ 80% ได้ค่ามุมเสียดทานของทราย (Internal friction angle, ϕ) เป็น 30.2 (D_r =60%), 31.7 (D_r =70%) และ 32.5 (D_r =80%) องศาตามลำดับ ตามมาตรฐาน ASTM D3080 / D3080M – 11 [7] ซึ่งตัวอย่างผลการทดสอบ Direct Shear Test ที่ Normal Stress เท่ากับ 28.87 T/m^2 (แสดงในรูปที่ 2) ให้เห็นถึงอิทธิพลของความหนาแน่นของมวลดินต่อแรงเค้นเฉือน กล่าวคือความหนาแน่นของมวลดินเพิ่มขึ้นส่งผลให้แรงเค้นเฉือนสูงสุดเพิ่มขึ้น

3. การเตรียมการทดสอบและวิธีการทดสอบ

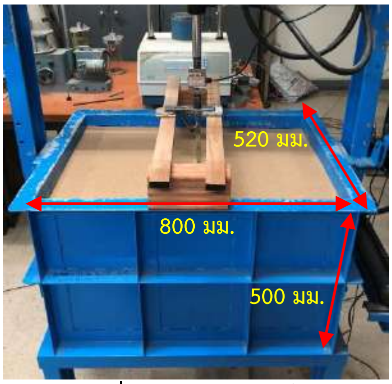
3.1 วิธีการเตรียมแบบจำลองดิน

การเตรียมแบบจำลองดินจะบรรจุในกล่องเหล็กขนาดความยาว 800 มม., ความกว้าง 520 มม., ความลึก 500 มม. (แสดงในรูปที่ 3) โดยขั้นตอนการจัดเตรียมแบบจำลองดินดังต่อไปนี้

1. แบ่งชั้นเป็น 9 ชั้น ความสูงชั้นละ 50 มม. (ความลึกรวมเป็น 450 มม.) บดอัดชั้นต่อชั้นให้ได้ความหนาแน่นสัมพัทธ์เป็น 60%, 70% และ 80%
2. หลังจากเตรียมแบบจำลองดินได้ 4 ชั้น (200 มม.) ทำการติดตั้งค้ำยันชั่วคราวของแบบจำลองฐานรากเสาเข็มตามตำแหน่งแนวแรงที่ผ่านจุดที่เสาเข็มโผ่จากแบบจำลองดินพอดี โดยติดตั้งแบบจำลองเสาเข็มที่มุมเอียง (β) เป็น 0, 5, 10 และ 15 องศา ระยะฝัง 250 มม.
3. บดอัดแบบจำลองดินต่อให้ครบทั้งหมด 9 ชั้น



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Stress กับค่าร้อยละ Strain ในแนวราบของแบบจำลองดิน ที่ Normal Stress เท่ากับ 28.87 T/m^2



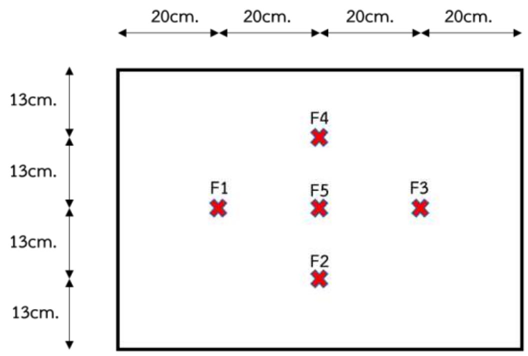
รูปที่ 3 ขนาดของกล่องเหล็ก

ตารางที่ 2 รายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองดิน

Property	Value		
Classification (USCS)	SP		
D_{50}	0.56		
Coefficient of uniformity, C_u	1.45		
Coefficient of curvature, C_c	1.17		
Specific gravity, G_s	2.65		
Maximum dry density, ρ_{dmax} (kg/m^3.)	1679		
Minimum dry density, ρ_{dmin} (kg/m^3.)	1344		
Maximum void ratio, e_{max}	0.971		
Minimum void ratio, e_{min}	0.578		
Relative density, D_r (%)	60	70	80
Internal friction angle, ϕ (deg.)	30.2	31.7	32.5
Dry density, ρ (kg/m^3.)	1526	1562	1599
Void ratio, e	0.735	0.696	0.657

3.2 วิธีการตรวจสอบความสม่ำเสมอของแบบจำลองดิน

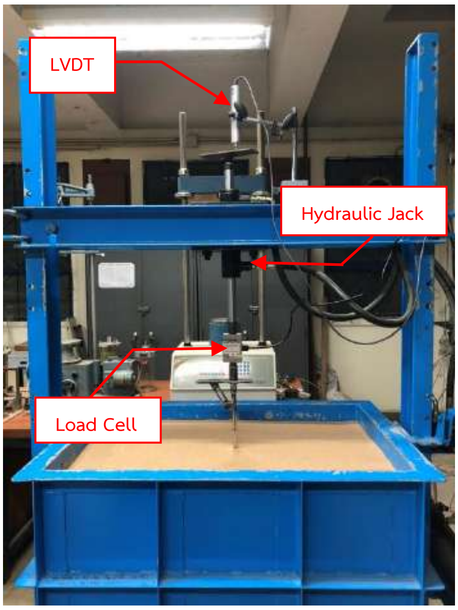
การตรวจสอบความสม่ำเสมอของแบบจำลองดินด้วยวิธี Cone Penetration Test เพื่อควบคุมวิธีการเตรียมตัวอย่างของแบบจำลองดิน โดยผู้วิจัยได้ประยุกต์ใช้แท่งเหล็กตันปลายรูปทรงกรวยที่ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มม. และมุมเอียงทรงกรวย 60 องศาต่อกับ Load Cell เพื่อบันทึกค่าแรงต้านทานการกดที่ความลึกของแบบจำลองดินในแต่ละชั้น (50 มม.) ซึ่งได้กำหนดความหนาแน่นสัมพัทธ์ของแบบจำลองดินเป็น 60%, 70% และ 80% การตรวจสอบจะบันทึกค่าแรงต้านทานกับระยะจมลงทุกๆ 50 มม. ภายในเวลา 2 วินาที ซึ่งได้กำหนดตำแหน่งของการทดสอบ Cone Penetration Test บนพื้นที่หน้าตัดกล่องเหล็กที่บรรจุแบบจำลองดิน (แสดงในรูปที่ 4) [11] โดยที่ F1,F2,F3,F4 และ F5 เป็นชื่อของแต่ละตำแหน่งทดสอบ ทั้งนี้การตรวจสอบความสม่ำเสมอนี้เป็นการทดสอบที่แยกต่างหาก โดยยังไม่ได้ติดตั้งแบบจำลองเสาเข็ม



รูปที่ 4 ตำแหน่งของการทดสอบ Cone Penetration Test

3.3 วิธีทดสอบกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งของแบบจำลองเสาเข็ม

การทดสอบแรงในแนวดิ่ง (แสดงในรูปที่ 5) ใช้ไฮดรอลิกแจ็คเป็นเครื่องให้แรงกดในแนวดิ่งโดยให้อัตราการเคลื่อนตัวคงที่เป็น 0.2 มม./วินาที ซึ่งค่าแรงกดในแนวดิ่งวัดได้มาจาก Load Cell ตรงด้านบนของแบบจำลองเสาเข็ม ในส่วนของการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งวัดได้จาก linear variable differential transformer (LVDT) ที่แผ่นเหล็กด้านบนของไฮดรอลิกแจ็ค ในส่วนของการทดสอบจะทำการบันทึกค่าแรงกดกับระยะทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มทุก 1 วินาที

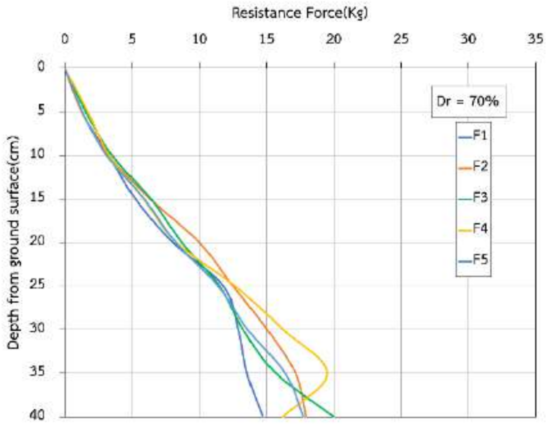


รูปที่ 5 การติดตั้งตรวจวัดของการทดสอบแรงกดในแนวดิ่ง

4. ผลการทดสอบและวิเคราะห์วิจารณ์

4.1 ผลการตรวจสอบความสม่ำเสมอของแบบจำลองดิน

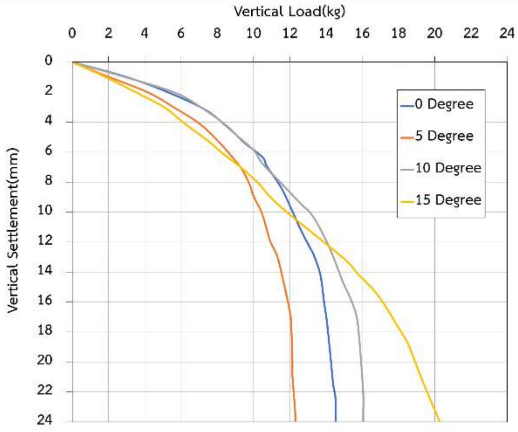
จากผล Cone Penetration Test พบว่าในช่วงความลึก 0 – 30 ซม. แสดงค่าแรงต้านทานการกดที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งระยะฝังของแบบจำลองเสาเข็มเป็น 25 ซม. อยู่ภายในช่วงความลึกนี้พอดี รวมถึงแต่ละความลึกของการทดสอบมีความต่างกันของค่าต่ำสุดกับสูดสุดของความต้านทานแรงกดในแต่ละตำแหน่งไม่เกิน 2.5 กก. ในทุกความหนาแน่น (แสดงในรูปที่ 6)



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านทานการกดกับความลึกของแท่งเหล็กในมวลดินจำลองที่ D_r=70%

4.2 ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง

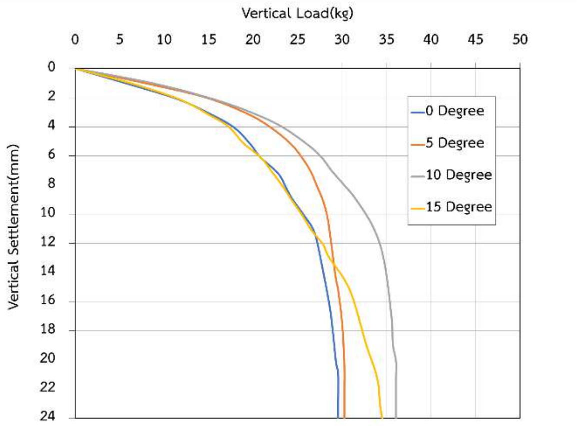
กรณีความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 60% (แสดงในรูปที่ 7) แสดงถึงมุมเอียงเสาเข็มเทียบกับแนวดิ่งไม่มีอิทธิพลต่อกำลังรับน้ำหนักในช่วงของการทรุดตัว 0-8 มม. แต่หลังจากการทรุดตัวที่มากขึ้น มุมเอียงเสาเข็มจะมีอิทธิพลต่อกำลังรับน้ำหนักอย่างชัดเจนจากการทรุดตัวที่ 24 มม. กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มมีค่าเพิ่มขึ้นตามลำดับการเอียงของเสาเข็มจาก 5, 0, 10 และ 15 องศา



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 60%

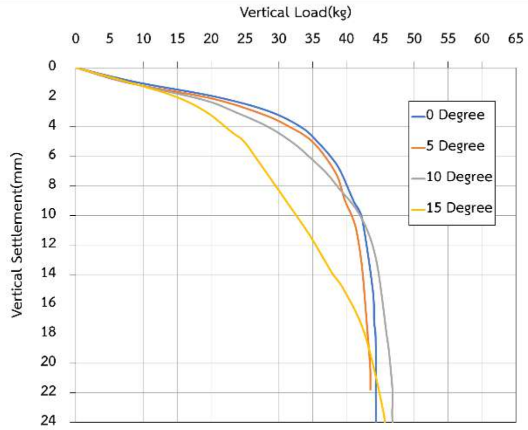
กรณีความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 70% (แสดงในรูปที่ 8) แสดงถึงมุมเอียงเสาเข็มเทียบกับแนวดิ่งมีอิทธิพลต่อกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่ง ในช่วงการทรุดตัว 0-12 มม. เมื่อมุมเอียงเสาเข็มเพิ่มขึ้นส่งผลต่อกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มให้เพิ่มขึ้นและสูดสุดที่มุมเอียง 10 องศา หลังจากนั้นกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มจะลดลง ทั้งนี้แสดงให้เห็นถึงการเพิ่มมุมเอียงจนถึง 15 องศา มีกำลังรับน้ำหนักไม่ต่างจากมุมเอียง 0 องศา ในส่วนของการทรุดตัวที่มากขึ้นจาก 12 มม. กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มที่มุมเอียง 15 องศา มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นจนเกือบเท่ามุมเอียง 10 องศา ในทางกลับกันกำลัง

รับน้ำหนักเสาเข็มที่มุมเอียง 0, 5, และ 10 องศา เริ่มคงที่เมื่อการทรุดตัวที่มากขึ้น



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 70%

กรณีความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 80% (แสดงในรูปที่ 9) แสดงถึงมุมเอียงเสาเข็มเทียบกับแนวดิ่งมีอิทธิพลต่อกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งเมื่อเพิ่มมุมเอียงไปจนถึง 15 องศา กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มจะลดลงอย่างมีนัยสำคัญในช่วงของการทรุดตัว 0-18 มม. ซึ่งกำลังรับน้ำหนักที่ลดลงมากที่สุด 26.8% ของกำลังรับน้ำหนักที่มุมเอียง 0 องศา ที่การทรุดตัวที่ 8 มม. แต่หลังจากการทรุดตัวเพิ่มมากขึ้น มุมเอียงของเสาเข็มจะไม่มีอิทธิพลต่อกำลังรับน้ำหนัก



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักกับการทรุดตัวในแนวดิ่งของเสาเข็มที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ 80%

4.3 อิทธิพลของมุมเอียงต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง

โดยทั่วไปความสามารถในการรับกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็ม (Ultimate Load, Q_u) มักถูกกำหนดไว้ที่การทรุดตัวเท่ากับ 10% ของเส้นผ่านศูนย์กลางเสาเข็ม แต่สำหรับแบบจำลองหรือเสาเข็มขนาดเล็กเนื่องจากค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่ได้จะไม่สอดคล้องกับการทรุดตัวเสาเข็ม ซึ่งการกำหนดกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็มขนาดเล็กหรือแบบจำลองเสาเข็มถูกกำหนดไว้หลายวิธี ในส่วนการศึกษานี้จะกำหนดกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มสูงสุดไว้ที่กำลังรับน้ำหนักเริ่มคงที่เป็นการทรุดตัวเท่ากับ 16 มม.

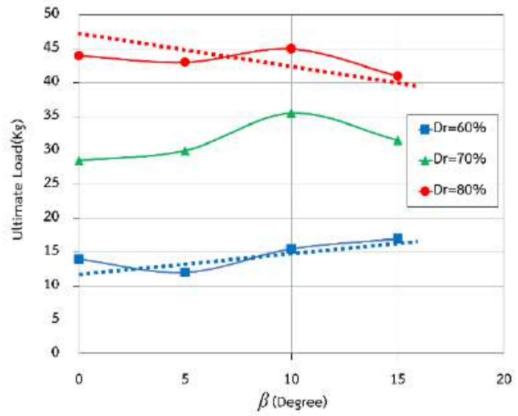
ตารางที่ 3 และรูปที่ 10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักสูงสุดกับมุมเอียงเสาเข็ม โดยถูกแบ่งออกเป็น 3 กรณี ดังนี้

1. กำลังรับน้ำหนักในชั้นดินหลวม (D_r=60%) พบว่ากำลังรับน้ำหนักมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อมุมเอียงเสาเข็มเพิ่มขึ้น
2. กำลังรับน้ำหนักในชั้นดินแน่นปานกลาง (D_r=70%) การเพิ่มมุมเอียงเสาเข็มส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นและสูงสุดที่มุมเอียง 10 องศากับแนวดิ่ง หลังจากนั้นกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มจะลดลงแต่ก็ยังคงมีค่ามากกว่ากำลังรับน้ำหนักเสาเข็มในแนวดิ่ง
3. กำลังรับน้ำหนักในส่วนของชั้นดินแน่น (D_r=80%) เกิดการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับน้ำหนักเล็กน้อยเมื่อมุมเอียงเสาเข็มเพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มทำให้กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มลดลง

สำหรับกรณีชั้นดินความหนาแน่นแบบหลวมถึงปานกลางอาจเกิดการพัฒนาของกำลังรับน้ำหนักจากการเอียงของเสาเข็มเนื่องจากพื้นที่ในการรับแรงเพิ่มขึ้น ในส่วนกรณีชั้นดินความหนาแน่นแบบแน่นอาจเกิดการศูนย์เสียกำลังรับน้ำหนักจากการเอียงของเสาเข็ม ทั้งนี้พื้นที่กระเปาะความเค้นในการรับแรงอาจเกิดการพัฒนากำลังในช่วงความหนาแน่นแบบหลวมถึงปานกลาง ซึ่งเป็นช่วงความหนาแน่นของชั้นดินธรรมชาติ ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจการพัฒนากำลังของมวลดินรอบเสาเข็มและสามารถอธิบายแนวโน้มของกำลังรับน้ำหนักมากขึ้น รวมถึงการเคลื่อนตัวมวลดินและพื้นที่กระเปาะความเค้นในการรับแรงรอบเสาเข็ม จึงมีความจำเป็นที่จะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ผลร่วม

ตารางที่ 3 กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาเข็มในแนวดิ่ง

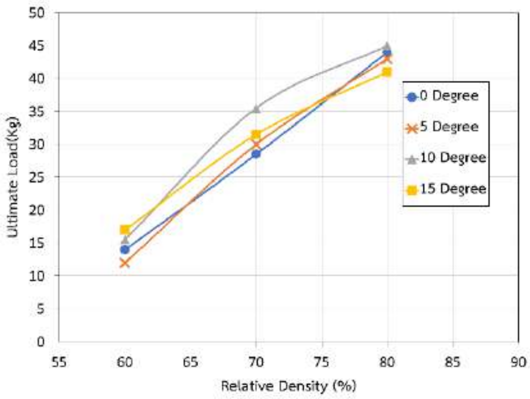
β (Degree)	Q_u (kg) at D_r=60%	Q_u (kg) at D_r=70%	Q_u (kg) at D_r=80%
0	14.0	28.5	44.0
5	12.0	30.0	43.0
10	15.5	35.5	45.0
15	17.0	31.5	41.0



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับน้ำหนักสูงสุดกับมุมเอียงของเสาเข็ม

4.4 อิทธิพลของความหนาแน่นสัมพัทธ์มวลดินต่อกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่ง

รูปที่ 11 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นสัมพัทธ์กับกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มสูงสุด พบว่ากำลังรับน้ำหนักเสาเข็มสูงสุดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรง เมื่อความหนาแน่นของชั้นดินเพิ่มขึ้น 1.17 เท่า ส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มสูงสุดเพิ่มขึ้นเฉลี่ย 2.1 เท่า ในทุกมุมเอียงของเสาเข็ม เนื่องจากชั้นทรายแน่นทำให้แรงเสียดทานระหว่างเม็ดทรายเพิ่มมากขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบ Direct Shear Test



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นสัมพัทธ์กับกำลังรับน้ำหนักสูงสุด

5. สรุปผลการศึกษา

จากการทดสอบกำลังรับน้ำหนักในแนวดิ่งของแบบจำลองเสาเข็มเดี่ยวที่ทำมุมเอียง 0, 5, 10 และ 15 องศากับแนวดิ่ง ซึ่งถูกฝังในชั้นทรายที่ใช้เป็นแบบจำลองดินที่มีความหนาแน่นสัมพัทธ์เท่ากับ 60%, 70% และ 80% โดยทดสอบในห้องปฏิบัติการ ผลการศึกษามีดังนี้

- สำหรับกรณีกำลังรับน้ำหนักในชั้นดินหลวม (D_r=60%) พบว่ากำลังรับน้ำหนักมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อมุมเอียงเสาเข็มเพิ่มขึ้น กรณีกำลังรับน้ำหนักในชั้นดินแน่นปานกลาง (D_r=70%) การเพิ่มมุมเอียงเสาเข็มส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นและสูงสุดที่มุมเอียง 10 องศากับแนวดิ่ง หลังจากนั้นกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มจะลดลงแต่ก็ยังคงมีค่ามากกว่ากำลังรับน้ำหนักเสาเข็มในแนวดิ่ง กรณีกำลังรับน้ำหนักในส่วนของชั้นดินแน่น (D_r=80%) เกิดการเปลี่ยนแปลงของกำลังรับน้ำหนักเล็กน้อยเมื่อมุมเอียงเสาเข็มเพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มทำให้กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มลดลง
- การเปลี่ยนแปลงความหนาแน่นของมวลดินส่งผลกระทบต่อกำลังรับน้ำหนักเสาเข็ม กล่าวคือความหนาแน่นของมวลดินเพิ่มขึ้นส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักเสาเข็มในแนวดิ่งเพิ่มขึ้น

แนวโน้มกำลังรับน้ำหนักเสาเข็มเอียงที่แตกต่างกันเนื่องจากมุมเอียงที่เพิ่มขึ้นระหว่างมวลดินหลวม (D_r=60%) กับมวลดินแน่น (D_r=80%) ซึ่งอาจจะมีการพัฒนากำลังและพฤติกรรมของมวลดินรอบเสาเข็มที่แตกต่างกัน ดังนั้นเพื่อให้เข้าใจการพัฒนากำลังของมวลดินรอบเสาเข็มและสามารถอธิบายแนวโน้มของกำลังรับน้ำหนักมากขึ้น รวมถึงการเคลื่อนตัวมวลดินและพื้นที่กระเปาะความเค้นในการรับแรงรอบเสาเข็ม จึงมีความจำเป็นที่จะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์ผลร่วม

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้คำปรึกษาแนะนำในด้านวิชาการ ด้านการดำเนินงานวิจัย และให้การสนับสนุนค่าใช้จ่ายในการทำวิจัยให้สำเร็จสมบูรณ์ได้ด้วยดีมา ณ โอกาสนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2547). **เสาเข็มและการคำนวณการรับน้ำหนักของเสาเข็ม**. กลุ่มงานวิเคราะห์วิจัยและพัฒนา สำนักควบคุมก่อสร้าง กรมโยธาฯ

[2] พัฒนศักดิ์ อบเชย. (2546). **พฤติกรรมของแบบจำลองของเสาเข็มในชั้นดินทรายที่รับแรงกระทำทางด้านข้าง**. วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต. คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[3] อบเชย ท้วมประดิษฐ์ (2545). พฤติกรรมของแบบจำลองเสาเข็มเอียงในดินเหนียวประดิษฐ์กรุงเทพฯ รองรับแรงกระทำด้านข้าง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 8.

[4] Al-Neami, M. A., F. H. Rahil and K. S. Al-Bayati (2016). "Bearing capacity of batter piles embedded in sandy soil." International Journal of Geotechnical Engineering **10**(5): 529-532.

[5] American Society for Testing and Materials. ASTM D854 Standard test methods for Specific Gravity of Solids by Water Pycnometer. Annual Book of ASTM Standards.

[6] American Society for Testing and Materials. ASTM D2487 Standard test methods for Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Annual Book of ASTM Standards.

[7] American Society for Testing and Materials. ASTM D3080 / D3080M – 11 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards.

[8] Fan-ren, L., Y. Ji-ming and J. Yao-hua (2011). "Study on proportioanl relation-ship of lateral bearing capacity of batter pile by model experiments." Procedia Engineering **16**: 8-13.

[9] Gerolymos, N., A. Giannakou, I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2008). "Evidence of beneficial role of inclined piles: observations and summary of numerical analyses." Bulletin of Earthquake Engineering **6**(4): 705-722.

[10] Kitiyodom, P. and T. Matsumoto (2002). "A simplified analysis method for piled raft and pile group foundations

with batter piles." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics **26**(13): 1349-1369.

[11] Vu, A.-T., T. Matsumoto, S.-i. Kobayashi and S. Shimono (2017). "Experimental Study on Pile Foundations having Batter Piles Subjected to Combination of Vertical and Horizontal Loading at 1-g Field." Geotechnical Eng. J. of the SEAGS & AGSSEA 48(3): 12-24.

การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยจีโอโพลิเมอร์ดินขาว-เถ้าแกลบกระตุ้นด้วยโซเดียมไฮดรอกไซด์

Soft clay improvement using kaolin-Rice husk ash geopolymer activated by sodium hydroxide

ฆนากานต์ มาศโอสถ[1] พานิช วุฒิพฤกษ์[1] อิทธิพล มีผล[1] สยาม แกมขุนทด[1] และ ศิริศักดิ์ คงสมศักดิ์สกุล[1]

[1] ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
**Corresponding author; E-mail address: S6102032856199@email.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาการปรับปรุงดินเหนียวกรุงเทพโดยใช้ดินขาวและเถ้าแกลบกระตุ้นด้วยโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยนำดินขาว (KA) ผสมกับเถ้าแกลบ (RA) ในสัดส่วน KA: RA 90:10, 80:20, 70:30, 60:40 และ 50:50 จากนั้นผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 8 โมลาร์โดยใช้ปริมาณความชื้นเหมาะที่สุด ตัวอย่างที่ให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด (q_u) คือตัวอย่างที่มีสัดส่วน KA: RA 70:30 ซึ่งใช้เป็นสารปรับปรุงดิน นำดินเหนียวตัวอย่างมาปรับปรุงด้วยการแทนที่ด้วยจีโอโพลิเมอร์ KA-RA ร้อยละ 10, 20, 30, 40 และ 50 โดยน้ำหนักของดินแห้ง บ่มตัวอย่างที่อุณหภูมิ 25, 70 และ100°c เป็นเวลา 7, 14, 28, 60 และ 120 วัน นำตัวอย่างมาทดสอบสมบัติทางวิศวกรรมประกอบด้วยความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u) ความคงทนภายใต้สภาวะแห้งและเปียก และการซึมผ่าน ตัวอย่างดินถูกแทนที่ด้วย KA-RA geopolymer 30% ที่ระยะเวลาบ่ม 60 วันและอุณหภูมิการบ่ม 70°c ให้ค่า q_u 152.98 ksc ซึ่งใกล้เคียงกับ q_u ที่อุณหภูมิการบ่ม 100°c แต่มีข้อดีคือประหยัดพลังงานมากขึ้น นอกจากนี้ค่า q_u หลังจากสภาวะเปียกและแห้ง 12 รอบเท่ากับ 93.55 ksc ซึ่งสอดคล้องกับมาตรฐานกรมทางหลวงที่ ทล.-ท.105/2515 ผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (k) เท่ากับ 4.89 x 10^{-10} m/s ซึ่งสามารถใช้เป็นวัสดุที่ไม่อนุญาตให้น้ำซึมผ่านและยืดอายุการใช้งานได้เช่นกัน

คำสำคัญ: จีโอโพลีเมอร์, กำลังรับแรงอัดแบบไม่ จำกัด , โซเดียมไฮดรอกไซด์, ความทนทาน

Abstract

This research studied the improvement of Bangkok clay using kaolin - rice husk ash activated by sodium hydroxide. Kaolin (KA) was thoroughly mixed with rice husk ash (RA) in the proportion of KA: RA 90:10, 80:20, 70:30, 60:40 and 50:50. The mixture was then activated by sodium hydroxide solution of 8 molar concentrations at the optimum moisture content. The maximum unconfined compressive strength (q_u) was obtained from sample with KA: RA 70:30 which was used as soil stabilizing agent. The clay samples were treated by KA-RA geopolymer replacement of 10, 20, 30, 40, and 50% by weight of dry soil. The samples were cured at 25, 70, and 100°c for 7, 14, 28, 60 and 120 days. Engineering properties were tested including unconfined compressive strength, durability in term of wetting and drying condition, and permeability. Clay sample replaced by 30% KA-RA geopolymer at curing period 60 days and curing temperature 70°c exhibited q_u 152.95 ksc, which is close to q_u at curing temperature 100°c but the advantage is more energy saving. Moreover, unconfined compressive strength after 12 rounds of wet and dry conditions was 93.55 ksc which comply with the Department of Highways DH-T 105/1972 A permeability coefficient (k) is 4.89 x 10^{-10} m/s which can be used as impervious material and extends service life as well.

Keywords: geopolymer, unconfined compressive strength, Sodium hydroxide, durability

1. คำนำ

ปัจจุบันปัญหาด้านเสถียรภาพและการทรุดตัวของโครงสร้าง ในพื้นที่กรุงเทพมหานครรวมถึงลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง เกิดจากชั้นดินเหนียวอ่อน ซึ่งเป็นดินที่มีเม็ดละเอียดมาก มีปริมาณน้ำประกอบอยู่เป็นอัตราส่วนที่สูงมากและมีค่าขีดจำกัดเหลวสูงใกล้เคียงกับค่าปริมาณ ความชื้นในมวลดินธรรมชาติ [1] จึงทำให้มีคุณสมบัติในการรับแรงเฉือนต่ำ มีการยุบอัดตัวได้สูง ความสามารถในการซึมผ่านของน้ำได้ต่ำ หากปัจจัยดังกล่าวไม่เหมาะสม จะส่งผลทำให้ดินไม่สามารถนำไปใช้งานด้านวิศวกรรมได้ [2] เพราะฉะนั้นการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนให้มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดีขึ้นจึงเป็นสิ่งจำเป็นเพื่อช่วยลดปัญหา และลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างลงได้

การวิจัยนี้ให้ความสำคัญต่อปัจจัยหลักที่เป็นผลมาจากการปรับปรุงคุณสมบัติของดินเหนียวโดยใช้ดินขาวและเถ้าแกลบกระตุ้นด้วยโซเดียมไฮดรอกไซด์ ให้สามารถนำมาใช้งานทางด้านวิศวกรรมได้ ทำให้ทราบถึงคุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวตัวอย่าง สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์ที่ใช้ ดินขาว และเถ้าแกลบ เป็นวัสดุตั้งต้น

ศึกษากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressive Strength) ความสามารถในการซึมผ่านของน้ำในดิน ความคงทนของตัวอย่างดินเหนียวที่ปรับปรุงด้วยจีโอโพลิเมอร์ ดินขาว และเถ้าแกลบ กล่าวคือ นำดินขาว (KA) ผสมให้เข้ากันดีกับเถ้าแกลบ (RA) ในสัดส่วน KA: RA 90:10, 80:20, 70:30, 60:40 และ 50:50 ตามลำดับ จากนั้นผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 8 โมลาร์ โดยใช้ปริมาณความชื้นเหมาะที่สุด จะสามารถนำค่าสัดส่วนความเหมาะสมในการผสมดังกล่าวไปใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงคุณสมบัติดินเหนียวเพื่อให้สามารถนำดินนั้นมาใช้ในงานวิศวกรรมได้อย่างเหมาะสมต่อไป

2. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

2.1 วัสดุ

2.1.1 เถ้าแกลบ (Rice husk ash)

ตัวอย่างเถ้าแกลบที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นวัสดุที่ได้จากการเผาไหม้ของแกลบที่เป็นของเหลือทิ้งจากกระบวนการสีข้าว ผ่านกระบวนการเผาไหม้ที่อุณหภูมิ 600-800 องศาเซลเซียส [3] โดยคัดขนาดของเถ้าแกลบที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และ เบอร์ 325

2.1.2 ดินขาว (Kaolin)

ตัวอย่างดินขาวที่ใช้ในการศึกษานี้ เป็นวัสดุที่ใช้สำหรับทำเซรามิก โดยส่วนใหญ่เป็นดินขาวจากแหล่งกำเนิดที่เกิดจากการผุพังตามธรรมชาติของหินต่าง ๆ [4] โดยคัดขนาดของดินขาวที่มีขนาดของเม็ดผ่านตะแกรงเบอร์ 200

2.1.3 สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH)

สารละลายมีลักษณะของแข็งที่มีลักษณะเป็นเกล็ดชนิดเกรดการค้านำมาละลายกับน้ำเพื่อปรับความเข้มข้นของสารละลายให้มีค่า 8 โมลาร์ ทำได้โดยการละลาย NaOH 400 กรัม ต่อ น้ำ 1 ลิตร [5]

2.2 ตัวอย่าง KA-RA จีโอโพลิเมอร์

ตัวอย่างดินผสมโดยอัตราส่วนผสมได้จากการนำดินขาว (KA) ที่ผ่านการคัดขนาดแล้ว ผสมให้เข้ากันดีกับเถ้าแกลบ (RA) ในสัดส่วน KA: RA 90:10, 80:20, 70:30, 60:40 และ 50:50 ตามลำดับ จากนั้นผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ที่ 8 โมลาร์ โดยใช้ปริมาณความชื้นเหมาะที่สุด นำไปทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด (q_u) ดังแสดงในตารางที่ 1

2.3 ขั้นตอนการนำดินเหนียวมาปรับปรุงด้วย KA-RA จีโอโพลิเมอร์

การศึกษาในครั้งนี้ผู้วิจัยใช้ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนบริเวณกรุงเทพมหานคร ซึ่งมีค่าขีดจำกัดเหลว 51.13% ขีดจำกัดพลาสติก 28.94% ดัชนีพลาสติก 22.18% และค่าขีดจำกัดหดตัว 7.41% แสดงให้เห็นว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ มีปริมาณน้ำประกอบอยู่เป็นอัตราส่วนที่สูงมากและมีค่าขีดจำกัดเหลวสูงใกล้เคียงกับค่าปริมาณความชื้นในมวลดินธรรมชาติ จึงต้องปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อน เพื่อให้มีคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมที่ดีขึ้น โดยการนำดินเหนียวตัวอย่างมาปรับปรุงด้วยการแทนที่ด้วย KA-RA จีโอโพลิเมอร์ 10, 20, 30, 40 และ 50% โดยน้ำหนักของดินแห้ง

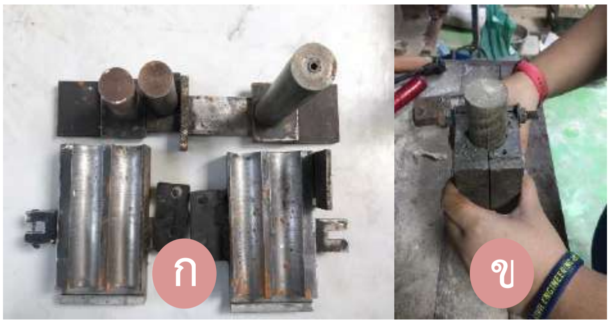
ตารางที่ 1 ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด (q_u) ของ KA : RA จีโอโพลิเมอร์

Unconfined Compressive Strength (kN/m^2) ที่ 70 c					
ส่วนผสมดินขาว:เถ้าแกลบ	7 วัน	14 วัน	28 วัน	60 วัน	120 วัน
90:10	2,966.49	3,262.35	3,642.63	4,052.32	4,287.13
80:20	3,548.43	4,058.16	4,539.19	5,012.11	5,287.45
70:30	4,236.58	5,186.42	5,963.43	6,884.04	7,259.10
60:40	4,044.21	4,866.58	5,326.84	5,893.76	6,138.91
50:50	3,826.43	4,666.61	5,026.42	5,574.01	5,839.51

จากตารางที่ 1 พบว่าตัวอย่างที่ให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด (q_u) คือตัวอย่างที่มีสัดส่วน KA: RA 70:30 ซึ่งจะนำสัดส่วนนี้ไปใช้เป็นสารปรับปรุงดิน เพื่อนำไปผสมกับดินเหนียว

2.4 ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ในการเตรียมตัวอย่างทดสอบ แบบหล่อ (Mold) ที่ใช้เป็นแบบหล่อประกอบทำจากเหล็กกล้า มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 35 มม. ความสูง 70 มม. ขั้นตอนต่อไปนำดินขาว (KA) ผสมให้เข้ากันดีกับเถ้าแกลบ (RA) ผสมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้น 8 โมลาร์ ต่อมานำไปผสมกับตัวอย่างดินเหนียวที่เตรียมไว้ผสมให้เข้ากันดี และนำมาขึ้นตัวอย่างในแบบหล่อ และห่อหุ้มตัวอย่างด้วยพลาสติกใส เพื่อป้องกันตัวอย่างสูญเสียความชื้น นำตัวอย่างบ่มที่อุณหภูมิ 70°c เป็นเวลา 7, 14, 28, 60 และ 120 วัน หลังจากนั้นนำตัวอย่างมาทดสอบสมบัติทางวิศวกรรมประกอบด้วยความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u) ความคงทนภายใต้สภาวะแห้งและเปียก และการซึมผ่าน

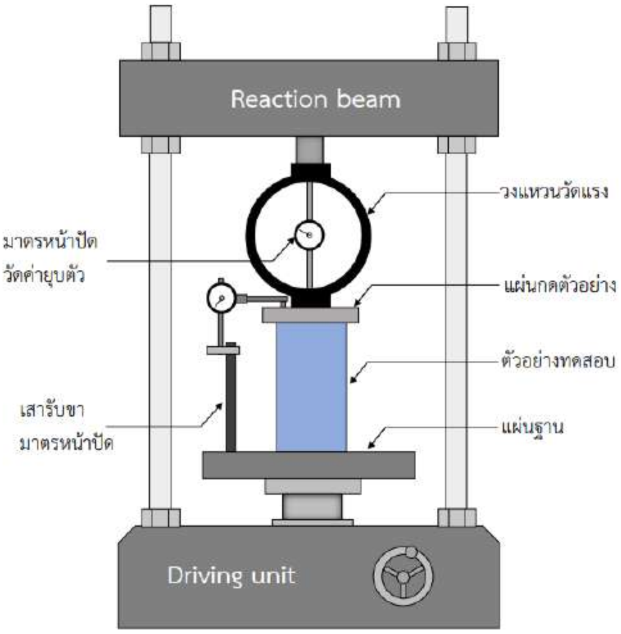


รูปที่ 1 ก) แบบหล่อ (Mold) ข) ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

3. ผลการทดสอบ

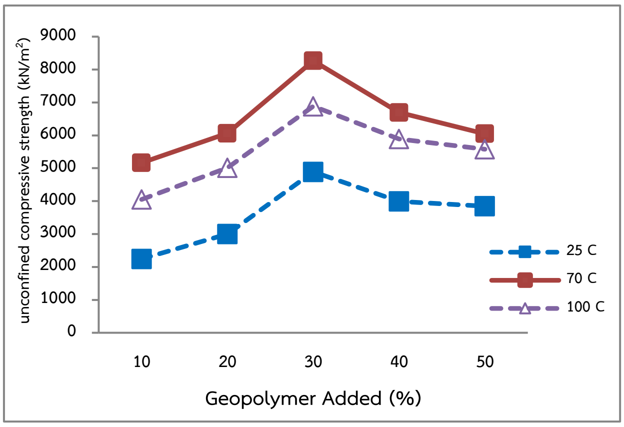
3.1 ผลการทดสอบความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u)

3.1.1อิทธิพลสัดส่วนจีโอโพลิเมอร์ที่มีผลต่อค่ากำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัด

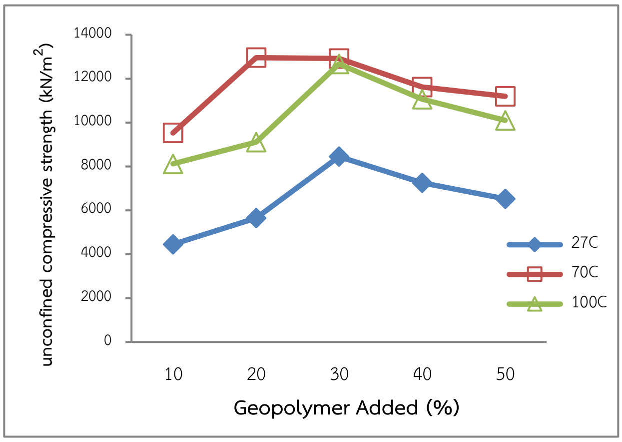


รูปที่ 2 วิธีการทดสอบความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u)

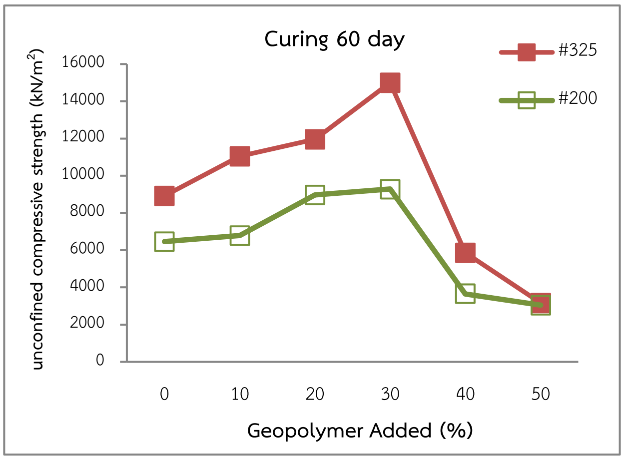
เมื่อพิจารณากำลังอัดสูงสุดของดินผสมจีโอโพลิเมอร์ที่อัตราส่วนผสมต่าง ๆ จะเพิ่มขึ้นตามสัดส่วนผสมที่เพิ่มขึ้นของจีโอโพลิเมอร์ การพัฒนากำลังอัดสูงสุดของตัวอย่างที่ผสมด้วยเถ้าแกลบผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และเบอร์ 325 ในสัดส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์ที่ 30 % จะมีค่ากำลังอัดสูงสุด และกำลังอัดจะลดลงเมื่อสัดส่วน 40%-50% ดังรูปที่ 4 และ รูปที่ 5 และเมื่อนำกำลังอัดระหว่างวัสดุจีโอโพลิเมอร์ที่ผสมด้วยเถ้าแกลบผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เปรียบเทียบกับที่จีโอโพลิเมอร์ผสมด้วยเถ้าแกลบผ่านตะแกรงเบอร์ 325 พบว่า การพัฒนากำลังอัดของวัสดุจีโอโพลิเมอร์ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 325 มีกำลังสูงกว่าที่จีโอโพลิเมอร์ผสมเถ้าแกลบผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ในทุกสัดส่วนผสม ดังแสดงในรูปที่ 5 เนื่องจากเถ้าแกลบที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 325 มวลเม็ดจะมีความละเอียดกว่าเถ้าแกลบที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ทำให้เกิดพื้นที่ผิวสัมผัสเพิ่มมากขึ้น เกิดการยึดเกาะและเชื่อมแน่นระหว่างมวลเม็ด จึงส่งผลให้การพัฒนากำลังอัดมีค่าเพิ่มสูงขึ้นอย่างชัดเจน [6]



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างจีโอโพลิเมอร์ดินขาว #200 และเถ้าแกลบ #200



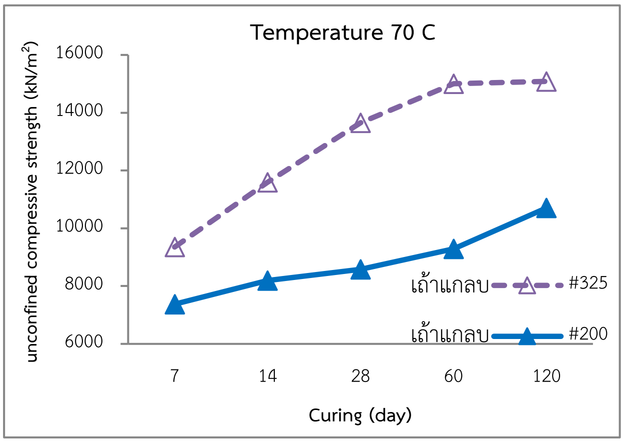
รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างจีโอโพลิเมอร์ดินขาว #200 และเถ้าแกลบ #325



รูปที่ 5 เปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดระหว่างจีโอโพลิเมอร์ดินขาว #200 เถ้าแกลบ #200 และ จีโอโพลิเมอร์ดินขาว #200 เถ้าแกลบ #325 ที่อายุการบ่ม 60 วัน

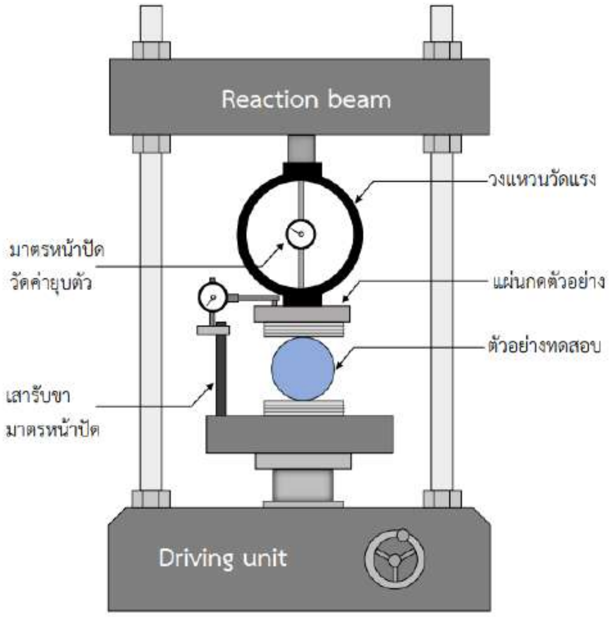
3.1.2 อิทธิพลของระยะเวลาในการบ่มที่มีผลต่อค่ากำลังอัดสูงสุด

ระยะเวลาในการบ่มที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้กำลังอัดเพิ่มขึ้นทุกตัวอย่างการทดสอบดังรูปที่ 5 พบว่าการพัฒนากำลังอัดจะเพิ่มมากขึ้นอย่างชัดเจนที่ระยะเวลาในการบ่ม 60 วัน และหลังจากเกิน 60 วันไปแล้วการพัฒนากำลังอัดยังคงมีต่อเนื่องแต่จะเป็นไปอย่างช้า ๆ ซึ่งการพัฒนากำลังที่เพิ่มสูงขึ้นที่ระยะเวลาในการบ่ม 60 วัน เกิดจากการพัฒนาโมเลกุลลูกโซ่ของ SiO_2 และ AL_2O_3 [7] จากขบวนการจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่น [11]



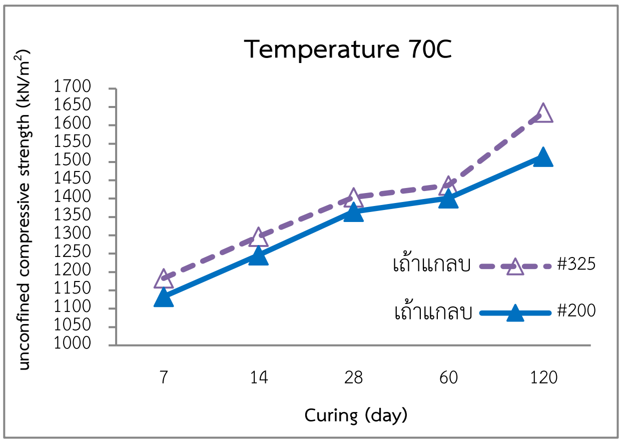
รูปที่ 6 เปรียบเทียบระยะเวลาการบ่มที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่ #200 และ #325 ที่อุณหภูมิ 70 องศาเซลเซียส

3.2 ผลการทดสอบ Splitting Tensile Strength (T_r) (ASTM D3967)



รูปที่ 7 วิธีการทดสอบความต้านทานแรงดึง (T_r)

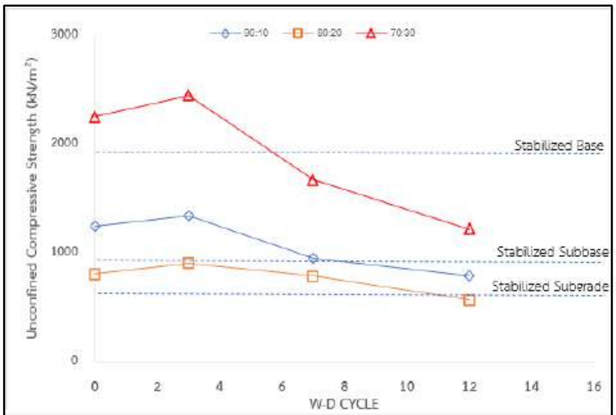
จากการทดสอบ Splitting Tensile Strength เพื่อหาค่ากำลังต้านทานแรงดึงสูงสุด (T_r) ของดินขาวผสมเถ้าแกลบและโซเดียมไฮดรอกไซด์ในสัดส่วน KA-RA จีโอโพลิเมอร์ 10, 20, 30, 40 และ 50% โดยน้ำหนักและปริมาณของโซเดียมไฮดรอกไซด์ละลายน้ำใช้ความเข้มข้น 8 โมลาร์ (Molar) ที่ปริมาตร OMC ที่อายุ 7 วัน 14 วัน 28 วัน 60 วัน และ 120 วัน จะเห็นได้ว่าค่ากำลังต้านทานแรงดึงสูงสุด (T_r) ที่อุณหภูมิ 70 °C สัดส่วนของดินเหนียวต่อจีโอพอลิเมอร์ที่ 70 : 30 จะมีค่าสูงที่สุด และจะเพิ่มขึ้นตามอายุของตัวอย่าง ดังรูปที่ 6

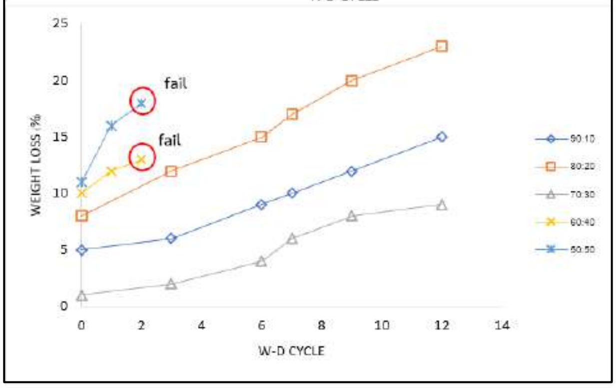


รูปที่ 8 เปรียบเทียบค่ากำลังต้านทานแรงดึงสูงสุด (T_r) ที่อุณหภูมิ 70 °C สัดส่วนของดินเหนียวต่อจีโอพอลิเมอร์ที่ 70 : 30

3.3 ผลการทดสอบ Wetting and Drying (ASTM D557)

จะเห็นได้ว่าการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักดินเหนียวที่ปรับปรุงด้วยจีโอพอลิเมอร์ดินขาวและขี้เถ้าแกลบ [10] พบว่า เมื่อปริมาณจีโอพอลิเมอร์ต่ำร้อยละการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักระหว่างการทดสอบเปียกสลับแห้งมีแนวโน้มที่ลดลง แต่เมื่อปริมาณจีโอพอลิเมอร์สูงร้อยละการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักระหว่างการทดสอบเปียกสลับแห้งมีแนวโน้มที่เพิ่มขึ้น โดยการทดสอบ Wetting and Drying พบว่า สัดส่วนดินเหนียวต่อจีโอพอลิเมอร์ที่ 70 : 30 มีค่ากำลังที่สูงและทนทานที่สุด

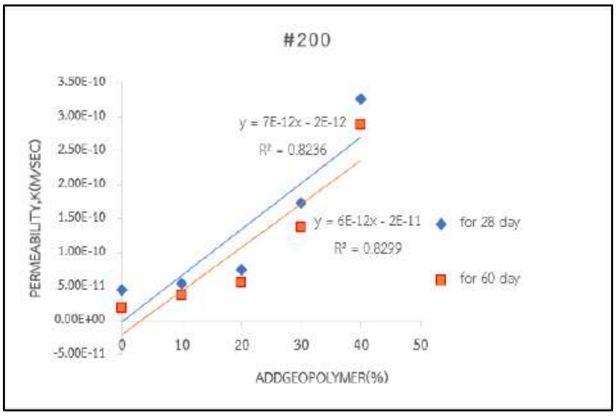




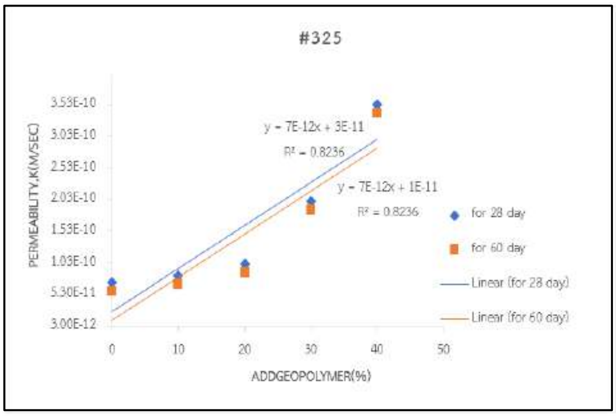
รูปที่ 9 ผลการทดสอบความคงทนภายใต้สภาวะแห้งและเปียก

3.4 ผลการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (ASTM D2434)

จากการทดสอบ พบว่าสัดส่วน KA-RA geopolymer 70:30 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำที่อุณหภูมิ 70 องศาเซลเซียส สัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำแบบใช้ความดันเข้าช่วย (Constant Head) ที่อุณหภูมิน้ำ 25 องศาเซลเซียส (Coefficient K 20° C) [8] ในดินเหนียวมีค่าเท่ากับ 4.89×10^{-10} ม./วินาที จากการทดสอบในอัตราส่วนอื่น ๆ ไม่สามารถรายงานผลการทดสอบได้เนื่องจากน้ำไม่สามารถซึมผ่านตัวอย่างได้ (ทึบน้ำ) จึงไม่สามารถรายงานผลการทดลองได้ ดังรูปที่ 10 และรูปที่ 11



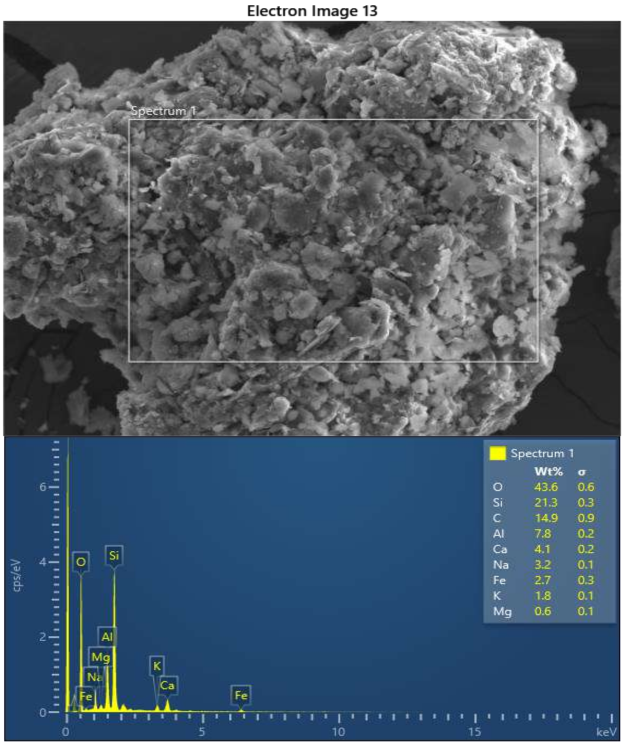
รูปที่ 10 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ ที่ดินขาว #200 และ เถ้าแกลบ #200



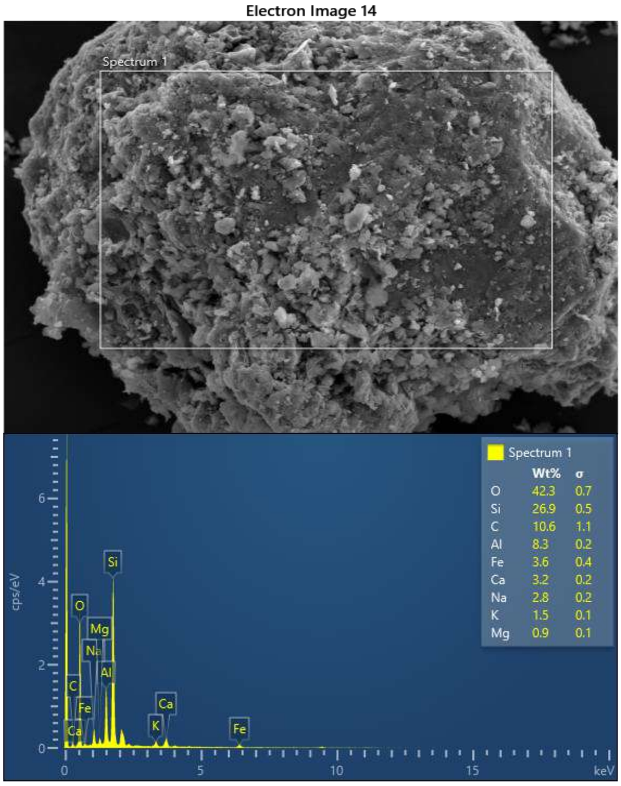
รูปที่ 11 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำ ที่ดินขาว #200 และ เถ้าแกลบ #325

3.5ผลการวิเคราะห์โครงสร้างภายในของตัวอย่างด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด (Scanning electron microscope)

จากการทดสอบ พบว่าเถ้าแกลบที่ผ่าน #325 มีองค์ประกอบทางเคมีของซิลิกอนไดออกไซด์ (SiO_2) อะลูมิเนียมออกไซด์ (Al_2O_3) และไอออนออกไซด์ (Fe_2O_3) สูงกว่าเถ้าแกลบที่ผ่าน #200 มีโครงสร้าง 3 มิติแบบ อสัณฐาน (amorphous) เกิดจากสารละลายด่าง (alkaline) ทำปฏิกิริยากับสารประกอบออกไซด์ของซิลิกอน (SiO_2) และอะลูมิเนียม (Al_2O_3) ที่อยู่ในวัสดุปอซโซลาน โดยใช้ความร้อนเป็นตัวเร่งปฏิกิริยาจนทำให้สารประกอบเหล่านี้แตกตัวและทำปฏิกิริยาลูกโซ่ซึ่งมีลักษณะเป็นโมเลกุลย่อยซ้ำๆ ต่อกันด้วยพันธะโควาเลนส์ทำให้เกิดการแข็งตัวและสามารถรับกำลังได้โดยเรียกปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นนี้ว่าปฏิกิริยาพอลิเมอร์ไรเซชั่น (Polymerization) [12] ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบค่ากำลังอัดสูงสุดที่ตัวอย่างเถ้าแกลบ #325 สูงกว่า เถ้าแกลบ #200 ดังรูปที่ 12 และรูปที่ 13



รูปที่ 12 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างภายในของตัวอย่างด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด (SEM) เถ้าแกลบที่ผ่าน #200



รูปที่ 13 ผลการวิเคราะห์โครงสร้างภายในของตัวอย่างด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด (SEM) เถ้าแกลบที่ผ่าน #325 แสดงให้เห็นว่ามีปริมาณซิลิกอนไดออกไซด์ (SiO_2) 26.9% อะลูมิเนียมออกไซด์ (Al_2O_3) 8.3% และไอออนออกไซด์ (Fe_2O_3) 3.6% โดยน้ำหนัก

4. บทสรุป

จากผลการทดลองสรุปได้ว่านำตัวอย่างมาทดสอบสมบัติทางวิศวกรรมประกอบด้วยการทดสอบความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u) ความคงทนภายใต้สภาวะแห้งและเปียก และการซึมผ่าน ตัวอย่างดินถูกแทนที่ด้วย KA-RA geopolymer 30% ที่ระยะเวลาบ่ม 60 วันและอุณหภูมิการบ่ม 70°c ให้ค่า q_u 152.98 ksc ซึ่งใกล้เคียงกับ q_u ที่อุณหภูมิการบ่ม 100°c แต่มีข้อดีคือประหยัดพลังงานมากขึ้น นอกจากนี้ค่า q_u หลังจากสภาวะเปียกและแห้ง 12 รอบเท่ากับ 93.55 ksc ซึ่งสอดคล้องกับ ASTM D559 ผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน (k) เท่ากับ 4.89×10^{-10} m/s ซึ่งสามารถใช้เป็นวัสดุที่ไม่อนุญาตให้น้ำซึมผ่านและยืดอายุการใช้งานได้เช่นกัน เมื่อนำผลการทดสอบความแข็งแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (q_u) และกำลังรับแรงดึง Splitting Tensile Strength (T_r) มาเปรียบเทียบกับมาตรฐานกรมทางหลวง พบว่า ค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่างที่นำมาทดสอบผ่านเกณฑ์มาตรฐานที่ระบุไว้ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ผลการทดสอบเมื่อเทียบกับมาตรฐานกรมทางหลวง

คุณสมบัติ	Added Geopolymer 30 %	Added Geopolymer 20 %
1. กำลังรับแรงอัด (UCS) ไม่น้อยกว่า 17.5 ksc (1,716.75 kN/m^2) (ทล.-ท.105/2515, ASTM D2166) [9]	15,001.64 kN/m^2 เพิ่มขึ้น 68.14%	11,963.48 kN/m^2 เพิ่มขึ้น 34.09%
2. กำลังรับแรงดึง (T_r) มีค่าเพิ่มขึ้นไม่น้อยกว่า 5% เมื่อเทียบกับดินที่ไม่เติมจีโอพอลิเมอร์	1,435.83 kN/m^2 เพิ่มขึ้น 29.04%	1,321.99 kN/m^2 เพิ่มขึ้น 18.81%

นอกจากนี้ยังพบว่าค่าความละเอียดของเถ้าแกลบซึ่งใช้เป็นสัดส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 และ 325 ยังมีผลต่อการพัฒนากำลังอัด สังเกตได้จากค่ากำลังอัดสูงสุดของ ปรากฏว่า ตัวอย่างที่มีส่วนผสมของเถ้าแกลบผ่านตะแกรงเบอร์ 325 กำลังอัดสูงสุดมีค่ามากกว่าตัวอย่างที่มีส่วนผสมของเถ้าแกลบที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ในทุกสัดส่วนผสม

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร.พานิช วุฒิพฤกษ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก และ อาจารย์ ดร.อิทธิพล มีผล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม ที่คอยดูแลเอาใจใส่ ให้คำแนะนำวิธีการทดสอบ คอยติดตามผลการดำเนินงาน คอยให้คำปรึกษาและช่วยหาแนวทางในการแก้ไขปัญหาต่าง ๆ ทั้งในด้านทฤษฎีและปฏิบัติ สุดท้ายนี้ผู้วิจัยขอขอบพระคุณคณะกรรมการพิจารณาบทความในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 ที่ให้ความกรุณาตอบรับบทความเพื่อนำเสนอผลงานในการประชุมวิชาการฯ ดังกล่าว

เอกสารอ้างอิง

[1] เกษม เพชรเกตุ. (2530) หนังสือโยธาสาร. กรุงเทพมหานคร : ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[2] กฤตย์ คมขำ, ศุภกิจ นนทนานันท์, บารเมศ วรรธนะภูติ, ปารเมศ กำแหงฤทธิรงค์, ปณิธาน เต็งยะ (2557). การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย *วารสารวิชาการ* หน้า 1-2

[3] สุทัศน์ จันบัวลา (2554) ผลของแกลบ เถ้าแกลบ ชานอ้อย และเถ้าชานอ้อยต่อสมบัติทางกายภาพของอิฐดินเผามวลเบา คลังปัญญาจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย (CUIR) หน้า 35-37

[4] อาบีเด็ง ฮาวา, วรพจน์ ประชาเสรี (2559) จีโอพอลิเมอร์ดินขาวเผา วารสารมหาวิทยาลัยนราธิวาสราชนครินทร์ ปีที่ 8 ฉบับที่ 1 มกราคม-เมษายน 2559 หน้า 8-9

[5] เธียรศักดิ์ กลับประสิทธิ์ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล ปริญญา จินดาประเสริฐ และ สมิตร ส่งพิริยะกิจ จีโอโพลีเมอร์เพสต์ที่ทำจากเถ้าถ่านหินและเถ้าชีวมวล ตอนที่ 1 : ผลกระทบของสัดส่วนผสมต่อกำลังอัด วิศวกรรมสาร ฉบับวิจัยและพัฒนา, ปีที่ 19 ฉบับที่ 2 พ.ศ. 2551, หน้า 9-16

[6] ภูวิศ ตรีสุวรรณ สมิตร ส่งพิริยะกิจ ปริญญา จินดาประเสริฐ และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล ผลกระทบของความละเอียดของเถ้าแกลบ-เปลือกไม้ต่อกำลังอัดและระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลีเมอร์เพสต์ที่ทำจากเถ้าแกลบ-เปลือกไม้ผสมเถ้าถ่านหิน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 13, 14 - 16 พฤษภาคม 2551, ณ โรงแรมจอมเทียน ปาล์ม บีช พัทยา จังหวัดชลบุรี, หน้า (MAT) 306-311

[7] ธนกฤษณ์ ทิพย์มนตรี, พานิช วุฒิพฤกษ์, ชัยรัตน์ ธีระวัฒนสุข (2553) วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ ปีที่ 1 ฉบับที่ 1 ม.ค. - มิ.ย. 2553 หน้า 5

[8] วิทวัส ทิพย์พิริยพงศ์ สหลาภ หอมวุฒิวงศ์ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล และเอกชัย ภัทรวงศ์ไพบูลย์ ผลกระทบของเถ้าชานอ้อยที่มีผลต่อการซึมของน้ำผ่านคอนกรีต การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 12, 2-4 พฤษภาคม 2550, ณ โรงแรมอมรินทร์ลากูน จ. พิษณุโลก , บทความวิจัย MAT-015, p. 199-206.

[9] กรมทางหลวง วิธีการหาค่ากำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined Compressive Strength) (ทล.-ท.105/2515, ASTM D2166) หน้า 1-8

[10] ศักรินทร์ เหลืองกำจร **(2557)** วัสดุจีโอโพลิเมอร์ (Geopolymer Material) **วา**รสารสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย หน้า 1-9

[11] กรกนก บุญเสริม1* อารีพร เบ้าอุฬาล1 สิรีรัตน์ ลิศนันท์ (อินทรกำแหง ณัฏฐ์คณิน ศุภเมธานนท์2 สุดารัตน์ สมบัติศรี (2561) การสังเคราะห์จีโอพอลิเมอร์จากดินพิมายผสมเถ้าลอย วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ. ปีที่ 41 ฉบับที่ 4 ตุลาคม - ธันวาคม 2561หน้าที่ 6-7

[12] วิเชียร ชาลี (2560) ผลของความละเอียดของเถ้าแกลบและความเข้มข้นของโซเดียมไฮดรอกไซด์ต่อกำลังอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีต (Effect of rice husk ash fineness and NaOH concentration on the compressive strength of geopolymer concrete) รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์ มหาวิทยาลัยบูรพา พฤศจิกายน 2560 หน้า 4-11

การหาความสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบตอกหยั่งแบบเบา กับ การตอกทดสอบมาตรฐาน ด้วยการวิเคราะห์ทางสถิติจากฐานข้อมูลการทดสอบจริงในสนาม เพื่อใช้ในงานออกแบบฐานรากระดับตื้น

Determination of relationship between dynamic probe light and standard penetration test by statistical analysis of field load tests for applying to shallow foundation designs

ธนกฤต โรจนชัยศรี[1] ฐิรวัตร บุญญะฐี[2]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: rojanachaisri.t@gmail.com*

บทคัดย่อ

การออกแบบทางวิศวกรรมปฐพีทุกชนิดจำเป็นจะต้องทราบข้อมูลพื้นฐานต่างๆเพื่อใช้เป็นสมมุติฐานหรือเงื่อนไขในการออกแบบ ข้อมูลพื้นฐานอันหนึ่งซึ่งจำเป็นต่อการออกแบบได้แก่ ภาคตัดของดิน ซึ่งแสดงถึงประเภทและคุณสมบัติของดิน ณ ความลึกระดับต่างๆ ในปัจจุบันมักจะดำเนินการทดสอบด้วยวิธีการตอกทดสอบมาตรฐาน(SPT) อย่างไรก็ตามการทดสอบแบบนี้เหมาะสำหรับดำเนินการในบริเวณที่รถยนต์สามารถเข้าถึงได้เพราะต้องขนอุปกรณ์ที่มีน้ำหนักมากและมีค่าใช้จ่ายในการขนย้ายสูง ในกรณีที่ต้องการสำรวจในช่วงความลึกไม่มากหรือ ต้องการสำรวจเพียง 2~3 ตำแหน่งต่อการขนย้ายหนึ่งครั้ง อาจใช้วิธีการอื่นๆ ที่ทำได้สะดวกว่า เช่น วิธีการทดสอบตอกหยั่งแบบเบา (DPL, EN ISO 22476) ซึ่งอุปกรณ์มีน้ำหนักเบาและสามารถขนย้ายด้วยจำนวนคน 1~2 คน ในการศึกษานี้ได้ทำประเมินอิทธิพลจากแรงเสียดทานระหว่างก้านเจาะกับชั้นดินโดยรอบว่ามีผลต่อค่าตรวจวัดตามวิธีการตอกหยั่งแบบเบาอย่างไร โดยผู้ศึกษาได้ทำการวัดพลังงานระหว่างการตอกในช่วงความลึกต่างๆ เปรียบเทียบกับพลังงานบนผิวดิน เพื่อนำไปปรับปรุงสมการสหสัมพันธ์ระหว่างผลการตอกทดสอบมาตรฐานและผลการทดสอบตอกหยั่งแบบเบาให้ดีขึ้นต่อไป

คำสำคัญ: การเจาะสำรวจดินระดับตื้น, การทดสอบตอกหยั่งแบบเบา, การวัดพลังงาน

Abstract

Properties and variation of subsoils are usually required for a geotechnical design. This information can be obtained from various tests including the standard penetration test (SPT) which may be the most common technique in Thailand. Due to its weight, the SPT is only suitable for car accessible areas and also requires a certain cost for the mobilization of equipment. For shallow or low number investigations, the tests that can be operated and mobilized by 1~2 people such as dynamic probe light tests (DPL, EN ISO 22476) may be more appropriate. In this study, the influence of friction between test rod and surrounding ground to the DPL test results is investigated using a DPL apparatus with energy measurement sensors. The comparisons are also made between SPT and DPL results for developing an empirical relationship between standard penetration test and dynamic probe test under working environment in Thailand.

Keywords: boring shallow soil, Dynamic probe light, Energy measurement

1. บทนำ

โดยทั่วไปในงานโครงสร้างขนาดเล็กวิศวกรจะเลือกใช้ฐานรากตื้นในการออกแบบ โดยฐานรากตื้นมีความสำคัญในการถ่ายแรงจากโครงสร้างลงสู่ชั้นดินซึ่งควรจะสร้างลงในชั้นดินที่มีกำลังค่อนข้างสูงโดยจะต้องทราบค่าพารามิเตอร์สำหรับการออกแบบ วิธีที่นิยมใช้และเป็นมาตรฐานในการหาประเภทและคุณสมบัติของดินตามลำดับความลึกต่างๆ ได้แก่ การตอกทดสอบมาตรฐาน (Standard penetration test, SPT) แต่การทดสอบนี้มีค่าใช้จ่ายในการทดสอบต่อพื้นที่ค่อนข้างสูง ไม่เหมาะสำหรับงานระดับตื้น จึงมีเครื่องมือทดสอบขนาดเล็กที่เหมาะสมสำหรับการเจาะสำรวจดินระดับตื้นหลากหลายวิธีได้แก่ คุนเซลสเตป(Kunzelstab), การเจาะหยั่งด้วยหัวกรวย(Cone penetration test, CPT), การตอกหยั่งแบบเบา(Dynamic probe light, DPL) วิธีที่ได้นำมาใช้ในงานวิจัยนี้ได้แก่ การตอกหยั่งแบบเบา ซึ่งเป็นวิธีการตอกทดสอบหยั่งแบบเบา ตามมาตรฐาน EN ISO 22476 โดยมีงานวิจัยที่ได้จัดทำแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างการตอกหยั่งแบบเบา และ การตอกทดสอบมาตรฐาน[3] สำหรับการออกแบบฐานรากตื้น

โดยการทดสอบจะสมบูรณ์ก็ต่อเมื่อก้านเจาะสามารถหมุนได้แบบอิสระหรือสามารถยกออกได้ด้วยมือเมื่อการทดสอบเสร็จสิ้น[9] ได้มีการเสนอวิธีการแก้ข้อผิดพลาดขึ้นมาหลายวิธีจากงานวิจัยต่างๆ[6] ได้เสนอวิธีหมุนสลับระหว่าง กรวยขนาดใหญ่ ก้านขยาย และปลอกด้านนอกเพื่อลดแรงเสียดทานของผิว แต่วิธีนี้ต้องใช้เวลานาน และ เกิดแรงเสียดทานระหว่างก้านเจาะขึ้นมาแทน Baudrillard [2] ได้ใช้วิธีการเติมช่องว่างด้วยวิธีโคลนเจาะอย่างต่อเนื่องโดยใช้หัวกรวยขนาดใหญ่ โดยในช่องว่างจะฉีดโคลนผ่านแท่งขยายแบบกรวยอย่างต่อเนื่องจะช่วยป้องกันแรงเสียดทานระหว่างผิว

แต่วิธีนี้ต้องทำหัวฉีดแบบพิเศษขึ้นทำให้ไม่เหมาะสมในบางกรณี[5] ใช้วิธีวัดพลังงาน SPT เพื่อวัดพลังงานด้วยวิธี แรง-ความเร็ว (EFV) ในการคำนวนพลังงาน[12] บ่งบอกว่าวิธีวัดพลังงานนี้มีความน่าเชื่อถือและแม่นยำมากที่สุดในการประมาณค่าพลังงานระหว่างการแผ่กระจายของคลื่น ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ใช้วิธีการวัดพลังงานเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างการตอกทดสอบมาตรฐานและการตอกหยั่งแบบเบา

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างเครื่องมือทดสอบ DPL – SPT โดยการใช้วิธีการวัดพลังงาน ในงานออกแบบฐานรากระดับตื้น

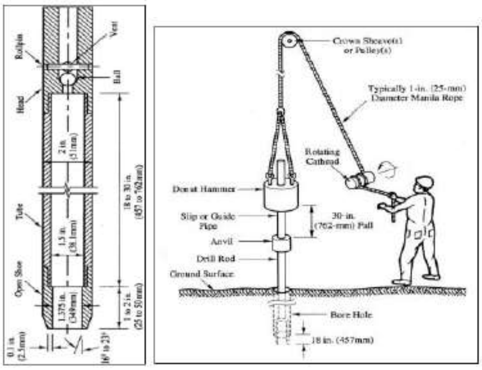
2. ระเบียบวิธีการวิจัย

รายละเอียดขั้นตอนการทำงานวิจัย พร้อมทั้งตรวจสอบคุณสมบัติทางกายภาพและทางด้านวิศวกรรมของตัวอย่างทดสอบ สำหรับงานออกแบบฐานรากตื้น ดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินงาน

2.1 การตอกทดสอบมาตรฐาน

การตอกทดสอบมาตรฐานมีค่ามาตรฐานเช่น ASTM D-1586 และ BN EN ISO 22476-3 มาตรฐานการทดสอบ SPT กำหนดไว้ว่า การทดสอบใช้กระบอกเก็บตัวอย่างมาตรฐานที่เรียกว่า split-spoon (ดังแสดงในรูปที่ 2a) มีระยะการตอกลงในชั้นดินเท่ากับ 450 มิลลิเมตร (18 นิ้ว) น้ำหนักค้อนเท่ากับ 630 N (140 ปอนด์) มีระยะทิ้ง เท่ากับ 760 มิลลิเมตร (1 ฟุต) แสดงภาพจำลองอุปกรณ์และขั้นตอนการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 2b



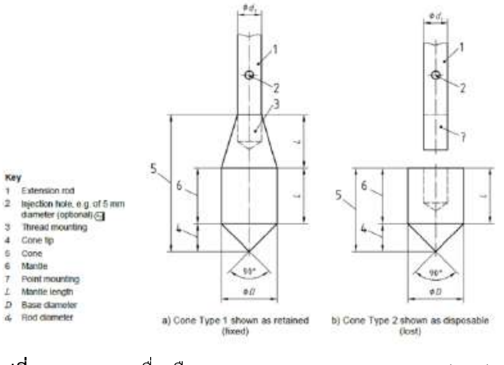
(a) กระบอกมาตรฐาน (b) อุปกรณ์ทดสอบ SPT

รูปที่ 2 การทดสอบกระบอกทะลวงมาตรฐาน (SPT) [8]

การตีความจากผลการทดสอบ SPT ในทางปฏิบัติมีอยู่ 2 ประเภท คือ การนำค่า N ไปหาค่ากำลังแบกทานของฐานรากโดยตรง หรือการนำค่า N ไปหาค่าพารามิเตอร์กำลังของดิน เช่น มุมแรงเสียดทาน (Ø) หรือกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (qu) ก่อนจากนั้นจึงนำไปออกแบบฐานรากต่อไป

2.2 การตอกหยั่งแบบเบา

อุปกรณ์การทดสอบแบบ DPL มีที่มาจากการทดสอบแบบ Kunzelstab (KPT) ซึ่งใช้กันอยู่ในประเทศเยอรมันตามมาตรฐาน DIN-4094 ต่อมาเมื่อได้มีการรวมประเทศต่างๆ ในยุโรปเข้าเป็นสหภาพยุโรป จึงได้จัดทำมาตรฐานการออกแบบกลาง (Eurocode) และได้ผนวกวิธีการทดสอบแบบ KPT เข้าไปเป็นส่วนหนึ่งของการทดสอบที่เรียกว่า Dynamic probing [4] ซึ่งมีขนาดอุปกรณ์แตกต่างๆ กันไปตามความลึกที่ต้องการทดสอบ โดยการทดสอบแบบ DPL เป็นวิธีการทดสอบที่ใช้อุปกรณ์ขนาดเล็กและเบาที่สุดในกลุ่มการทดสอบประเภทนี้



รูปที่ 2 มาตรฐานเครื่องมือทดสอบ Dynamic probe light (DPL) [4]

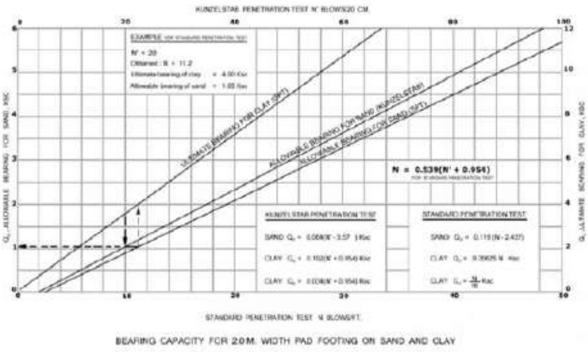
Dynamic Probing Apparatus	Symbol	Unit	DPL (light)
Driving device			
hammer mass, new	m	kg	10 ± 0,1
height of fall	h	mm	500 ± 10
Anvil			
diameter	d	mm	$50<d<D_h$ [a]
mass (max.) (guide rod included)	m	kg	6
90° Cone			
nominal base area	A	cm²	10
base diameter, new	D	mm	35,7 ± 0,3
base diameter, worn (min.)		mm	34
mantle length (mm)	L	mm	35,7 ± 1
length of cone tip		mm	17,9 ± 0,1
tip max. permissible wear		mm	3
Drive rods [c]			
mass (max)	m	kg/m	3
diameter OD (max)	d_r	mm	22
Specific work per blow	mgh/A E_n	kJ/m²	49

รูปที่ 3 คุณสมบัติตามมาตรฐานของเครื่องมือทดสอบ DPL [4]

โดยได้ดัดแปลงอุปกรณ์ตรวจวัดให้เป็นแบบกึ่งอัตโนมัติโดยไม่ต้องใช้คนจับทำให้ลดข้อผิดพลาดเนื่องจากการวัดระยะยก และ ความสม่ำเสมอของการกระแทก ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 เครื่องมือทดสอบ DPL [4]

การทดสอบ DPL มีหลักการในการทดสอบใกล้เคียงกับการทดสอบ SPT การทดสอบทั้งสองแบบอาศัยการนับจำนวนครั้งในการตอกด้วยตุ้มน้ำหนักมาตรฐานเพื่อทำให้หัวเจาะจมลงไปในดินตามความลึกที่ต้องการ ดังนั้นจึงน่าจะสามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทดสอบทั้งสองแบบได้ โดยกระบวนการสร้างกราฟความสัมพันธ์จะหาได้จากการทดสอบ DPL และ SPT ในปริมาณมากเพื่อใช้ตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลพร้อมทั้งครอบคลุมพื้นที่ดินถมบดอัดและดินตามธรรมชาติเช่นเดียวกับวิธีการแปลผลตามรายงานของกฟผ.[3] ซึ่งได้กระทำไว้กับการทดสอบแบบ KPT ดังแสดงในรูปที่ 5 ทั้งนี้เมื่อสามารถแปลงผลจากการทดสอบ DPL ไปเป็นผลการทดสอบแบบ SPT ในรูปแบบกราฟก็จะสามารถนำไปหาประมาณหาค่าพารามิเตอร์ที่จำเป็นต่อการออกแบบฐานรากหรือโครงสร้างระดับตื้นเช่น ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ มุมแห่งความเสียดทานของดิน ฯลฯ จากความสัมพันธ์เชิงประจักษ์ (Empirical formula) ที่ได้มีผู้ศึกษาไว้แล้ว โดยผลการศึกษาระบุค่ากำลังของดินกับค่าจำนวนการตอกจากเครื่องมือทดสอบ KPT และ SPT ครอบคลุมดินเหนียวและดินทราย [7],[10]

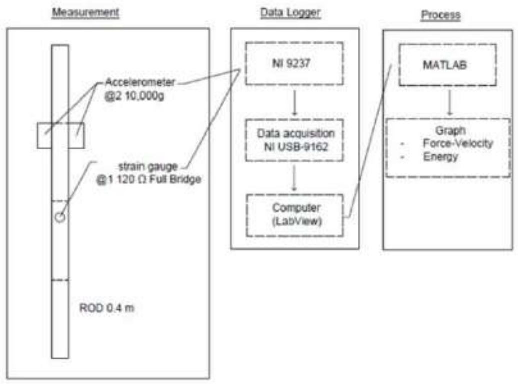


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนการตอกและกำลังของดินสำหรับทราย กับดินเหนียว [3]

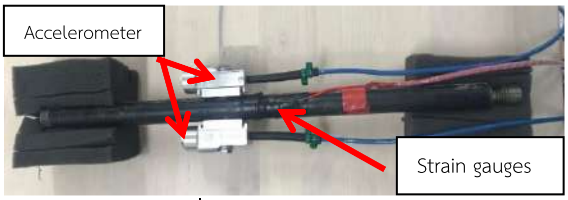
2.3 วิธีการตรวจวัดพลังงาน

ในงานส่วนนี้ได้ออกแบบวิธีการตรวจวัด ซึ่งสามารถแบ่งออกเป็น 3 ส่วน ดังแสดงในรูปที่ 6

1. การตรวจวัดสัญญาณ ออกแบบรูปแบบการวัดพลังงานด้วยการประดิษฐ์อุปกรณ์เพิ่มเติมในก้านเจาะใช้สำหรับวัดพลังงานการตอก ด้วยเครื่องมือวัดความเร่ง 2 ตัว และ เครื่องโหลดเซลล์ 1 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 7
2. การปรับสภาพสัญญาณและเก็บข้อมูล ปรับสภาพสัญญาณด้วยโมดูลวัดสัญญาณรุ่น NI 9237 ที่ตรวจวัดสัญญาณแบบ Strain โมดูลตรวจวัดนี้ต้องทำงานร่วมกับโปรแกรมเก็บข้อมูลที่พัฒนาขึ้นมาเองสำหรับโครงการนี้ด้วยภาษา LabView โปรแกรมที่พัฒนาขึ้นนี้ใช้สำหรับรับสัญญาณจากเซนเซอร์ 3 ชิ้น แล้วบันทึกผลเพื่อการประมวลผลในขั้นต่อไป นอกจากนี้ยังสามารถแสดงผลรูปแบบกราฟเพื่อการตรวจสอบในสนามระหว่างการตรวจวัดได้ด้วย
3. การประมวลผลสัญญาณ ข้อมูลที่ตรวจวัดได้จากขั้นตอนก่อนหน้าจะถูกประมวลผลด้วยโปรแกรม MATLAB เพื่อแปลงเป็นข้อมูลดังต่อไปนี้ 1. แรงกดในก้านเจาะ F(t) โดยการแปลงผลจาก strain gauge จำนวน 4 ตัว 2. ความเร็วของการสั่นในก้านเจาะ v(t) โดยการแปลงผลจากเซนเซอร์วัดความเร่ง (Accelerometer) จำนวน 2 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 6 รูปแบบการวัดพลังงานเครื่องมือทดสอบ DPL

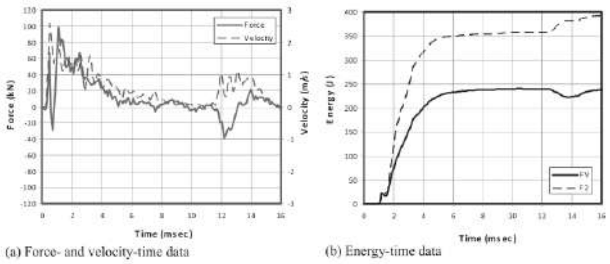


รูปที่ 7 ก้านทดสอบวัดพลังงาน

2.4 การคำนวนพลังงาน

การตรวจวัดพลังงานที่ SPT และ DPL โดยการติดตั้งเซนเซอร์วัดความแรงและความเร็วเข้าที่ก้านเจาะของเครื่องมือทดสอบ DPL,SPT แล้วนำอุปกรณ์ที่ดัดแปลงแล้วไปใช้ตรวจวัดพลังงานการตอกที่เกิดขึ้นจริงระหว่างการตกกระทบของตุ้มน้ำหนัก โดยพลังงานการตอกได้จากการคำนวณจากสมการที่ (1) ซึ่งอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D4633 โดยรูปแบบการตรวจวัดพลังงานออกมาในรูปแบบกราฟดังแสดงในรูปที่ 8

$$E = \int_0^{max} F(t)v(t)dt \qquad (1)$$



รูปที่ 8 การตรวจวัดแรงและความเร็วของก้านเจาะเพื่อนำไปคำนวณพลังงานการตอกที่เกิดขึ้นจริง [11]

โดยในการตรวจวัดพลังงานที่ SPT ใช้การคำนวนการปรับแก้พลังงานที่ 60 เปอร์เซ็นต์ (N_{60}) จากสมการที่ (2)

$$N_{60} = n * \frac{E_m}{E_{60}} \% \qquad (2)$$

N_{60} = ค่า N ที่พลังงาน 60 เปอร์เซ็นต์

E_m = พลังงานจากการวัดในสนาม

E_{60} = พลังงานที่ 60 เปอร์เซ็นต์

2.5 สถานที่ทดสอบ

ทำการทดสอบตอกหยั่งแบบเบาและตอกทดสอบมาตรฐาน ที่จังหวัดกรุงเทพมหานครทั้งหมด 10 จุดทดสอบ ในช่วงความลึก 0-5 เมตร โดยแสดงพิกัดที่ได้ทำการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 1

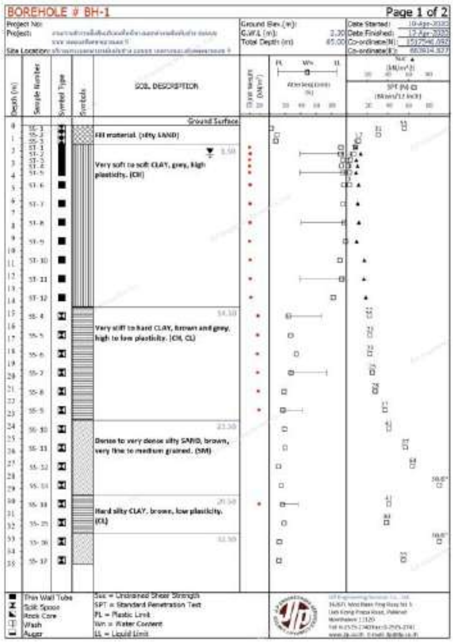
ตารางที่ 1 รายละเอียดจุดทดสอบในกรุงเทพมหานคร 10 จุด

จังหวัด	กรุงเทพมหานคร	
ตำแหน่ง	สถานที่	พิกัด (ละติจูด/ลองติจูด)
1	เมืองทองธานี BP-1	13.899458,100.544400
2	เมืองทองธานี BP-2	13.903697,100.543609
3	เมืองทองธานี BP-3	13.910078,100.544388
4	เมืองทองธานี BP-4	13.916088,100545094
5	เมืองทองธานี BP-5	13.918177,100.545621
6	บางนา BP-2	13.661250,100.637694
7	สามย่าน BP-1	13.734027,100.524447
8	สามย่าน BP-2	13.734056,100.524653
9	อ่อนนุช BP-1	13.721214,100.700836
10	อ่อนนุช BP-2	13.719462,100.700694
11	อ่อนนุช BP-3	13.716758,100.700915
12	อ่อนนุช BP-4	13.713370,100.700613

3. ผลการทดสอบ

3.1 ผลการทดสอบการตอกทดสอบมาตรฐาน

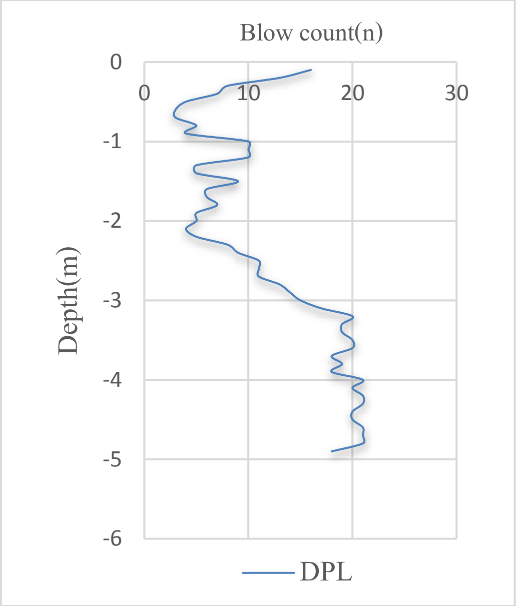
การตอกทดสอบมาตรฐาน ทดสอบทั้งหมด 10 หลุมเจาะ นำค่า N_{spt} ที่ระยะ 0-5 เมตร จากโครงการเจาะสำรวจดินในกรุงเทพมหานครทั้งสิ้น 3 โครงการ ได้แก่ 1. โครงการเมืองทองธานี 2. โครงการบางนา 3. โครงการทางแยกต่างระดับ ทับช้าง-อ่อนนุช



รูปที่ 9 รายงานผลการเจาะสำรวจดินทางแยกต่างระดับ ทับช้าง-อ่อนนุช หลุมเจาะ BH 1

3.2 ผลการทดสอบการตอกหยั่งแบบเบา

จากการเข้าไปทดสอบร่วมกับโครงการเจาะสำรวจดิน ได้ค่าทดสอบ DPL เพื่อนำมาใช้เปรียบเทียบ ผลทดสอบ SPT ทั้งหมด 10 จุดทดสอบ ในระดับความลึก 0-5 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10



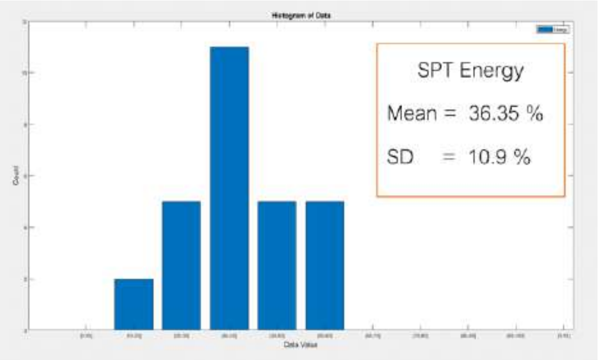
รูปที่ 10 การทดสอบตอกหยั่งแบบเบา ที่ โครงการบางนา BH 2

3.3 ผลการทดสอบพลังงานตอกทดสอบมาตรฐานตามชนิดตุ้มตอก

การทดสอบวัดพลังงานตอกทดสอบมาตรฐานในงานวิจัยครั้งนี้ทำการทดสอบทั้งหมด 2 หลุมตอกทดสอบ โดยในการตอกทดสอบมาตรฐาน ใช้ตุ้มตอกทั้งหมด 2 ชนิด ได้แก่ โดนัท และ เซฟตี้ ซึ่งข้อมูลทดสอบวัดพลังงานที่วัดได้จากการทดสอบ มีดังนี้ 1.ตุ้มตอกทดสอบโดนัท ได้ค่าทดสอบจำนวน 34 ข้อมูล และทดสอบในช่วง 1-5 เมตร 2.ตุ้มตอกทดสอบเซฟตี้ ได้ค่าทดสอบจำนวน 28 ข้อมูล และทดสอบในช่วง 1-5 เมตร โดยจะแสดงกราฟแท่งพลังงานประสิทธิผลตามชนิดตุ้มตอกดังต่อไปนี้

3.3.1 ตุ้มตอกแบบโดนัท

การทดสอบตุ้มตอกมาตรฐาน ด้วย ตุ้มตอกโดนัท ทั้งหมด 34 ข้อมูล เมื่อนำผลการทดสอบมาแสดงในกราฟแท่งเพื่อดูข้อมูลการกระจายตัวและค่าเฉลี่ยของพลังงานประสิทธิผลได้ดังแสดงในรูปที่ 11

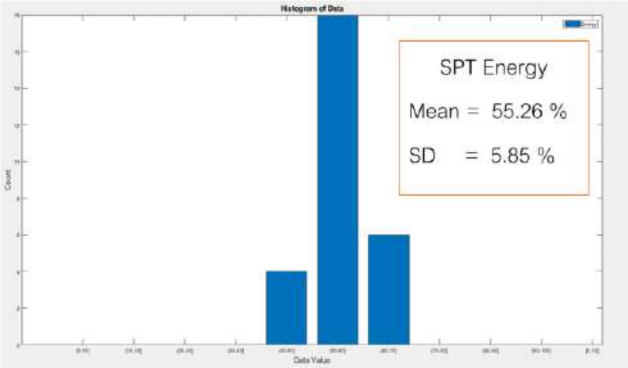


รูปที่ 11 ค่าพลังงานประสิทธิผลของตุ้มตอกโดนัท

จากรูป การกระจายตัวของพลังงานด้วยตุ้มตอกโดนัทเป็นรูปแบบการกระจายตัวปกติ โดยมีค่าเฉลี่ย อยู่ที่ 36.35% และ มีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน อยู่ที่ 10.90%

3.3.2 ตุ้มตอกแบบเซฟตี้

การทดสอบตุ้มตอกมาตรฐาน ด้วย ตุ้มตอกเซฟตี้ ทั้งหมด 34 ข้อมูล เมื่อนำผลการทดสอบมาแสดงในกราฟแท่งเพื่อดูข้อมูลการกระจายตัวและค่าเฉลี่ยของพลังงานประสิทธิผลได้ดังแสดงในรูปที่ 12

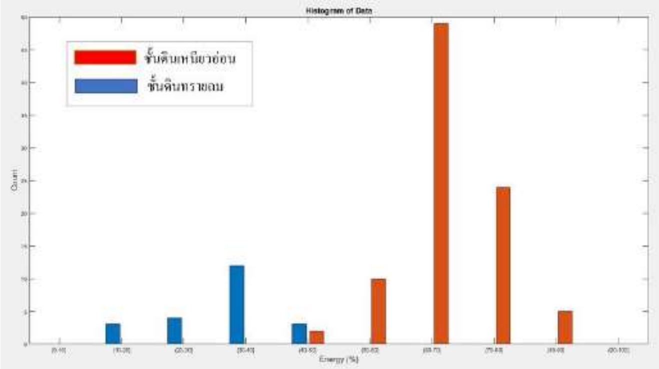


รูปที่ 12 ค่าพลังงานประสิทธิผลของตุ้มตอกเซฟตี้

จากรูป การกระจายตัวของพลังงานด้วยตุ้มตอกเซฟตี้เป็นรูปแบบการกระจายตัวปกติ โดยมีค่าเฉลี่ย อยู่ที่ 55.26% และ มีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน อยู่ที่ 5.85%

3.4 ผลการทดสอบพลังงาน DPL แบ่งตามลักษณะชั้นดิน

จากผลรายงานเจาะสำรวจดินมีผลทดสอบหาคุณสมบัติของดินด้วยวิธีการ Unified Soil Classification ผลทดสอบในช่วง 1-5 เมตร ได้ดิน 2 ชนิด ได้แก่ ดินเหนียวอ่อน มีจำนวนข้อมูล 90 ข้อมูล อยู่ในช่วงความลึก 2-5 เมตร ดินทรายถม มีจำนวนข้อมูล 22 ข้อมูล อยู่ในช่วงความลึก 1-2 เมตร สำหรับทดสอบหาพลังงานดังแสดงในรูปที่ 13

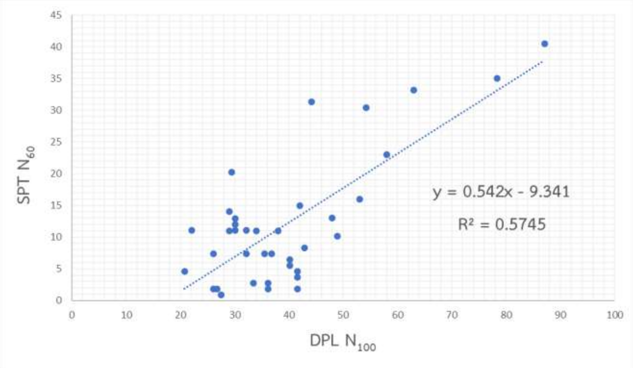


รูปที่ 13 ค่าพลังงานประสิทธิผลของเครื่องตอกหยั่งแบบเบาแบ่งตามชนิดดิน

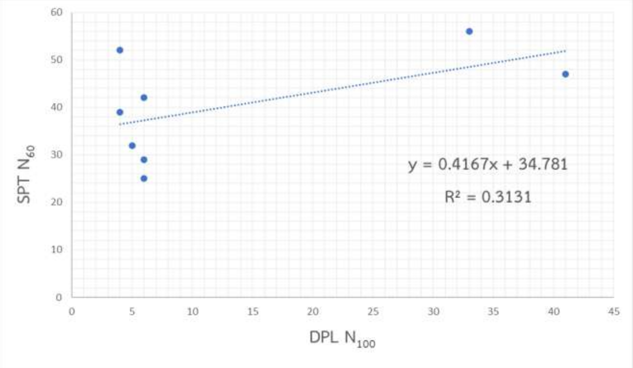
จะพบว่าค่าพลังงานที่ชั้นดินเหนียวอ่อน มีค่าพลังงานอยู่ที่ 67.07% และมีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานอยู่ที่ 7.76% ชั้นดินทรายถม มีค่าพลังงานอยู่ที่ 31.96% และมีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานอยู่ที่ 6.96%

3.5 วิเคราะห์ผลการทดสอบ

จากพลังงานการทดสอบ SPT ของตุ้มตอก โดนัท และ เซฟตี้ ผลการทดสอบค่าพลังงานประสิทธิผล ได้ 36.35% และ 55.26% ตามลำดับ ต้องปรับแก้พลังงานไปที่ 60% จากสมการที่ 2 จะได้ค่าแฟคเตอร์สำหรับปรับแก้พลังงาน ซึ่งมีค่าดังนี้ 0.607 สำหรับตุ้มตอกโดนัท และ 0.921 สำหรับตุ้มตอกเซฟตี้ ส่วนค่าแฟคเตอร์สำหรับปรับแก้การทดสอบ DPL จะแบ่งตามชนิดดินจะปรับแก้ที่ 100 เปอร์เซ็นต์เพื่อไม่ให้เกิดการสูญเสียพลังงาน ซึ่งมีค่าดังนี้ 0.670 สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน 0.319 สำหรับชั้นดินทรายถม เมื่อปรับแก้เสร็จสิ้นจากทั้งหมด 10 ชุดข้อมูล จะได้กราฟความสัมพันธ์ดังแสดงในรูปที่ 14 และ 15



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างการตอกทดสอบมาตรฐาน และการตอกหยั่งแบบเบา ในชั้นดินเหนียวอ่อน



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างการตอกทดสอบมาตรฐาน และการตอกหยั่งแบบเบา ในชั้นดินทรายถม

จากการนำข้อมูลค่า N_{dpl} และ N_{60} มาวิเคราะห์ความถดถอยเชิงเส้น (Linear Regression Analysis) เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง N_{dpl} และ N_{60} ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

สำหรับผลวิเคราะห์ดินเหนียวอ่อน จำนวน 36 ผลข้อมูล

$$N_{60} = 0.542N_{dpl} - 9.341 \quad (3)$$

สำหรับผลวิเคราะห์ดินทรายถม จำนวน 8 ผลข้อมูล

$$N_{60} = 0.417N_{dpl} + 34.781 \quad (4)$$

4. บทสรุป

จากผลการทดลองในงานวิจัยครั้งนี้

1. ค่าพลังงานประสิทธิผลที่วัดได้จากเครื่องตอกทดสอบมาตรฐานเท่ากับ 36.35% สำหรับตุ้มตอกโดนัท 55.26% สำหรับตุ้มตอกเซฟตี้ และค่าพลังงานประสิทธิผลจากเครื่องตอกหยั่งแบบเบาแบ่งตามชนิดชั้นดิน เท่ากับ 67.07% สำหรับดินเหนียวอ่อน
2. กราฟเปรียบเทียบค่าทดสอบเครื่องตอกหยั่งแบบเบากับเครื่องตอกทดสอบมาตรฐานจากการปรับแก้พลังงาน สำหรับชั้นดินเหนียวอ่อน จะได้สมการดังนี้ $N_{60} = 0.542N_{dpl} – 9.341$ โดยมีค่าความแปรปรวน $R^2 = 0.5745$ ซึ่งจะเห็นได้ว่าข้อมูลการกระจายออกจากเส้นแนวโน้มอยู่ในช่วงกว้าง แต่แนวข้อมูลอยู่รวมกลุ่มในช่วงแนวโน้ม คิดเป็น 70 เปอร์เซ็นต์ ของข้อมูลทั้งหมด จึงสรุปได้ว่างานประเมินสหสัมพันธ์ระหว่างผลทดสอบดินเหนียวอ่อน เหมาะสมสำหรับนำไปใช้งานฐานรากระดับตื้นพื้นที่ดินเหนียวอ่อน
3. กราฟเปรียบเทียบค่าทดสอบเครื่องตอกหยั่งแบบเบากับเครื่องตอกทดสอบมาตรฐานจากการปรับแก้พลังงาน สำหรับชั้นดินทรายถม จะได้สมการดังนี้ $N_{60} = 0.4167N_{dpl} + 34.781$ โดยมีค่าความแปรปรวน $R^2 = 0.3131$ ซึ่งจะเห็นได้ว่าข้อมูลการกระจายออกจากเส้นแนวโน้มค่อนข้างมาก เนื่องจากข้อมูลที่ทดสอบมีจำนวนน้อยและข้อมูลอยู่ในช่วงความลึกต่ำทำให้เกิดข้อผิดพลาดในหลายๆปัจจัย สมการที่ได้จึงยังไม่เหมาะสมสำหรับนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

โครงการนี้ได้รับสนับสนุนเงินทุนวิจัยจากการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ตามสัญญาหมายเลข 62-E204000-11-IO. SS03E3008481-CU

เอกสารอ้างอิง

[1] สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง (2557). ปฐพีกลศาสตร์ : หลักการพื้นฐาน พิมพ์ครั้งที่ 1 สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ISBN 978-974-03-03243-5

[2] Baudrillard, J. (1974). New development in dynamic penetration testing. Proc. 1st Eur. Symp. on Penetration Testing, Stockholm 2.2, 25–32.

[3] EGAT (1980)., Soil Exploration by Kunzelstab Penetration Test, Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT),(in Thai).

[4] EN ISO 22476-2. (2013). Geotechnical investigation and testing — Field testing, (January).

[5] Lukiantchuki, J. A., Bernardes, G. P., & Esquivel, E. R. (2017). Energy ratio (ER) for the standard penetration test based on measured field tests. Soils and Rocks, 40(2), 77–91.

[6] Meardi, G. & Gadsby, J. W. (1971). Discussion: The correlation of cone size in the dynamic cone penetration test with the standard penetration test. Ge´otechnique 21, No. 2, 184–190.

[7] Meyerhof, G.G. (1965). Shallow Foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 91(SM2), 21-31.

[8] Sarker, D., & Abedin, Z. (2015). Applicability of Standard Penetration Test in Bangladesh and Graphical Representation of SPT-N Value. International Journal of Science and Engineering Investigations, 4(41).

[9] Cearns, P J & McKenzie, A (1988). Application of dynamic cone penetrometer testing in East Anglia. Proceedings, Geotechnology Conference: Penetration Testing in the UK, Birmingham, London: Thomas Telford, pp 123-127.

[10] Terzaghi and Peck. (1997). Soil mechanics in engineering practice. Engineering Geology, 48(1–2), 149–150.

[11] Yimsiri, S. (2013). Energy ratio of SPT practice performed in Thailand, (Eit 2005), 391–397.

[12] Youd, T., Bartholomew, H., & Steidl, J. (2008). SPT hammer energy ratio versus drop height. Journal of Geotechnical and ..., (March), 397–400.

วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากเขื่อนที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น
The Methods for Investigating the Backward Erosion in Cohesionless Soil Foundation

ณัฐฐา ไชโสกเชือก[1], สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์[2] และ ชิโนรส ทองธรรมชาติ[3]

[1,2,3] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: nuttha5022@gmail.com*

บทคัดย่อ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาตรเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มปริมาตรน้ำยิ่งทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน ในกรณีที่ฐานรากเขื่อนเป็นดินตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มี PI น้อยกว่า 7 จะอ่อนไหวต่อกลไกการพิบัติแบบการกัดเซาะย้อนกลับ แม้ว่าเขื่อนได้เก็บน้ำไว้เป็นเวลานานแล้วก็ตาม ความปลอดภัยจากกลไกการพิบัตินี้จำเป็นต้องถูกตรวจสอบ ในขั้นการออกแบบ การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนอาจถูกประเมินไว้ได้ด้วยสมการเชิงประสบการณ์ หรือลาดระดับวิกฤติที่จุดออก ซึ่งต่อมาได้เพิ่มการพิจารณาตัวคูณปรับแก้เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤตจากผลการทดสอบการไหลทางขึ้น รวมทั้งการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพที่พบว่าความต้านทานของดินไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของดินฐานราก บทความนี้ได้นำวิธีการตรวจสอบข้างต้นมาทดลองใช้กับกรณีศึกษาเขื่อนมูลบน เพราะเคยมีประวัติการรั่วซึม ผลการตรวจสอบพบว่าวิธีสมการเชิงประสบการณ์และลาดระดับวิกฤติที่จุดออกเหมาะสมกับดินฐานรากที่มีขนาดคละกันดีและมีเสถียรภาพภายใน แต่ถ้าดินฐานรากเป็นดินที่ขนาดคละไม่ดี วิธีการตรวจสอบด้วยแบบจำลองแสดงผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับสิ่งที่เกิดขึ้นในสนาม

คำสำคัญ: การกัดเซาะย้อนกลับ, ดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น, ลาดระดับน้ำ, จุดทางออก, ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ

Abstract

The demand of water has been increasing rapidly caused by the population and extension of economic activity while the new water resource project is developed hardly. Under this situation, it seems to force the government agency who take in charge to review inevitably the heightening for the existing reservoirs. The heightening of reservoir with additional water pressure may result in the risk of leakage at dam foundation. The dam foundation comprised with the cohesionless soil (PI < 7) is sensitive to be failed by backward erosion. Even the reservoir has operated for a certain period though the safety of the dam against backward erosion should be investigated. In design stage, the underseepage might be evaluated by the empirical equation of either or by the critical exit gradient proposed. After that gave the adjusting factor for critical exit gradient based on their upward flow tests. Including the physical models showed the resistance of the soil related to the coefficient of uniformity of the soil. These methods are applied for a study cases of Mun Bon dam that had a history of leakage to investigate the backward erosion within the dam foundation. The results shows that the methods of the empirical equation and the critical exit gradient are workable for the well graded and internally stable soil foundation. In the other hands, the method of the physical models conforms with the appearance in the field.

Keywords: Backward Erosion, Cohesionless Soil, Hydraulic Gradient, Exit Gradient, Coefficient of Uniformity

1. บทนำ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ในขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาตรเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มระดับเก็บกัก หรือ การเพิ่มปริมาตรน้ำ ยิ่งทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน

ที่ผ่านมาอ่างเก็บน้ำในประเทศไทยที่เพิ่มศักยภาพโดยเพิ่มระดับเก็บกักไปแล้วประมาณ 14 แห่ง โดยเฉพาะโครงการในภาคตะวันออก เช่น เขื่อนคลองสียัด, เขื่อนบางพระ และเขื่อนประแสร์ ถึงแม้ว่าโครงการเหล่านี้ได้ถูกทดสอบเก็บน้ำแล้วก็ตาม หากดินฐานรากเป็นดินที่อ่อนไหว เมื่อถูกกระตุ้นด้วยความดันน้ำที่สูงขึ้น ย่อมจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบ โดยเฉพาะรูปแบบการพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับ (Backward Erosion, BE)

เพราะจะเกิดการพิบัติได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งในประเทศไทยเขื่อนที่เคยเกิดความเสียหายและพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับในฐานรากเขื่อน เช่น เขื่อนมูลบน ในเดือนตุลาคม 2533 และเขื่อนมรสวบ เดือนสิงหาคม 2562 เป็นต้น

องค์ความรู้ในปัจจุบันเรื่องพฤติกรรมการไหลซึมของ ICOLD [1] ได้แบ่งเส้นทางการไหลซึมเป็น 3 เส้นทาง อันได้แก่ 1) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน (Seepage through Embankment) 2) การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน (Seepage through Dam Foundation) 3) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน (Seepage through Embankment into Dam Foundation)

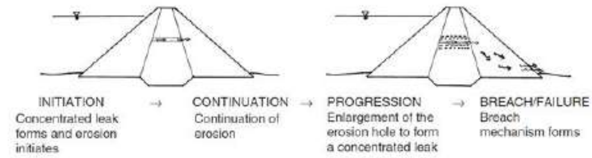
แต่ละเส้นทางการไหลซึมจะมีการพัฒนาดังแสดงใน**รูปที่ 1** ถึง**รูปที่ 3** ตามลำดับ โดยการพิบัติของเขื่อนมีกลไกที่ทำให้เกิดกระบวนการของการไหลซึมจนนำไปสู่การพิบัติได้ มี 4 ขั้นตอน ได้แก่

1. Initiation ขั้นตอนที่การกัดเซาะเริ่มต้นขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับเส้นทางของการไหล และวัสดุ

2. Continuation ขั้นตอนการกัดเซาะต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลจากการกรอง (Filtering)

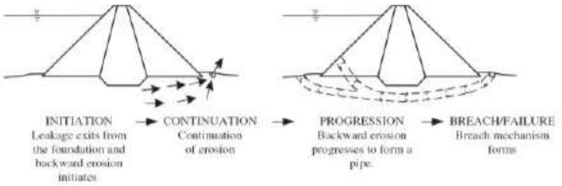
3. Progression ขั้นตอนการกัดเซาะพัฒนา ดินที่ถูกกัดเซาะได้เชื่อมต่อกันเป็นโพรงและมีขนาดใหญ่ขึ้น

4. Breach Formation and Failure ขั้นตอนการเกิดการพิบัติ วัสดุสูญเสียไปจากการพัดพานำไปสู่การทรุดตัวของสันเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวจากความดันน้ำที่สูง จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้



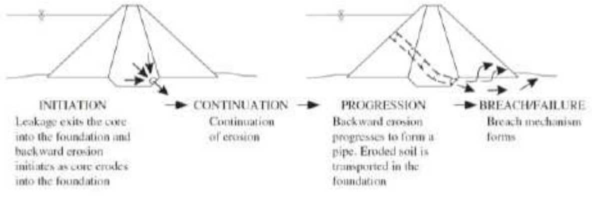
ที่มา: ICOLD (2017)

รูปที่ 1 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน



ที่มา: ICOLD (2017)

รูปที่ 2 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน



ที่มา: ICOLD (2017)

รูปที่ 3 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน

ทั้งนี้การกัดเซาะย้อนกลับเป็นกลไกหนึ่งที่มักจะเกิดขึ้นในฐานรากเขื่อนมากกว่าในตัวเขื่อน ที่ดินฐานรากมีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ เป็นกลุ่มดินที่มีความเชื่อมแน่นน้อย (PI < 7) และชั้นดินมีการวางตัวต่อเนื่องจากด้านเหนือน้ำไปด้านท้ายน้ำ

รูปที่ 2 เป็นตัวอย่างรูปแบบกลไกการกัดเซาะผ่านฐานรากเขื่อน โดยการกัดเซาะเริ่มต้น (Initiation) เริ่มจากดินฐานรากด้านท้ายน้ำที่เรียกว่า จุดทางออก (Exit Point) ไม่มีเสถียรภาพ สูญเสียหน่วยแรงประสิทธิผลและเริ่มเกิดการพัดพาเม็ดดินจากความดันน้ำในลักษณะทรายผุด (Boiling) แสดงตัวอย่างทรายผุดดังใน**รูปที่ 4** หากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง (Continuation) ซึ่งการพัดพาเม็ดเม็ดดินจะค่อยๆ กัดเซาะย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำ จะเห็นว่าจุด Exit Point จะเปลี่ยนแปลงตำแหน่งย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำเรื่อยๆ จากนั้นชั้นดินที่ถูกกัดเซาะจะพัฒนาเชื่อมต่อกันเป็นโพรง หรือเรียกว่าขั้น Progression จนกระทั่งโพรงขยายตัวเรื่อยๆ เมื่อการขยายตัวของโพรงมากขึ้นจนนำไปสู่การทรุดตัวของตัวเขื่อนหรือการเคลื่อนตัว จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้ หรือเกิด Breach and Failure

ที่มา: Fell et al. (2015)

รูปที่ 4 Sand Boil ที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายน้ำของพนังกั้นน้ำ

2. วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ

ในส่วนนี้ได้รวบรวมวิธีการตรวจสอบการไหลซึมผ่านดินฐานรากที่มีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ ดังนี้

2.1 Creep Ratio ของ Bligh (1910)

ในปีค.ศ. 1910 Bligh พิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากตั้งแต่ขั้นเริ่มต้นไปจนถึงขั้นพิบัติด้วยสมการเชิงประสบการณ์ (Empirical Equations) ด้วยวิธี Creep Ratio ดัง**สมการที่ 1** [2]

$$C_{Creep} = \frac{L_{Bligh}}{\Delta H} \tag{1}$$

โดยที่ C_{Creep} คือ Creep Ratio, L_{Bligh} คือ ความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึมที่ได้จากผลรวมในแนวราบและแนวดิ่ง (Critical

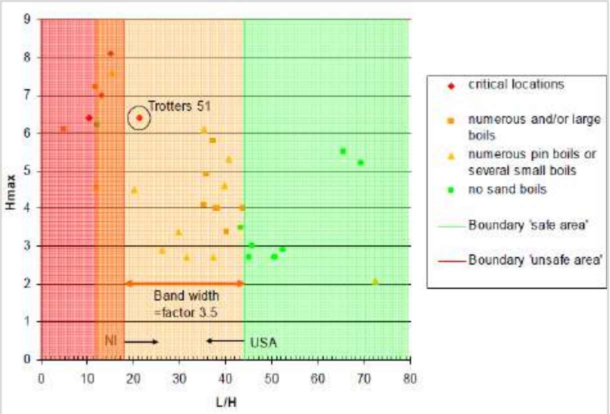
Seepage Length) หน่วยเป็นเมตร, ΔH คือ ความต่างศักย์ของระดับน้ำด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ (Head Difference) หน่วยเป็นเมตร

Creep Ratio ที่ปลอดภัยต้องไม่น้อยกว่า Minimum Creep Ratio ที่กำหนดไว้ใน**ตารางที่ 1** ซึ่งได้จากกรณีศึกษาที่เกิดการกัดเซาะย้อนกลับใต้ฐานรากเขื่อน จะเห็นว่า Bligh ยังไม่มีกรณีศึกษาที่ฐานรากเป็นดิน Medium Sand, Fine Gravel, Medium Gravel และ Coarse Gravel, including Cobbles

ตารางที่ 1 Minimum Creep Ratio

Piping Material	Minimum Creep Ratio
Very Fine Sand or Silt	18
Fine Sand	15
Coarse Sand	12
Gravel and Sand	9

ปีค.ศ. 2007 Ammerlann ได้ศึกษาวิธีของ Bligh ผ่านกรณีศึกษาของพนังกั้นแม่น้ำ Mississippi ในประเทศสหรัฐอเมริกา พนังมีฐานรากเป็นทรายหยาบปนกรวด (Coarse sand and Gravel) ไปจนถึงทรายละเอียด (Fine Sand) [3] **รูปที่ 5** แสดง C_{Creep} (L/H) ของ Bligh กับระดับน้ำสูงสุด (H_{max}) จะเห็นว่าพนังที่พิบัติส่วนใหญ่มีค่า L/H ต่ำกว่า 18 ขณะที่ 18 - 43 ยังพบ Sand Boil แต่เมื่อ L/H มากกว่า 43 จะไม่เกิด Sand Boil นั่นแปลว่า Creep Ratio น้อยกว่า 43 ไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบพนังหรือเขื่อนที่มีฐานรากเป็นทราย



ที่มา: Ammerlann (2007)

รูปที่ 5 ตำแหน่ง Sand Boil กรณีศึกษาของพนังกั้นแม่น้ำ Mississippi

เมื่อพิจารณาพบว่า Creep Ratio เป็นส่วนกลับของค่าลาดระดับน้ำเฉลี่ย (Average Hydraulic Gradient) ที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ฐานรากดัง**สมการที่ 2** และส่วนกลับของ Minimum Creep Ratio คล้ายกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Hydraulic Gradient)

$$\frac{1}{C_{creep}} \simeq i_{avg} \qquad \frac{1}{Minimum\ Creep\ Ratio} \simeq i_{critical} \tag{2}$$

เมื่อ

$$C_{creep} > Minimum\ Creep\ Ratio$$

$$\frac{1}{C_{creep}} < \frac{1}{Minimum\ Creep\ Ratio}$$

$$i_{avg} < i_{critical}$$

จะได้ว่า

$$FS = \frac{i_{critical}}{i_{avg}} \simeq \frac{C_{creep}}{Min.\ C_{creep}}$$

2.2 วิธี Critical Gradient ของ Terzaghi & Peck (1948)

ปีค.ศ. 1948 Terzaghi & Peck วิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากตามหลักกลศาสตร์ พิสูจน์ได้ว่าลาดระดับน้ำวิกฤตที่จุดทางออก (Exit Point) ดัง**สมการที่ 3** เมื่อลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางออกมีค่าสูงกว่าลาดระดับน้ำวิกฤต แสดงว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ [4]

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \tag{3}$$

โดยที่ i_c คือ ลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Gradient), γ_b คือ หน่วยน้ำหนักลอยตัวของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Buoyant Weight of the Saturated Soil) และ γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (Unit Weight of Water)

ในคู่มือ Design Standard No 13 ของ USBR [5] ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ (Allowable Factor of Safety) ต่อ Boiling ด้านท้ายน้ำ จาก**สมการที่ 4** และ**ตารางที่ 2**

$$FS = \frac{i_c}{i_{exit}} \tag{4}$$

โดยที่ i_{exit} คือ ลาดระดับน้ำในแนวดิ่ง (Vertical Hydraulic Gradient) บริเวณจุดทางออก (Exit Point) ซึ่งจะได้จากการวิเคราะห์การไหลซึม

ตารางที่ 2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมรับได้ต่อ Boiling

ชนิดของเขื่อน	Allowable F.S.
เขื่อนใหม่ (New Dam)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีการซ่อมแซม (Remedial Repair)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีอยู่แล้ว (Existing Dam)	3.0
เขื่อนที่มีฐานรากดี มีเครื่องมือวัดเพียงพอ	2.0 ถึง 2.5

2.3 วิธีการปรับแก้ Critical Gradient

ผลการทดสอบการไหลในทางขึ้น (Upward Flow) ในห้องปฏิบัติการของนักวิจัยหลายท่าน เช่น ในปีค.ศ. 2007 Perzlmaier et al ได้เสนอตัวคูณปรับแก้จากสมการของ Terzaghi & Peck เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤตดัง**สมการที่ 5** [6]

$$i_c = (0.7\ to\ 0.8)\frac{(1-n)(\gamma_s-\gamma_w)}{\gamma_w} \tag{5}$$

โดยที่ n คือ ความพรุน (Porosity), γ_s คือ หน่วยน้ำหนักของเม็ดดิน (Unit Weight of the Particle)

2.4 แบบจำลองกายภาพของ Schmertmann (2000)

ในปีค.ศ. 2000 Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ (Physical Model) แล้วพบว่า ความต้านทานของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึม (Maximum point gradient, i_{pmt}) สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ของดินฐานราก ดังแสดงใน**รูปที่ 6** ซึ่งค่า i_{pmt} หาจาก**สมการที่ 6** [7]

$$i_{pmt} = 0.05 * 0.183(C_u - 1) \quad (6)$$

โดยที่ C_u คือค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดินหาได้จาก d_{60}/d_{10}

กลุ่มดินที่มีค่า C_u น้อยกว่า 6 เป็นกลุ่มดินที่มีเม็ดดินขนาดเดียวคละกัน ทำให้การยึดเกาะระหว่างเม็ดดินน้อยและมีช่องว่างมาก เมื่อมีน้ำไหลซึมผ่าน เม็ดดินไม่สามารถเกาะตัวกันได้ดี จึงทำให้เม็ดดินถูกพัดพาได้ง่าย

การปรับแก้ i_{pmt} เพื่อให้ตรงกับขนาดจริง (Prototype) โดยการพิจารณาพารามิเตอร์ดังใน**สมการที่ (7)**

$$(i_{pmt})_{Corrected} = \frac{(C_D C_L C_S C_K C_z C_\gamma C_\alpha) i_{pmt}}{C_R} \quad (7)$$

โดยที่

i_{pmt} = Maximum point seepage gradient needed foe complete in The flume test based on the soil coefficient of uniformity

C_D = Correction factor for (D/L)

C_L = Correction factor for total pipe length L

C_s = Correction factor for grain size

C_k = Correction factor, for permeability anisotropy. This is for the anisotropy of the soil layer subject to backward erosion, not the embankment core as a whole

C_z = Correction factor for high-permeability under layer

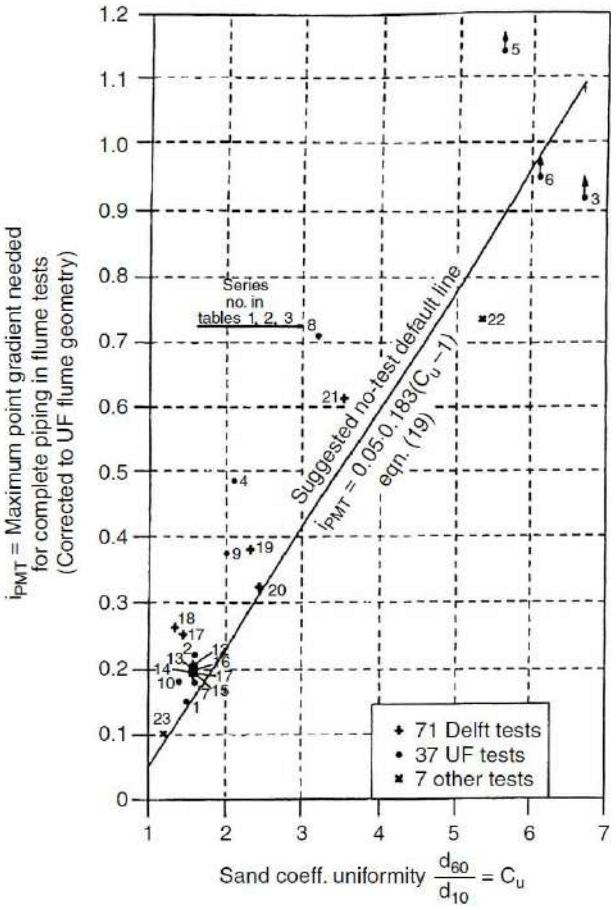
C_γ = Correction factor for density

C_α = Adjustment for pipe inclination

C_R = Correction factor for dam axis curvature

D = Depth of piping sand layer, in direction perpendicular to α (m)

L = Direct (not meandered) length between ends of a completed pipe path, from downstream to upstream exit, measured along the pipe path (m)



ที่มา: Schmertmann (2000)

รูปที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า i_{pmt} และ C_u

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F_{px}) ได้จากการเปรียบเทียบกับ Hydraulic Gradient (i_{fx}) ใต้ฐานรากเขื่อนที่จุดใดๆ ดังใน**สมการที่ 8** นอกจากนั้น Schmertmann ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุด (Minimum for Factor of Safety) ที่ยอมรับได้ ว่าขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการไม่พิบัติ (Reliability) [8] ดังแสดงใน**ตารางที่ 3** โอกาสของการไม่พิบัติแต่ละระดับ จะเลือกได้ตามรูปแบบเขื่อน ดังนี้ Reliability 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ (Filter) ส่วน 95% หรือ 99% จะใช้สำหรับเขื่อนที่ไม่มีระบบระบายน้ำ และยังพิจารณาถึงระดับผลกระทบจากการพิบัติของเขื่อนร่วมด้วย

$$F_{px} = \frac{(i_{pmt})_{Corrected}}{i_{fx}} \quad (8)$$

โดยที่ $(i_{pmt})_{Corrected}$ คือ Critical Gradient ที่ปรับแก้ค่าแล้ว และ i_{fx} คือ Hydraulic Gradient บริเวณใต้ฐานเขื่อนที่จุด x (เลือกตำแหน่งที่ค่า i มากที่สุด)

ตารางที่ 3 เกณฑ์ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุดที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการพิบัติไม่เกิดขึ้น

	RELIABILITY = $[1 - p(F.S. < 1)]$		
	90%	**95%**	**99%**
Minimum for maximum single value of F_{px}	2.6	3.2	4.8
Minimum for average value of f_{px} over L = F_p	1.4	1.7	2.4

หมายเหตุ: F_{px} เหมาะสำหรับการใช้โปรแกรม Finite Element
F_p *เหมาะสำหรับการประมาณแบบหยาบ*

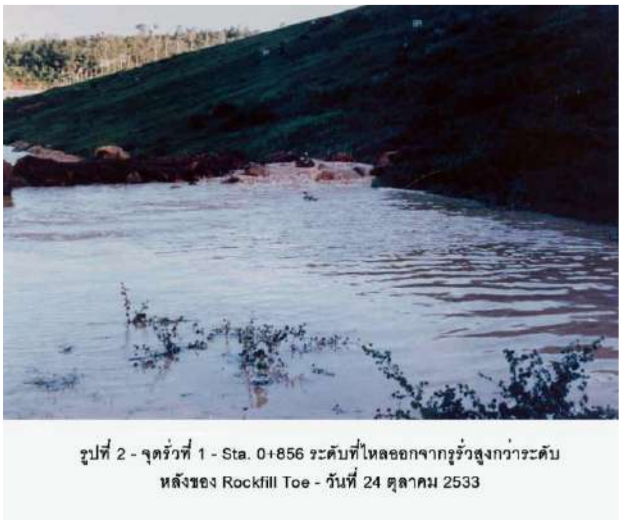
จะเห็นว่าวิธีการตรวจสอบที่กล่าวมาข้างต้น เป็นการตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยที่อาศัยหลักสมดุลย์จำกัด (Limit Equilibrium) ของแรง ซึ่งแทนขั้นตอนการเริ่มต้นของการกัดเซาะย้อนกลับ

3. กรณีศึกษา

เขื่อนมูลบน ตำบลจระเข้หิน อำเภอครบุรี จังหวัดนครราชสีมา เป็นเขื่อนดินถมเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) ความสูงลึกที่สุดประมาณ 32.7 เมตร ความยาวสันเขื่อน 880 เมตร ตัวเขื่อนตั้งอยู่บนฐานรากตะกอนทรายไม่สม่ำเสมอ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวปนทราย (Silty Clay) และชั้นทรายละเอียดถึงปานกลาง (Fine-Medium Sand) ที่แทรกสลับกันเป็นชั้นๆ ดังแสดงใน**รูปที่ 7** ในแบบก่อสร้างแสดงการปรับปรุงชั้นดินฐานรากเพื่อปิดกั้นการไหลซึม โดยการขยายฐานของเขื่อนให้กว้างออกไปด้านเหนือน้ำ ภายในตัวเขื่อนมีชั้นกรอง Chimney Drain และ Blanket Drain พร้อมติดตั้ง Relief Well บริเวณด้านท้ายน้ำเพื่อช่วยระบายน้ำและลดความดันน้ำ

โอบเอื้อ วราทร [9] อธิบายว่า เขื่อนมูลบนดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จในเดือนพฤศจิกายนปีพ.ศ. 2532 แล้วเริ่มเก็บน้ำครั้งแรกปลายปีพ.ศ. 2532 เมื่อวันที่ 4 เดือนตุลาคม 2532 ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำประมาณ 20 ล้านลูกบาศก์เมตร ได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากพายุโซนร้อนอีร่าและโลล่าที่พัดผ่านภาคตะวันออกเฉียงเหนือ จึงทำให้เกิดฝนตกหนักในเขตลุ่มน้ำมูลในวันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ปริมาณน้ำในอ่างฯ มีเพิ่มมากขึ้นถึง 131 ล้านลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการรั่วซึมในจุดที่ 1 (กม. 0+856) บริเวณรางระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนเป็นรูโพรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.15 เมตร ลักษณะสีของน้ำที่ไหลพุ่งออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น มีตะกอนทรายปะปนออกมาเป็นจำนวนมาก ดังใน**รูปที่ 8** แสดงลักษณะช่องเปิดด้านท้ายน้ำที่มีน้ำรั่วออกมาจาก Rockfill Toe

จุดรั่วที่ 2 (กม.0+475) เกิดขึ้นบนลาดท้ายเขื่อน ขนาดของรูรั่วมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.12 เมตร พบตะกอนดินทรายไหลปนออกมากับน้ำเป็นจำนวนมาก ในภายหลังได้เกิดการยุบตัวของดินถมตัวเขื่อนถล่มลงไปปิดกั้นทางรั่วซึม ทำให้ปริมาณที่กำลังไหลพุ่งออกมาอย่างรุนแรง ลดน้อยลง ทำให้สามารถแก้ไขเร่งด่วนและหยุดการรั่วซึมของน้ำที่จุดนี้ได้สำเร็จ



รูปที่ 8 ช่องเปิดด้านท้ายน้ำจุดรั่วที่ 1 ของเขื่อนมูลบนที่เกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2533

การตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ แบ่งเป็นการวิเคราะห์ก่อนปรับปรุงเขื่อน และหลังปรับปรุงเขื่อนโดยการเพิ่มกำแพงทึบน้ำในชั้นฐานราก (Cutoff Wall) ในการวิเคราะห์ได้เลือกหน้าตัด กม.0+838 เป็นตัวแทนที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึม เพราะว่าอยู่ใกล้บริเวณจุดรั่วที่ 1 และมีผลการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากชัดเจน ระดับน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ +220.42 ม.รทก. ซึ่งเป็นระดับน้ำ ณ วันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ส่วนคุณสมบัติค่าความซึมน้ำของดินและหินได้อ้างอิงจากกรมชลประทาน [10] และวิทยานิพนธ์ของวรวุฒิ ปิณฑะบุตร [11] โดยเลือกค่า Expected Value มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งค่าความซึมน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบนแสดงดังใน**ตารางที่ 4** สำหรับค่าความความหนาแน่นของวัสดุดินฐานรากเขื่อน ไม่พบข้อมูลผลการทดสอบการบดอัดดิน ในการวิเคราะห์จึงอ้างอิงค่า Typical Value ของความหนาแน่นของดินตะกอนเม็ดหยาบมาใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 4 ค่าความซึมน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบน

บริเวณ	ชนิดดิน	ค่าความซึมน้ำ (ซม./วินาที)	อัตราส่วนแนวราบต่อแนวดิ่ง
Embankment	SC, CL	$1.00{\times}10^{-8}$	3
Soil Foundation I	CL	$4.80{\times}10^{-7}$	9
Soil Foundation II	SP	$2.70{\times}10^{-4}$	1
Fine Filter	-	$3.82{\times}10^{-3}$	1
Coarse Filter	-	$4.80{\times}10^{-1}$	1
Fresh Rock	-	$1.00{\times}10^{-4}$	1
Cutoff Wall	-	$1.00{\times}10^{-7}$	1

พฤติกรรมการไหลซึมจากแบบจำลองก่อนการปรับปรุงเขื่อน ผลการวิเคราะห์เส้นความสูงน้ำรวม พบว่ามีการไหลซึมผ่านฐานรากมากกว่าตัวเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณชั้นฐานรากดินตะกอนทรายมีการไหลซึมมากกว่าบริเวณอื่นเพราะมีปริมาณลูกศร (Vector) มากกว่าบริเวณอื่น ดังแสดงใน**รูปที่ 9** และ**รูปที่ 10** เมื่อพิจารณาลาดระดับน้ำ บริเวณที่มีค่าลาดระดับน้ำสูง ได้แก่ จุดทางเข้า Chimney Drain และ จุดทางออกด้านท้ายน้ำ

ซึ่งมีค่าลาดระดับน้ำประมาณ 0.140 และ 0.133 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต มีความเป็นไปได้ที่จะเกิดทรายผุดด้านท้ายน้ำ และหากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง เช่นเดียวกับเหตุการณ์รั่วซึมในปีพ.ศ. 2533 พบการรั่วซึมบริเวณด้านท้ายน้ำ ลักษณะของน้ำที่ไหลออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น

สำหรับพฤติกรรมการไหลซึมจากแบบจำลองหลังการปรับปรุงเขื่อนโดยเพิ่มกำแพงทึบน้ำในชั้นดินฐานราก พบว่าค่าลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางเข้า Chimney Drain และจุดทางออกด้านท้ายน้ำลดลงอยู่ที่ 0.029 และ 0.066 จะเห็นว่าระบบการทำงานของกำแพงทึบน้ำจะช่วยทำให้อัตราการไหลซึมและแรงดันน้ำในบริเวณด้านท้ายน้ำลดลง

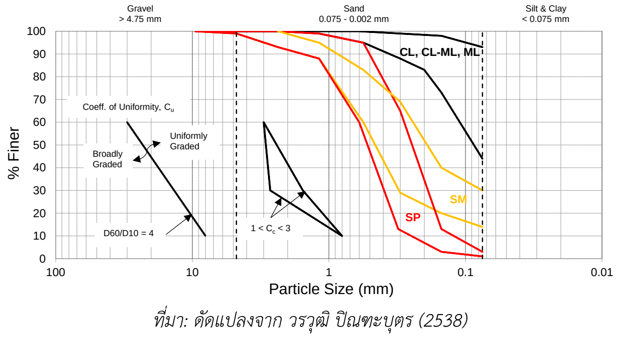
ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับแต่ละวิธี สำหรับกรณีก่อนปรับปรุงเขื่อนแสดงใน**ตารางที่ 5** ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 14.67 ซึ่งมากกว่าค่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 เพราะฐานรากส่วนใหญ่เป็นกลุ่มดินตะกอนเม็ดหยาบ ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) ได้เท่ากับ 0.594 และค่าลาดระดับน้ำในแนวดิ่งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงใน**รูปที่ 9** มีค่าเท่ากับ 0.026 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 23.02

ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzlmaier คำนวณค่า i_c ได้เท่ากับ 0.416 เมื่อเปรียบเทียบกับ i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 16.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzlmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Schmermann จำเป็นต้องพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Uniformity Coefficient, C_u) ดังใน**รูปที่ 11** แสดงขนาดคละของชั้นดินฐาน 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มดิน CL, CL-ML, ML, กลุ่มดิน SM และกลุ่มดิน SP เมื่อพิจารณากลุ่มดินตะกอนทราย (SP) พบว่ามีค่า C_u อยู่ระหว่าง 2.15 ถึง 2.46 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 6 ดังนั้นจึงใช้วิธีของ Schmertmann ในการตรวจสอบความปลอดภัยได้



ที่มา: ดัดแปลงจาก วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538)

รูปที่ 11 ขนาดคละของเขื่อนมูลบน

วิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} ได้เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงใน**รูปที่ 10** มีค่าเท่ากับ 0.133 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 1.5 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ (F.S. ที่ยอมรับได้เท่ากับ 2.6 โดยพิจารณาที่ความน่าเชื่อถือเท่ากับ 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ)

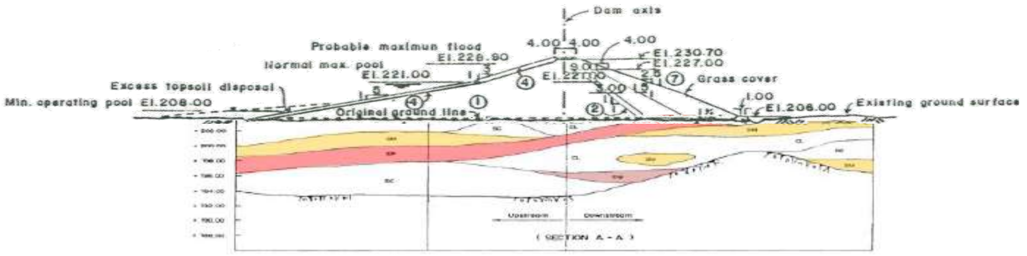
สำหรับผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ กรณีหลังปรับปรุงเขื่อนแสดงใน**ตารางที่ 6** ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 16.23 ซึ่งมีค่าสูงกว่ากรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน เพราะความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึม (L_{Bligh}) ได้เพิ่มการพิจารณาความยาวของกำแพงทึบน้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง และ Creep Ratio ที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเขื่อน

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำในแนวดิ่งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงใน**รูปที่ 12** มีค่าเท่ากับ 0.019 เมื่อเปรียบเทียบกับค่า i_c จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 31.6

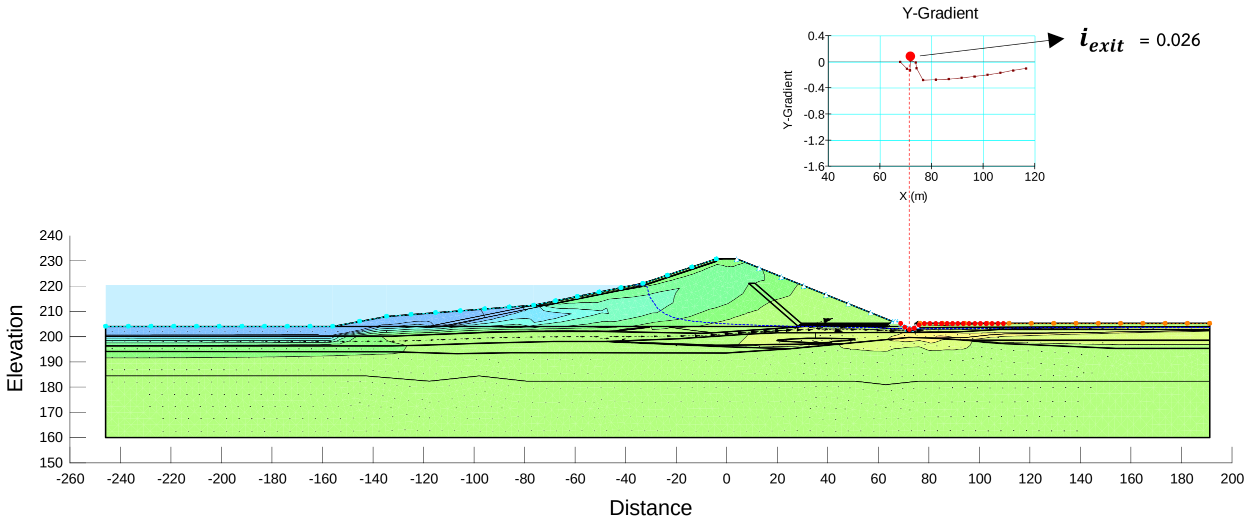
ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzlmaier เมื่อเปรียบเทียบค่า i_c และค่า i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 22.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzlmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

สำหรับวิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามิเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเขื่อน (i_{fx}) ที่ได้จากผลการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงใน**รูปที่ 13** มีค่าเท่ากับ 0.066 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 3.2 ซึ่งมีค่ามากกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ จะเห็นว่าตัวกำแพงทึบน้ำสามารถช่วยลดระยะทางการไหลซึมได้

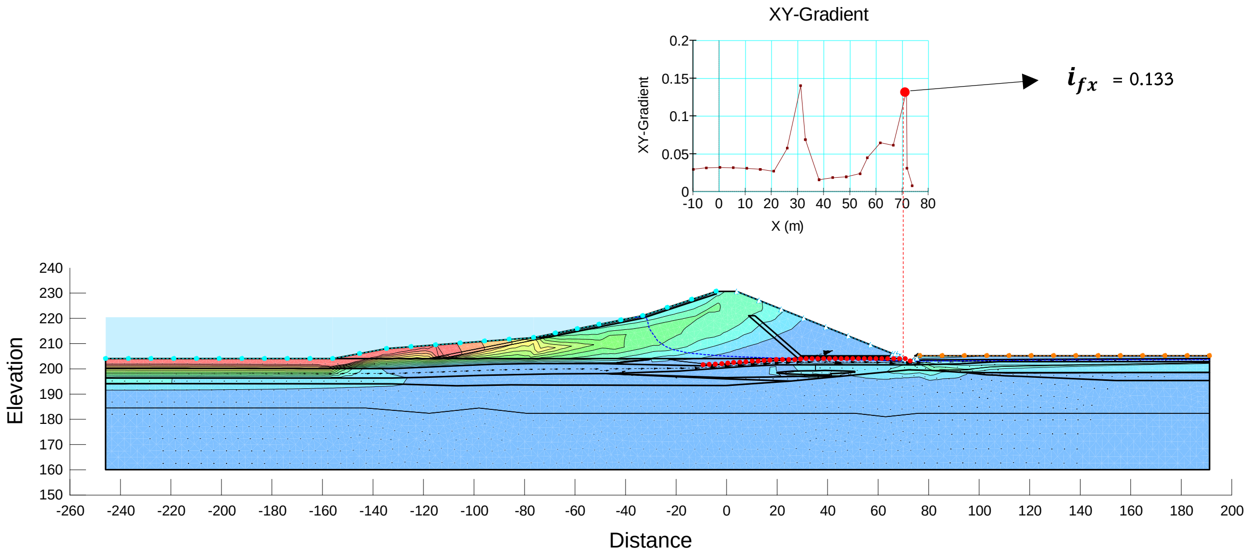


ที่มา: ดัดแปลงจาก กรมชลประทาน (2536), วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538)

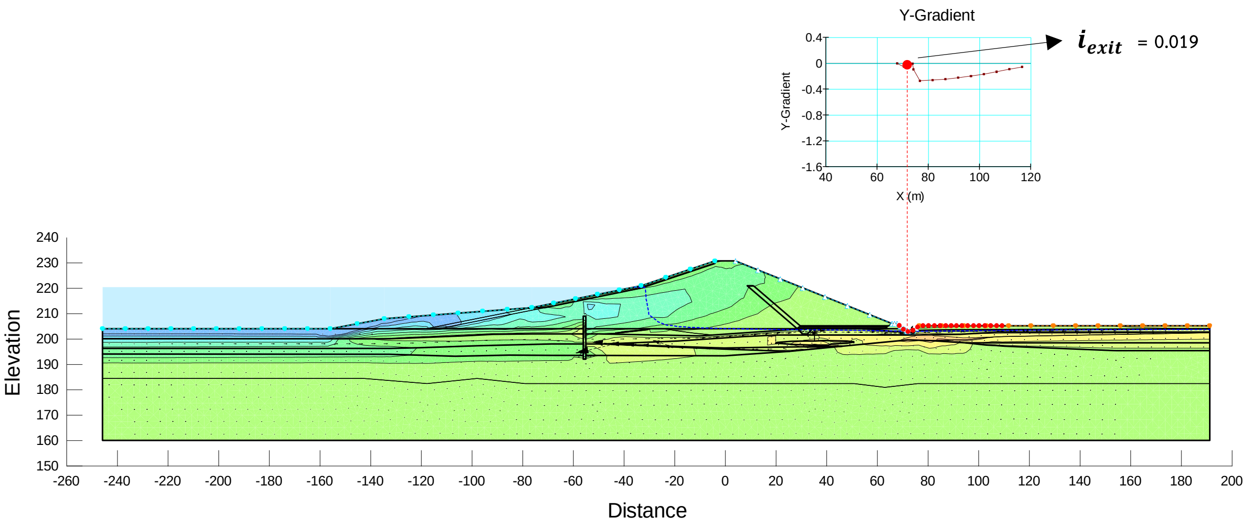
รูปที่ 7 ลักษณะชั้นดินฐานรากเขื่อนมูลบน กม.0+838



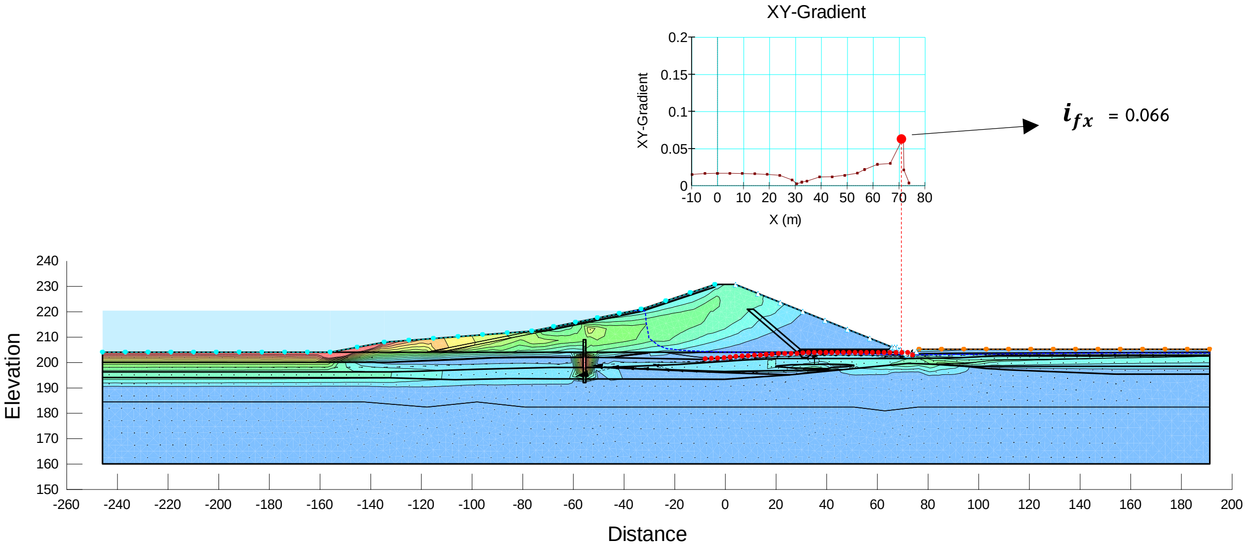
รูปที่ 9 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 10 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีก่อนปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 12 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 13 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน

ตารางที่ 5 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (ก่อนการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.068	1.2	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.026	23.0	3.0	✓
Perzlmaier (2007)	+220.42	0.416	0.026	16.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.133	1.5	2.6	✗

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ตารางที่ 6 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (หลังการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.061	1.4	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.019	31.6	3.0	✓
Perzlmaier (2007)	+220.42	0.416	0.019	22.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.066	3.2	2.6	✓

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

4. สรุปและวิจารณ์

ผลการตรวจสอบด้วยวิธีที่กล่าวมาข้างต้นสรุปได้ว่า ก่อนปรับปรุงเขื่อนมูลบนจะผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzlmaier แต่ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Schmermann อาจกล่าวได้ว่าวิธีของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzlmaier ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เกิดขึ้นกับเขื่อนมูลบน ในขณะที่หลังปรับปรุงเขื่อนด้วยกำแพงทึบน้ำผ่านเกณฑ์การตรวจสอบทุกวิธี

การวิเคราะห์การไหลซึมด้วยการใช้โปรแกรมทางคณิตศาสตร์ SEEP/W ที่นำเสนอในบทความนี้ เป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมก่อนการกัดเซาะภายในจะเริ่มต้นขึ้น (Initiation of Erosion) เท่านั้น ผลการวิเคราะห์การไหลซึมบอกถึงเสถียรภาพก่อนเม็ดดินจะสูญเสียโครงสร้าง ซึ่งหากเม็ดดินสูญเสียโครงสร้างไปแล้ว การวิเคราะห์เช่นนี้จะไม่ถูกต้อง

วิธีของ Terzaghi & Peck สนใจพฤติกรรมบริเวณจุดทางออก (Exit Point) ด้านท้ายน้ำของเขื่อน ซึ่งพิจารณาสมดุลของแรงที่กระทำต่อชั้นดิน ถ้าเม็ดดินเรียงตัวไม่ดี เมื่อแรงดันน้ำมากมากระทำ เม็ดดินจะถูกพัดพาได้ จะเห็นว่าวิธีของ Terzaghi & Peck นั้นก็ไม่ได้พิจารณาโครงสร้างของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน (Internal Instability) ดังนั้นเมื่อตรวจสอบความปลอดภัยต่อการเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ จึงผ่านเกณฑ์การตรวจสอบเช่นเดียวกับวิธีของ Perzlmaier เพียงเสนอตัวคูณปรับแก้สมดุลของแรงจากสมการของ Terzaghi & Peck

สำหรับวิธีของ Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพที่พิจารณาตั้งแต่ Initiation ไปจนถึง Progression พบว่าดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมหรือดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ซึ่ง Schmertmann สนใจโครงสร้างของเม็ดดินที่ไม่มีเสถียรภาพโดยตรง จึงเหมาะสมกับกรณีเขื่อนมูลบนที่มีฐานรากเป็นดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เมื่อตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับใต้ฐานรากเขื่อน จึงไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ข้อพึงระวังสำหรับปัญหาของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายในคือ จะต้องดำเนินการสำรวจและทดสอบตัวอย่างดินให้เพียงพอ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ที่สนับสนุนข้อมูลสำหรับการศึกษานี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ICOLD. (2017). Internal Erosion of Existing Dam, Levees and Dikes, and their Foundations. Bulletin 164, Committee on Embankment Dams, ICOLD, Paris.

[2] Bligh, W.G., (1910). Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering news. pp.708-710

[3] Ammerlaan, P.R.M. (2007). Levees and levee evaluation, the Dutch and US practice Compared. MSc-Thesis. Delft University of Technology, the Netherlands.

[4] Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley International, New York.

[5] USBR. (2014). Reclamation, Managing Water in the West. Design Standards No. 13, Embankment Dams. Chapter 8

[6] Perzlmaier, S., Muckenthaler, P. and Koelewijn, A.R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in CohesionlessSoil, in Proceedings Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium in Freising, Germany, September 2007.

[7] Schmertmann, J.H. (2000). The Non-Filter Factory of Safety Against Piping through Sand. ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgment and Innovation. Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston.

[8] Fell, R., Foster, M., Cyganiewicz, J., Sills, G., Vroman, N. and Davidson, R. (2009). Risk Analysis for Dam Safety. The University of New South Wales, Australia. Volume II.

[9] โอบเอื้อ วราทร (2534). การออกแบบเร่งด่วนเสริมความมั่นคงเขื่อนลำมูลบนระยะวิกฤต. งานประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2534 และ CAFEO-9, ณ โรงแรมแชงกริลา, 31-3 พฤศจิกายน 2534.

[10] Saihom, N., Ammawat R., Kangsasitiam M. and Harnpattanpanich T. (1993). Leakage at Upper Mun Dam. Proseeding: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1-4 June 1993

[11] วรวุฒิ ปิณฑะบุตร (2538). การวิเคราะห์การไหลซึมของเขื่อนมูลบน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

กำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์
Compressive Strength of Marginal Lateritic Soil Improved by Waste Ash Geopolymer

เพทาย อุตราช[1], เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง[2], เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์[3], ชยกฤต เพชรช่วย[4], จักษดา ธำรงวุฒิ[5] และวิศิษฏ์ศักดิ์ ทับยัง[6]

[1,3,4] หน่วยวิจัยเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐานและการขนส่งทางราง สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[2,5]สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[6] สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย

E-mail address: jamebangpu_vmp@hotmail.com, cherdsak.su@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษากำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์ ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานได้จากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา เถ้าขยะได้จากโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste to Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา งานวิจัยนี้ใช้อัตราส่วนดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานต่อเถ้าขยะเท่ากับ 100:0 90:10 80:20 และ 70:30 อัตราส่วนของสารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) ต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เท่ากับ 20:80 10:90 และ 0:100 ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เท่ากับ 8 โมลาร์ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังอัดแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์มีค่าเพิ่มมากขึ้นตามปริมาณเถ้าขยะ และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH ที่เพิ่มขึ้น กำลังอัดแช่น้ำสูงสุดที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์พบที่ปริมาณเถ้าขยะร้อยละ 20 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90

คำสำคัญ: กำลังอัด, ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน, เถ้าขยะ, โซเดียมซิลิเกต, โซเดียมไฮดรอกไซด์

Abstract

This research investigated compressive strength of marginal lateritic soil improved by waste ash geopolymer. Marginal lateritic soil was obtained from borrow pit, Chaloem Phra Kiat District, Nakhon Ratchasima. Waste ash obtained from Waste to Energy Power Plant, Songkhla. Marginal lateritic soil: Waste ash ratios of 100:0, 90:10, 80:20 and 70:30, Sodium silicate (Na_2SiO_3):Sodium hydroxide (NaOH) ratios of 20:80, 10:90 and 0:100 and NaOH concentration of 8 M were used in this research. It can be seen that 7-day soaking compressive strength of marginal lateritic soil improved by waste ash geopolymer increased as waste ash content and Na_2SiO_3:NaOH ratio increased. The maximum 7-day soaking compressive strength of marginal lateritic soil improved by waste ash geopolymer was at waste ash content of 20% and Na_2SiO_3:NaOH ratio of 10:90.

Keywords: Compressive Strength, Marginal Lateritic Soil, Waste Ash, Sodium Silicate, Sodium Hydroxide

1. บทนำ

โครงสร้างพื้นฐานด้านคมนาคมขนส่งของประเทศได้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งการก่อสร้างถนน โดยทั่วไปชั้นโครงสร้างถนนประกอบด้วย ผิวทาง ชั้นพื้นทาง (Base) ชั้นรองพื้นทาง (Subbase) และชั้นดินถม ดินลูกรัง (Lateritic soil) เป็นวัสดุหลักที่ใช้ในงานชั้นรองพื้นทาง (Subbase) ซึ่งคุณสมบัติของดินลูกรังต้องผ่านมาตรฐานกรมทางหลวง อย่างไรก็ตาม ปริมาณวัสดุตามธรรมชาติที่มีคุณภาพลดลงอย่างต่อเนื่อง ซึ่งส่งผลให้เกิดปัญหาการขาดแคลนวัสดุที่มีคุณภาพ และอาจจำเป็นต้องขนส่งวัสดุมาจากแหล่งที่ห่างไกลทำให้ต้นทุนการก่อสร้างสูงขึ้น ในปัจจุบันมีนักวิจัยท่าน [1-3] ได้ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังด้วยกรรมวิธีทางเคมี เช่น ปูนซีเมนต์ ปูนขาว หรือสารผสมเพิ่ม อย่างไรก็ตาม กระบวนการการผลิตปูนซีเมนต์ก่อให้เกิดปัญหาการทำลายทรัพยากรธรรมชาติ และยังปลดปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) สู่ชั้นบรรยากาศ ซึ่งทำให้เกิดสภาวะโลกร้อนขึ้น [4,5]

ปัญหาขยะมูลฝอย (Solid Waste) ของประเทศไทยเป็นปัญหาสำคัญ ในปี 2561 มีปริมาณขยะมูลฝอยเกิดขึ้นประมาณ 27.93 ล้านตัน และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง เนื่องจากการขยายตัวของชุมชนเมือง และการปรับเปลี่ยนวิถีชีวิตจากสังคมเกษตรกรรมสู่สังคมเมือง อีกทั้งยังส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมและเป็นอันตรายต่อสุขภาพอนามัย [6] จากปัญหาดังกล่าวบางหน่วยงานได้จัดการกับขยะเหล่านี้ โดยการเผาเพื่อผลิต

กระแสไฟฟ้า กระบวนการผลิตกระแสไฟฟ้าทำให้เกิดเถ้าขยะ (Waste Ash) ซึ่งเป็นของเสียจากภาคอุตสาหกรรมและยังก่อให้เกิดมลพิษทางอากาศ

งานวิจัยนี้ศึกษาถึงความเป็นไปได้ในการนำเถ้าขยะมาปรับปรุงดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานสำหรับวัสดุรองพื้นทาง โดยใช้อัลคาไลน์หรือสารละลายที่เป็นด่างสูง ซึ่งได้แก่ สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) หรือโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เป็นตัวเร่งปฏิกิริยาซึ่งสามารถเกิดการแข็งตัวและทำให้กำลังอัด และความทนทานสูงขึ้น [7-9] งานวิจัยนี้จะได้เป็นวัสดุทางเลือกในอนาคต และยังช่วยแก้ปัญหาการกำจัดขยะจากภาคอุตสาหกรรม

2. วิธีการดำเนินการวิจัย

2.1 ดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐาน (Marginal Lateritic Soil, MLS)

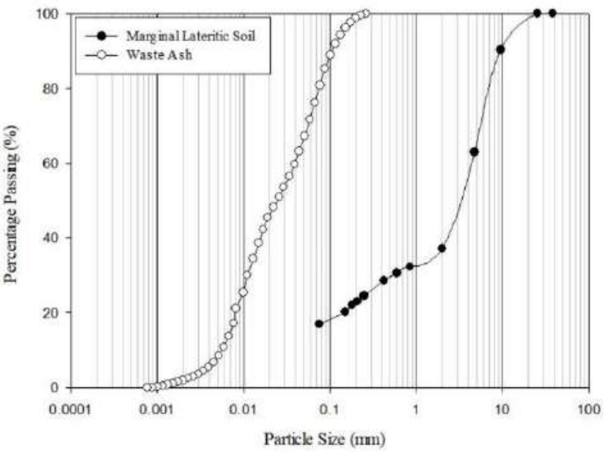
ดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐานได้จากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา รูปที่ 1 แสดงลักษณะของ MLS ซึ่งตัวอย่างดินถูกร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 MLS มีส่วนประกอบของดินเม็ดหยาบร้อยละ 50.36 และดินเม็ดละเอียดร้อยละ 49.52 ซึ่งสามารถจำแนกโดยวิธี Unified Soil Classification System (USCS) ได้เป็น ทรายปนดินเหนียว (SC, Clayey Sand) MLS มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.42 ค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid limit) ค่าขีดจำกัดพลาสติก (Plastic limit) และค่าดัชนีพลาสติก (Plastic Index) ของ MLS มีค่าเท่ากับร้อยละ 32.05 15.71 และ16.33 ตามลำดับ ค่าสึกหรอ (Abrasion) ของดินตัวอย่างเท่ากับร้อยละ 65.50 หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดที่พลังงานบดอัดสูงกว่ามาตรฐานมีค่าเท่ากับ 20.96 KN/m^3 และปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (OMC) ร้อยละ 10.15 ค่า CBR ที่ร้อยละ 95 ของหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดมีค่าเท่ากับ 2.15 จากผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของ MLS พบว่าค่า CBR ของดินลูกรังไม่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานวัสดุรองพื้นทางของ ทางหลวง ทล.-ท 205/2535 [10]

รูปที่ 1 ลักษณะของ MLS

2.2 เถ้าขยะ (Waste Ash, WA)

เถ้าขยะได้จากโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste to Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา ลักษณะของ WA แสดงในรูปที่ 2 ค่าความถ่วงจำเพาะของ WA มีค่าเท่ากับ 2.03 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าขยะแสดงในตารางที่ 1 ผลรวมของปริมาณธาตุ SiO_2, Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 18.82 และ CaO มีปริมาณร้อยละ 23.88 การกระจายขนาดคละของเถ้าขยะแสดงในรูปที่ 3 ขนาดคละเฉลี่ยของ WA มีค่าเท่ากับ 0.0171 มิลลิเมตร

รูปที่ 2 ลักษณะของ WA



รูปที่ 3 การกระจายขนาดของดินลุกรังไม่ผ่านมมาตรฐานและเถ้าขยะ

2.3 สารกระตุ้น (Liquid alkaline activator)

สารกระตุ้นเป็นส่วนผสมของโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่ความเข้มข้นเท่ากับ 8 โมลาร์ การเตรียมสารละลาย NaOH เริ่มจากการผสม NaOH แบบเกร็ด 320 กรัม กับน้ำกลั่นจนได้ปริมาตร 1000 มิลลิลิตร จากนั้นผสมให้เข้ากัน แล้วทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง [4-5] งานวิจัยนี้กำหนดสัดส่วนของสารกระตุ้น Na_2SiO_3:NaOH ไว้ 3 อัตราส่วน คือ 20:80 10:90 และ 0:100

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าขยะ

องค์ประกอบทางเคมี	เถ้าขยะ (WA)
SiO_2	8.95
Al_2O_3	3.71
Fe_2O_3	6.16
CaO	23.88
Cl	18.85
K_2O	20.37
TiO_2	1.38
MnO_2	0.46
Br_2O	1.08
Rb_2O	1.00
ZnO	5.19
PbO	3.17
LOI	5.80

2.4 การเตรียมตัวอย่าง

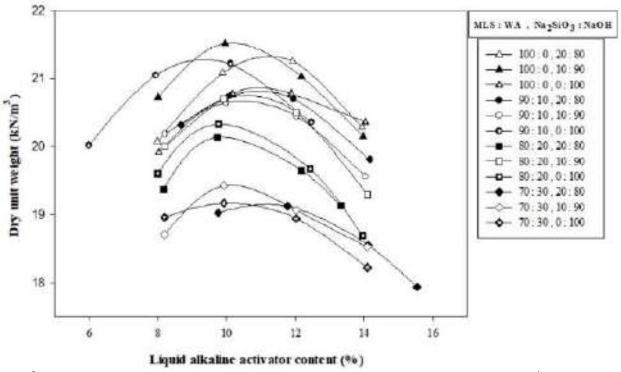
ดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลีเมอร์ (MLS-WA Geopolymer) เป็นส่วนผสมของดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐาน เถ้าขยะ และสารกระตุ้นที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 100:0 90:10 80:20 และ 70:30 (รูปที่ 4 (a)) อัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 20:80 10:90 และ 0:100 โดยน้ำหนัก โดยการผสม MLS และ WA ให้เป็นเนื้อเดียวกัน จากนั้นนำสารกระตุ้นของแต่ละอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH (20:80 10:90 และ 0:100) มาผสมกับตัวอย่าง MLS:WA โดยใช้เวลาในการผสม 5-10 นาที จากนั้นทำการบดอัดที่พลังงานสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction Test) หลังจากการบดอัดตัวอย่างแล้ว ตัวอย่างจะถูกห่อด้วยถุงพลาสติกใสเก็บไว้ที่อุณหภูมิห้องเป็นระยะเวลา 7 วัน เมื่อได้อายุบ่มที่ต้องการ นำตัวอย่างไปทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว (Unconfined Compressive Strength, UCS) ซึ่งแต่ละสัดส่วนผสมจะเก็บตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อใช้เป็นตัวแทนของส่วนผสมและเพื่อให้ได้ค่าความถูกต้องแม่นยำ แสดงในรูปที่ 4 (b)

(a) (b)

รูปที่ 4 (a) การเตรียมตัวอย่าง MLS และ WA
(b) การเก็บก้อนตัวอย่าง UCS ของ MLS-WA Geopolymer

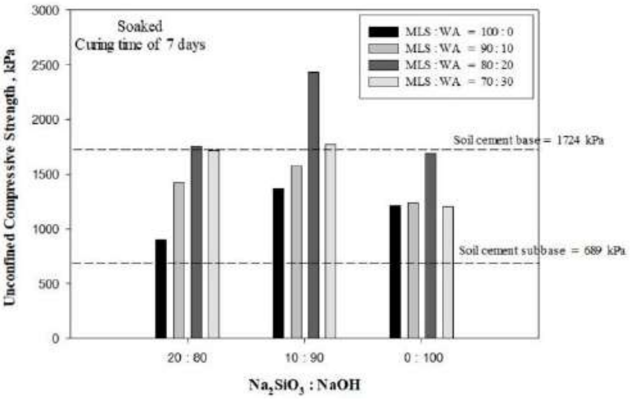
3. ผลการศึกษา

รูปที่ 5 แสดงกราฟการบดอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 100:0 90:10 80:20 และ 70:30 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 20:80 10:90 และ 0:100 ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ($\gamma_{d\ max}$) ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์มีค่าลดลงตามปริมาณ WA ที่เพิ่มขึ้น หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ($\gamma_{d\ max}$) ที่ลดลงเนื่องจากค่าความถ่วงจำเพาะของ WA มีค่าน้อยกว่า MLS หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดของตัวอย่างมีค่าเท่ากับ 21.5 kN/m^3 ที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 100:0 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90 ในขณะที่ปริมาณสารกระตุ้นที่เหมาะสมมีค่าระหว่างร้อยละ 10-12



รูปที่ 5 การบดอัดของดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ที่อัตราส่วน MLS:WA และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH ต่าง ๆ

รูปที่ 6 แสดงกำลังอัดแบบแช่น้ำของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ ที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 100:0 90:10 80:20 และ 70:30 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 20:80 10:90 และ 0:100 ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังอัดแบบแช่น้ำสูงสุดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะจีโอโพลิเมอร์มีค่าเท่ากับ 2,430 kPa ที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 80:20 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90 เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานงานรองพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Subbase) ของกรมทางหลวงซึ่งกำหนดค่ากำลังอัดไม่น้อยกว่า 689 kPa [10] และมาตรฐานพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Base) ของกรมทางหลวงซึ่งกำหนดค่ากำลังอัดไม่น้อยกว่า 1,724 kPa [11] พบว่าทุกอัตราส่วนผสมของวัสดุดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะจีโอโพลิเมอร์ มีค่าสูงกว่ามาตรฐานงานรองพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Subbase) ของกรมทางหลวง สำหรับทุกอัตราส่วนผสม ในขณะที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 80:20 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90 ของตัวอย่างให้ค่ากำลังอัดสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐานพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Base) เท่ากับ 1.41 เท่า



รูปที่ 6 กำลังอัดแบบแช่น้ำของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ ที่อัตราส่วน MLS:WA และ Na_2SiO_3:NaOH ต่าง ๆ

4. บทสรุป

งานวิจัยศึกษากำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ จากผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังนี้ หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ($\gamma_{d\ max}$) ดินลูกรังไม่ผ่านมาตรฐาน-เถ้าขยะ จีโอโพลิเมอร์ มีค่าลดลงตามอัตราส่วน WA ที่เพิ่มขึ้น หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด ($\gamma_{d\ max}$) ที่ลดลงนี้เนื่องมาจากค่าความถ่วงจำเพาะของ WA มีค่าน้อยกว่า MLS กำลังอัดแบบแช่น้ำสูงสุดของ ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะจีโอโพลิเมอร์ มีค่าเท่ากับ 2,430 kPa ที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 80:20 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90 สำหรับทุกอัตราส่วนผสมของวัสดุดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะจีโอโพลิเมอร์ มีค่าสูงกว่ามาตรฐานงานรองพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Subbase) ของกรมทางหลวง สำหรับทุกอัตราส่วนผสม ในขณะที่อัตราส่วน MLS:WA เท่ากับ 80:20 และอัตราส่วน Na_2SiO_3:NaOH เท่ากับ 10:90 ของตัวอย่างให้ค่ากำลังอัดสูงกว่าเกณฑ์มาตรฐานพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Base) เท่ากับ 1.41 เท่า

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste to Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา ที่ได้อนุเคราะห์เถ้าขยะเพื่อใช้ในการวิจัย คุณพิษณุ นาคเม้า ที่ให้ความอนุเคราะห์ตัวอย่างดินลูกรังจากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา สำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนา กรมทางหลวงชนบท สำหรับเครื่องมือทดสอบและห้องปฏิบัติการทดสอบวัสดุ

เอกสารอ้างอิง

[1] นิโรจน์ เงินพรม (2553). การศึกษาคุณสมบัติของชั้นทางผสมดินลูกรัง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และตะกรันเหล็ก. วารสารวิชาการ และวิจัย มทร.พระนคร., ปีที่ 4, ฉบับที่ 1, หน้า 25-31.

[2] กิตติศักดิ์ โชติ และ ประทีบ ดวงเดือน (2556). การปรับปรุงคุณภาพดินลูกรัง ด้วยเถ้าก้นเตาและปูนขาว. วิศวกรรมสาร มก., ปีที่ 26, ฉบับที่ 83, หน้า 47-55.

[3] เบญจรัชต์ บุญธิฟอง, ชยานนท์ หรรษภิญโญ, ปิยะพงษ์ วงศ์เมธา และ พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม (2560). การปรับปรุงวัสดุชั้นรองพื้นทางที่ต่ำกว่ามาตรฐานโดยใช้ปอร์ตแลนด์ซีเมนต์ และยิปซัมเอฟจีดี. วารสารวิศวกรรมศาสตร์ มช., ฉบับที่ 24, หน้า 139-151.

[4] เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง, จิระยุทธ สืบสุข และ สุขสันติ์ หอพิบูลสุข (2559). อิทธิพลของปริมาณสารกระตุ้นต่อหน่วยน้ำหนักและกำลังอัดของตะกอนดินประปา-เถ้าลอยจีโอโพลีเมอร์มวลเบาเซลูล่า. *วารสารวิชาการวิศวกรรมศาสตร์ ม.อุบลราชธานี.*, ปีที่ 9, ฉบับที่ 1, หน้า 83-90.

[5] เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์, พิมศิลป์ จันทร์ประเสริฐ, ปฏิมาพร สุขมาก และ สุขสันต์ หอพิบูลสุข (2557). พฤติกรรมด้านกำลังอัดของตะกอนดินประปาเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19,* ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557, หน้า 1543-1547.

[6] กรมควบคุมมลพิษ กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม (2561). *สรุปสถานการณ์มลพิษของประเทศไทย ปี 2561.* บริษัท สไตล์ครีเอทีฟเฮ้าส์ จำกัด, หน้า 70-85.

[7] Suksiripattanapong C., Horpibulsuk S., Chanprasert P., Sukmak P. and Arulrajah A., 2015. "Compressive strength development in fly ash geopolymer masonsy units manufactured from water treatment sludge". Construction and Building Materials, 82, pp.20- 30.

[8] Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Samingthong, W., Chinkulkijniwat, A., Rachan, R., and Arulrajah, A., 2015 "Durability against wet-dry cycles of water treatment sludge–fly ash geopolymer", Journal of Materials in Civil Engineering, 94, pp.807-816

[9] Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Boongrasan, S., Udomchai, A., Chinkulkijniwat, A. and Arulrajah, A., 2015. "Unit weight, strength and microstructure of a water treatment sludge–fly ash lightweight cellular geopolymer", Construction and Building Materials,58 pp.254-257

[10] สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ (2556). มาตรฐานที่ ทล.-ม. 206/2532 มาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Subbase), กรมทางหลวง.

[11] สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ (2533). มาตรฐานที่ ทล.-ม. 204/2533 มาตรฐานพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Base), กรมทางหลวง.

อิทธิพลของเถ้าขยะต่อกำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานผสมปูนซีเมนต์

Effect of Waste Ash on Compressive Strength of Marginal Lateritic Soil Mixed with Cement

เชาวรินทร์ เชียรพิมาย[1], เสริมศักดิ์ ติยะแสงทอง[2], เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์[3], วิศิษฎ์ศักดิ์ ทับยัง[4], นันทชัย ชูศิลป์[5] และ จุฑามาศ ลักษณะกิจ[6]

[1,2,3] หน่วยวิจัยเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐานและการขนส่งทางราง สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

[4,5,6] สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย

E-mail address: jamebangpu_vmp@hotmail.com, cherdsak.su@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษากำลังอัดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ และเถ้าขยะ ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานได้จากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา เถ้าขยะได้จากโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste to Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา งานวิจัยนี้ใช้ปริมาณวัสดุประสาน (ปูนซีเมนต์ และเถ้าขยะ) เท่ากับร้อยละ 0 1 3 และ 5 โดยน้ำหนักดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเถ้าขยะเท่ากับ 100:0 95:5 90:10 85:15 80:20 75:25 และ 70:30 ปริมาณความชื้นเท่ากับ 0.8OWC 1.0OWC และ 1.2OWC (OWC คือปริมาณความชื้นที่เหมาะสม) ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังอัดแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ และเถ้าขยะ มีค่าลดลงตามปริมาณเถ้าขยะที่เพิ่มขึ้น อัตราส่วนที่เหมาะสมดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ และเถ้าขยะพบที่อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเถ้าขยะเท่ากับ 80:20 และปริมาณความชื้นเท่ากับ 1.0OWC

คำสำคัญ: กำลังอัด, ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน, ปูนซีเมนต์, เถ้าขยะ

Abstract

This research investigated compressive strength of marginal lateritic soil improved by cement and waste ash. Marginal lateritic soil was obtained from borrow pit, Chaloem Phra Kiat District, Nakhon Ratchasima. Waste ash obtained from Waste to Energy Power Plant, Songkhla. Binder (cement:waste ash) contents of 0, 1, 3 and 5, cement:waste ash ratios of 100:0, 95:5, 90:10, 85:15, 80:20, 75:25 and 70:30 and water content of 0.8OWC, 1.0OWC and 1.2OWC (Optimal Water Content, OWC). It can be seen that 7-day soaking compressive strength of marginal lateritic soil improved by cement and waste ash increased as waste ash content. The optimum ingredient of marginal lateritic soil improved by cement and waste ash was found at cement:waste ash ratios of 80:20 and water content of 1.0OWC

Keywords: Compressive Strength, Marginal Lateritic Soil, Cement, Waste Ash

1. บทนำ

ในช่วงที่ผ่านมาประเทศไทยมีการขนส่งสินค้าทางถนนร้อยละ 87.50 การขนส่งทางรถไฟร้อยละ 1.40 และการขนส่งทางน้ำร้อยละ 11.08 ตามลำดับ [1] จากข้อมูลข้างต้นการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานทางถนนของประเทศมีความสำคัญอย่างมากต่อการขยายตัวทางเศรษฐกิจ และการเพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขัน ปัจจุบันประเทศไทยมีโครงสร้างพื้นฐานทางถนนในความดูแลของกรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท ทางพิเศษของการทางพิเศษแห่งประเทศไทย และองค์กรปกครองส่วนท้องถิ่นระยะทาง 66,940 47,916 207.90 และ 352,157 กิโลเมตร ตามลำดับ [1] โครงสร้างพื้นฐานทางถนนประกอบไปด้วยผิวทาง ชั้นพื้นทาง ชั้นรองพื้นทาง และวัสดุดินเดิม วัสดุรองพื้นทางที่นิยมใช้ในประเทศไทยคือดินลูกรัง ในปัจจุบัน ดินลูกรังที่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานกรมทางหลวง และกรมทางหลวงชนบทมีจำนวนลดน้อยลง

จากปัญหาการขาดแคลนวัสดุดังกล่าว ปัจจุบันกรมทางหลวง และกรมทางหลวงชนบท ได้มีการประยุกต์ใช้ปูนซีเมนต์เพื่อปรับปรุงคุณสมบัติทางวิศวกรรมด้านกำลังอัดของวัสดุที่ไม่ผ่านมาตรฐาน เช่น ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน และหินผุ วิธีดังกล่าวเรียกว่า “Soil Cement” อย่างไรก็ตามกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ก่อให้เกิดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ซึ่งทำให้เกิดปัญหาโลกร้อน [2-5]

เถ้าขยะ (Waste Ash) ในปัจจุบันประชาชนชาวไทยสามารถสร้างขยะได้มากถึงเฉลี่ย 14 ล้านตันต่อปี ซึ่งเป็นปัญหาในการกำจัดขยะ ซึ่งความสามารถในการจำกัดขยะในประเทศไทยมีไม่เพียงพอจึงทำให้เกิดปริมาณมูลฝอยตกค้างตามสถานที่ต่าง ๆ พบเห็นได้ทั่วไป เช่น น้ำเสีย มลพิษทางอากาศ เป็นต้น ซึ่งปัญหาการทิ้งขว้างขยะนั้นพบเห็นเป็นจำนวนมาก ดังนั้นจึงมีบางหน่วยงานนำขยะที่ทิ้งขว้างนำมาสร้างประโยชน์โดยการ

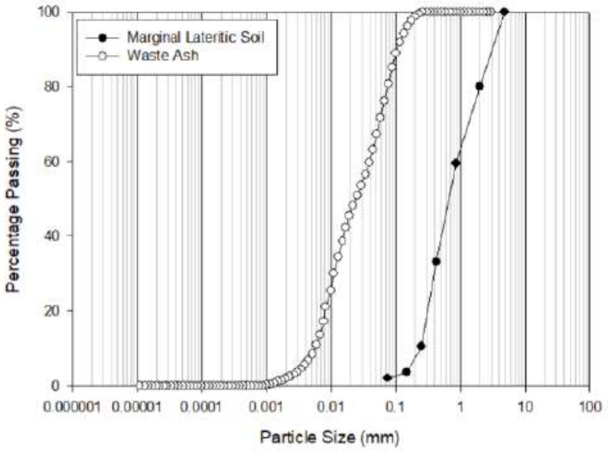
ผลิตกระแสไฟฟ้า โดยโรงงานไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste Energy Power Plant) ซึ่งการเผาเถ้าขยะทำให้เกิดผลพลอยได้คือ เถ้าขยะ (Waste Ash)

งานวิจัยนี้ศึกษาความเป็นไปได้ในการใช้เถ้าขยะ (Waste Ash) เป็นวัสดุประสานทดแทนการใช้ปูนซีเมนต์ โดยการทดสอบกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยเถ้าขยะ (Waste Ash) และปูนซีเมนต์ และเปรียบเทียบกำลังอัดกับเกณฑ์มาตรฐานกรมทางหลวง

2. วิธีการดำเนินการวิจัย

2.1 ตัวอย่างวัสดุทดสอบ

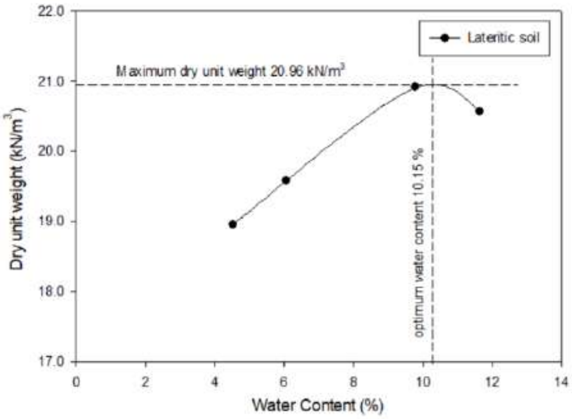
ดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานได้จากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา ซึ่งมีส่วนประกอบของดินเม็ดหยาบร้อยละ 50.36 และดินเม็ดละเอียดร้อยละ 49.52 ดังแสดงในรูปที่ 1 ดินลูกรังมีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.31 ค่าขีดจำกัดของเหลว (Liquid Limit, LL) ขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit, PL) และดัชนีพลาสติก (Plasticity Index, PI) ของดินลูกรัง เท่ากับร้อยละ 32.05 15.71 และ 16.33 ตามลำดับ ดินลูกรังสามารถจำแนกเป็นทรายปนดินเหนียว (Clayey Sand, SC) หน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดที่พลังงานบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน เท่ากับ 20.96 kN/m^3 และปริมาณความชื้นที่เหมาะสมร้อยละ 10.50 ดังแสดงในรูปที่ 2 ค่าแคลิฟอร์เนีย แบริ่ง เรโช (California Bearing Ratio, CBR) ที่ร้อยละ 95 ของหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดที่พลังงานการบดอัดสูงกว่ามาตรฐานมีค่าเท่ากับ 2.15 ค่าสึกหรอ (Abrasion) ของดินตัวอย่างเท่ากับร้อยละ 65.50 เมื่อเปรียบเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน ทล.ม. 206/2532 [6] จะพบว่าดินลูกรังชนิดนี้ไม่ผ่านมาตรฐาน



รูปที่ 1 การกระจายขนาดของดินลูกรังที่ไม่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานและเถ้าขยะ

เถ้าขยะ (Waste Ash, WA) ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ได้มาจากโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา คุณสมบัติทางเคมีแสดงในตารางที่ 1 ค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.03 ผลรวมของปริมาณธาตุ SiO_2, Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 18.82 และ CaO มีปริมาณร้อยละ 23.88 การกระจายขนาดคละของเถ้าขยะแสดงในรูปที่ 1

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (Portland cement, C) มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 คุณสมบัติทางเคมีแสดงในตารางที่ 1 ผลรวมของปริมาณธาตุ SiO_2, Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 27.5 และ CaO มีปริมาณร้อยละ 64.69



รูปที่ 2 การบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าขยะ และปูนซีเมนต์

องค์ประกอบทางเคมี	เถ้าขยะ (WA)	ปูนซีเมนต์ (C)
SiO_2	8.95	19.56
Al_2O_3	3.71	4.8
Fe_2O_3	6.16	3.14
CaO	23.88	64.69
Cl	18.85	N.D.
SO_3	N.D.	2.89
K_2O	20.37	0.39
TiO_2	1.38	N.D.
MnO_2	0.46	N.D.
Br_2O	1.08	N.D.
Rb_2O	1.00	N.D.
ZnO	5.19	N.D.
PbO	3.17	N.D.
MgO	N.D.	1.37
LOI	5.80	3.16

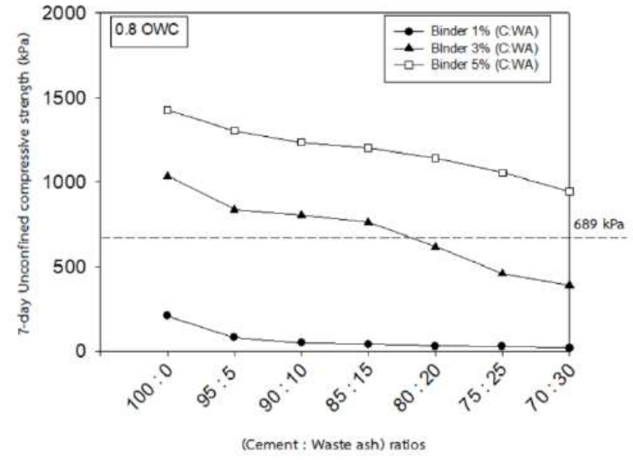
2.2 การเตรียมตัวอย่าง และวิธีการทดสอบ

นำดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐาน (Marginal lateritic soil, MLS) และวัสดุประสาน (Binder, B) ร้อยละ 1 3 และ 5 วัสดุประสานเป็นส่วนผสมของปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่อัตราส่วน 100:0 95:5 90:10 85:15 80:20 75:25 และ 70:30 มาผสมให้เข้ากัน จากนั้นเติมน้ำ และผสมคลุกเคล้าให้เข้ากัน ปริมาณน้ำที่ใช้คือปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Water Content, OWC) ซึ่งได้จากการทดสอบการบดอัดสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Compaction Test) [7] จากนั้นจะนำมาเตรียมตัวอย่างขนาด

เส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 50 มิลลิเมตร และมีความสูงเท่ากับ 100 มิลลิเมตร และนำมาบ่มในห้องปฏิบัติการ จนได้ระยะเวลาบ่มตัวอย่าง 7 วัน เมื่อครบอายุบ่มที่กำหนด นำตัวอย่างมาแช่น้ำเป็นเวลา 2 ชั่วโมง แล้วจึงนำไปทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวตามมาตรฐาน ASTM D5102-09 [8] ซึ่งแต่ละอัตราส่วนผสมจะเตรียมตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง เพื่อเป็นตัวแทนของส่วนผสมที่มีค่าถูกต้องแม่นยำ

3. ผลการศึกษา

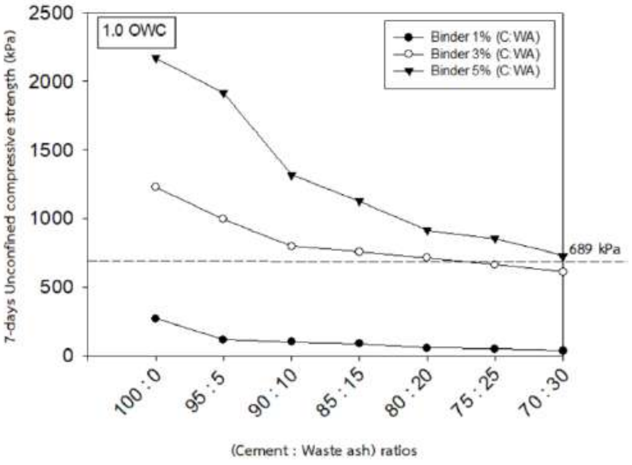
รูปที่ 3-5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดแกนเดียว และอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเถ้าขยะของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่ปริมาณ B ร้อยละ 1 3 และ 5 และปริมาณความชื้นเท่ากับ 0.8OWC 1.0OWC และ 1.2OWC จะเห็นได้ว่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะ มีค่าลดลงตามปริมาณเถ้าขยะที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากปริมาณอัลคาไลของเถ้าขยะที่ค่อนข้างสูงทำให้เกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมในช่องว่างของตัวอย่าง และทำให้เกิดเจล ซึ่งส่งผลให้ตัวอย่างแตกร้าวได้ กำลังอัดสูงสุดที่อายุบ่ม 7 วันของตัวอย่างดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่อัตราส่วนปูนซีเมนต์และเถ้าขยะเท่ากับ 100:0 และปริมาณความชื้น 1.0OWC มีค่าเท่ากับ 268 1,227 และ 2,168 กิโลปาสกาล สำหรับปริมาณ B ร้อยละ 1 3 และ 5



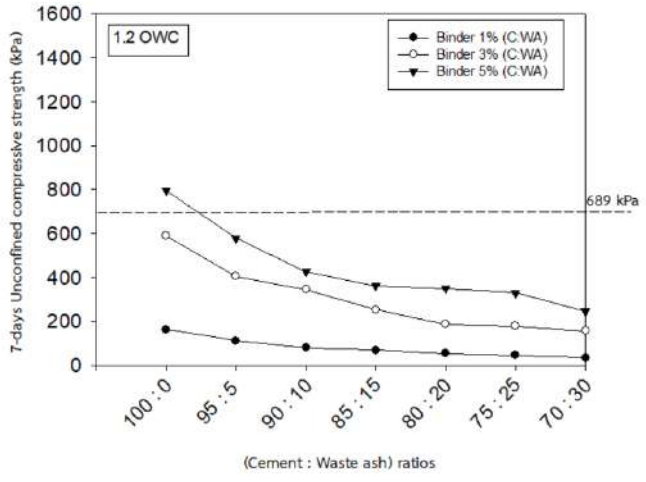
รูปที่ 3 กำลังอัดแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่ปริมาณความชื้น 0.8OWC

ปริมาณความชื้นส่งผลต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะ จากผลการทดสอบพบว่า กำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะมีค่าเพิ่มขึ้นกับการเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้น จากนั้นกำลังของตัวอย่างมีค่าลดลง สำหรับทุกอัตราส่วนผสม กำลังอัดสูงสุดที่อายุบ่ม 7 วันของตัวอย่างดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะพบที่ปริมาณ B ร้อยละ 5 ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1,425 2,168 และ 794 กิโลปาสกาล สำหรับปริมาณความชื้นเท่ากับ 0.8OWC 1.0OWC และ 1.2OWC ตามลำดับ

เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ทล.206/2532 [6] ซึ่งระบุกำลังอัดต้องไม่น้อยกว่า 689 กิโลปาสกาล ตามลำดับ พบว่า อัตราส่วนที่เหมาะสมของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะพบที่ปริมาณ B ร้อยละ 3 ปริมาณความชื้นเหมาะสมและอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเถ้าขยะเท่ากับ 80:20 ซึ่งให้ค่ากำลังผ่านเกณฑ์มาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์



รูปที่ 4 กำลังอัดแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่ปริมาณความชื้น 1.0OWC



รูปที่ 5 กำลังอัดแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะที่ปริมาณความชื้น 1.2OWC

4. บทสรุป

บทความนี้ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังที่ไม่ผ่านเกณฑ์มาตรฐานด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะ โดยการทดสอบกำลังอัดแกนเดียว (Unconfined Compressive Strength, UCS) แบบแช่น้ำที่อายุบ่ม 7 วัน ผลการศึกษาสามารถสรุปผลได้ดังนี้

1) กำลังรับแรงอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะ มีค่าลดลงตามปริมาณเถ้าขยะที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากปริมาณอัลคาไลของเถ้าขยะที่ค่อนข้างสูงทำให้เกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างและมวลรวมในช่องว่างของตัวอย่าง และทำให้เกิดเจล ซึ่งส่งผลให้ตัวอย่างแตกร้าวได้

2) ปริมาณความชื้นส่งผลต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะ ปริมาณเถ้าขยะ และปริมาณความชื้นที่มากเกินไปทำให้กำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะมีค่าลดลง

3) เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ ซึ่งระบุกำลังอัดต้องไม่น้อยกว่า 689 กิโลปาสกาล พบว่าอัตราส่วนที่เหมาะสมของดินลูกรังที่ไม่ผ่านมาตรฐานปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าขยะพบที่ปริมาณ B ร้อยละ 3 ปริมาณความชื้นเหมาะสม และอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเถ้าขยะเท่ากับ 80:20 ซึ่งให้ค่ากำลังผ่านเกณฑ์มาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณโรงไฟฟ้าพลังงานขยะ (Waste to Energy Power Plant) จังหวัดสงขลา ที่ได้อนุเคราะห์เถ้าขยะเพื่อใช้ในการวิจัย คุณพิษณุ นาคเม้า ที่ให้ความอนุเคราะห์ตัวอย่างดินลูกรังจากบ่อลูกรัง อำเภอเฉลิมพระเกียรติ จังหวัดนครราชสีมา สำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนา กรมทางหลวงชนบท สำหรับเครื่องมือทดสอบและห้องปฏิบัติการทดสอบวัสดุ

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (สนข.) กระทรวงคมนาคม 29 กรกฎาคม 2557

[2] Suksiripattanapong C., Horpibulsuk S., Chanprasert P., Sukmak P. and Arulrajah A., 2015. “Compressive strength development in fly ash geopolymer masonsy units manufactured from water treatment sludge”. Construction and Building Materials, 82, pp.20- 30.

[3] Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Samingthong, W., Chinkulkijniwat, A., Rachan, R., and Arulrajah, A., 2015 “Durability against wet-dry cycles of water treatment sludge–fly ash geopolymer”, Journal of Materials in Civil Engineering, 94, pp.807-816

[4] Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., Boongrasan, S., Udomchai, A., Chinkulkijniwat, A. and Arulrajah, A., 2015. “Unit weight, strength and microstructure of a water treatment sludge–fly ash lightweight cellular geopolymer”, Construction and Building Materials,58 pp.254-257

[5] Suksiripattanapong, C., Srijumpa, S., Horpibulsuk, S., Sukmak, P., Arulrajah, A., and Du, J.Y., 2015. “Compressive strength of water treatment sludge–fly ash geopolymer at various compression energies”, Lowland Technology International Journal, Vol.17, No.2.

[6] กรมทางหลวง, มาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต (Soil cement subbase), มาตรฐานที่ ทล.-ม. 206/2532

[7] สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ (2556). การทดลองที่ ทล.-ท. 108/2517 การทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction Test), กรมทางหลวง.

[8] ASTM-D1633 Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil Cement Cylinders ASTM International, 2007

อิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทาน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

Influence of helical plate diameter on bearing capacity based on laboratory study

จักรพันธ์ ธงทอง[1,*], สุริยะ ทองมุณี[2] และ คเชนทร์ จักร์แก้ว[3]

[1] โปรแกรมวิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏกำแพงเพชร จ.กำแพงเพชร

[2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: jakkaphan_t@elearning.cmu.co.th*

บทคัดย่อ

การออกแบบกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว โดยทั่วไปจะใช้วิธีการคล้ายกับพฤติกรรมเสาเข็มลึก จากผลการวิจัยที่ผ่านมา พบว่าการเสริมแผ่นเหล็กเกลียวทำให้กำลังรับแรงแบกทานเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว แต่แนวโน้มการเพิ่มขึ้นไม่ได้มีอัตราเพิ่มขึ้นเหมือนกับการเพิ่มของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มลึก ส่งผลให้การประเมินหรือออกแบบกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียวไม่สอดคล้องกับกำลังรับแรงแบกทานที่แท้จริง บทความนี้จึงทำการศึกษาถึงอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวที่ใช้เสริมกำลังต่อกำลังแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียว ภายใต้การรับแรงอัดในแนวแกน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แล้วจึงเปรียบเทียบกับผลการออกแบบ ผลการศึกษาพบว่าขนาดของแผ่นเหล็กเกลียวมีอิทธิพลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียว อันเกิดจากพื้นที่หน่วยแรง "stress zone" ภายใต้แผ่นเหล็กเกลียว โดยการเพิ่มขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ส่งผลให้กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็มเพิ่มขึ้นในลักษณะเอกซ์โพเนนเชียล ตามการเพิ่มขึ้นของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ส่วนแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มคงที่

คำสำคัญ: เสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว, กำลังการรับแรงแบกทาน, ฐานรากเสาเข็ม, การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

Abstract

Generally, design of the bearing capacity of helical piles is similar to the behavior of deep pile foundations. From the previous research, it is found that the reinforcing helix plate causes the bearing capacity to increase as the diameter of helix plate increases. But the tendency is not the same as the increase in the diameter of the deep pile foundations. This article studies the influence of helical plate diameter on bearing capacity under axial compression based on laboratory study and then compares with the design results. By increasing the diameter of the helix plate, the end bearing capacity of the helical pile is increased in an exponential manner according to the increase in the diameter of the helix plate. The skin friction is constant.

Keywords: Helical pile, Bearing capacity, Pile foundation, Laboratory test

1. คำนำ

โดยทั่วไประบบฐานรากเสาเข็มเหล็กเกลียวจะนำมาใช้ในโครงสร้างหรืออาคารขนาดเบา แต่ด้วยคุณสมบัติที่ดีและได้เปรียบกว่าฐานรากระบบอื่นหลายประการ[1] ทำให้ในปัจจุบันมีการนำระบบฐานรากดังกล่าวมาใช้ในงานที่ต้องรับน้ำหนักมากยิ่งขึ้น ส่งผลให้มีความต้องการที่จะต้องเพิ่มความสามารถในการรับกำลังแบกทานให้กับเสาเข็ม ซึ่งการเพิ่มกำลังการรับแรงแบกทานให้กับเสาเข็มเหล็กเกลียวนั้น มีวิธีการหลายวิธีด้วยกัน เช่น การเพิ่มจำนวนเสาเข็ม การเพิ่มขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางและความยาวของเสาเข็ม การเสริมด้วยแผ่นเหล็กเกลียวที่มีขนาด จำนวน หรือรูปแบบต่าง ๆ เป็นต้น [2]

วิธีการเสริมกำลังแบกทานด้วยการเสริมแผ่นเหล็กเกลียวให้กับเสาเข็มนั้น พบว่าเป็นวิธีที่ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลาย เนื่องจากความสะดวกและค่าใช้จ่ายที่ไม่สูง ซึ่งการออกแบบกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียวนั้น โดยทั่วไปใช้วิธีการคล้ายกับพฤติกรรมเสาเข็มลึก [2], [3] จากการศึกษาถึงพฤติกรรมของเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียวโดยทั่วไปนั้น การเสริมแผ่นเหล็กเกลียวทำให้กำลังรับแรงแบกทานเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว [2], [4], [5] แต่แนวโน้มการเพิ่มขึ้นไม่ได้มีอัตราเพิ่มขึ้นเหมือนกับการเพิ่มของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเสาเข็มลึก ส่งผลให้การประเมินหรือออกแบบกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียวไม่สอดคล้องกับกำลังรับแรงแบกทานที่แท้จริง

การศึกษาถึงคุณสมบัติ พฤติกรรม และอิทธิพลของแผ่นเหล็กเกลียวที่มีผลต่อกำลังการรับแรงแบกทาน เพื่อที่จะสามารถนำไปใช้ในการประเมินกำลังการรับแรงของเสาเข็มเหล็กเกลียวนั้น ย่อมส่งผลให้การประเมินกำลังรับแรงแบกทานมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น บทความนี้จึงทำการศึกษาถึงอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวที่ใช้เสริมกำลัง ต่อกำลังแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียว ภายใต้การรับแรงอัดในแนวแกน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แล้วจึงเปรียบเทียบกับผลการออกแบบ

2. ข้อมูลและวิธีการทดสอบ

การศึกษาอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียวนั้น ดำเนินการโดยการติดตั้งแบบจำลองเสาเข็มลงในแบบจำลองดิน ก่อนการทดสอบกำลังรับแรงอัด ในห้องปฏิบัติการ โดยมีตัวแปรที่เปลี่ยนแปลงคือขนาดของแผ่นเหล็กเกลียว ส่วนในสภาวะต่างๆ จะ คงที่ อันได้แก่ แบบจำลองเสาเข็ม แบบจำลองดิน และชุดอุปกรณ์การทดสอบต่างๆ ดังนั้น เพื่อให้ทุกการทดสอบสามารถควบคุมสภาวะแวดล้อมต่าง ๆ ให้คงที่มากที่สุด จึงต้องมีการจัดเตียมวัสดุและอุปกรณ์ โดยมีรายละเอียดดังนี้

2.1 วัสดุและอุปกรณ์การทดสอบ

2.1.1 แบบจำลองเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว

การศึกษาในครั้งนี้ ผู้วิจัยใช้แบบจำลองเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียวสแตนเลส เกรด 304 ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 0.5 นิ้ว หนา 1.1 มม. ความยาว 40 ซม. เชื่อมปิดปลายเสาเข็ม ติดตั้งแผ่นเหล็กเกลียวเสริมกำลังหนา 2 มม. ที่ระยะ 0.5 นิ้ว จากปลายเสาเข็ม (e) ที่อัตราส่วนเส้นผ่าศูนย์กลางแผ่นเหล็กเกลียว (D) ต่อเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็ม (d) เท่ากับ 1, 2, 3 และ 4 ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยทำการทดสอบเป็นจำนวน 4 ต้น ต่ออัตราส่วน D/d ต่างๆ

คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของแบบจำลองเสาเข็มมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Young's modulus) เท่ากับ 180 GPa. และค่าอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) เท่ากับ 0.270 ซึ่งเป็นค่าคุณสมบัติทั่วไปของสเตนเลส โดยรายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองเสาเข็มแสดงในตารางที่ 1

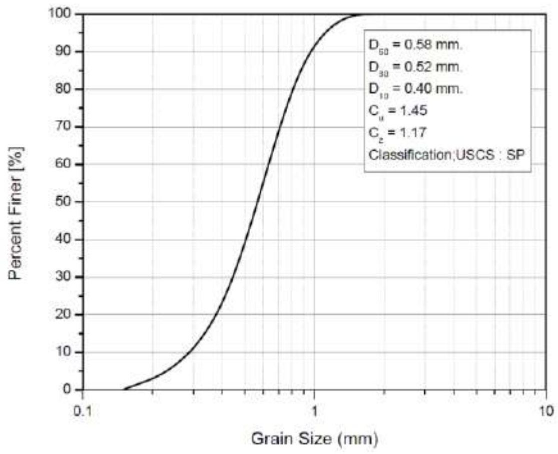
2.1.2 แบบจำลองดิน

แบบจำลองดินใช้ทรายซิลิกา คัดขนาด 0.40-0.84 มม. ผ่านตะแกรงเบอร์ 20 ค้างบนตะแกรงเบอร์ 40 โดยมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้น ดังแสดงใน**รูปที่ 2** และตารางที่ 2

2.1.3 ชุดอุปกรณ์ถังทดสอบ

ชุดอุปกรณ์ถังทดสอบเป็นชุดถังโครงเหล็กรูปพรรณประกอบ ขนาดภายใน กว้างxยาวxสูง 50x80x53 ซม. เพื่อใช้ในการบรรจุทราย รวมทั้งติดตั้งเครื่องมือการให้แรง (Hydraulic jack), เครื่องมือการอ่านค่าแรง (Load cell), เครื่องมือการวัดการทรุดตัวของโมเดลเสาเข็ม (LVDT) และเครื่องมือการบันทึกและแปลผลข้อมูล (Data logger) ดังแสดงใน**รูปที่ 3**

รูปที่ 1 แบบจำลองโมเดลเสาเข็ม



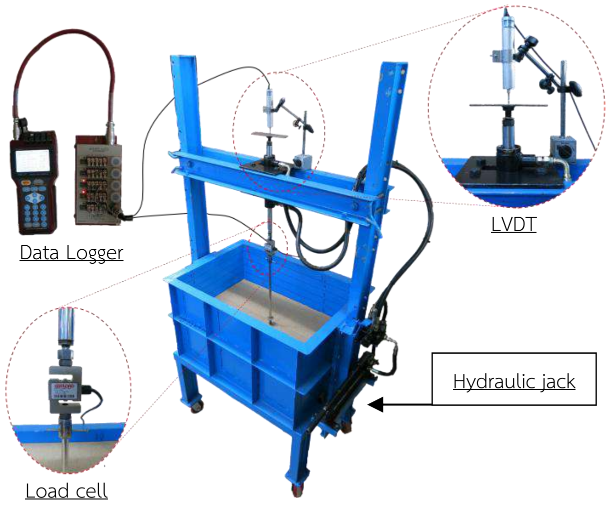
รูปที่ 2 กราฟการกระจายของขนาดเม็ดทราย

ตารางที่ 1 รายละเอียดคุณสมบัติของแบบจำลองเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว

Property	Value
Outer diameter, D (mm.)	12.7
Wall thickness, t (mm.)	1.1
Length from raft base, L (mm.)	400
Young's modulus, E_p (GPa.)	180
Poisson's ratio, ν	0.270
Relative density, D_r (%)	50
Interface friction angle, δ (deg.)	18.3

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางวิศวกรรมเบื้องต้นของทราย

Property	Value			
Classification (USCS)	SP			
D_{50}	0.56			
Coefficient of uniformity, C_u	1.45			
Coefficient of curvature, C_c	1.17			
Specific gravity, G_s	2.65			
Maximum dry density, ρ_{dmax} (kg/m^3.)	1,679			
Minimum dry density, ρ_{dmin} (kg/m^3.)	1,344			
Maximum void ratio, e_{max}	0.971			
Minimum void ratio, e_{min}	0.578			
Relative density, D_r (%)	50	60	70	80
Internal friction angle, ϕ (deg.)	29.7	30.2	31.7	32.5
Dry density, ρ (kg/m^3.)	1493	1526	1562	1599
Void ratio, e	0.775	0.735	0.696	0.657



รูปที่ 3 ชุดอุปกรณ์ถังทดสอบ

2.2 การเตรียมการทดสอบและวิธีการทดสอบ

2.2.1 แบบจำลองชั้นดินและการติดตั้งเสาเข็มทดสอบ

การจำลองชั้นดินเพื่อให้ทุกการทดสอบคงที่ มีวิธีการดำเนินการ ดังนี้

a. แบ่งชั้นทรายออกเป็นชั้นๆ ชั้นล่ะ 5 ซม. จำนวน 9 ชั้น โดยขีดเส้นไว้ที่ถังทดสอบ

b. คำนวณน้ำหนักชั้นทราย ใส่ชั้นทราย และทำการบดอัดชั้นทราย ทีละชั้น เพื่อให้ได้ความหนาแน่นสัมพัทธ์ที่ต้องการ

c. ใส่ชั้นทรายจนถึงระดับปลายเสาเข็ม จึงดำเนินการติดตั้งเสาเข็มเข้ากับแท่นยึดและ Load cell

d. ดำเนินการใส่ชั้นทราย และทำการบดอัดชั้นทรายที่เหลือจนครบทั้ง 9 ชั้น

2.2.2 การควบคุมความสม่ำเสมอของแบบจำลองชั้นทราย

เพื่อให้การจำลองชั้นทรายมีความสม่ำเสมอทั่วพื้นที่ และคงที่ในทุกการทดสอบ จึงดำเนินการทดสอบ Cone Penetration Test โดยแสดงผ่านความสัมพันธ์ระหว่างค่าความต้านทานแรงกดกับความลึก [6]

ในการทดสอบจะใช้แท่งเหล็กตันขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มม. ความยาว 70 ซม. ปลายรูปทรงกรวย มุมเอียงทรงกรวย 60 องศา ยึดติดกับ Load Cell เพื่อใช้ในการบันทึกและอ่านค่าแรงกด

ดำเนินการกดแท่งเหล็กตันลงบนผิวแบบจำลองชั้นทราย ที่ตำแหน่งต่างๆ ทั่วพื้นที่ผิว ดังแสดงใน**รูปที่ 4** กดลงด้วยอัตราคงที่ และบันทึกค่าแรงต้านทานที่ความลึกทุก 5 ซม.

2.2.3 การทดสอบกำลังการรับแรงแบกทาน

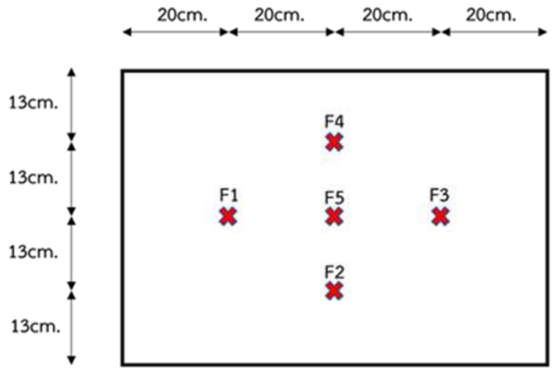
การทดสอบกำลังการรับแรงแบกทาน ดำเนินการโดยใช้ Hydraulic jack เป็นเครื่องให้แรงแบกทานในแนวดิ่ง ที่อัตราการเคลื่อนตัวคงที่ประมาณ 0.2 มม./วินาที ทำการบันทึกค่าแรงและค่าการเคลื่อนตัว ที่การเคลื่อนตัวประมาณทุก 0.25 มิลลิเมตร

3. สมมุติฐานและสมการในการออกแบบ

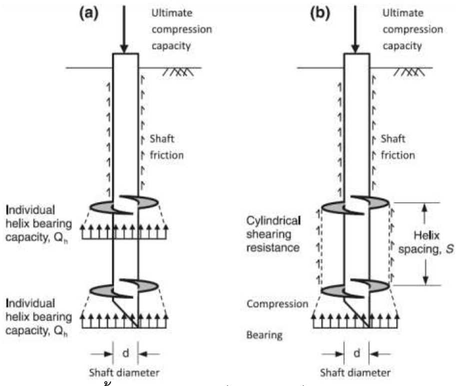
3.1 สมมุติฐานการออกแบบ

วิธีการประเมินประสิทธิภาพเสาเข็มเหล็กเกลียวที่ใช้โดยทั่วไป มี 3 วิธี คือ 1. วิธีกำลังแบกทานแบบแยกส่วน 2. วิธีกำลังแบกทานแบบทรงกระบอก (ดังแสดงใน**รูปที่ 5**) และ 3. ความสัมพันธ์ระหว่างแรงบิดระหว่างการติดตั้ง (installation torque) และกำลังการรับแรง [1], [3] ในการศึกษานี้ ศึกษาถึงอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทาน โดยใช้แบบจำลองเสาเข็มที่มีแผ่นเหล็กเกลียวจำนวน 1 แผ่น ที่ขนาดต่างๆกัน และทดสอบหลังจากการติดตั้งเสาเข็มแล้วเสร็จ ในประเมินกำลังรับแรงแบกทานจึงใช้เพียงวิธีเดียวคือ วิธีกำลังแบกทานแบบแยกส่วน

กำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียวมีสมมุติฐานและพฤติกรรมระนาบการวิบัติเช่นเดียวกับฐานรากลึก โดยกลไกการถ่ายเทน้ำหนักของเสาเข็มจากโครงสร้างสู่ดิน ในระหว่างการถ่ายน้ำหนัก เสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียวจะถ่ายน้ำหนักจากโครงสร้างสู่ดินรอบเสาเข็ม โดยผ่านแรงเสียดทานระหว่างแกนเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว(shaft) หรือที่เรียกว่าแรงเสียดทานที่ผิว (skin friction) บวกกับแรงแบกทานที่แผ่นเหล็กเกลียว (end bearing) การถ่ายน้ำหนักนี้จะส่งผลให้เกิดพื้นที่หน่วยแรง "stress zone" ภายใต้แผ่นเหล็กเกลียว ซึ่งมีการกระจายแรงดันที่ด้านล่างของแต่ละแผ่นเหล็กเกลียวอย่างสม่ำเสมอทั่วแผ่น กำลังการรับแรงแบกทานของเสาเข็มได้มาจากผลรวมของแรงแบกทานที่แผ่นเหล็กเกลียว (end bearing) รวมกับแรงเสียดทานของแกนเสาเข็ม (shaft) [1], [4]



รูปที่ 4 ตำแหน่งการทดสอบ Cone Penetration



รูปที่ 5 กลไกการถ่ายน้ำหนักของเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว(a) วิธีกำลังแบกทานแบบแยกส่วน และ (b) วิธีกำลังแบกทานแบบทรงกระบอก [3]

3.2 สมการในการออกแบบ

สมการสำหรับการหากำลังแบกทานสำหรับเสาเข็มเหล็กเกลียว [2]

$$Pu = \sum_{n} q_{ult} A_n + \alpha H(\pi d) \quad (1)$$

เมื่อ q_{ult} = กำลังรับแรงแบกทานประลัย

A_n = พื้นที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กเกลียวที่ n^{th} ต่าง ๆ

α = แรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินและแกนเพลาเสาเข็ม

H = ความยาวแกนเพลาเสาเข็มเหนือแผ่นเหล็กเกลียวแผ่นบนสุด

d = เส้นผ่าศูนย์กลางของแกนเพลาเสาเข็ม (shaft) [2]

กำลังรับแรงแบกทานประลัยของดินหาได้จากสมการกำลังรับแรงแบกทานประลัยของฐานรากรูปทรงกลม;

$$q_{ult} = 1.3cN_c + q'N_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (2)$$

เมื่อ c = แรงดึงดูดของดินใต้แผ่นเหล็กเกลียว soil cohesion below helical plate)

q' = ความเค้นประสิทธิพลที่ระดับแผ่นเหล็กเกลียว (effective overburden stress at the bearing depth)

γ = หน่วยน้ำหนักของดิน (soil unit weight)

B = เส้นผ่าศูนย์กลางของแผ่นเหล็กเกลียว (width of the bearing element)

N_c, N_q, N_γ = ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน (bearing capacity factors)

โดยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินและแกนเพลาเสาเข็มมีค่าเท่ากับ

$$\alpha = 2/3T \quad (3)$$

เมื่อ T = กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน (shear strength of soil)

โดยที่

$$T = (0.09e^{0.08\phi})(\gamma z - \gamma_w h_w)\tan\phi \quad (4)$$

เมื่อ ϕ = แรงเสียดทานภายในระหว่า งเม็ดดิน (internal angle of friction)

γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ (unit weight of water)

h_w = ความสูงของระดับน้ำที่ความลึก z (height of water above depth z) [2]

4. ผลการทดสอบ และการวิเคราะห์ผล

4.1 Cone Penetration Test

ผลของ Cone Penetration Test ของแบบจำลองดินแสดงใน**รูปที่ 6** พบว่าค่าความต้านทานแรงกดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามความลึก โดยค่าความต้านทานแรงกดให้ค่าแตกต่างกันของค่าต่ำสุดกับสูดสุดของในแต่ละตำแหน่ง ไม่เกิน 2.5 กก. ในทุกการทดสอบ แสดงให้เห็นถึงความสม่ำเสมอของแบบจำลองชั้นทราย และยังแสดงให้เห็นว่าความต้านทานแรงกดไม่ได้รับอิทธิพลจากผนังด้านข้าง หากตำแหน่งอยู่ห่างจากผนังด้านข้าง 50 มม. ทั้งนี้ในการทดสอบ Cone Penetration Test นั้น เป็นการทดสอบแยกต่างหาก โดยยังไม่ได้ติดตั้งแบบจำลองเสาเข็ม [6]

4.2 กำลังการรับแรงแบกทาน

รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแบกทานกับการทรุดตัวของเสาเข็มเหล็กตัน (SP) และเสาเข็มเสริมแผ่นเหล็กเกลียวที่ขนาดอัตราส่วน D/d เท่ากับ 2, 3 และ 4 พบว่า เสาเข็มเหล็กตัน กำลังรับแรงแบกทานจะเพิ่มขึ้น ที่การทรุดตัวช่วงต้น คือที่ประมาณ 0-2 มม. หลังจากนั้นจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นเล็กน้อย จนถึงคงที่

ส่วนเสาเข็มที่เสริมกำลังด้วยแผ่นเหล็กเกลียว การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงแบกทานจะมีระยะการเพิ่มขึ้นที่มากกว่า คือมีการเพิ่มขึ้นตั้งแต่การทรุดตัวในช่วงต้นจนถึงช่วงกลาง ที่การทรุดตัวประมาณ 0-10 มม. และยังพบว่ากำลังการรับแรงแบกทานจะเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนโดยเฉพาะที่เสริมด้วยแผ่นเหล็กขนาดใหญ่ขึ้น (D/d=4)

จากผลดังกล่าวแสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวที่ยิ่งมีขนาดแผ่นเหล็กกว้าง ยิ่งมีผลต่อกำลังรับแรงแบกทานสูง อันเกิดจากพื้นที่หน่วยแรง "stress zone" ภายใต้แผ่นเหล็กเกลียว [2], [4] เมื่อเทียบกับเสาเข็มเหล็กตัน (SP) ที่การทรุดตัวมากๆ มีเพียงแรงเสียดทานที่ผิวของเสาเข็ม จึงทำให้กำลังไม่เพิ่มขึ้นเหมือนกับเสาเข็มที่เสริมด้วยแผ่นเหล็กเกลียว

นอกจากนั้นที่การทรุดตัวที่มากขึ้น (20 มม.) จึงทำให้เกิดแรงอัดและพื้นที่ของหน่วยแรงใต้แผ่นเหล็กเกลียวมากขึ้นตาม โดยค่าการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงแบกทานนี้ มีลักษะการเพิ่มขึ้นแบบเอกซ์โพเนนเชียล ตามการเพิ่มของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ดังผลที่แสดงใน**รูปที่ 8** และ**รูปที่ 9**

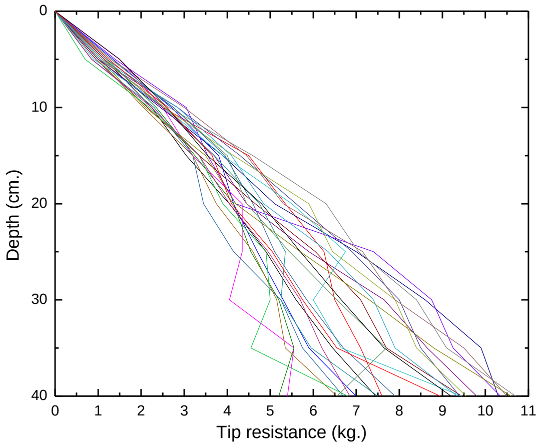
4.3 การเปรียบเทียบผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับการออกแบบ

ตารางที่ 3 แสดงค่าเฉลี่ยกำลังแบกทานจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและค่าจากการออกแบบ และ**รูปที่ 10** แสดงค่าเฉลี่ยกำลังแบกทานจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับผลจากการออกแบบเปรียบเทียบกับอัตราส่วน D/d พบว่าค่ากำลังแบกทานที่ได้จากการออกแบบในทุกอัตราส่วน D/d ให้ค่ากำลังแบกทานต่ำกว่าผลจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยมีอัตราส่วน 2.7, 3.0, 2.6 และ 2.8 เท่า ที่อัตราส่วน D/d = 1, 2, 3 และ 4 ตามลำดับ อันเนื่องมาจากกำลังรับแรงแบกทานจากห้องปฏิบัติการนั้น ได้กำหนดไว้ที่การทรุดตัวเสาเข็มเท่ากับ 20 มิลลิเมตร

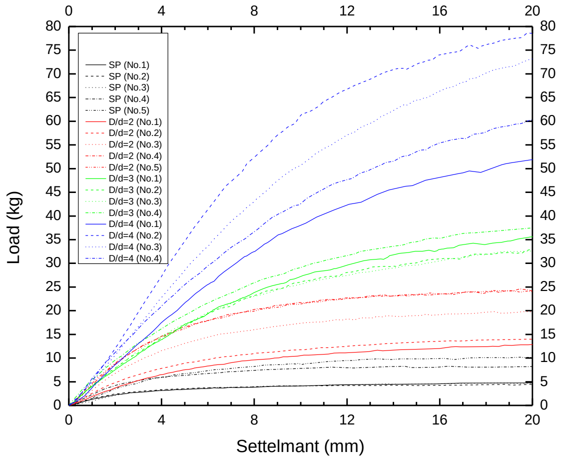
ทั้งนี้หากยึดค่ากำลังรับแรงแบกทานจากการออกแบบเป็นค่ากำลังรับแรงแบกทานสูงสุด จะพบว่าอยู่ในช่วงที่เสาเข็มทรุดตัวประมาณ 5-8% ของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเสาเข็ม ซึ่งสอดคล้องกับกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียวโดยทั่วไป [2], [5]

ในการออกแบบกำลังรับแรงแบกทานนั้น สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน คือ 1. กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม และ 2. แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม ดังแสดงใน**รูปที่ 5**

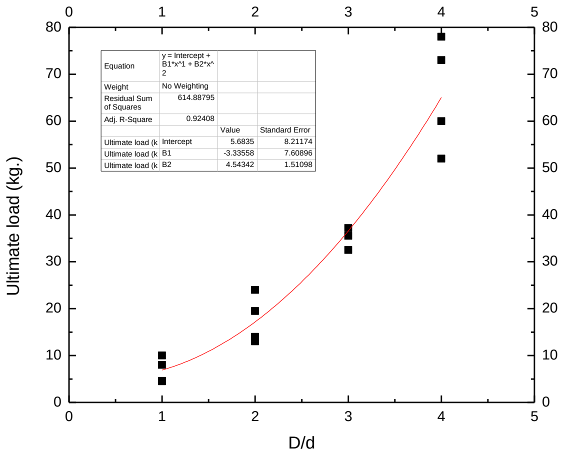
จากผลการออกแบบ พบว่า กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็มนั้นเป็นส่วนสำคัญต่อการกำหนดค่ากำลังรับแรงแบกทานสูงสุด โดยมีอัตราส่วน 65%, 90%, 94% และ 97% ของกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด ที่ D/d = 1, 2, 3 และ 4 ตามลำดับ (**รูปที่ 10**และตารางที่ 3) สอดคล้องกับผลการทดสอบของ [5] และยังพบว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม ตามการเพิ่มของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวนั้น มีลักษณะการเพิ่มขึ้นแบบเอกซ์โพเนนเชียล ดังนั้น ในการออกแบบเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว จึงมีความจำเป็นที่จะต้องให้ความสำคัญต่อการประเมินค่ากำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม ซึ่งโดยทั่วไป ถูกกำหนดด้วยค่า N_c, N_q, N_γ เป็นหลัก อันจะทำให้การประเมินกำลังรับแรงแบกทานมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น



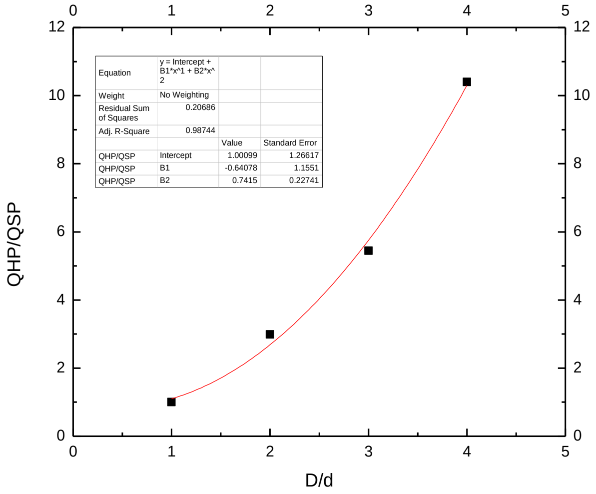
รูปที่ 6 ผลการทดสอบ Cone Penetration



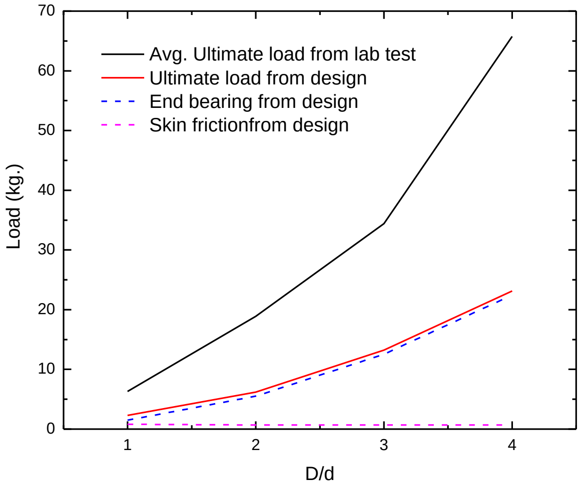
รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแบกทานกับการทรุดตัว



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังแบกทานกับอัตราส่วน D/d



รูปที่ 9 อัตราส่วนกำลังแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียว (HP) เทียบกับเสาเข็มเหล็กตัน (SP) ที่อัตราส่วน D/d ต่างๆ



รูปที่ 10 ค่าเฉลี่ยกำลังแบกทานจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการกับผลจากการออกแบบเปรียบเทียบกับอัตราส่วน D/d

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยกำลังแบกทานจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการและค่าจากการออกแบบ

แบบจำลองเสาเข็ม	ค่าเฉลี่ยกำลังแบกทานจากห้องปฏิบัติการ (กก.)	ผลจากการออกแบบ (กก.)		
		P_u	$q_{ult}A_n$	$\alpha H(\pi d)$
D/d = 1	6.32	2.30	1.49 (65%)	0.81 (35%)
D/d = 2	18.9	6.20	5.52 (89%)	0.68 (11%)
D/d = 3	34.42	13.21	12.53 (94.9%)	0.68 (5.1%)
D/d = 4	65.75	23.12	22.44 (97.1%)	0.68 (2.9%)

5. บทสรุปและอภิปราย

บทความนี้ได้ศึกษาถึงอิทธิพลของขนาดแผ่นเหล็กเกลียวต่อกำลังการรับแรงแบกทาน โดยใช้ข้อมูลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แล้วจึงเปรียบเทียบกับผลการออกแบบ ได้ผลสรุปดังนี้

- ขนาดของแผ่นเหล็กเกลียวมีอิทธิพลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังแบกทานของเสาเข็มเหล็กเกลียว อันเกิดจากพื้นที่หน่วยแรง "stress zone" ภายใต้แผ่นเหล็กเกลียว
- การเพิ่มขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ส่งผลให้กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็มเพิ่มขึ้นในลักษณะเอกซ์โพเนนเชียล ตามการเพิ่มขึ้นของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ส่วนแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มคงที่
- กำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็มเป็นส่วนสำคัญต่อกำลังรับแรงแบกทานสูงสุด โดยมีอัตราส่วนมากกว่า 90% ของกำลังรับแรงสูงสุด และจะมีเพิ่มมากขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของขนาดแผ่นเหล็กเกลียว ดังนั้น ในการออกแบบเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว จึงจำเป็นที่จะต้องให้ความสำคัญต่อการประเมินค่ากำลังรับแรงแบกทานที่ปลายเสาเข็ม ซึ่งโดยทั่วไปถูกกำหนดด้วยค่า N_c, N_q, N_γ เพื่อให้การประเมินกำลังรับแรงแบกทานมีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น

ในการที่จะเข้าใจถึงพฤติกรรมการถ่ายแรงของเสาเข็มและแผ่นเหล็กเกลียวที่เกิดขึ้นระหว่างการทดสอบ อันจะส่งผลต่อการออกแบบที่มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นนั้น การทดสอบกำลังรับแรงดึง เพื่อหาค่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม การติดตั้ง strain gauge เพื่อวัดค่า stress ของเสาเข็มที่จุดต่างๆ รวมถึงผลจากโปรแกรมวิเคราะห์ไฟไนท์อิลิเมนต์ ย่อมมีความจำเป็นที่จะต้องทำการศึกษาต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] ธ. จักรพันธ์, ท. สุริยะ, จ. พีรพงศ์, and อ. อาศิส, “การทบทวนวรรณกรรมและการประยุกต์ใช้งานเสาเข็มแผ่นเหล็กเกลียว,” in *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23*, 2018.

[2] H. A. Perko, *Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation*. 2009.

[3] Jessica Young, “Uplift Capacity and Displacement of Helical Anchors in Cohesive Soil,” Oregon State University, 2012.

[4] A. Mohajerani, D. Bosnjak, and D. Bromwich, “Analysis and design methods of screw piles: A review,” *Soils Found.*, vol. 56, no. 1, pp. 115–128, 2016, doi: 10.1016/j.sandf.2016.01.009.

[5] M. Elkasabgy and M. H. El Naggar, “Axial compressive response of large-capacity helical and driven steel piles in cohesive soil,” *Can. Geotech. J.*, vol. 52, no. 2, pp. 224–243, 2014, doi: 10.1139/cgj-2012-0331.

[6] Y. S. Unsever, T. Matsumoto, and M. Y. Özkan, “Numerical analyses of load tests on model foundations in dry sand,” *Comput. Geotech.*, vol. 63, no. January 2016, pp. 255–266, 2015, doi: 10.1016/j.compgeo.2014.10.005.

การศึกษาติดตามคันทางดินมวลเบา Air Foam Mixed Stabilized Soil หลังเปิดใช้งานนานกว่า 12 ปี

Investigation of air foam mixed stabilized soil embankment after 12 years of service

ธิติพัทธ์ รู้หลัก[1,*] อัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์[2] อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช[3] และ เศกชัย อนุเวชศิริเกียรติ[4]

[1-4] สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง

**Corresponding author; E-mail address: thiti.ru@doh.go.th*

บทคัดย่อ

จากปัญหาการทรุดตัวต่างระดับบริเวณส่วนต่อระหว่างคันทางถนนกับโครงสร้างสะพานทางหลวง (Transition Zone) อันเนื่องมาจากการขาดเสถียรภาพและการทรุดตัวในระยะยาวของสิ่งก่อสร้างในเขตพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง ซึ่งเป็นบริเวณที่ประกอบไปด้วยดินเหนียวอ่อนที่มีปริมาณน้ำในดินสูง ส่งผลกระทบต่อความปลอดภัยและความสะดวกสบายของผู้ใช้ทางหลวงเป็นอย่างมาก กรมทางหลวงได้เล็งเห็นถึงความสำคัญของปัญหาดังกล่าว จึงได้ทำข้อตกลงความร่วมมือกับสถาบันวิจัยโยธาธิการของประเทศญี่ปุ่น (Public Work Research Institute, PWRI) ในการศึกษางานก่อสร้างถนนบนดินอ่อนด้วยเทคโนโลยีการก่อสร้างคันทางดินมวลเบาและจัดทำแปลงทดลองคันทางดินมวลเบาโดยวิธีการผสมฟองอากาศในดิน (Air-foam Mixed Stabilized Soil หรือ AMS) บนทางหลวงหมายเลข 35 (พระราม 2) ช่วง กม. 72+712.5 ถึง กม. 72+845 (ขาเข้า) ฝั่งขวาทาง จังหวัดสมุทรสงคราม โดยมีสถาบัน PWRI ให้การสนับสนุนเครื่องผสมดินมวลเบาและผู้เชี่ยวชาญจากประเทศญี่ปุ่น ในการควบคุมและกำกับดูแลงานก่อสร้างร่วมกับสำนักสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อรายงานผลการติดตามประสิทธิผลและผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวตั้งแต่เปิดใช้งานมานานกว่า 12 ปี โดยพิจารณาจากประวัติการบำรุงสายทาง ปริมาณการจราจร ระดับน้ำใต้ดิน ค่าการทรุดตัวช่วงบริเวณคอสะพาน และผลการเจาะเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบคุณสมบัติของดินมวลเบา AMS จากผลการติดตามตรวจวัดในสนามและแบบจำลองทางคณิตศาสตร์พบว่า คอสะพานฝั่งที่ใช้คันทางดินมวลเบามีค่าการทรุดตัวลดลงกว่าร้อยละ 50 เมื่อเทียบกับค่าการทรุดตัวของคันทางถมปกติ นอกจากนี้ผลการทดลองในห้องปฏิบัติการแสดงว่า ตัวอย่างวัสดุ AMS ยังมีสภาพใช้งานที่ดีแม้ในสภาวะท่วมขังของระดับน้ำใต้ดินสูง ตัวอย่างมีความแข็งแรง และทนทานตามข้อกำหนดการออกแบบ

คำสำคัญ: เทคนิคการปรับปรุงดินฐานราก, คันทาง, ดินอ่อน, ดินมวลเบาโดยวิธีการผสมฟองอากาศในดิน

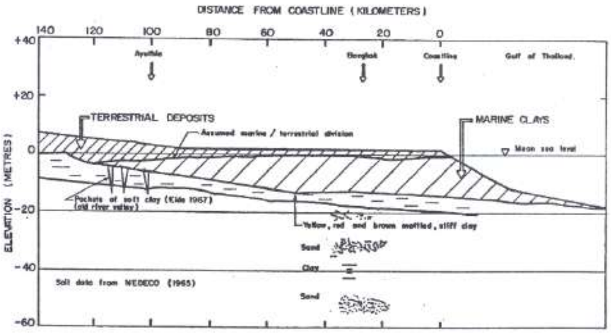
Abstract

Large differential settlement between highway embankment and bridge structure causes problem in the lower Chao Phraya river basin because of the presence of highly compressible soft clay layer in these areas. Furthermore, it also affects to the comfort of road user. Therefore, the Bureau of Road Research and Development, Department of highways (DOH), cooperated with the Public Work Research Institute (PWRI) of Japan to implement the soft ground improvement technique using Air Foam Mixed Stabilized Soil (AMS). The PWRI provided the technical supports of this technology. A full-scale test section was constructed on the highway No.35 (Rama II) at the kilometer post of 72+712.5 to 72+845 RT (Inbound) in Samut Songkhram province. The objective of this paper is to present the effectiveness of AMS embankment after 12 years of service. Considering factors included road inventory, traffic information, groundwater level, surface elevation, and laboratory test of field cored AMS samples. Results indicated that the AMS embankment section exhibited less settlement (~50 percent) comparing to the conventional fill embankment. In addition, the laboratory results also suggested that the AMS samples remained in a good condition although they were inundated due to the high groundwater table. The long-term strength and durability also met the design specifications.

Keywords: ground improvement technique, road embankment, soft ground, air-foam mixed stabilized soil

1. บทนำ

โครงข่ายทางหลวงที่มีการก่อสร้างอยู่ในเขตพื้นที่ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยามักประสบปัญหา เนื่องจากตั้งอยู่บนพื้นที่บริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่าง ซึ่งเป็นดินตะกอนสามเหลี่ยมปากแม่น้ำ เป็นดินตะกอนที่มีบริเวณกว้างและลึกมาก ครอบคลุมพื้นที่บางส่วนของ 14 จังหวัด (กรุงเทพฯ พระนครศรีอยุธยา นครนายก ปราจีนบุรี สุพรรณบุรี นนทบุรี ปทุมธานี ฉะเชิงเทรา ราชบุรี นครปฐม สมุทรสาคร สมุทรสงคราม สมุทรปราการ และชลบุรี รวมพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 14,000 ตารางกิโลเมตร สันนิษฐานว่ามีลักษณะเป็นแอ่งรูปกรวยครึ่งซีกดังรูปที่ 1 จะพบว่าชั้นดินเหนียวอ่อน Marine Clay อยู่ในระดับใกล้เคียงกับ Mean Sea Level (MSL) ลงมาจนถึงระดับความลึกประมาณ 20 เมตร [1]



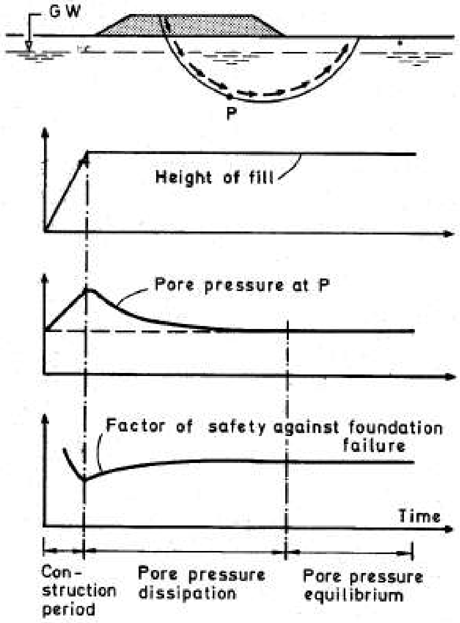
รูปที่ 1 รูปตัดของชั้นดินตามสันดอนของแนวแม่น้ำเจ้าพระยา [1]

ชั้นดินเหนียวอ่อนในพื้นที่ดังที่กล่าวมาแล้ว โดยทั่วไปมีความเป็นพลาสติกสูงมาก มีค่าหน่วยน้ำหนักของดินน้อย มีปริมาณความชื้นในดินและการยุบอัดตัวสูง จึงเป็นดินที่มีความแข็งแรงต่ำ ถนนของกรมทางหลวงในพื้นที่ดังกล่าวจึงได้รับผลกระทบจากปัญหาการทรุดตัว โดยเฉพาะปัญหาการทรุดตัวต่างระดับบริเวณส่วนต่อระหว่างคันทางถนนกับโครงสร้างสะพานทางหลวง (Transition Zone)

เมื่อย้อนกลับไปเมื่อสิบกว่าปีก่อน เทคนิคการแก้ไขปัญหาด้านเสถียรภาพและการทรุดตัวด้วยวัสดุที่มีน้ำหนักเบาเพื่อทดแทนวัสดุดินถมคันทางยังไม่เป็นที่แพร่หลายมากนักในประเทศไทย คันทางดินมวลเบาเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่ช่วยลดน้ำหนักรวมของคันทางที่กระทำต่อดินฐานราก เมื่อน้ำหนักที่กระทำลดลง คันทางมีเสถียรภาพดีขึ้น และช่วยลดการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักของคันทางเอง บทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อรายงานผลการติดตามประสิทธิผลและผลการตรวจวัดค่าการทรุดตัวตั้งแต่เปิดใช้งานมานานกว่า 12 ปี โดยพิจารณาจากประวัติการบำรุงสายทาง ปริมาณการจราจร ระดับน้ำใต้ดิน ค่าการทรุดตัวช่วงบริเวณคอสะพาน และผลการเจาะเก็บตัวอย่างเพื่อทดสอบคุณสมบัติของดินมวลเบา AMS

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การก่อสร้างคันทางบนฐานรากดินเหนียวอ่อนที่อิ่มตัวด้วยน้ำ โดยทั่วไปมักพบว่า แรงดันน้ำในดินจะมีค่ามากที่สุดเมื่องานก่อสร้างแล้วเสร็จ และจะค่อยๆ ลดลงจนถึงจุดสมดุลเมื่อเวลาเพิ่มขึ้น เนื่องจากดินเหนียวมีค่าความซึมน้ำต่ำมากจึงทำให้การระบายน้ำออกจากมวลดินเป็นไปได้ช้า ด้วยเหตุนี้กำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการวิเคราะห์คันทางที่ก่อสร้างบนดินเหนียวจึงเป็นกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrain Shear Strength) เมื่อเริ่มมีการระบายน้ำออกจากมวลดิน ดินฐานรากจะเริ่มเกิดการทรุดตัว ขณะเดียวกันค่ากำลังรับแรงเฉือนก็จะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ ซึ่งสอดคล้องกับค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ที่มีค่าน้อยที่สุดเมื่องานก่อสร้างแล้วเสร็จ และเพิ่มมากขึ้นหลังจากเวลาผ่านไป [2] แสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงตามเวลาของค่าหน่วยแรงเฉือน แรงดันน้ำ และอัตราส่วนความปลอดภัยเมื่อมีการก่อสร้างบนคันทางบนดินเหนียวอ่อน [2]

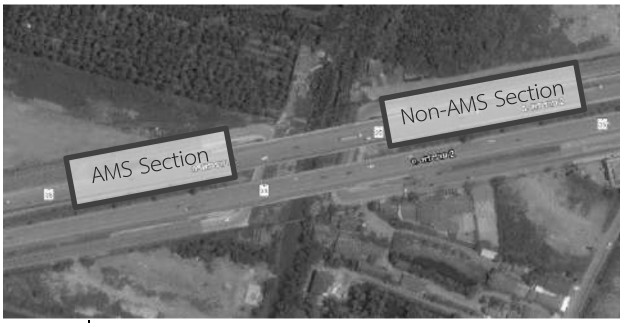
3. วิธีการศึกษา

กรมทางหลวงได้ก่อสร้างแปลงทดลองคันทางดินมวลเบาบนทางหลวงหมายเลข 35 (พระราม 2) เนื่องจากสายทางดังกล่าวอยู่ในระหว่างการก่อสร้างเพื่อขยายช่องจราจร และตั้งอยู่บนพื้นที่ดินเหนียวอ่อน มีตำแหน่งของโครงการแสดงดังวงกลมในรูปที่ 3 ระหว่าง กม. 72+712.5 ถึง กม. 72+845 ช่วงบริเวณคอสะพาน ฝั่งขวาทาง (ขาเข้า) จังหวัดสมุทรสงคราม

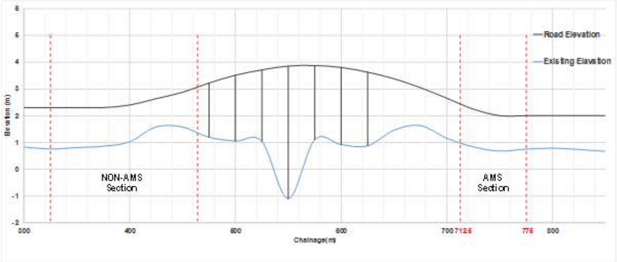
รูปที่ 3 ตำแหน่งที่ตั้งของแปลงทดลองก่อสร้างคันทางดินมวลเบา

3.1 ที่ตั้งโครงการ

แปลงทดลองตั้งอยู่บนพิกัด“13.356822, 99.934528” ลักษณะทางกายภาพของทางหลวงในปัจจุบันเป็น 6 ช่องจราจร และทางคู่ขนาน 2 ช่องจราจร สภาพแวดล้อมของแปลงทดลองช่วงบริเวณคอสะพานแสดงดังรูปที่ 4 และแปลงทดลองมีค่าระดับตามแนวเส้นทางแสดงดังรูปที่ 5 โดยค่าระดับที่ปรากฏเป็นค่าระดับเทียบกับค่าระดับน้ำทะเลปานกลาง (Mean Sea Level)



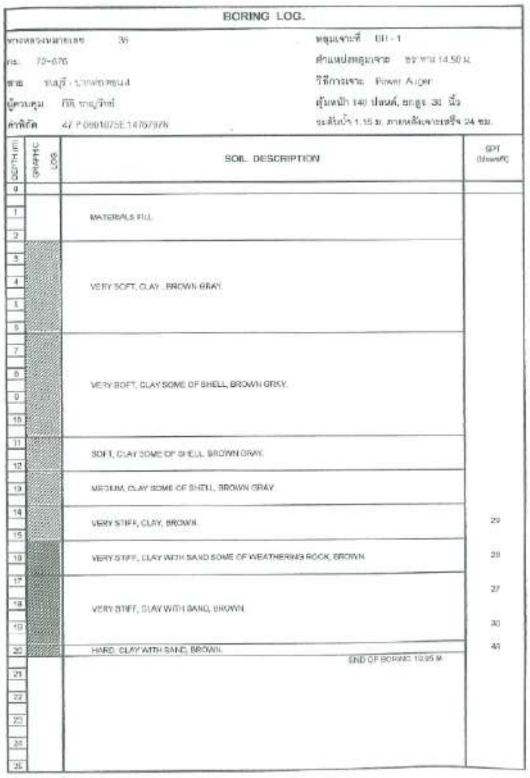
รูปที่ 4 ลักษณะทางกายภาพของแปลงทดลองช่วงบริเวณคอสะพาน



รูปที่ 5 ค่าระดับตามแนวเส้นทาง (Profile Grade) ของแปลงทดลองช่วงบริเวณคอสะพาน

3.2 ลักษณะชั้นดินในบริเวณแปลงทดลอง

จากผลการเจาะสำรวจชั้นดิน แสดงดังรูปที่ 6 พบว่าลักษณะชั้นดินในบริเวณแปลงทดลอง มีความสอดคล้องและเป็นไปตามลักษณะของชั้นดินในเขตพื้นที่ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างดังที่ได้กล่าวไว้ในข้างต้น โดยพบว่ามีชั้นดินเหนียวอ่อนอยู่ที่ระดับความลึกตั้งแต่ 2 – 12 เมตร


BORING LOG.

วิธีการเจาะ Power Auger

DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	SPT
0–2	MATERIALS FILL	
2–6	VERY SOFT, CLAY, BROWN GRAY.	
6–10.5	VERY SOFT, CLAY SOME OF SHELL, BROWN GRAY.	
10.5–12	SOFT, CLAY SOME OF SHELL, BROWN GRAY.	
12–13.5	MEDIUM, CLAY SOME OF SHELL, BROWN GRAY.	
13.5–15	VERY STIFF, CLAY, BROWN.	29
15–16.5	VERY STIFF, CLAY WITH SAND SOME OF WEATHERING ROCK, BROWN.	29
16.5–19.5	VERY STIFF, CLAY WITH SAND, BROWN.	27 30
19.5–20	HARD, CLAY WITH SAND, BROWN.	41

END OF BORING

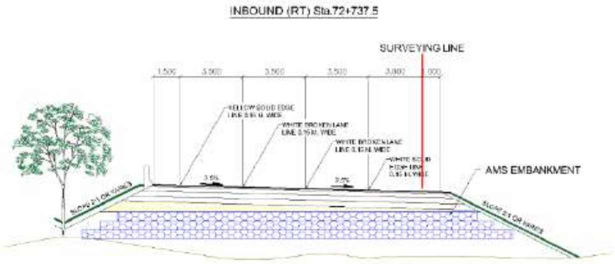
รูปที่ 6 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินในบริเวณแปลงทดลอง

ตัวอย่างดินเหนียวที่ได้จากการเจาะเก็บที่ระดับความลึกประมาณ 2 เมตรพบว่า มีลักษณะเป็นดินเหนียวอ่อนสีเทา และเมื่อนำมาทดสอบคุณสมบัติในห้องปฏิบัติการ พบว่ามีค่าหน่วยน้ำหนักรวม (Total Unit Weight) 1.56 ตันต่อลูกบากศ์เมตร มีปริมาณความชื้น (Moisture Content) ในดินร้อยละ 82.1 มีขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Limit) ร้อยละ 41.4 และมีขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit) ร้อยละ 96.0 มีลักษณะตัวอย่างดินที่จัดเก็บดังรูปที่ 7

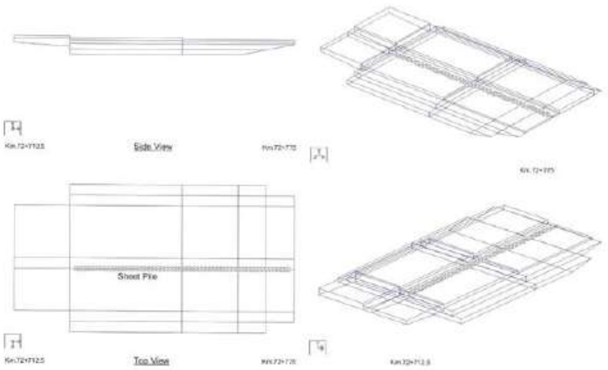
รูปที่ 7 ตัวอย่างดินเหนียวในบริเวณแปลงทดลอง

3.3 รูปแบบการก่อสร้างและคุณสมบัติของคันทางดินมวลเบา

แปลงทดลองคันทางดินมวลเบาประกอบไปด้วยชั้นดินผสมฟองอากาศ Air Foam Mixed Stabilized Soil (AMS) จำนวน 3 ชั้น แต่ละชั้นมีความหนา 0.5 เมตร รวมทั้งสิ้น 1.5 เมตร มีความกว้างของชั้นบน ชั้นกลาง และชั้นล่าง เท่ากับ 20, 22 และ 24 เมตรตามลำดับ [3] ใช้ปริมาณดินผสมฟองอากาศในการก่อสร้างทั้งหมดประมาณ 1,600 ลูกบาศก์เมตร แบบรูปตัดของคันทางดินมวลเบาบริเวณกม. 72+737.5 และภาพจำลองสามมิติของคันทางดินมวลเบา แสดงดังรูปที่ 8 และ 9 ตามลำดับ



รูปที่ 8 แบบรูปตัดของคันทางดินมวลเบาบริเวณกม.72+737.5



รูปที่ 9 ภาพจำลอง 3 มิติของคันทางดินมวลเบา

แปลงทดลองคันทางดินมวลเบา มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

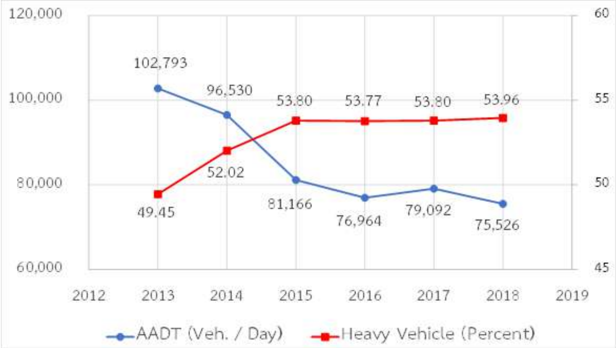
1) หน่วยน้ำหนักของดินมวลเบาเท่ากับ 1 ตันต่อลูกบากศ์เมตร
2) ค่ากำลังอัดในทิศทางเดียวที่อายุ 28 วันต้องไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของค่าที่ออกแบบหรือเท่ากับ 6 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
3) ค่า CBR ของคันทางดินมวลเบาไม่น้อยกว่า 10% หรือเทียบเท่ากำลังรับแรงอัดในทิศทางเดียว 4 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
4) ความสามารถในการไหล (Slump) มีค่าอยู่ระหว่าง 180 ถึง 200 มิลลิเมตร

งานก่อสร้างคันทางดินมวลเบา มีลำดับขั้นตอนการทำงานคล้ายคลึงกับงานคอนกรีตโดยทั่วไป เริ่มต้นด้วยการผสมน้ำโคลน (Slurry Mixing) กับซีเมนต์ ในขั้นตอนถัดมาจะถูกนำมาผสมกับสารโฟมตั้งต้น หลังจากผสมให้เข้ากันแล้ว จะลำเลียงส่วนผสมดินมวลเบาสู่บริเวณที่ต้องการด้วยลูกสูบผ่านท่อลำเลียง (Pump) การก่อสร้างคันทางดินมวลเบาในบริเวณแปลงทดลองแสดงดังรูปที่ 10

รูปที่ 10 การก่อสร้างคันทางดินมวลเบาในบริเวณแปลงทดลอง

3.4 ปริมาณการจราจร

จากฐานข้อมูลของสำนักอำนวยความปลอดภัย พบว่าทางหลวงหมายเลข 35 ตอนควบคุมที่ 0301 มีอัตราส่วนรถบรรทุกหนักใช้เส้นทางดังกล่าวมากกว่าร้อยละ 50 และมีปริมาณการจราจรเฉลี่ยรายวันตลอดปี (Average Annual Daily Traffic, AADT) ตั้งแต่ปี พ.ศ.2556 ถึง พ.ศ.2561 ดังรูปที่ 11



รูปที่ 11 ปริมาณการจราจรและสัดส่วนรถบรรทุกบนทางหลวงหมายเลข 35

3.5 ประวัติการบำรุงรักษาสายทาง

ทางหลวงหมายเลข 35 มีการขยายช่องจราจรเป็น 6 ช่องจราจรและเริ่มก่อสร้างแปลงทดลองคันทางดินมวลเบาในปี พ.ศ.2551 มีงานบำรุงปะซ่อมผิวทางในปี พ.ศ.2553 มีการก่อสร้างทางขนานในปี พ.ศ.2556 และได้ดำเนินการเสริมผิวทาง (Pavement Overlay) ความหนา 5 เซนติเมตร ในปี พ.ศ.2560

3.6 การเก็บค่าระดับของแปลงทดลอง

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง ได้ทำการติดตามและสำรวจค่าระดับของแปลงทดลองคันทางดินมวลเบา รายละเอียดการสำรวจสรุปไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 รายละเอียดการติดตามและสำรวจค่าการทรุดตัวของแปลงทดลองคันทางดินมวลเบา

ครั้งที่	1	2	3	4	5	6	7
ช่วงเวลา	มิถุนายน 2551	กรกฎาคม 2551	ธันวาคม 2551	มีนาคม 2552	กันยายน 2552	มิถุนายน 2554	มีนาคม 2562

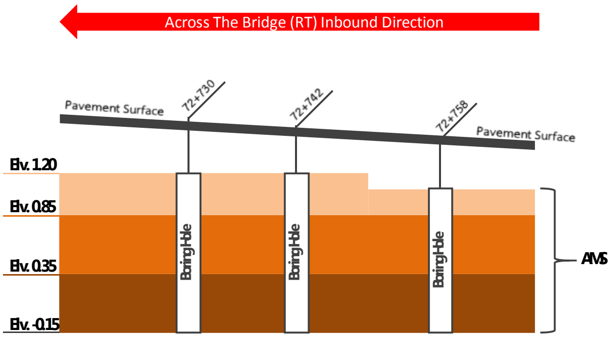
การเก็บค่าระดับของแปลงทดลองดำเนินการโดยใช้กล้องระดับถ่ายระดับจากหมุดอ้างอิงบนโครงสร้างสะพาน จากนั้นหาค่าระดับของผิวทางที่ตำแหน่งต่างๆ รูปที่ 12 แสดงภาพขณะดำเนินการเก็บค่าระดับ

รูปที่ 12 การเก็บค่าระดับของแปลงทดลอง

3.7 การเจาะสำรวจ

การเจาะสำรวจเก็บตัวอย่างวัสดุ AMS มีวัตถุประสงค์เพื่อนำก้อนตัวอย่างมาทดสอบหาคุณสมบัติต่างๆ ภาพขณะทำการเจาะสำรวจและรายละเอียดตำแหน่งหลุมเจาะแสดงดังรูปที่ 13 และ 14 ตามลำดับ ขนาดก้อนตัวอย่างที่เก็บสำรวจจำนวน 19 ตัวอย่าง มีลักษณะเป็นทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 7.5 และ 10 เซนติเมตร ก้อนตัวอย่างแต่ละก้อนมีอัตราส่วนความสูงต่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง (H/D) ตั้งแต่ 1.39 ถึง 2.07 เซนติเมตร

รูปที่ 13 การเจาะเก็บตัวอย่างวัสดุ AMS



รูปที่ 14 ตำแหน่งหลุมเจาะเก็บตัวอย่างวัสดุ AMS

3.8 การทดสอบตัวอย่าง

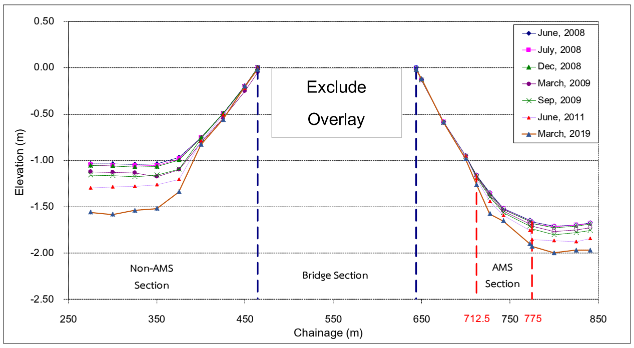
ตัวอย่างวัสดุ AMS ที่เก็บได้จะนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการเพื่อหาคุณสมบัติต่างๆ ได้แก่ ค่าความชื้น (Moisture Content) ค่ากำลังรับแรงอัด (Unconfined Compressive Strength, UCS) และค่าความเป็นกรด-ด่าง (pH) ก่อนการทดสอบค่า UCS ก้อนตัวอย่างถูกนำมาตัดแต่งโดยวิธีการใช้เลื่อยมือ แสดงดังรูปที่ 15 เพื่อหลีกเลี่ยงความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับก้อนตัวอย่างจากการใช้เครื่องตัด เนื่องจากการใช้เครื่องตัดต้องมีน้ำเลี้ยงเพื่อลดความร้อน ทำให้สภาพผิวของตัวอย่างภายหลังการตัดแต่งมีลักษณะเปื่อยยุ่ย

รูปที่ 15 การเตรียมตัวอย่างเพื่อทดสอบกำลังรับแรงอัดทิศทางเดียว

4. ผลการดำเนินการ

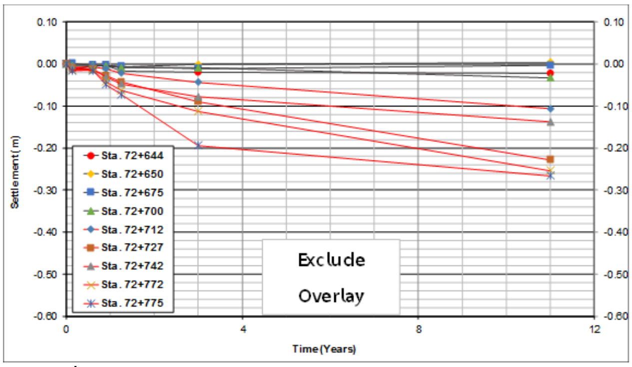
4.1 ผลการสำรวจค่าระดับ

ผลการสำรวจค่าระดับของแปลงทดลองคันทางดินมวลเบา ตรวจวัดห่างจากไหล่ทางด้านซ้ายประมาณ 1 เมตร เก็บข้อมูลทุกระยะเฉลี่ย 25 เมตร โดยไม่พิจารณาความหนาจากการเสริมผิวทาง (Pavement Overlay) แสดงดังรูปที่ 16 ทั้งนี้การตรวจสอบค่าระดับจะอ้างอิงจากหมุดระดับบนคอสะพาน (Bridge Abutment) ซึ่งตั้งอยู่บนฐานรากที่มีเสาเข็มรองรับ มีการทรุดตัวน้อยมาก จึงกำหนดให้ค่าระดับอ้างอิงเท่ากับ 0.00 เมตร



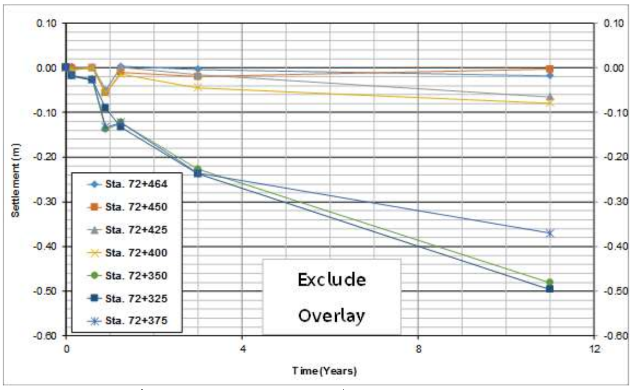
รูปที่ 16 ค่าระดับของแปลงทดลองคันทางดินมวลเบา

ผลการสำรวจค่าระดับ (หักความหนาของการเสริมผิวทาง) นำมาคำนวณปริมาณการทรุดตัวตามระยะเวลาพบว่า ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดของแปลงทดลองคันทางดินมวลเบา วัดได้ประมาณ 0.26 เมตร ที่กม. 72+775 ซึ่งห่างจากคอสะพาน (กม. 72+644) เป็นระยะ 131 เมตร ดังรูปที่ 17



รูปที่ 17 ปริมาณการทรุดตัวตามระยะเวลาของแปลงคันทางดินมวลเบา

ในขณะที่ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดของคันทางถมตามมาตรฐานกรมทางหลวง วัดได้ประมาณ 0.50 เมตร ที่กม. 72+325 ซึ่งห่างจากคอสะพาน (กม. 72+464) เป็นระยะ139 เมตร ดังรูปที่ 18



รูปที่ 18 ค่าการทรุดตัวสูงสุดเมื่อเทียบกับเวลาบริเวณคันทางถมตามมาตรฐานกรมทางหลวง

4.2 ผลการทดสอบก้อนตัวอย่าง

4.2.1 ความชื้น

จากผลการทดสอบหาค่าความชื้นของก้อนตัวอย่างวัสดุ AMS โดยการเข้าตู้อบที่อุณหภูมิ 110°C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จำนวนทั้งสิ้น 9 ตัวอย่าง (รูปที่ 19) พบว่า มีค่าความชื้นอยู่ระหว่างร้อยละ 32.4 ถึง 59.5 ค่าความชื้นเฉลี่ยร้อยละ 50.1

รูปที่ 19 การทดสอบค่าความชื้นของก้อนตัวอย่างวัสดุ AMS

4.2.2 กำลังรับแรงอัดในทิศทางเดียว

จากผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดในทิศทางเดียว (UCS) ของตัวอย่างวัสดุ AMS จำนวนทั้งสิ้น 11 ตัวอย่าง (รูปที่ 20) ก้อนตัวอย่างทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงเท่ากับ 7.5 และ 15.0 เซนติเมตร ตามลำดับ โดยภายหลังจากคูณค่าปรับแก้ตาม TIS409-2525 แล้วพบว่า มีค่า UCS อยู่ระหว่าง 3.14 ถึง 10.11 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร มีค่า UCS เฉลี่ย 6.98 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ksc)

รูปที่ 20 การทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดในทิศทางเดียวของก้อนตัวอย่างวัสดุ AMS

4.2.3 การทดสอบความเป็นกรด-ด่าง

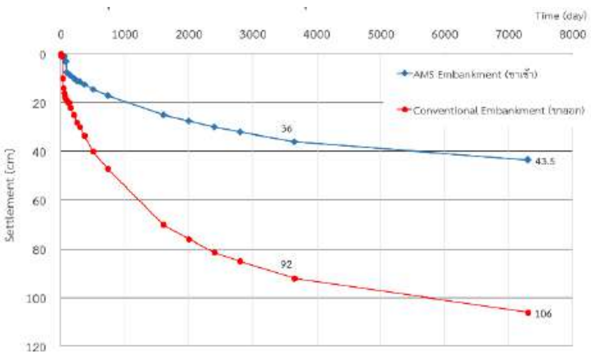
จากผลการสอบหาค่าความเป็นกรด-ด่างของก้อนตัวอย่างวัสดุ AMS จำนวนทั้งสิ้น 8 ตัวอย่าง พบว่า ก้อนตัวอย่างทุกก้อนมีค่าความเป็นกรด-ด่างเท่ากับ 12

4.2.4 ระดับน้ำใต้ดิน

ภายหลังการเจาะเก็บตัวอย่างทิ้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง แล้วทำการวัดค่าระดับน้ำใต้ดิน พบระดับน้ำใต้ดินที่ความลึกจากผิวทางประมาณ 1.00 เมตร หรือเท่ากับความสูงของระดับหลังคันทางดินมวลเบา (วัดจากระดับผิวทางถึงระดับหลังคันทางดินมวลเบา)

4.3 ผลการเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

จากผลการเปรียบเทียบกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ (Numerical Model) [4] พบว่า ปริมาณการทรุดตัวของคันทางดินมวลเบาและปริมาณการทรุดตัวของคันทางถมตามมาตรฐานกรมทางหลวง หลังเปิดใช้งานเป็นระยะเวลา 10 ปี ประมาณ 0.36 และ 0.92 เมตร ตามลำดับ หรือมีค่าแตกต่างกันประมาณร้อยละ 60 ดังรูปที่ 21 รายละเอียดการวิเคราะห์พฤติกรรมของคันทางและทำนายค่าการทรุดตัวสรุปในรายงานการศึกษา [4]



รูปที่ 21 เปรียบเทียบปริมาณการทรุดตัวจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ระหว่างคันทางดินมวลเบากับคันทางถมตามมาตรฐานกรมทางหลวง [4]

5. สรุป

จากการติดตามผลการก่อสร้างแปลงทดลองคันทางดินมวลเบาบนทางหลวงหมายเลข 35 (พระราม 2) ระหว่าง กม. 72+712.5 ถึง กม. 72+845 ช่วงบริเวณคอสะพาน (ขาเข้า) จังหวัดสมุทรสงคราม สามารถสรุปได้ดังนี้

- ปริมาณการทรุดตัวของคอสะพานฝั่งที่มีการก่อสร้างคันทางดินมวลเบาประมาณ 0.26 เมตร ในขณะที่ปริมาณการทรุดตัวของคันทางถมตามมาตรฐานกรมทางหลวงประมาณ 0.50 เมตร แสดงว่าคันทางดินมวลเบาเมื่อแทนที่คันทางถมตามมาตราฐานกรมทางหลวงสามารถลดการทรุดตัวได้กว่าร้อยละ 50 ซึ่งสอดคล้องกับปริมาณการทรุดตัวจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ดังนั้นคันทางมวลเบาจึงช่วยลดภาระงานและงบประมาณซ่อมบำรุงช่วงบริเวณคอสะพานได้

- ผลการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างวัสดุ AMS ผ่านการใช้งานนานกว่า 12 ปี แสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างวัสดุ AMS มีสภาพใช้งานที่ดีแม้ในสภาวะท่วมขังของระดับน้ำใต้ดินสูง (ระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าผิวทางประมาณ 1.0 เมตร หรือที่ระดับหลังคันทางดินมวลเบา) ตัวอย่างมีความแข็งแรง และทนทานตามข้อกำหนดการออกแบบ

- ระยะเวลาที่ใช้ในการก่อสร้างเฉพาะในขั้นตอนการก่อสร้างดินมวลเบาใช้เวลาทั้งสิ้น 18 วัน มีการเบี่ยงการจราจรเพื่อทำงานเป็น 2 ช่วง (ไม่นับ

ระยะเวลาในการเตรียมการ) แสดงให้เห็นว่าระยะเวลาในการทำงานค่อนข้างใกล้เคียงกับการก่อสร้างคันทางดินถมปกติ

- วิธีการดำเนินงานผสมวัสดุ AMS จำเป็นต้องมีการติดตั้งอุปกรณ์ผสมและหรือโรงผสม (Plant) หน้างาน ซึ่งเป็นเทคนิควิทยาการเฉพาะทาง ทำให้ต้นทุนการก่อสร้างสูงกว่างานก่อสร้างคันทางถมปกติ แต่อย่างไรก็ดี ปัจจุบันมีวัสดุมวลเบาสำเร็จรูปหลายประเภทที่นำมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างคันทางมากขึ้น ซึ่งให้ผลลัพธ์ในหลายมิติต่างกัน อาทิ มิติด้านเวลา มิติด้านวิศวกรรม มิติด้านสิ่งแวดล้อม มิติด้านเศรษฐศาสตร์ เป็นต้น ดังนั้นการเลือกใช้เทคนิคดังกล่าวในการแก้ปัญหาการทรุดตัวบริเวณคอสะพานหน่วยงานที่เกี่ยวข้องจำเป็นต้องคำนึงถึงปัจจัยต่างๆ อย่างละเอียดและครอบคลุมทุกมิติ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณสำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ ที่ให้ความสนับสนุนเจ้าหน้าที่และเครื่องมือในการเจาะเก็บและทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างวัสดุ AMS และขอขอบคุณแขวงทางหลวงสมุทรสงครามในการอำนวยความปลอดภัยขณะระหว่างการปฏิบัติงาน

เอกสารอ้างอิง

[1] Cox, J.B. (1968). A Review of the Engineer Characteristics of the Recent Marine Clays in Southeast Asia. Research Report No.6, Asian Institute of Technology, Thailand

[2] Bishop, A.W. and Bjerrum, L. (1960). The Relevance of the Triaxial. Test to the Solution of Stability Problem. *Norwegian Geotechnical Institute*, 34, pp. 22-27.

[3] รายงานการก่อสร้างคันดินมวลเบา (2551). บริษัท ไทยนิชิมัตสุก่อสร้าง จำกัด, หน้า 12-15.

[4] รายงานการวิเคราะห์พฤติกรรมของคันทางและทำนายค่าการทรุดตัว (2550). บริษัท ไทยนิชิมัตสุก่อสร้าง จำกัด, หน้า 9-15.

อิทธิพลของแรงกระทำด้านข้างแบบวัฏจักรต่อค่าสติฟเนสของดินโดยรอบเสาเข็มเดี่ยวจำลอง
Effects of lateral cyclic loading on the surrounding soil stiffness of a modelled single pile

พงศ์ภัค สืบถวิลกุล[1,*] วรัช ก้องกิจกุล[2] และ พงศธร กระจ่างผล[3]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: Seang_12345@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มุ่งเน้นการวิเคราะห์อิทธิพลของเสาเข็มเดี่ยวจำลองที่ฝังตัวในทรายภายใต้แรงกระทำซ้ำด้านข้างแบบวัฏจักรโดยควบคุมแอมพลิจูดจากระยะกระทำซ้ำที่ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงค่าสติฟเนสของดินโดยรอบ แบบจำลองนี้ได้ทำการจำลองลักษณะของเสาเข็มรองรับสะพานแบบอินทิกรัลซึ่งมีการรับแรงกระทำซ้ำด้านข้างแบบวัฏจักรจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนไปของตัวสะพาน จากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของสะพานส่งผลให้การขยายตัวและหดตัวมีแอพลิจูดจากระยะทางการเคลื่อนที่คงที่ ซึ่งแปรเปลี่ยนตามเวลาและฤดูกาลจึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ โดยศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวประกอบด้วย โมเมนต์ดัด การเสียรูป แรงเฉือนและแรงปฏิกิริยาของดินตามแนวแกนของเสาเข็ม เพื่อหาค่าสติฟเนสของดินด้วยการเขียนรหัสในโปรแกรม MATLAB® ในการวิเคราะห์เชิงตัวเลข และศึกษาลักษณะการเปลี่ยนแปลงค่าสติฟเนสของดินจากจำนวนรอบการให้แรงกับเสาเข็มภายใต้แรงกระทำซ้ำแบบวัฏจักร โดยการเปรียบเทียบที่ระดับความลึกและค่าระยะทางสูงสุดที่กระทำต่อเสาเข็มเดี่ยวที่แตกต่างกัน จากการศึกษาค่าสติฟเนสของดินเริ่มต้นของดิน (Nc=1) จะเพิ่มตามระดับความลึกของชั้นดินซึ่งเกิดจากผลของระดับความเครียดของดิน หลังจากนั้นจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจากสมบัติพลาสติกของดิน นอกจากนี้ค่าสติฟเนสจะคงที่อันเกิดจากสมบัติยืดหยุ่นของดิน แล้วในระดับความลึกที่ไม่มากค่าสติฟเนสของดินจะเพิ่มขึ้นกับจำนวนรอบ ซึ่งสาเหตุเกิดจากอิทธิพลของการสะสมทิศทางเดียว นั้นคือเมื่อดินทรายเกิดการเสียรูปแบบเชิงรุกไปแล้วการคืนกลับไปที่เดิมจำเป็นจะต้องใช้แรงดันดินด้านข้างมากขึ้น เมื่อแรงดันดินด้านข้างมากขึ้นทำให้ระดับความเค้นในมวลดินมากขึ้น ดังนั้นค่าโมดูลัสและค่าสติฟเนสของดินก็จะมากขึ้นตามไปด้วย อย่างไรก็ตามการพัฒนาค่าสติฟเนสของดินยังมีความสัมพันธ์กับ ระดับความลึกของดินและค่าระยะสูงสุดที่กระทำต่อเสาเข็มอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: การให้แรงกระทำซ้ำด้านข้างแบบวัฏจักร, เสาเข็ม, เสาเข็มเดี่ยวจำลอง, ทราย, ค่าสติฟเนส

Abstract

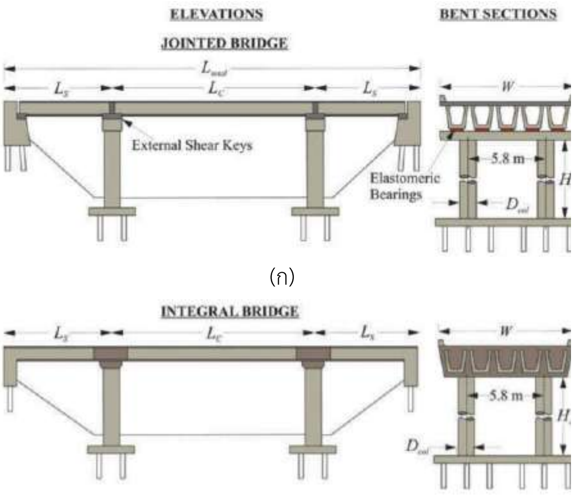
This study focuses on the effects of lateral cyclic loading by Displacement-controlled amplitude on the surrounding soil stiffness of a modelled single pile in sandy soil. This model demonstrates the behaviour of a single pile within Integral bridge which receives the cyclic loading from the displacement amplitude change from temperature. Because of the change of temperature, the bridges expand and shrink themselves in term of distance and time. Then, this study occurs. By the behaviours of the piles is evaluated through the bending moment distribution, lateral displacement, shear force and soil resistance (subgrade reaction) along with the pile. For determining the soil stiffness, the code is written in MATLAB® in term of the numerical analysis method. The change of soil stiffness from the number of cyclic loading is the main study in different soil levels and the peak applied loads. According to this study, the initial soil stiffness (Nc=1) increases on the deep of soil level because of strain-level effect. After that, the soil stiffness rapidly increases in term of plastic material, then, it keeps constant in term of elastic material, On the other hands, at soil-level around soil surface, the soil stiffness increases with the number of cyclic loading. This effect could be called “Ratcheting Effect”, i.e. when the sandy soil active fails, the increasing lateral pressure is needed to move back itself. When the lateral pressure increases, the soil stress increases, therefore, the soil modulus and stiffness also increase. However, the soil stiffness has a significant relationship with the soil level and the displacement amplitude.

Keywords: Lateral cyclic loading test, Pile, A modelled single pile, Sandy soil, Soil stiffness

1. คำนำ

ในทุกวันนี้สะพานแบบอินทิกรัล (Integral bridges) ได้มีการนำมาใช้แพร่หลายมากยิ่งขึ้น เมื่อเทียบกับแบบมีข้อต่อ (Jointed bridges) ที่มีใช้โดยทั่วไปเมื่อเปรียบเทียบกันแล้วสะพานแบบอินทิกรัลใช้งบประมาณการก่อสร้างและค่าซ่อมบำรุงที่ถูกกว่า มีใช้งานที่ยาวนานกว่ารวมถึงคุณภาพการขับเคลื่อนของพาหนะที่ไหลลื่นกว่า [1-3] เพราะสะพานแบบอินทิกรัลต่างจากสะพานแบบมีข้อต่อ (รูปที่ 1(ก)) ในส่วนที่ไร้ข้อต่อและแบริ่ง (Expansion joints and bearing) [4]

อย่างไรก็ตามสะพานแบบอินทิกรัล (รูปที่ 1(ข)) ยังมีข้อเสียอยู่ นั่นก็คือสะพานแบบอินทิกรัลไม่เหมาะสมในพื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่สูง เมื่ออุณหภูมิมีการเปลี่ยนแปลงส่งผลให้ตัวคาน (Beam) หรือตัวสะพานมีการขยายและหดตัวลงตามอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงตามช่วงเวลาและฤดูกาล เปรียบเสมือนมีแรงกระทำซ้ำแบบวัฏจักรไปยังเสา (Column) ซึ่งส่งผลกระทบโดยตรงไปยังเสาเข็ม ดังนั้นการเสียรูปจากการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิจึงส่งผลทางตรงต่อเสาเข็ม และเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงจะทำให้เกิดการขยายตัวและหดตัว ดังนั้นแรงด้านข้างที่เกิดจะถูกควบคุมโดยระยะการขยายตัวและหดตัว จากสาเหตุข้างต้นแสดงปัญหาที่มีแรงด้านข้างกระทำซ้ำต่อเสาเข็มในระยะทางที่เท่าเดิมตามอุณหภูมิที่เปลี่ยนไป [5-6] ดังนั้นในการศึกษานี้เป็นการจำลองแรงกระทำซ้ำด้านข้างที่กระทำต่อเสาเข็ม โดยควบคุมแอมพลิจูดของแรงกระทำซ้ำจากระยะกระทำซ้ำ (Displacement-controlled amplitude)

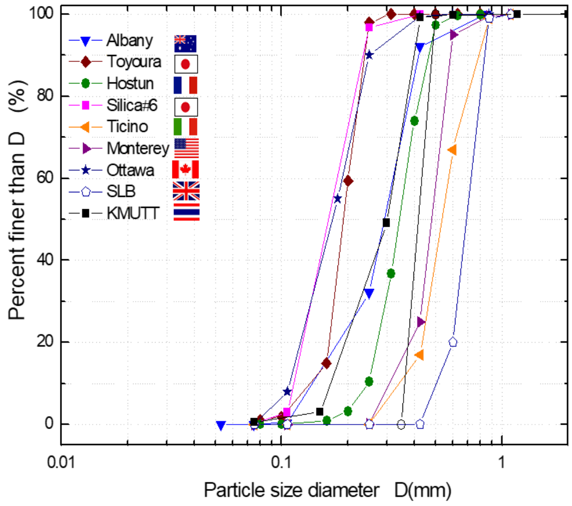


รูปที่ 1 โครงสร้างสะพาน[7] (ก) สะพานแบบมีข้อต่อ (ข) สะพานแบบอินทิกรัล

2. วิธีดำเนินการจำลอง

2.1 วัสดุอุปกรณ์

2.1.1 ทราย

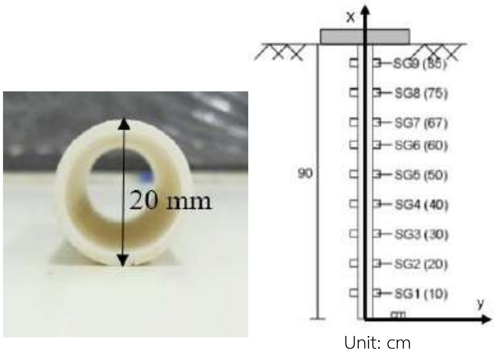


รูปที่ 2 การกระจายตัวของทราย KMUTT sand เปรียบเทียบกับทรายมาตรฐานอื่นทั่วโลก

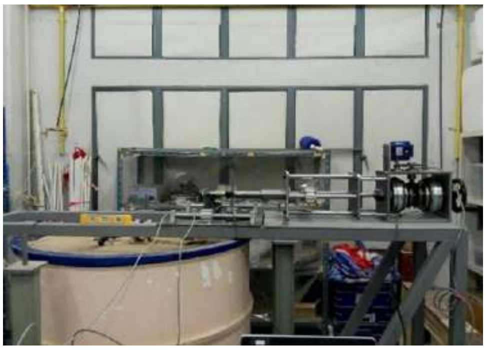
ดินถูกจำลองโดยการใช้ทราย KMUTT sand ทรายชนิดนี้มาจากทรายแม่น้ำในจังหวัดราชบุรี ประเทศไทย ที่ใช้วิธีร่อนผ่านตะแกรงโดยผ่านตะแกรงเบอร์ 40 (0.425 มิลลิเมตร) และค้างที่ตะแกรงเบอร์ 100 (0.150 มิลลิเมตร) ดังแสดงในรูปที่ 2 และเพื่อที่นำวัสดุที่ไม่จำเป็นจำพวกฝุ่นและพวกสารอินทรีย์ออก ทรายจะผ่านการล้างน้ำและอบที่อุณหภูมิ 110 °C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ทรายชนิดนี้มีค่าความถ่วงจำเพาะ (Gs) เท่ากับ 2.64 ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเม็ดดินเฉลี่ย (D50) เท่ากับ 0.285 มิลลิเมตร ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Coefficient of Uniformity, Cu) เท่ากับ 1.879 ค่าสัมประสิทธิ์ความโค้ง (Coefficient of Curvature, Cc) เท่ากับ 0.946 ค่าอัตราส่วนช่องว่างสูงสุดและต่ำสุดเฉลี่ยเท่ากับ 1.06 และ 0.67 ตามลำดับ

2.1.2 เสาเข็มจำลอง

ท่อพอลิไวนิลคลอไรด์ (Polyvinyl Chloride, PVC) ได้ถูกนำมาใช้ในการจำลองเสาเข็มย่อขนาดดังแสดงในรูปที่ 3 วัสดุนี้คือเรซินสังเคราะห์ (Synthetic resin) ที่มีสมบัติบางประการคล้ายยางเมื่อมีปฏิกิริยาต่อสารเคมี สมบัติของที่พอลิไวนิลคลอไรด์แสดงในตารางที่ 1 ในการศึกษาครั้งนี้เสาเข็มจำลองได้ถูกจัดในรูปแบบเสาเข็มเดี่ยว โดยกำหนดให้ระยะ x เท่ากับ 0 ที่จุดล่างสุดของเสาเข็มและเพิ่มขึ้นเรื่อย จนถึงปลายเสาเข็มที่ x เท่ากับ 90 เซนติเมตร โดยมีเส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในเท่ากับ 20 และ 18.4 มิลลิเมตรตามลำดับ ความหนาของผนังเสาเข็มจำลองเท่ากับ 1.6 มิลลิเมตร ค่าโมเมนต์ความเฉื่อย (Moment of Inertia) เท่ากับ $3.94\times10^{-9}\,m^4$



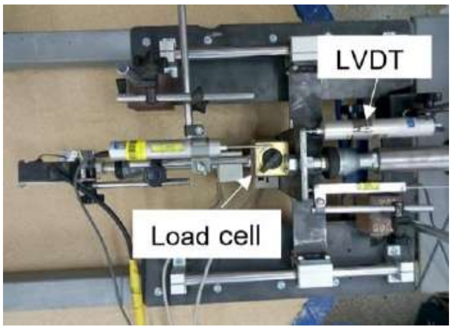
รูปที่ 3 เสาเข็มจำลอง



รูปที่ 5 โครงเหล็กและถังคอนกรีต

ตารางที่ 1 สมบัติของท่อพอลิไวนิลคลอไรด์

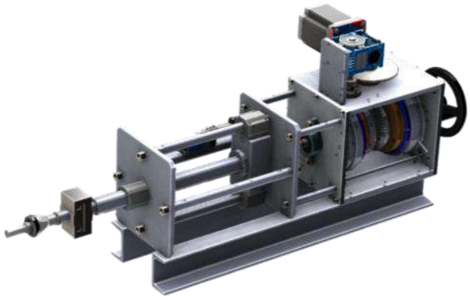
Property	Test Standard	Value	Unit
Tensile Strength	ASTM D638	51.40	MPa
Tensile Modulus of Elasticity	ASTM D638	4.10	GPa
Specific Gravity	ASTM D792	1.40	
Poisson's Ratio		0.41	



รูปที่ 6 เซลล์วัดแรงและเซ็นเซอร์วัดระยะ

2.2 การเตรียมการทดสอบ

ถังคอนกรีตขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 เซนติเมตร สูง 98 เซนติเมตร ถูกใช้เป็นภาชนะในการจำลองเสาเข็มที่ให้แรงกระทำด้านข้างในห้องทดลอง โครงสร้างเหล็กใช้ในการรองรับถังคอนกรีตและรองรับแรง ในการทดลองนี้ชั้นทรายได้ถูกเตรียมการอย่างเป็นระเบียบและมีการควบคุมความหนาแน่นของทรายผ่านทางการโปรยทราย[8] โดยที่จะมีความหนาแน่นประมาณ 1.55 g/cm^3 โดยมีการแรงกระทำด้านข้างจากเครื่องมือให้แรงที่ถูกติดตั้งบนกรอบโครงสร้างเหล็ก เครื่องมือให้แรงสามารถให้แรงได้สูงสุด 20 กิโลนิวตัน ระยะทางสูงสุด 30 เซนติเมตร และความเร็วที่ 0.1-1 มิลลิเมตรต่อนาที ดังแสดงในรูปที่ 4 และ 5 เซลล์วัดแรง (Load cell) ได้ถูกใช้ในการวัดแรงกระทำด้านข้างที่กระทำต่อเสาเข็มจำลอง เซ็นเซอร์วัดระยะ (Linear variable displacement transducer, LVDT) ได้ถูกใช้สำหรับการวัดการเสียรูปด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 6

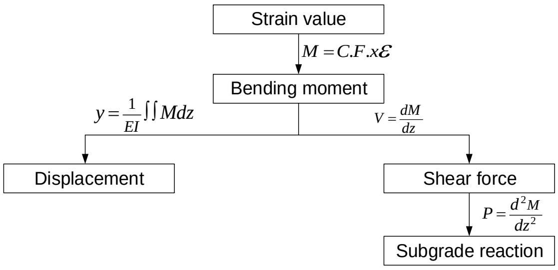


รูปที่ 4 เครื่องมือให้แรงกระทำด้านข้าง

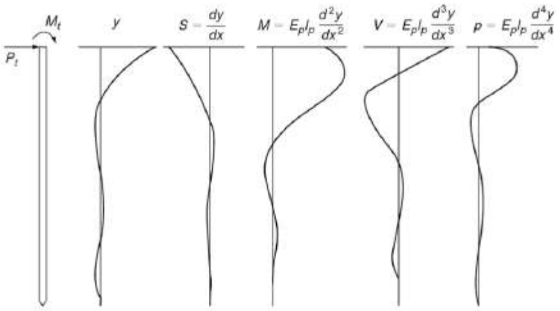
2.3 วิธีการวิเคราะห์ผล

2.3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและค่าสติฟเนส

จากการศึกษาที่ผ่านมา Pathak et al.[9] ได้รวบรวมการพัฒนาการคำนวณค่าสติฟเนสจากตัวแปรต่าง ๆมากมาย หนึ่งในนั้นคือวิธี Strain Wedge method [10] โดยวิธีนี้เป็นการนำความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดคำนวณหาแรงเฉือน ความต้านทานของดิน (Soil resistance) และการเสียรูปในแนวด้านข้าง เพื่อไปคำนวณหาค่าสติฟเนสของดิน (Soil Stiffness) ดังแสดงในรูปที่ 7 และ 8



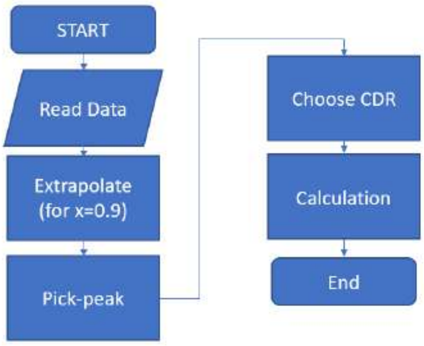
รูปที่ 7 Strain Wedge method



รูปที่ 8 Deflection (y), slope (dy/dx), bending moment (M), shearing force (V), and soil reaction (p) for elastic conditions[11]

2.3.2 การวิเคราะห์ผลโดยใช้โปรแกรม

ในการศึกษานี้ใช้โปรแกรม MATLAB® ในการวิเคราะห์หาค่าสติฟเนสของดิน โดยเริ่มจากการใส่ข้อมูลโมเมนต์ดัดที่มาจากค่าสเตรนจากสเตรนเกจ (Strain gauges) เข้าไป เนื่องจากทำการวัดค่าโมเมนต์ดัด (M) จำนวน 9 ตำแหน่งตามความยาวของเสาเข็ม (รูปที่ 3) ลักษณะการผันแปรของโมเมนต์จึงกระจายตัว (Scattered) ดังนั้นเพื่อให้การวิเคราะห์ค่า การเสียรูป ค่าความชัน แรงเฉือน และแรงปฏิกิริยาของดิน (รูปที่ 8) มีความต่อเนื่องตลอดเสาเข็มจึงต้องมีการใช้คำสั่ง spline เพื่อฟิตข้อมูล โดย spline interpolation คือหนึ่งในวิธีการประมาณค่าข้อมูลภายในช่วงที่กำหนดที่ใช้ piecewise polynomial นั้นคือพหุนามที่ประกอบด้วยฟังก์ชั่นย่อย (Sub-function) หลายชนิดประกอบกัน หลังจากนั้นจึงนำข้อมูลมาคำนวณหาค่าแรงเฉือน และค่าแรงปฏิกิริยาของดิน ด้วยวิธีการหาอนุพันธ์ (Differentiation) หนึ่งครั้งและสองครั้งตามลำดับ หลังจากนั้นเพื่อหาค่าการเสียรูปด้วยการนำโมเมนต์ดัดมาหาค่าปฏิยานุพันธ์สองครั้ง (Double Integration) ในส่วนของการให้แรงแบบวัฏจักร เนื่องจากมีการบันทึกค่าจำนวนมากและหลายวัฏจักร จึงต้องมีการแยกหรือเลือกทีละวัฏจักรมาผ่านกระบวนการ ดังนั้นจึงมีการเพิ่มคำสั่งในส่วนพิคพีค (Pick-peak) มาเลือกจุดต่ำสุดและสูงสุดจากค่าระยะทางสูงสุด รวมถึงการเลือกค่าระยะทางและแรงสูงสุดที่แตกต่างกัน ตามที่การทดลองกำหนด ดังแสดงในรูปที่ 9



Remark: CDR = Cyclic Displacement Ratio

รูปที่ 9 การเขียนรหัสโปรแกรมโดยย่อ

2.4 ผลกระทบจากขนาดของแบบจำลอง

จากกฎการย่อขนาด (Scaling Law) ตารางที่ 2 แสดงตัวคูณขนาดแบบจำลอง (Scaling factor) โดยคอลัมน์ “General” แสดงค่าตัวคูณขนาด (Factor) ที่ต้องการใช้ คอลัมน์“1_g (laboratory)” และ “n_g (centrifuge)” แสดงตัวขนาดเฉพาะ ซึ่งก็คือผลลัพธ์ของการออกแบบ

ตารางที่ 2 ตัวคูณขนาดแบบจำลอง (Scaling Factor) [12]

Quantity	General	1_g (laboratory)	n_g (centrifuge)
Length	n_ℓ	$1/n$	$1/n$
Mass density	$n\rho$	1	1
Acceleration	n_g	1	N
Stiffness	n_G	$1/n^{\alpha}$	1
Stress	$n\rho n_g\, n_\ell$	$1/n$	1
Force	$n\rho n_g\, n_\ell^3$	$1/n^3$	$1/n^2$
Force/unit length	$n\rho n_g\, n_\ell^2$	$1/n^2$	$1/n$
Strain	$n\rho n_g\, n_\ell/n_G$	$1/n^{1-\alpha}$	1
Displacement	$n\rho n_g\, n_\ell^2/n_G$	$1/n^{2-\alpha}$	$1/n$
Pore fluid viscosity	$n\mu$	1 or $*n^{1-\alpha/2}$	1 or $*n$
Pore fluid density	$n\rho_f$	1	1
Permeability	$n\rho_f n_g/\ n\mu$	1 or $*1/n^{1-\alpha/2}$	n or *1
Hydraulic gradient	$n\rho/\ n\rho_f$	1	1
Time (diffusion)	$n\mu\, n_\ell^2/n_G$	$1/\ n^{2-\alpha}$ or $*1/\ n^{1-\alpha/2}$	$1/n^2$ or $*1/n$
Time (creep)	1	1	1
Time (dynamic)	$n_\ell(n\rho/n_G)^{1/2}$	$1/\ n^{1-\alpha/2}$	$1/n$
Velocity	$n_g\, n_\ell(n\rho/n_G)^{1/2}$	$1/\ n^{1-\alpha/2}$	1
Frequency	$(n\rho/n_G)^{1/2}/\ n_\ell$	$n^{1-\alpha/2}$	n
Shear wave velocity	$(n\rho/n_G)^{1/2}$	$1/\ n^{\alpha/2}$	1

เนื่องจากกฎการย่อขนาดท่อพอลิไวนิลคลอไรด์ (Polyvinyl Chloride, PVC) จึงได้นำมาใช้เป็นเสาเข็มจำลองดังแสดงในตารางที่ 3

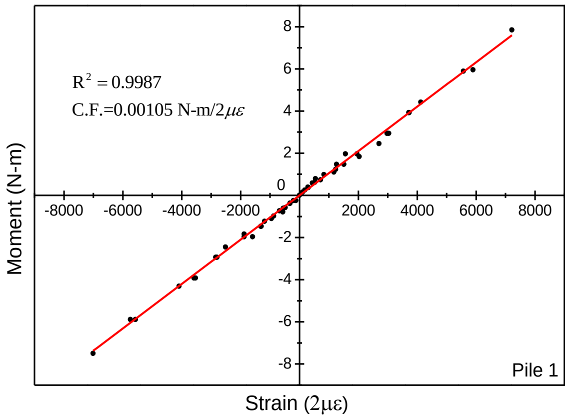
ตารางที่ 3 เปรียบเทียบสมบัติและขนาดของเสาเข็มต้นแบบ เสาเข็มย่อขนาด 1g และสาเข็มพีวีซี (PVC) ที่ใช้ในแบบจำลอง

Property	Value			Unit
	Prototype	1g	PVC	
Length (L)	18	0.9	0.9	m
Diameter, outside (D)	0.4	$2x10^{-2}$	$2x10^{-2}$	m
Diameter, internal (d)	-	-	$1.84x10^{-2}$	m
Wall thickness (t)	-	-	$1.60\ x10^{-3}$	m
Moment of inertia (I)	$1.25\ x10^{-3}$	-	$3.94x10^{-9}$	m^4
Stiffness (K)	$1.95\ x10^{4}$	50	65	N/m

3. ผลทดลองและอภิปรายผล

3.1 การสอบเทียบเสาเข็มจำลอง

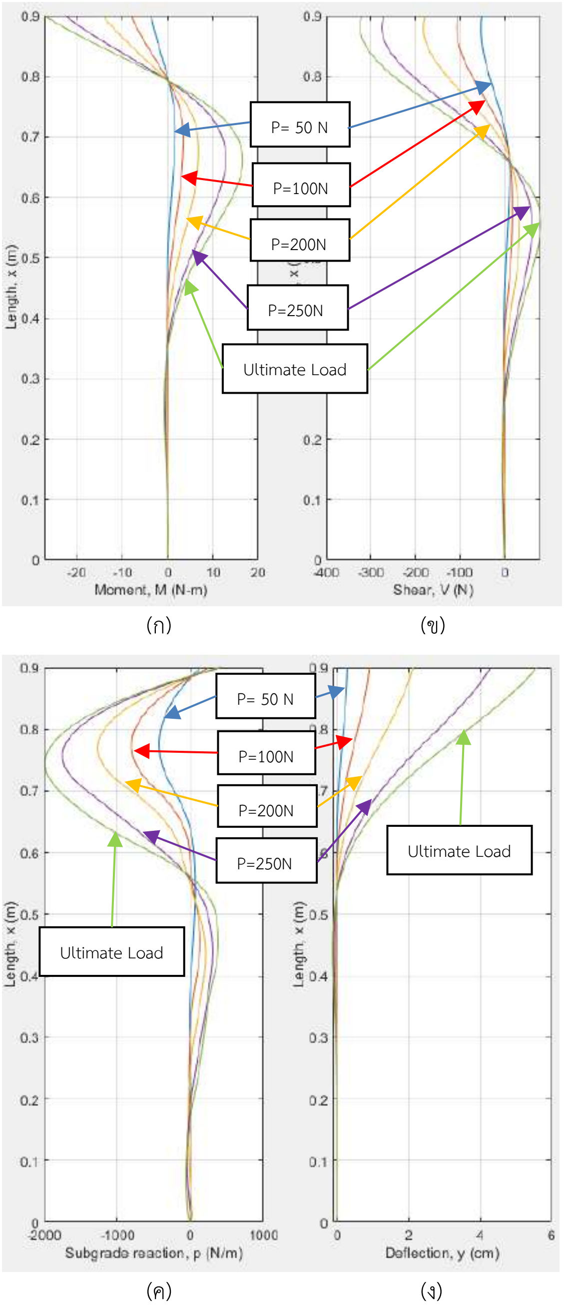
ในการเปลี่ยนค่าสเตรนจากสเตรนเกจที่ติดตั้งบนเสาเข็มเป็นค่าโมเมนต์ดัดเพื่อนำไปใช้ในการคำนวณหาค่าอื่นที่กล่าวมาในหัวข้อที่ 2.3 มีความจำเป็นที่จะต้องรู้ค่าแฟคเตอร์การเปรียบเทียบ (Calibrate factor) เป็นอันดับแรกโดยวิธีการหาค่าได้แสดงในรูปที่ 10 โดยจุดล่างสุดของเสาเข็มจะมีข้อต่อแบบยึดแน่น (Fixed Joint) เพื่อยึดให้เสาเข็มอยู่กับที่และสะดวกต่อการเตรียมการทดลอง โดยกำหนดให้เสาเข็มเปรียบเสมือนคานยื่น (Cantilever Beam) แล้วให้แรงที่ระยะ 90 เซนติเมตรจากจุดล่างสุดของเสาเข็ม เพื่อเปรียบเทียบค่าสเตรนที่ได้กับโมเมนต์ดัด



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์โมเมนต์ดัดกับค่าสเตรน เพื่อหาค่าแฟกเตอร์การปรับเทียบ

3.2 การให้แรงต่อเนื่องทิศทางเดียว (Monotonic Loading)

ในกรณีนี้จะเป็นการให้แรงกระทำด้านข้างต่อเสาเข็มอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งระยะที่หัวเสาเข็มเท่ากับ 55 มิลลิเมตร จากนั้นจะคำนวณค่าโมเมนต์ดัด แรงเฉือน ค่าแรงปฏิกิริยาของดิน และค่าเสียรูปด้านข้างของดินจากการเรียกใช้รหัสผ่านโปรแกรม MATLAB® ดังแสดงในรูปที่ 11 รูปที่ 11(ก) แสดงค่าโมเมนต์ดัดตามแนวเสาเข็ม รูปที่ 11(ข) เป็นแรงเฉือนซึ่งใช้ข้อมูลของโมเมนต์ดัด (รูปที่ 11(ก)) มาทำการหาอนุพันธ์หนึ่งครั้ง รูปที่ 11(ค) แรงปฏิกิริยาในดินเกิดจากการหาอนุพันธ์ของแรงเฉือนอีกหนึ่งครั้ง ในส่วนของรูปที่ 11(ง) ค่าการเสียรูปเกิดจากการนำข้อมูลโมเมนต์ดัดมาทำการหาปฏิยานุพันธ์สองครั้ง (Double integration) แล้วจึงทำการหารด้วยค่าโมเมนต์ความเฉื่อยและค่าโมดูลัสของเสาเข็มจำลอง



รูปที่ 11 แผนภาพแสดงการพัฒนา:
(ก) โมเมนต์ดัด (ข) แรงเฉือน (ค) แรงปฏิกิริยาในดิน และ(ง) ค่าเสียรูปเมื่อให้แรงกระทำด้านข้างต่อเสาเข็มอย่างต่อเนื่องจน y_0=55mm

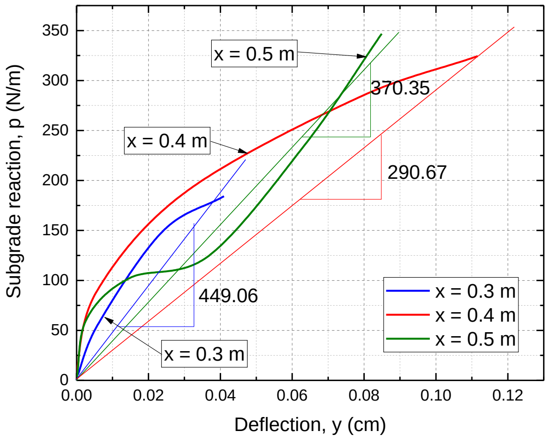
จากรูปที่ 11(ง) แสดงค่าเสียรูปด้านข้างที่ได้จากการคำนวณโดยการเรียกใช้โปรแกรม MATLAB® เมื่อระยะสูงสุดที่ให้เท่ากับ 55 มิลลิเมตร

แรงสูงสุดที่วัดผ่านเซลล์วัดแรงเท่ากับ 323 นิวตัน ลักษณะของโมเมนต์ดัด แรงเฉือน แรงปฏิกิริยาในดิน และค่าเสียรูปตามแนวแกนเสาเข็ม (x) เมื่อแรงกระทำด้านข้างต่อเสาเข็มเท่ากับ 50, 100, 200, 250 และ 323 นิวตัน แสดงดังรูปที่ 11 เพื่อเป็นการตรวจสอบค่าระยะการเสียรูปที่ได้จากรหัสในโปรแกรม MATLAB® ตารางที่ 4 แสดงการเปรียบเทียบค่าระยะการเคลื่อนที่ ณ ตำแหน่งปลายเสาเข็ม (y at $x=0.9\text{m}$) ที่คำนวณจากโมเมนต์ดัดที่วัดได้จากสเตรนเกจกับเซ็นเซอร์วัดระยะ (y_0)

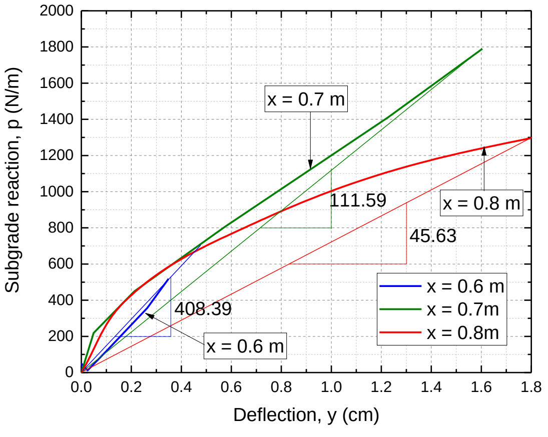
ตารางที่ 4 ตารางเปรียบเทียบระยะการเคลื่อนที่ (y_0) ที่ตำแหน่งหัวเสาเข็ม

Applied Force (N) (P_0)	Deflection (cm)	
	Strain gauge (y at $x=0.9$ m)	LVDT (y_0)
50	0.2945	0.2555
100	0.8994	0.8404
200	2.1183	2.0796
250	4.2995	4.1833
Unlimited Load	5.5914	5.5097

เพื่อการหาค่าสติฟเนสของดินเส้นโค้งพีวาย (p-y curves) จำเป็นจะต้องถูกพล็อต โดยการนำค่าแรงปฏิกิริยาในดินและค่าการเสียรูปของดินมาทำการพล็อตและหาความชัน ในกรณีนี้ใช้ค่าปฏิกิริยาสูงสุดและค่าเสียรูปสูงสุดมาหาความชันและใช้เป็นค่าสติฟเนส โดยเส้นโค้งพีวายและค่าสติฟเนสของดินแสดงในรูปที่ 12 และ 13 ตามลำดับ

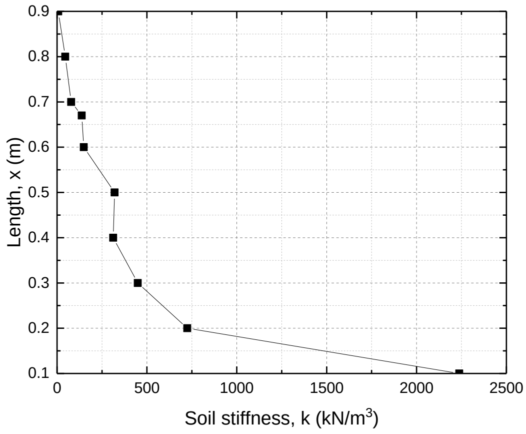


(ก)



(ข)

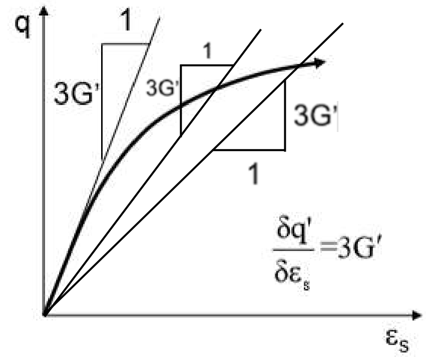
รูปที่ 12 เส้นโค้ง พี-วาย (ก) สำหรับ x=0.3, 0.4 และ 0.5 เมตร (ข) สำหรับ x=0.6, 0.7 และ 0.8 เมตร



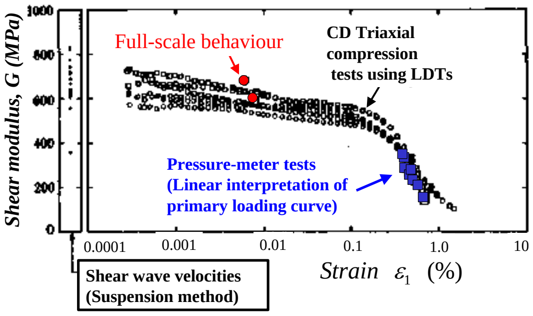
รูปที่ 13 ค่าสติฟเนสของดินเสาเข็มเดี่ยว

รูปที่ 12 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าปฏิกิริยาของดินกับค่าความเสียรูปด้านข้างของดินแต่ละตำแหน่งเมื่อค่าเสียรูปเพิ่มค่าปฏิกิริยาก็เพิ่มตามแต่มีความชันที่น้อยลงแสดงว่าค่าปฏิกิริยาเพิ่มตามค่าเสียรูปด้วยอัตราที่ลดลง เมื่อสังเกตจากระดับความลึกช่วงล่างของเสาเข็มคือ x=0.3 ถึง 0.5 เส้นโค้งพีวายจะมีลักษณะใกล้เคียงกัน แต่เมื่อสูงมากขึ้นยิ่งใกล้พื้นดินความชันของกราฟจะต่ำลงมาก จากรูปที่ 13 จะเห็นได้ว่าค่าสติฟเนสเริ่มต้นของดินจะเพิ่มขึ้นตามความลึกของดิน ซึ่งเกิดจากผลของระดับความเครียด (Strain-level effect) ที่มีการกล่าวถึงในผลการทดลองแรงอัดสามทิศทางที่ระดับความเครียดต่ำของดิน [13] นั่นคือเมื่อความเครียดมีค่าเพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ค่าโมดูลัสเฉือน (Shear Modulus) มีค่าลดลงดังแสดงในรูปที่ 14 และรูปที่ 15 ดังนั้นเมื่อความลึกมากขึ้น ค่าโมดูลัสเฉือนก็จะเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่าสติฟเนสเพิ่มขึ้น จะสามารถเห็นได้ว่าที่ระดับความลึกสูง (x มีค่าต่ำ) ค่าการเสียรูป (รูปที่ 13(ง)) ก็จะต่ำไปด้วย

Displacement, y_0 (mm)



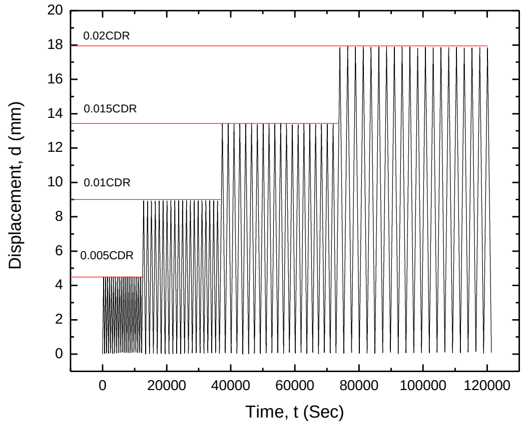
รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นรวมและความเครียดเฉือน



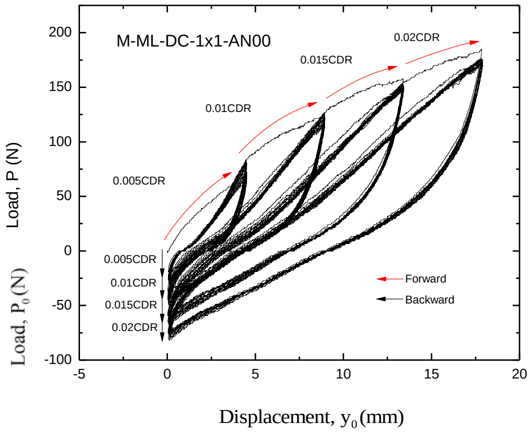
รูปที่ 15 การเปรียบเทียบระหว่างค่าสติฟเนสในรูปแบบความเครียดจากการทดสอบแรงอัดสามแกน [13]

3.3 การให้แรงกระทำซ้ำแบบเป็นวัฏจักร (Cyclic Loading)

การศึกษานี้เป็นการให้แรงกระทำซ้ำแบบวัฏจักรโดยควบคุมแรงจากระยะสูงสุด เมื่อสังเกตุการเคลื่อนไหวโดยรวมของระยะการเคลื่อนที่ต่อแรงที่ให้จะเห็นได้ว่ากำหนดระยะทางที่ 0.005, 0.010, 0.015 และ 0.020 ของอัตราส่วนระยะความยาวเสาเข็ม (เสาเข็มยาว 9 เมตร) ที่นั้นคือมีค่าระยะทางเท่ากับ 4.5, 9, 13.5 และ 18 มิลลิเมตร ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 16 และ 17

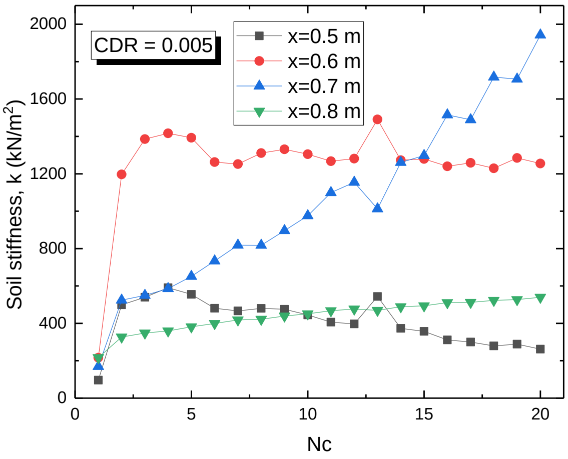


รูปที่ 16 ประวัติเวลาการให้แรงโดยควบคุมจากระยะการเคลื่อนที่

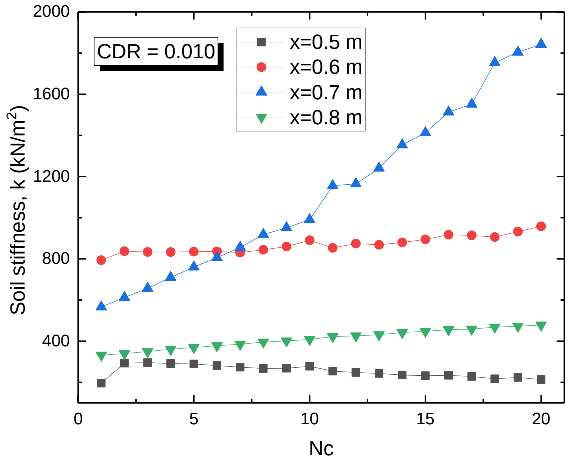


รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะทางการเคลื่อนที่และแรงที่ให้

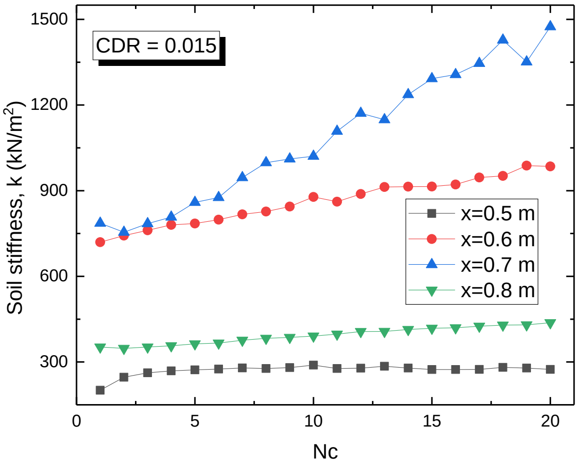
เมื่อผ่านการเรียกใช้รหัสผ่านโปรแกรม MATLAB® โดยการแบ่งข้อมูลตามชนิดของการทดลองซึ่งแตกต่างกันในส่วนการควบคุมแรงจากระยะสูงสุด เริ่มจากให้โปรแกรมเลือกชนิดของค่าระยะสูงสุดที่ต้องการหา โดยการทดลองนี้ได้แบ่งเป็น 4 ระยะสูงสุดและแต่ละระยะสูงสุดมีทั้งหมด 20 รอบแล้วจึงทำการเลือกที่ข้อมูลทีละรอบหลังจากนั้นเข้าสู่การคำนวณซึ่งวิธีการโดยสังเขปได้มีการอธิบายไว้แล้วในหัวข้อ 3.2 หลังจากนั้นนำค่าสติฟเนสของดินมาเปรียบเทียบกัน ณ อัตราส่วนระยะสูงสุดที่กำหนดให้เดียวกันในแต่ละวัฏจักรที่มีระดับความลึกแตกต่างกัน และเปรียบเทียบ ณ อัตราส่วนระยะสูงสุดที่แตกต่างกัน แต่ความลึกเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 18 และ 19 ตามลำดับ



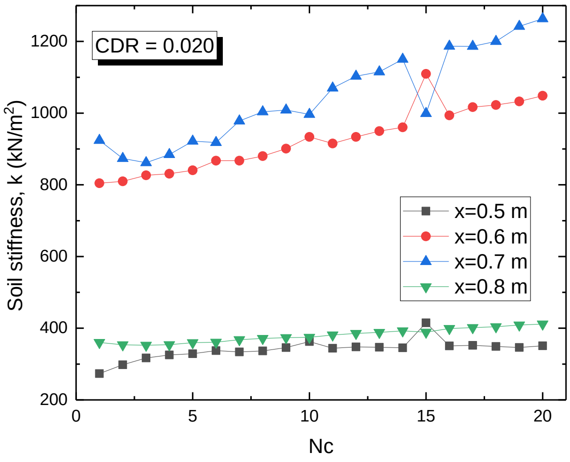
(ก)



(ข)



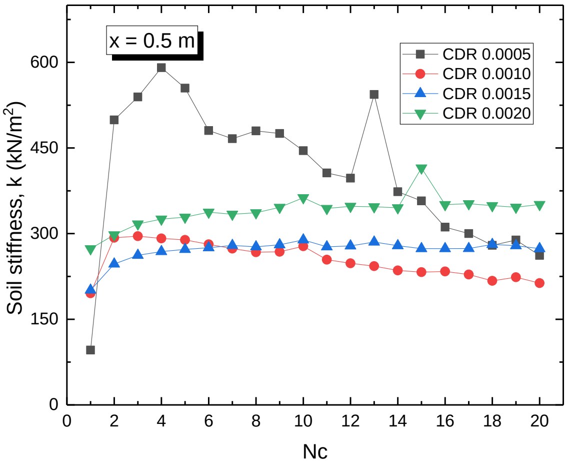
(ค)



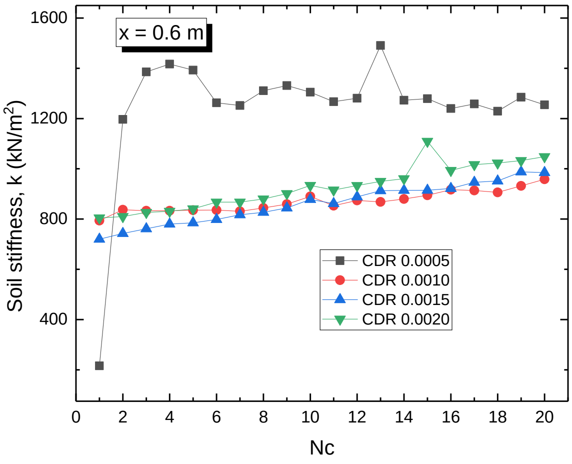
(ง)

รูปที่ 18 การพัฒนาค่าสติฟเนสกับจำนวนรอบที่ความลึกต่างกัน ณ อัตราส่วนระยะสูงสุดที่ (ก) 0.005 (ข) 0.010 (ค) 0.015 (ง) 0.020

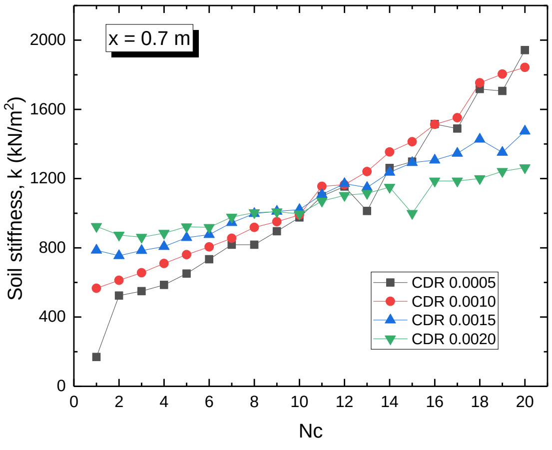
จากการศึกษาพบว่าเมื่อให้แรงและถอนกลับไปเรื่อย ๆอย่างเป็นวัฏจักรแล้ว จะมีค่าสติฟเนสที่แตกต่างกันสองลักษณะที่เห็นได้ชัด นั่นก็คือ มีการคงที่ของค่าสติฟเนสที่ไม่เพิ่มขึ้น กับมีการเพิ่มขึ้นของค่าสติฟเนสตามจำนวนรอบการให้แรงกระทำซ้ำ ด้วยอัตราที่แตกต่างกันไป



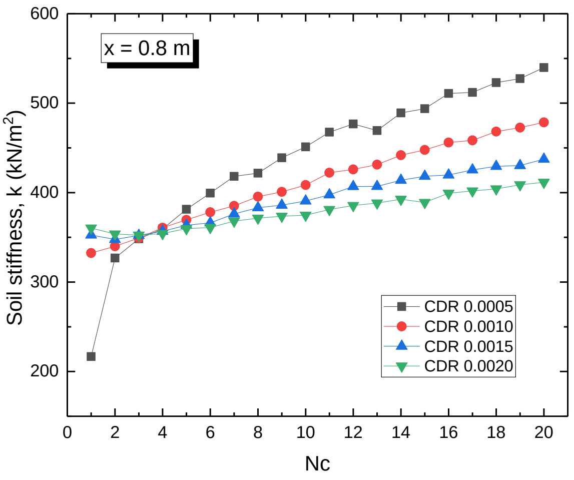
(ก)



(ข)



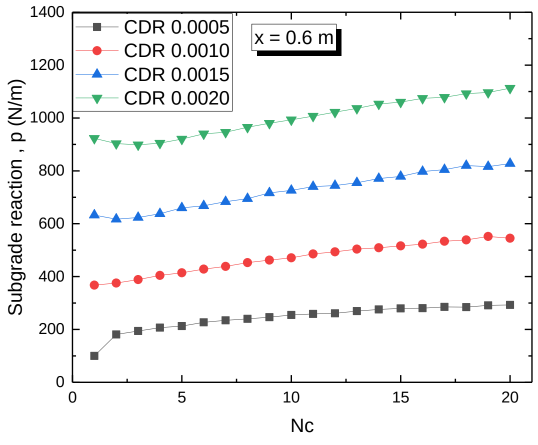
(ค)



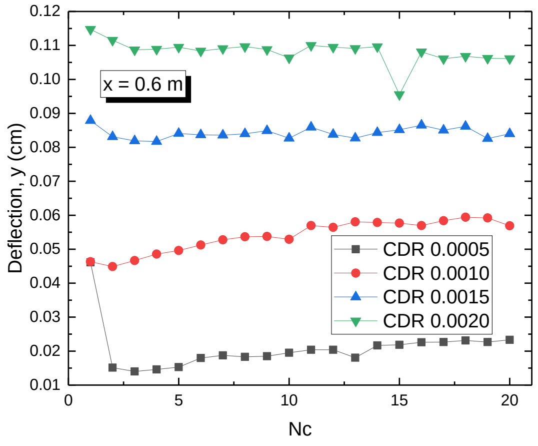
(ง)

รูปที่ 19 การพัฒนาค่าสติฟเนสต่อจำนวนรอบที่ความอัตราส่วนระยะสูงสุดต่างกัน ณ ความลึกที่ (ก)0.5 (ข)0.6 (ค)0.7 (ง)0.8

เมื่อเปรียบเทียบผลจากศึกษาเมื่อกำหนดที่ความลึกเท่ากัน ค่าในรอบแรกสุดที่จำนวนครั้งเท่ากับ 1 (Nc=1) ค่าสติฟเนสจะเรียงลำดับจากน้อยไปมากที่อัตราส่วน 0.005, 0.010, 0.015 และ 0.020 ตามลำดับ และจะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราส่วนที่แตกต่างกันไป เพราะว่าดินทรายมีสมบัติทั้งพลาสติก (Plastic material) และยืดหยุ่น (Elastic material) ส่งผลให้ค่าสติฟเนสครั้งที่สองมีค่าสูงขึ้นและหลังจากนั้นจะคงตัวต่อไป เห็นได้ชัดจากรูป 19(ก) และ 19(ข) นั่นคือเมื่อ x เท่ากับ 0.5 และ 0.6 เมตร แต่จากรูปที่ 19(ค) และ 19(ง) หรือเมื่อ x เท่ากับ 0.7 และ 0.8 ที่ความชันของกราฟยังคงสูงอยู่ซึ่งหมายความว่าการพัฒนาค่าสติฟเนสของตำแหน่ง x ที่ 0.7 และ 0.8 ยังมีการพัฒนาต่อ โดยสาเหตุเกิดการเพิ่มขึ้นของค่าสติฟเนสเกิดจากอิทธิพลการของสะสมทิศทางเดียว (Ratcheting Effect) นั้นคือเมื่อดินเกิดการพังทลายแบบเชิงรุกไปแล้ว มีการคืนกลับไปที่เดิมจำเป็นจะต้องใช้แรงด้านข้างมากขึ้น เมื่อแรงด้านข้างเพิ่มมากขึ้นส่งผลให้ความเค้นรวมเพิ่มขึ้น ดังนั้นค่าสติฟเนสของดินก็จะเพิ่มขึ้นตามไปด้วย เพื่อความชัดเจนมากยิ่งขึ้น รูปที่ 20 และ 21 เป็นตัวอย่างค่าแรงปฏิกิริยาและค่าการเสียรูปต่อจำนวนรอบการให้แรงที่ตำแหน่ง x เท่ากับ 0.6 และ 0.7 เมตรตามลำดับ



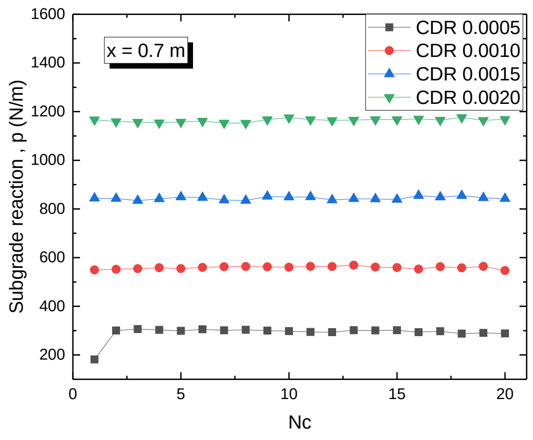
(ก)



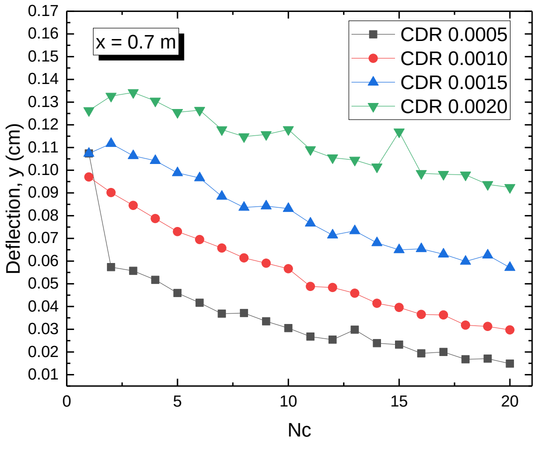
(ข)

รูปที่ 20 ค่าแรงปฏิกิริยาและค่าการเสียรูปต่อจำนวนรอบการให้แรงที่ตำแหน่ง x เท่ากับ 0.6 เมตร

จากรูปที่ 20 จะเห็นได้ว่าค่าแรงปฏิกิริยาเพิ่มขึ้นในขณะที่ค่าการเสียรูปคงที่ไปแล้ว แสดงถึงการหยุดการพัฒนาของค่าสติฟเนสของตำแหน่ง x ที่ 0.6 เมตร



(ก)



(ข)

รูปที่ 21 ค่าแรงปฏิกิริยาและค่าการเสียรูปต่อจำนวนรอบการให้แรงที่ตำแหน่ง x เท่ากับ 0.7 เมตร

จากรูปที่ 21 จะเห็นได้ว่าค่าแรงปฏิกิริยาคงที่หรือเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในขณะที่ค่าการเสียรูปลดลงเรื่อย ๆ แสดงถึงการพัฒนาของค่าสติฟเนสของตำแหน่ง x ที่ 0.7 เมตร ที่ยังคงพัฒนาต่อไป

4. บทสรุป

การศึกษานี้นำเสนอผลของการจำลองการให้แรงด้านข้างในเสาเข็มเดี่ยวในทรายแห้ง โดยการทดลองแบ่งออกเป็นสองส่วน ส่วนแรกคือการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวภายใต้การให้แรงด้านข้างต่อเนื่องเพื่อศึกษาพฤติกรรมเริ่มต้นของค่าสติฟเนสในดิน ส่วนที่สองคือการศึกษาพฤติกรรมของเสาเข็มเดี่ยวภายใต้แรงด้านข้างกระทำซ้ำแบบวัฏจักรเพื่อศึกษาพฤติกรรมหลังจากมีการให้แรงกระทำซ้ำในดิน กล่าวคือ

1. ค่าสติฟเนสเริ่มต้นของดินจะเพิ่มขึ้นตามระดับความลึกของดิน นั้นคือ เมื่อดินลึกมากขึ้น ค่าสติฟเนสเริ่มต้นของดินก็จะมากขึ้น

2. ค่าสติฟเนสของดินจะเพิ่มขึ้นจากค่าเริ่มต้นในรอบแรกเพราะสมบัติที่เป็นพลาสติก (Plastic) หลังจากนั้นจะคงที่ตามสมบัติยืดหยุ่น (Elastic) ของดิน แต่ในระดับความลึกที่น้อยค่าสติฟเนสจะพัฒนาเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบอันเกิดจากอิทธิพลของการสะสมทิศทางเดียว เอกสารอ้างอิง

[1] Wallbank, E. (1989). The performance of concrete in bridges. A survey of 200 highway bridges.

[2] Pritchard, B. (1994). *Continuous and integral bridges*: CRC Press, pp.35-48.

[3] Wolde-Tinsae, A., Greimann, L., & Yang, P. (1982). *Nonlinear Pile Behavior in Integral Abutment Bridges: Final Report: February, 1982*: Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State

[4] Burke Jr, M. P. (1993). Integral bridges: attributes and limitations. *Transportation research record* (1393).

[5] Horvath, J. S. (2000). Integral-abutment bridges: problems and innovative solutions using EPS geofoam and other geosynthetics. *Res. Rpt. No. CE/GE-00, 2*.

[6] Card, G., & Carder, D. (1993). A literature review of the geotechnical aspects of the design of integral bridge abutments. *TRL Project Report* (PR 52).

[7] Dicleli, M., & Albhaisi, S. M. (2004). Effect of cyclic thermal loading on the performance of steel H-piles in integral bridges with stub-abutments. *Journal of Constructional Steel Research, 60*(2), 161-182.

[8] Miura, S., & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. *Soils and Foundations, 22*(1), 61-77.

[9] Pathak, B. (2011). Analysis of static lateral load test of battered pile group at I-10 Twin Span Bridge.

[10] Norris, G. (1986). *Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis.* Paper presented at the Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling.

[11] Reese, L., & Van Impe, W. (2001). Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading Taylor&Francis. *London, United Kingdom, 8*.

[12] Wood, D. M. (2004). Geotechnical modelling (applied geotechnics). In: Spon Press, London and New York.

[13] TATSUOKA, F. (2001). Impacts on geotechnical engineering of several recent findings from laboratory stress-strain tests on geomaterials. Paper presented at the Geotechnics for roads, rail tracks and earth structures.

ความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานทางไฟฟ้ากับสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีของดิน
Correlation between electrical resistivity and geotechnical engineering properties of soil

วรัชญ์ สกุลพจน์วรชัย[1*] และ วรัช ก้องกิจกุล[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ
*Corresponding author; E-mail address: warut.sak@mail.kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงสภาพต้านทานไฟฟ้าในวัสดุดิน ได้แก่ ดินลูกรังและทรายละเอียด ซึ่งอาจเปลี่ยนแปลงตามสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีของดิน อาทิ ปริมาณความชื้นและความหนาแน่นแห้งของดิน ทั้งนี้สมบัติการต้านทานไฟฟ้าอาจมีความสัมพันธ์กับสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีของดิน การศึกษานี้ได้ทดลองความต้านทานไฟฟ้าโดยจ่ายกระแสไฟฟ้าจากแหล่งจ่ายไฟผ่านตัวอย่างดิน ที่บรรจุในแบบจำลองกล่องดิน (Soil box) โดยใช้ตัวอย่างดินลูกรังจาก อำเภอท่าลี่ จังหวัดเลย ประเทศไทย และทราย มจธ. (ทรายที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 40 และค้างบนตะแกรงเบอร์ 100) และทำการทดสอบการบดอัดเพื่อหาค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (maximum dry density) และความชื้นที่เหมาะสม (optimum moisture content) จากนั้นจึงกำหนดปริมาณความชื้นและความหนาแน่นแห้ง และทำการบดอัดดินที่เตรียมไว้ที่ความชื้นที่กำหนดลงในกล่องทดลองให้ได้ความหนาแน่นแห้งตามที่กำหนด และควบคุมความต่างศักย์ของการทดสอบให้อยู่ในช่วงระหว่าง 3 ถึง 30 โวลต์ การทดสอบพบว่าความชื้นและความหนาแน่นแห้งมีความสัมพันธ์กับความต้านทานไฟฟ้า และได้มีการใช้การวิเคราะห์เชิงถดถอยแบบพหุคูณในการสร้างสมการทำนาย และมีการใช้วิธีพื้นผิวตอบสนองในการช่วยวิเคราะห์ ซึ่งความสัมพันธ์ที่ได้จากการทำนายดังกล่าวมีแนวโน้มโดย ค่าความต้านทานมีแนวโน้มที่จะลดลงตามการเพิ่มขึ้นของทั้งความชื้นและความหนาแน่นแห้ง

คำสำคัญ: ความต้านทานไฟฟ้า, การวิเคราะห์เชิงถดถอยแบบพหุคูณ, ดินลูกรัง, ทราย, สภาพต้านทานไฟฟ้า, สมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณี

Abstract

The study of soil electrical resistivity in various type of soil, which were lateritic soil and fine sand, which may be affected from the change of soil properties for instance, water content and dry density. Meanwhile, there may be a relationship between the property of the resistivity and the properties of soil. In this study, a resistance test was performed by inputting an electric current from the power supply through a soil sample prepared in a soil box, which samples in this study are a lateritic soil from Thali, Loei, Thailand, and KMUTT sand (sand which passed through the No. 40 sieve and retained on the No. 100 sieve). The compaction tests were also done to receive the maximum dry density and the optimum moisture content then the desired water content and the dry density of the soil sample are controlled in the soil box, while the voltage of the experiment was controlled in a range between 3 and 30 volts. The experiment found that there is a relationship between the water content, the dry density and the electrical resistivity, and the response surface methodology was used to create and analysed the correlation. From the experiment, the resistivity predicted from the regression tend to be reduced proportionally to the increased in the water content and the dry density.

Keywords: resistance, multiple variable regression, lateritic soil, sand, electrical resistivity, geotechnical engineering properties

1. บทนำ

การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.) มีโครงการขยายการก่อสร้างระบบขนส่ง ซึ่งจำเป็นต้องมีการขุดเจาะและถมดินเพื่อก่อสร้างสถานีไฟฟ้าแรงสูง และดินที่สามารถใช้ในการทำงานนี้ได้จะต้องสามารถซ่อมบำรุงได้ในระยาว แต่อย่างไรก็ตาม ในการก่อสร้างสถานีไฟฟ้าแรงสูงจำเป็นต้องใช้ดินที่มีความสามารถในการนำไฟฟ้าสูง เพื่อระบายกระแสไฟฟ้าที่อาจเกิดขึ้นอันเนื่องมาจากการลัดวงจรภายในสถานีไฟฟ้า

ในทางวิศวกรรมเทคนิคธรณี มีคุณสมบัติของดินหลายสิ่งที่จำเป็นในการใช้งานด้านวิศวกรรม แต่ผลกระทบทางด้านสภาพต้านทานไฟฟ้าของดินนั้นยังไม่สามารถบ่งชี้และนำไปใช้ได้อย่างแน่ชัด ซึ่งการทำแบบจำลองทางกายภาพและการวิเคราะห์เชิงสถิติยังเป็นสิ่งที่ต้องมีการพัฒนาต่อไป

จากการศึกษาของ Bai et al. [1] ได้มีการเชื่อมโยงสมบัติทางเทคนิคธรณีของดินกับสภาพต้านทานไฟฟ้า อาทิ ลักษณะโครงสร้างของดิน (ความหนาแน่นและอัตราส่วนช่องว่าง) และปริมาณน้ำในดิน และยังเป็นสมบัติที่แสดงถึงความสามารถในการไหลของกระแสไฟฟ้า และจากการศึกษาที่ผ่านมา [2-4] ได้แสดงว่าการแสไฟฟ้าในดินโดยปกติจะมีความสัมพันธ์กับน้ำใน

ช่องว่างและปริมาณความชื้นในดิน ซึ่งจากความสัมพันธ์ดังกล่าวนี้ อาจทำให้สภาพต้านทานไฟฟ้าสามารถถูกศึกษาและมีการนำไปใช้มากขึ้น โดยการทดสอบนี้จะนำสมบัติดังกล่าวมาสร้างความสัมพันธ์และวิเคราะห์โดยใช้วิธีพื้นผิวตอบสนอง (Response surface methodology, RSM) แบบเซ็นทรัลคอมโพสิต (Central composite design, CCD) ในการวิเคราะห์และสร้างสมการทำนายโดยใช้การวิเคราะห์เชิงถดถอยแบบพหุคูณ

2. วิธีดำเนินการทดลอง

2.1 วัสดุอุปกรณ์

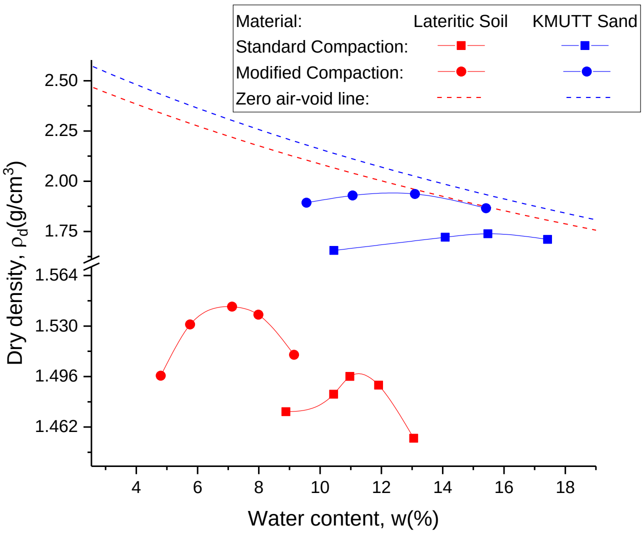
2.1.1 ตัวอย่างดินสำหรับการทดลอง

ดินลูกรังถูกเลือกเป็นตัวอย่างดินชนิดแรก โดยตัวอย่างนี้ได้รับมาจากการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ซึ่งเป็นตัวอย่างดินจากอำเภอท่าลี่ จังหวัดเลย เนื่องจากขนาดอนุภาคของเม็ดดินบางส่วนมีขนาดใหญ่ แต่ปริมาตรของกล่องมีความจำกัด ทำให้ต้องมีการควบคุมขนาดของอนุภาคของดินตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ โดยตัวอย่างดินลูกรังที่ใช้ทดสอบทั้งหมดเป็นดินที่ถูกร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 10 (2 มิลลิเมตร) และผ่านการอบที่อุณหภูมิ 110 ℃

ทรายเป็นตัวอย่างที่สองของการทดลองนี้ โดยการทดสอบนี้ใช้ทราย มจธ. (KMUTT sand) ซึ่งเป็นทรายที่ทำการล้างด้วยน้ำผ่านตะแกรงเบอร์ 40 (0.425 มิลลิเมตร) และค้างบนตะแกรงเบอร์ 100 (0.150 มิลลิเมตร) และผ่านการอบที่อุณหภูมิ 110 ℃ ซึ่งค่าสมบัติต่าง ๆ ของดินลูกรังและทรายที่ได้จากการทดลองต่าง ๆ ได้แสดงดังตารางที่ 1 และผลการทดสอบการบดอัดแบบมาตรฐานและแบบสูงกว่ามาตรฐานได้แสดงดังรูปที่ 1

ตารางที่ 1 ตารางแสดงสมบัติของตัวอย่างดินลูกรังและทราย

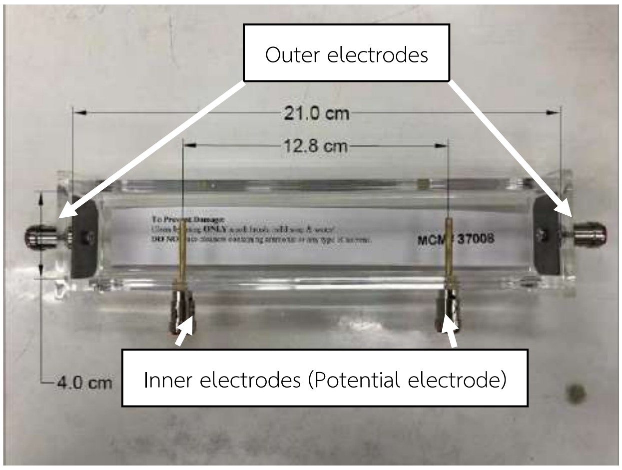
Property	Material		Unit
	Lateritic Soil	Sand	
Specific Gravity	2.75	2.66	-
D50	0.481	0.325	Millimetre
Coefficient of Uniformity, Cu	3.076	1.208	-
Coefficient of Curvature, Cc	0.763	1.270	-
Optimum moisture content (Standard proctor)	1.738	1.498	g/cm^3
Optimum moisture content (Modified proctor)	1.942	1.543	g/cm^3
Maximum dry density (Standard proctor)	15.54	6.95	Percent
Maximum dry density (Modified proctor)	12.35	11.27	Percent



รูปที่ 1 เส้นโค้งการบดอัดดินแบบมาตรฐานและสูงกว่ามาตรฐานของทราย มจธ.

2.1.2 กล่องทดสอบดิน (Soil Box)

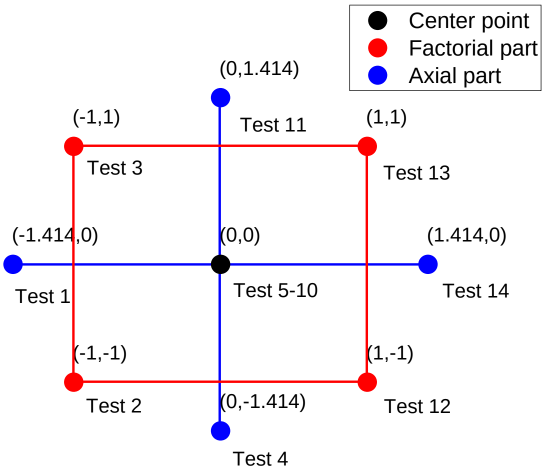
กล่องทดสอบดินของบริษัท M.C. Miller เป็นกล่องที่ถูกใช้ในการทดสอบครั้งนี้ เป็นอุปกรณ์ที่ผ่านตามมาตรฐานการทดสอบแบบสี่ขั้วไฟฟ้าของ ASTM G57 [5] โดยกล่องถูกสร้างจากวัสดุพลาสติกใสชนิด plexiglass โดยมีแผ่นโลหะสเตนเลสที่ยึดติดกับขั้วนอก (Outer electrodes) ทำหน้าที่กระจายกระแสไฟฟ้าที่หัวและท้ายภายในกล่อง และมีขั้วใน หรือหมุดวัดความต่างศักย์ไฟฟ้า (Inner electrode or potential electrodes) ที่สามารถถอดออกได้ ดังรูปที่ 2 โดยกล่องมีปริมาตร 270 มิลลิลิตร มีพื้นที่หน้าตัด 12.8 ตารางเซนติเมตร ความยาวภายในกล่องทั้งหมด 21.0 เซนติเมตร และระยะห่างระหว่างขั้ววัดความต่างศักย์เท่ากับ 12.8 เซนติเมตร



รูปที่ 2 องค์ประกอบของกล่องทดสอบดินของ M.C. Miller

2.2 การวิเคราะห์ผลการทดลอง

ในการทดสอบนี้ได้มีการใช้การวิเคราะห์โดยใช้วิธีพื้นผิวตอบสนอง (Response surface methodology, RSM) ในรูปแบบการออกแบบของเซ็นทรัลคอมโพสิต (Central composite design, CCD) ซึ่งใช้โปรแกรม Minitab ในการวิเคราะห์สมการพหุคูณแบบถดถอยและสร้างความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้น ความหนาแน่นแห้ง และสภาพต้านทานไฟฟ้าในรูปแบบของกราฟพื้นผิว โดยการกำหนดค่าเริ่มต้นสำหรับการทดสอบซึ่งอ้างอิงจาก การออกแบบการทดลอง (Design of Experiment, DOE) [7] โดยจำนวนครั้งในการทดสอบขึ้นอยู่กับค่าตัวแปรต้นของสมการ ซึ่งในการทดสอบนี้มี 2 ตัวแปรต้น กล่าวคือ การทดลองนี้เป็นการทดลองที่สองระดับ ซึ่งในการทำการออกแบบการทดลองจำเป็นต้องมีการอ้างอิงค่าจากองค์ประกอบสามส่วนดังรูปที่ 3 ซึ่งคือ ส่วนแกน (Axial part) มีหน้าที่ปรับค่าตัวแปรและวัดค่าความคลาดเคลื่อนของอิทธิพลกำลังสอง (Quadratic effect) ส่วนแฟกทอเรียล (Factorial part) มีหน้าที่ตรวจสอบความโค้งของข้อมูลและวัดความเกี่ยวข้องกันของสองตัวแปร และจุดกึ่งกลาง (Center point) ทำหน้าที่ปรับค่าตัวแปรและเป็นค่ากลางของข้อมูล ซึ่งจำเป็นต้องมีการเก็บค่ามากกว่าหนึ่งครั้งเพื่อวัดค่าความคลาดเคลื่อนโดยตรง (Pure error) โดยสำหรับการทดลองนี้ได้เลือกจำนวนการการทดสอบค่าที่ส่วนแกนเป็นจำนวน 6 ครั้ง [8] จึงทำให้การทดลองนี้มีจำนวนการทดสอบทั้งหมดเป็น 14 ครั้ง โดยหลังจากการทดสอบตามค่าอ้างอิงจากการออกแบบการทดลองและจุดทั้งสามส่วนดังที่กล่าวมา จะสามารถวิเคราะห์ข้อมูลและสร้างสมการพหุคูณแบบถดถอย รวมถึงสามารถวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์แสดงการตัดสินใจเชิงซ้อน (Coefficient of Multiple Determination, R^2) ได้



รูปที่ 3 การออกแบบเซ็นทรัลคอมโพสิตสำหรับ 2 ตัวแปรต้น

2.3 การเตรียมการทดสอบ

2.3.1 การเตรียมตัวอย่างดิน

ในการทดสอบนี้ ตัวอย่างดินได้ถูกเตรียมโดยควบคุมปริมาณความชื้น (water content) และความหนาแน่นแห้ง (dry density) ซึ่งสมบัติทั้งสองชนิดจะถูกอ้างอิงจากค่าความชื้นที่เหมาะสม (optimum moisture content) และค่าความหาแน่นแห้งสูงสุด (maximum dry density) โดยค่ากลางของการทดสอบ (การทดสอบ S1W3D3 และ S2W3D3) ทำหน้าที่เป็นจุดกึ่งกลางของการออกแบบการทดลองและเป็นค่าที่ใช้เป็นจุดอ้างอิง ซึ่งได้จาก การเฉลี่ยค่าปริมาณความชื้นที่เหมาะสมและความหนาแน่นแห้งสูงสุดจากการทดสอบการบดอัดตัวอย่างแบบมาตรฐานและสูงกว่ามาตรฐาน โดยสมบัติทั้งสองของตัวอย่างดินลูกรังและทรายจะถูกควบคุมตามตารางที่ 2 และตารางที่ 3 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 ตารางแสดงโปรแกรมการทดสอบของตัวอย่างดินลูกรัง

Test No.	Coordinate from DOE	Test Name	Dry Density, ρ_d (g/cm^3)	Water content, w (%)	Resistivity (Ω.m)
1	(-1.414, 0)	S1D1W3	1.384	13.95	534.20
2	(-1, -1)	S1D2W2	1.447	11.95	524.32
3	(-1, 1)	S1D2W4	1.447	15.95	450.08
4	(0, -1.414)	S1D3W1	1.600	11.12	526.67
5	(0, 0)	S1D3W3	1.600	13.95	443.73
6					444.92
7					427.71
8					441.25
9					443.18
10					440.15
11	(0, 1.414)	S1D3W5	1.600	16.77	415.97
12	(1, -1)	S1D4W2	1.753	11.95	479.85
13	(1, 1)	S1D4W4	1.753	15.95	404.01
14	(1.414, 0)	S1D5W3	1.817	13.95	396.53

ตารางที่ 3 ตารางแสดงโปรแกรมการทดสอบของตัวอย่างทราย มจธ.

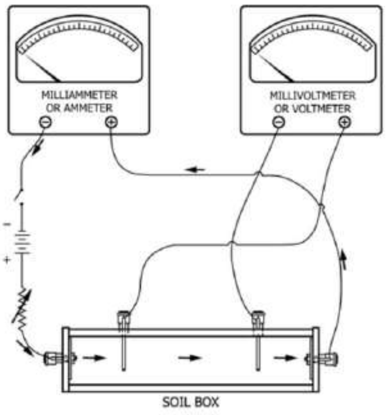
Test No.	Coordinate from DOE	Test Name	Dry Density, ρ_d (g/cm^3)	Water content, w (%)	Resistivity (Ω.m)
1	(-1.414, 0)	S2D1W3	1.238	9.11	534.03
2	(-1, -1)	S2D2W2	1.259	6.61	498.02
3	(-1, 1)	S2D2W4	1.259	11.61	419.94
4	(0, -1.414)	S2D3W1	1.309	5.57	529.73
5	(0, 0)	S2D3W3	1.309	9.11	436.25
6					440.15
7					443.12
8					435.16
9					432.12
10					427.56
11	(0, 1.414)	S2D3W5	1.309	12.64	395.26
12	(1, -1)	S2D4W2	1.359	6.61	437.00
13	(1, 1)	S2D4W4	1.359	11.61	365.42
14	(1.414, 0)	S2D5W3	1.379	9.11	395.50

จากตารางที่ 2 และตารางที่ 3 ค่าปริมาณความชื้นและความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างทั้งสองได้จาก การออกแบบการทดลองที่อ้างอิงจากวิธีเซ็นทรัลคอมโพสิต [6] โดยส่วนแกนของการทดสอบนี้คือการทดสอบที่1, 4,

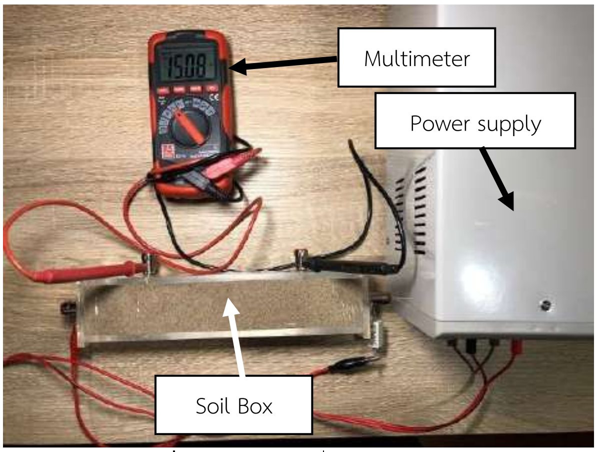
11 และ 14 ส่วนแฟกทอเรียลคือการทดสอบที่ 2, 3, 12 และ 13 และจุดกึ่งกลางคือการทดสอบที่ 5, 6, 7, 8, 9 และ 10

2.3.2 การประกอบเครื่องมือทดสอบ

หลังจากการเตรียมตัวอย่างเสร็จสมบูรณ์ กล่องทดลองจะถูกห่อด้วยแผ่นพลาสติกบางเพื่อป้องกันการเปลี่ยนแปลงความชื้นระหว่างการทดสอบ ซึ่งเครื่องมือทดสอบถูกต่อโดยการใช้เครื่องจ่ายไฟต่อเข้ากับขั้วฝั่งหัวและท้ายของกล่อง และใช้มัลติมิเตอร์ (Multimeter) ต่อเข้ากับขั้ววัดศักย์ไฟฟ้า ซึ่งอยู่ตรงกลางทั้งสองฝั่งดังรูปที่ 4 และรูปที่ 5 เมื่อทำการต่อวงจรจะออกมาในรูปแบบของการเรียงตัวของเวนเนอร์แบบสี่ขั้ว (Wenner's 4-electrode array) [5]



รูปที่ 4 การต่อวงจรไฟฟ้า [5]



รูปที่ 5 การประกอบเครื่องมือการทดสอบ

3. ผลการทดลองและอภิปรายผล

การทดสอบดำเนินการโดยการจ่ายกระแสไฟฟ้าเข้าทางขั้วหัวและท้ายของอุปกรณ์และวัดค่าความต่างศักย์ที่ตกคร่อมระหว่างขั้วตรงกลาง โดยควบคุมความต่างศักย์ที่ใส่เข้าไปในวงจรโดยเริ่มใส่จาก 3 โวลต์ จนถึง 30 โวลต์ โดยเพิ่มขึ้นทุก ๆ 1.5 โวลต์ ตัวอย่างเช่น การทดลอง S1W3D3 เมื่อทำการควบคุมความต่างศักย์ที่ใส่เข้าไปที่ 30 โวลต์ จะได้กระแสที่ไหลในวงจรซึ่งวัดจากขั้วนอกมีค่าเท่ากับ 0.34 มิลลิแอมแปร์ และความต่างศักย์ที่ตกคร่อมซึ่งวัดได้จากขั้วในหรือหมุดวัดความต่างศักย์มีค่าเท่ากับ 14.830 โวลต์ โดยค่าความต่างศักย์ที่ตกคร่อม และกระแสที่ไหลในวงจรที่วัดได้จะถูกนำไปใส่ในสมการที่ (1)

$$R = \frac{V_{Out}}{I} \quad (1)$$

เมื่อ R คือค่าความต้านทานไฟฟ้า (Ω) V คือความต่างศักย์ที่ตกคร่อม (V) วัดได้จากขั้วใน และ I คือกระแสที่ไหลในวงจร (I) วัดได้จากขั้วนอก หลังจากได้ความต้านทานไฟการวัดค่าความต่างศักย์ที่ตกคร่อมและกระแสที่ไหลในวงจร จำเป็นต้องมีการวัดอุณหภูมิของดินที่ทดลองและทำการปรับแก้โดยสมการที่ (2)

$$R_{15.5} = R_T\left(\frac{24.5+T}{40}\right) \quad (2)$$

เมื่อ $R_{15.5}$ คือความต้านทานที่ 15.5°C (Ω) R_T คือความต้านทานที่อุณหภูมิของดินที่ทดสอบ (Ω) และ T คืออุณหภูมิของดินที่ทำการทดสอบ (°C) จากนั้นจึงนำไปหาค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าดังสมก ารที่ (3)

$$\rho = \pi bR / \left(1 - \frac{b}{b+a}\right) \quad (3)$$

เมื่อ ρ คือสภาพต้านทานไฟฟ้า (Ω.m) b คือระยะระหว่างขั้วด้านนอกถึงขั้วด้านใน (cm) และ a คือระยะระหว่างขั้วด้านใน (cm)

3.1 ผลการทดสอบค่าสภาพต้านทานไฟฟ้า

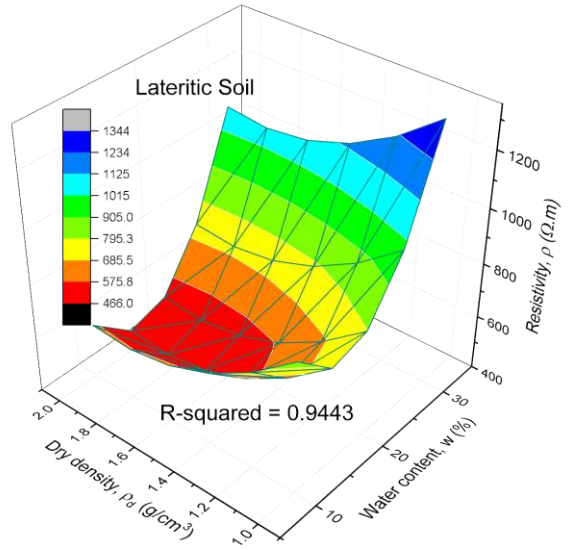
จากการทดสอบค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าซึ่งได้มาจากค่าความต้านทานไฟฟ้าของดินทั้งสองชนิด ซึ่งเปรียบเทียบกับค่าปริมาณความชื้นในดินและความหนาแน่นแห้ง โดยสำหรับตัวอย่างดินลูกรังพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นในดิน ความหนาแน่นแห้ง และสภาพต้านทานไฟฟ้าแสดงได้เป็นสมการพหุคูณแบบถดถอยได้ดังสมการที่ (4)

$$\rho = 2759 - 106.7w - 1564\rho_d + 3.21w^2 + 422\rho_d^2 + 1.3w\rho_d \quad (4)$$

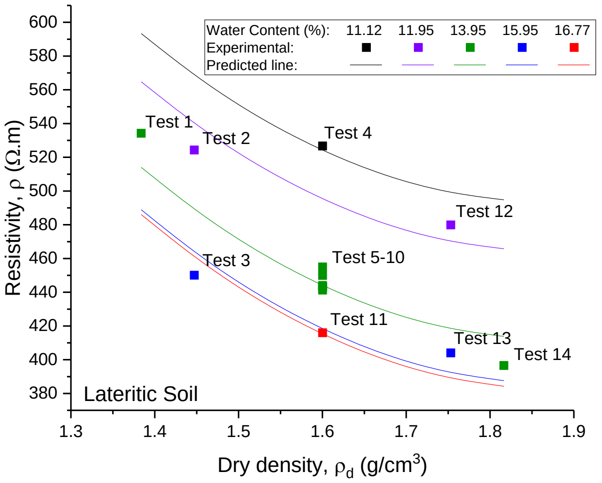
เมื่อ ρ คือสภาพต้านทานไฟฟ้า (Ω.m) w คือปริมาณน้ำในดิน (%) และ ρ_d คือค่าความหนาแน่นแห้ง (g/cm^3) โดยสมการที่ (4) สามารถแสดงในรูปแบบของกราฟพื้นผิวตอบสนองได้ดังรูปที่ 6 ซึ่งจะเห็นได้ว่าการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำในดินและความหนาแน่นแห้งมีผลต่อค่าสภาพต้านทานไฟฟ้า โดยสภาพต้านทานไฟฟ้าจะลดลงจนถึงจุดหนึ่งก่อนที่จะเริ่มเพิ่มขึ้นตามค่าปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นในดิน โดยจุดวกกลับจะเกิดขึ้นเมื่อปริมาณน้ำในดินมีค่าเท่ากับ 15% ดังที่แสดงในพื้นที่สีแดง และค่าสัมประสิทธ์แสดงการตัดสินใจเชิงซ้อน (R^2) ของการสร้างสมการพหุคูณนี้เท่ากับ 0.9443

เมื่อนำกราฟพื้นผิวในรูปที่ 6 มาสร้างเส้นของการทำนายที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ และเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดลองดังรูปที่ 7 จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานไฟฟ้าและความหนาแน่นแห้งมีลักษณะไปในทิศทางเดียวกัน โดยเมื่อค่าปริมาณความชื้นมากกว่า 18% จะทำให้ค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาของ Bai et al. [1] ที่ได้ศึกษาไว้ว่าลักษณะของความสัมพันธ์ระหว่างสภาพต้านทาน

ไฟฟ้าและความหนาแน่นแห้งของดินลูกรังจะเปลี่ยนไปเมื่อน้ำมีปริมาณถึงจุดของความชื้นที่เหมาะสม (optimum moisture content)



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง ปริมาณน้ำในดินและสภาพต้านทานไฟฟ้าของตัวอย่างดินลูกรัง

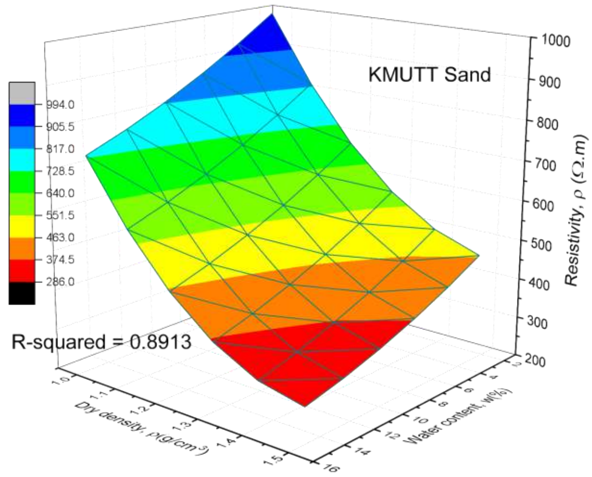


รูปที่ 7 เส้นการทำนายและค่าจากการทดลองของความสัมพันธ์ระหว่างค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าและค่าความหนาแน่นแห้งที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ ของตัวอย่างดินลูกรัง

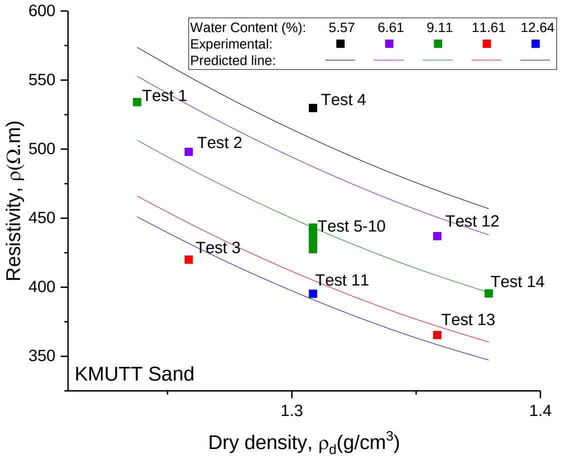
สำหรับการทดสอบค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าของตัวอย่างทราย มจธ. เมื่อพิจารณาร่วมกับค่าปริมาณความชื้นในดินและความหนาแน่นแห้ง พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นใน ความหนาแน่นแห้ง และสภาพต้านทานไฟฟ้าแสดงได้เป็นสมการพหุคูณแบบถดถอยได้ดังสมการที่ (5)

$$\rho = 4579 - 42w - 5135\rho_d + 42w^2 + 1619\rho_d^2 + 13w\rho_d \quad (5)$$

เมื่อ ρ คือสภาพต้านทานไฟฟ้า (Ω.m) w คือปริมาณน้ำในดิน (%) และ ρ_d คือค่าความหนาแน่นแห้ง (g/cm^3) ซึ่งสมการที่ (5) สามารถแสดงในรูปแบบของกราฟพื้นผิวตอบสนองได้ดังรูปที่ 8 จะเห็นได้ว่าการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำในดินและความหนาแน่นแห้งของตัวอย่างทรายมีผลต่อค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าเช่นเดียวกับตัวอย่างดินลูกรัง แต่สำหรับตัวอย่างทรายไม่มีจุดวกกลับ และค่าสัมประสิทธิ์แสดงการตัดสินใจเชิงซ้อน (R^2) ของการสร้างสมการพหุคูณนี้เท่ากับ 0.8913



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง ปริมาณน้ำในดินและสภาพต้านทานไฟฟ้าของตัวอย่างทราย มจธ.

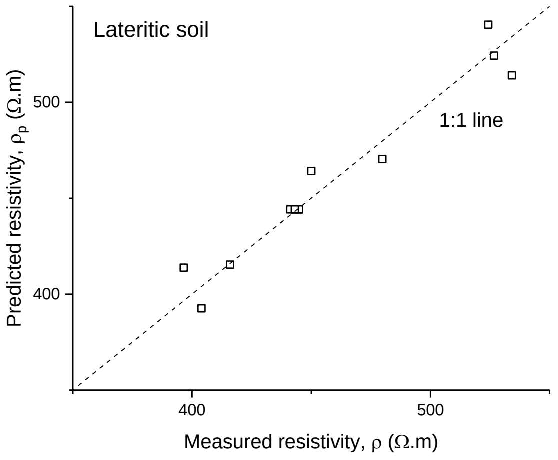


รูปที่ 9 เส้นการทำนายและค่าจากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่างค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าและค่าความหนาแน่นแห้งที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ ของตัวอย่างทราย มจธ.

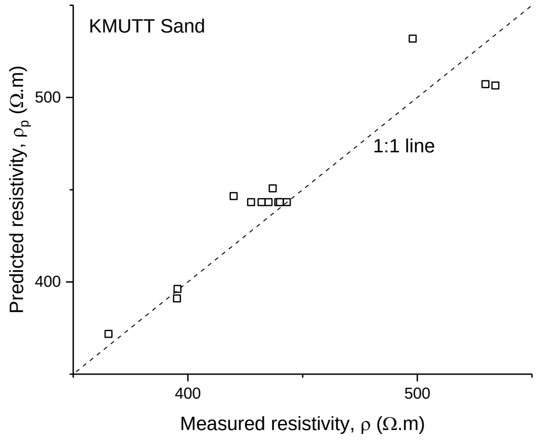
เมื่อนำกราฟพื้นผิวในรูปที่ 8 มาสร้างเส้นของการทำนายที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ และเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากการทดลอง ดังรูปที่ 9 จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างความต้านทานไฟฟ้าและความหนาแน่นแห้งมีลักษณะไปในทิศทางเดียวกัน โดยเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้นในขณะที่ความหนาแน่นแห้งคงที่จะทำให้ค่าความต้านทานลดลง

รูปที่ 7 และรูปที่ 9 ยังแสดงให้เห็นว่ารูปแบบการเรียงตัวของผลการทดสอบจะมีรูปแบบที่เหมือนกับ การออกแบบการทดลอง (Design of Experiment, DOE) ของการออกแบบของเซ็นทรัลคอมโพสิตดังที่แสดงในรูปที่ 3 และเมื่อเปรียบเทียบค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าของดินทั้งสองจะเห็นได้ว่าพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงสภาพต้านทานไฟฟ้าที่ได้รับผลกระทบจากค่าปริมาณความชื้นในดินและความหนาแน่นแห้งจะมีลักษณะที่อ่อนไหวต่อการ

เปลี่ยนแปลงในช่วงแรกและการเปลี่ยนแปลงมีค่าน้อยลงเรื่อย ๆ เมื่อปริมาณความชื้นและความหนาแน่นแห้งเพิ่มขึ้น



รูปที่ 10 การเปรียบเทียบระหว่างค่าจากการทำนายและค่าจากการทดสอบของตัวอย่างดินลูกรัง



รูปที่ 11 การเปรียบเทียบระหว่างค่าจากการทำนายและค่าจากการทดสอบของตัวอย่างทราย มจธ.

จากรูปที่ 10 และรูปที่ 11 จะเห็นได้ว่าค่าจากการทดสอบและค่าจากการทำนายมีค่าใกล้เคียงกัน โดยค่าที่เกาะกลุ่มกันมากที่สุดจะเป็นค่าจากจุดกลาง ซึ่งเป็นค่าที่ได้จากการทดสอบของจุดอ้างอิง (การทดสอบ S1W3D3 และ S2W3D3)

4. บทสรุป

จากการศึกษาพฤติกรรมการนำไฟฟ้าของดินที่ได้รับผลกระทบจากคุณสมบัติทางกายภาพของดิน กล่าวคือ การเปลี่ยนแปลงปริมาณความชื้นในดินและความหนาแน่นแห้ง โดยในการศึกษานี้พบว่าปริมาณของสมบัติทั้งสองชนิดดังกล่าวแปรผกผันกับค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าของดิน ซึ่งจากการทดสอบที่กล่าวถึงการเปลี่ยนแปลงของความหนาแน่นแห้งที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ดินนำไฟฟ้าได้มากขึ้น ยังสามารถอ้างอิงได้จากเส้นทางการไหลของกระแสไฟฟ้า [9] และการศึกษานี้ได้มีการสร้างสมการพหุคูณแบบถดถอยของดินทั้งสองชนิดเพื่อใช้ในการทำนายพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงสภาพต้านทานไฟฟ้าซึ่งนำมาใช้ในการคำนวนค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าที่ต้องการกำหนดได้

เอกสารอ้างอิง

[1] Bai, W., Kong, L. and Guo, A. (2013). Effects of Physical Properties on Electrical Conductivity of Compacted Lateritic Soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(5), pp.406-411.

[2] Cardoso, R. and Dias, A.S. (2017). Study of the Electrical Resistivity of Compacted Kaolin Based on Water Potential. *Engineering Geology*, 226, pp.1-11.

[3] Zhang, T., Liu, S. and Cai, G. (2018). Correlations between Electrical Resistivity and Basic Engineering Property Parameters for Marine Clays in Jiangsu, China. *Journal of Applied Geophysics*, 159, pp.640-648.

[4] Kumar, S.C.P. and Gowda, J.P. (2017). The Correlation between Resistivity and Soil Properties as an Alternative to Soil Invelsigation. *Indian Journal of Science and Technology*, 10(6), pp.1-5.

[5] ASTM G57-06 (2012). *Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

[6] Pradubsri, W., Chomtee, B. and Thongteeraparp, A. (2015). A Study of Small Response Surface Designs for the Full Second Order Model and a Set of Reduced Models in a Spherical Model. *Thai Science and Technology Journal*, 23(3), pp.363-376.

[7] Sabseree, J. (2009). Doe Central Composite Design. *for Quality*, 145, pp.72-74.

[8] Phutthananon, C., Jongpradist, P., Jongpradist, P., Dias, D. and Baroth, J. (2020). Parametric Analysis and Optimization of T-Shaped and Conventional Deep Cement Mixing Column-Supported Embankments. *Computers and Geotechnics*, 122.

[9] Rhoades JD, Corwin DL, Lesch SM. (1999). Geospatial measurements of soil electrical conductivity to assess soil salinity and diffuse salt loading from irrigation. *Geophysical Monograph*, 108, pp.197–215.

การปรับปรุงคุณภาพดินทรายโดยใช้เถ้าก้นเตาและปูนซีเมนต์เพื่อใช้เป็นวัสดุถมและวัสดุงานทาง

Improvement of sand with bottom ash and cement as back fill materials and pavement

วุฒิกรณ์ โสพรรณรัตน์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
**Corresponding author; E-mail address: new.wuttikorn@gmail.com*

บทคัดย่อ

เถ้าก้นเตาเป็นของเสียที่เกิดจากการเผาถ่านหินเพื่อใช้เป็นพลังงานในการผลิตกระแสไฟฟ้า ก่อให้เกิดปัญหาการสูญเสียพื้นที่กองทิ้งและมลพิษต่อสิ่งแวดล้อม งานวิจัยนี้ได้เล็งเห็นถึงการใช้ประโยชน์โดยนำเสนอการปรับปรุงคุณภาพดินทรายโดยใช้เถ้าก้นเตาและปูนซีเมนต์เพื่อใช้เป็นวัสดุถมและวัสดุงานทาง การศึกษาประกอบไปด้วยการทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (UCS) การทดสอบ California Bearing Ratio (CBR) การทดสอบค่าโมดูลัสคืนตัว (M_r) และการทดสอบแบบไม่ทำลายโดยใช้คลื่นสั่นสะเทือน Free-Free Resonance (FRR) สามารถนำมาใช้ในการประเมินกำลังของดินทรายปรับปรุงคุณภาพได้และสามารถใช้ในการหาคุณสมบัติด้านโมดูลัสสั่นสะเทือนและอัตราส่วนปัวส์ซอง ผลการทดสอบพบว่าความเร็วคลื่น P-wave *และ* S-wave รวมไปถึงค่าโมดูลัสสั่นสะเทือนมีความสอดคล้องกันกับผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าปริมาณการแทนที่ดินทรายด้วยเถ้าก้นเตาปริมาณ 30 เปอร์เซ็นต์ที่ทุกสัดส่วนซีเมนต์และระยะเวลาบ่มมีความเหมาะสมที่สุด เนื่องจากค่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด (UCS) *ค่า* California bearing ratio (CBR) และค่าโมดูลัสคืนตัว (M_r) มีค่าสูงสุดที่สัดส่วนนี้ ดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยเถ้าก้นเตาและซีเมนต์สามารถจำแนกได้เป็นชั้นพื้นทางดินซีเมนต์ซึ่งเป็นไปตามมาตรฐาน ทล.-ม. 204/2556 กรมทางหลวง ประเทศไทย

คำสำคัญ: เถ้าก้นเตา, กำลังรับแรงอัด, โมดูลัสคืนตัว

Abstract

Bottom ash is a waste generated from coal burning to used as power for electricity generation causing problems of waste area disposal and pollution to the environment. This research is for realizing the benefits by proposing to improve the quality of sandy soils by using bottom ash and cement as a backfill materials and pavement materials. Experiments consisted of unconfined compressive strength (UCS), California bearing ratio (CBR), resilient modulus (Mr), and non-destructive testing using vibration waves free-free resonance test (FRR) can used to assess the strength of sandy soil, improve the quality and can used to determine the properties of seismic modulus and Poisson's ratio. The test results show that the P-wave and S-wave velocity, including the seismic modulus, are consistent with the compressive strength test results. Results show that 30% bottom ash content replacement sandy soil provided maximum strength, resilient modulus and California bearing ratio. Sandy soil, improved by bottom ash and cement, was classified as "Soil cement base" according to standard, DH-S. 204/2556, Department of highway, Thailand

Keywords*:* Bottom ash, Unconfined compressive strength, Resilient modulus, Poisson' Ratio, SEM, XRD

1. คำนำ

เถ้าถ่านหิน เป็นของเสียที่เกิดจากการเผาถ่านหินเพื่อใช้เป็นพลังงานในการผลิตกระแสไฟฟ้า ปัจจุบันโรงไฟฟ้าพลังงานความร้อนแม่เมาะ ใช้ถ่านหินลิกไนต์เป็นเชื้อเพลิงประมาณวันละ 40,000 ตัน ซึ่งก่อให้เกิดเถ้าถ่านหินประมาณวันละ 10,*000* ตัน ในจำนวนนี้ประกอบไปด้วย เถ้าลอย (*Fly Ash)* คิดเป็นร้อยละ 80 ในปัจจุบันมีมูลค่าทางเศรษฐกิจเนื่องจากถูกใช้เป็นส่วนผสมในคอนกรีตอย่างแพร่หลาย นอกจากนี้ยังมีเถ้าก้นเตา *(Bottom Ash)* คิดเป็นร้อยละ 20 ซึ่งปัจจุบันการใช้ประโยชน์จากเถ้าชนิดนี้มีปริมาณน้อยทำให้มีการกองทิ้งเถ้าก้นเตา ก่อให้เกิดมลพิษต่อสิ่งแวดล้อม ซึ่งหากสามารถพัฒนาใช้ประโยชน์จากเถ้าก้น นอกจากจะลดผลกระทบดังกล่าวยังเป็นการเพิ่มมูลค่าเชิงพาณิชย์อีกด้วย

ในหลายปีที่ผ่านมามีนักวิจัยหลายท่านศึกษาความเหมาะสมในการใช้ประโยชน์เถ้าถ่านหินสำหรับงาน (*Singh* และคณะ 2015*; Kanirajand* และคณะ 2004*; Kumar* และ *Stewart* 2003*; Pandian* 2004*; Havanagi* และคณะ 2011*; Muhunthan* และคณะ 2004*; Kim* และคณะ 2005) จากการศึกษาเหล่านี้พบว่าเถ้าถ่านหินเหมาะสำหรับการใช้เป็นวัสดุถมกลับ (*Backfill Materials)* หรือวัสดุถมคันทาง *(Embankment*

Materials) การจะเพิ่มกำลังรับแรงแบกทานเพื่อพัฒนาเป็นวัสดุชั้นพื้นทางหรือรองพื้นทางต้องมีการผสมกับวัสดุอื่นหรือสารผสมเพิ่ม *Cadersa* และคณะ (*2014*) ศึกษาการปรับปรุงคุณภาพดินลูกรังโดยการแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาพบว่าที่ปริมาณเถ้าก้นเตาร้อยละ 30 มีค่า *CBR* สูงสุด แต่ในปัจจุบันปริมาณดินลูกรังมีไม่เพียงพอต่อความต้องการ บางกรณีต้องนำดินลูกรังมาจากแหล่งอื่นที่อยู่ห่างไกลส่งผลต่อต้นทุนในการก่อสร้าง ผู้วิจัยได้เล็งเห็นความสำคัญของดินทรายเป็นวัสดุทางเลือก จึงศึกษาดินทรายแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตาปรับปรุงคุณภาพโดยใช้ปอร์ตแลนด์ซีเมนต์เป็นสารผสมเพิ่มทดสอบหาอัตราส่วนที่เหมาะสมสำหรับใช้งานวิศวกรรมทาง

2. วัตถุประสงค์

วัตถุประสงค์หลักของการศึกษานี้ 1) เพื่อหาปริมาณการแทนที่ดินทรายด้วยเถ้าก้นเตาและเปอร์เซ็นต์ซีเมนต์ที่เหมาะสมสำหรับใช้เป็นวัสดุทาง 2) ศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมเทคนิคธรณีของดินทรายแทนที่ด้วยเถ้าก้นเตา ได้แก่ *Unconfined Compressive Strength Test, Resilient Modulus Test* และ *Free-free resonance (FRR)*

3. ตัวอย่างและวิธีการทดสอบ

3.1 ตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบ *Unconfined Compressive Strength, Resilient Modulus* และ *Free-free resonance (FRR)* ในการศึกษาครั้งนี้ใช้ปริมาณปูนซีเมนต์และเถ้าก้นเตาดังแสดงในตารางที่ 1 ผสมให้เข้าเป็นเนื้อเดียวกันกับดินทรายที่มีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 โดยใช้ปริมาณความชื้นที่ *12* เปอร์เซ็นต์ เมื่อผสมเสร็จนำไปใส่แบบหล่อตัวอย่าง *PVC* โดยมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 50 มิลลิเมตรและความสูง 100 มิลลิเมตร แล้วจึงนำตัวอย่างมาทำการบ่มที่อุณหภูมิห้องด้วยการห่อพลาสติกเพื่อป้องกันความชื้อสูญหายและใช้ระยะเวลาบ่ม 7*, 28, 60* และ 90 วัน ตามลำดับ

การเตรียมตัวอย่างทดสอบ *California Bearing Ratio* ตามมาตรฐาน *ASTM D1883* แบบหล่อที่ใช้ทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 นิ้ว สูง 7 นิ้ว ประกอบเข้ากับ *Base plate* และ *Spacer* (*Ø 6* นิ้ว หนา *2* นิ้ว) โดยใช้ปริมาณความชื้นและส่วนผสมเช่นเดียวกับการทดสอบ Unconfined Compressive Strength ทำการบดอัดทั้งหมด 5 ชั้น ชั้นละ 25 ครั้ง ต่อ 1 ตัวอย่างทดสอบ เมื่อทำการบดอัดเสร็จนำตัวอย่างทดสอบพร้อมแบบหล่อใส่ถุงพลาสติกทำการบ่มที่ระยะเวลา 7*, 28, 60* และ 90 วัน เมื่อครบระยะเวลาบ่มให้นำ *Surcharge Load* ซึ่งมีน้ำหนัก 10 ปอนด์วางทับบนตัวอย่างทดสอบก่อนนำไปแช่น้ำเป็นเวลา 96 ชั่วโมง แล้วทำการทดสอบ *California Bearing Ratio*

3.2 วิธีการทดสอบ

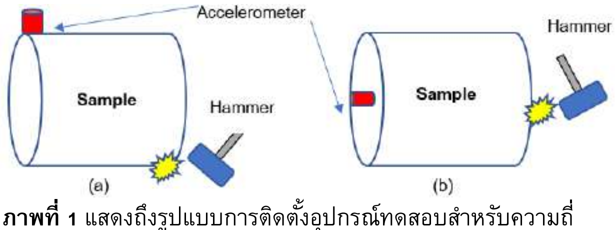
3.2.1 การทดสอบกำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัด *Unconfined Compressive Strength (ASTM D2166)* ขั้นตอนการทดสอบนำตัวอย่างทรายปรับปรุงคุณภาพที่ระยะเวลาบ่ม *7, 14, 28, 60* และ 90 วัน จำนวน 3 ตัวอย่างต่อ 1 ส่วนผสม ทำการกดตัวอย่างโดยการเพิ่มน้ำหนักในแนวดิ่งควบคุมการเคลื่อนตัว *(Strain Control)* 2 มิลลิเมตรต่อนาที การทดสอบจะดำเนินจนกว่าตัวอย่างจะเกิดการวิบัติ *(Failure)* บันทึกค่าแรงกดและอัตราการยุบตัว

3.2.2 ค่าโมดูลัสคืนตัวของวัสดุ เป็นการทดสอบคุณสมบัติวัสดุที่สามารถคืนตัวได้เมื่อมีแรงมากระทำซ้ำ ๆ ตามมาตรฐาน *ASSHTO T307* นำตัวอย่างทรายปรับปรุงคุณภาพที่ระยะเวลาบ่ม *7, 14, 28, 60* และ 90 วัน จำนวน 3 ตัวอย่างต่อ 1 ส่วนผสมเข้าเครื่องทดสอบ ติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแรงอัดสามแกนและติดตั้งอุปกรณ์ *LVDT* จำนวน 2 ตำแหน่งสำหรับวัดค่าการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ การให้แรงกับตัวอย่างทดสอบมีลักษณะการให้แรงแบบคลื่น *(Pulse)* กระทำซ้ำเป็นรอบและในแต่ละรอบตัวอย่างทดสอบจะได้รับแรงกระทำเป็นระยะเวลา 0.1 วินาที สลับกับช่วงเวลาที่ไม่ได้รับแรงเป็นเวลา 0.9 วินาที ในแต่ละตัวอย่างทดสอบจะได้รับการทดสอบทั้งสิ้น 16 ลำดับการทดสอบ โดยเรียงลำดับจาก 0 ถึง 15 ในลำดับที่ 0 ซึ่งแบ่งเป็นการ *Pre-load* ตัวอย่าง โดยใช้ค่า 1000 รอบการทดสอบ แล้วจึงเริ่มการทดสอบในลำดับที่ 1 ถึง 15 ซึ่งจะมีการเปลี่ยนแปลงค่า *Confining Pressure, Deviator Stress* และ *Contact Load* ตามลำดับการทดสอบ

3.2.3 การทดสอบคลื่นสั่นสะเทือนด้วยวิธี *FFR* ตามมาตรฐาน *ASTM C215-02* เป็นการทดสอบแบบไม่ทำลาย โดยการหาความถี่แบบสั่นพ้อง (*Resonant frequency*) ซึ่งเกิดขึ้นภายในตัวอย่างเพื่อนำไปหาความเร็วคลื่นในวัสดุ ความถี่แบบสั่นพ้องสามารถทดสอบได้ 2 ชนิดคือ *Transverse* ใช้ในการคำนวนหา *S-wave* และ *Longitudinal* ใช้สำหรับการหา *P-wave* ดังสมการที่ *1* และ *2* ตามลำดับ ซึ่งรูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์การทดสอบจะมีลักษณะที่แตกต่างออกไป สำหรับ *Transverse* แสดงดังภาพที่ 1*(a)* และ *Longitudinal* แสดงดังภาพที่ 2*(b)* และก่อนติดตั้ง *Accelerometer* จะต้องทำการทาจาระบีเพื่อให้เกิดการสัมผัสระหว่างตัวส่งผ่านคลื่นกับตัวอย่างดินซีเมนต์อย่างแนบสนิท หลังจากนั้นทำการเคาะตัวอย่างจำนวน 50 ครั้ง ต่อรูปแบบการทดสอบ

$$V_s = 2Lf_T \quad (1)$$

$$V_p = 2Lf_L \quad (2)$$



ภาพที่ 1 แสดงถึงรูปแบบการติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบสำหรับความถี่สั่นพ้อง *(a) Transverse (b) Longitudinal*

3.2.4 การทดสอบ California Bearing Ratio เป็นการทดสอบกำลังการรับน้ำหนักของดินทรายปรับปรุงคุณภาพ เมื่อระยะเวลาบ่มและระยะเวลาแช่น้ำครบตามกำหนด (จำนวน 1 ตัวอย่างต่อ 1 ส่วนผสม) โดยการกดท่อนเหล็กกลมตันมาตรฐาน (Piston) ขนาดพื้นที่หน้าตัด 3 ตารางนิ้ว ด้วยอัตราคงที่ 0.05 นิ้วต่อนาที พร้อมกับอ่านค่าน้ำหนักการกดที่

การยุบตัวที่ 0, 0.025, 0.050, 0.075, 0.100, 0.150, 0.200, 0.250, 0.300, 0.400 และ 0.500 นิ้ว แล้วนำไปหาอัตราส่วนเปรียบเทียบกับค่าหน่วยน้ำหนักมาตรฐาน (Standard unit load) ที่ได้จากการทดสอบด้วย Piston ขนาดเดียวกันบนหินคลุกที่บดอัดแน่นที่ความลึกของการยุบตัวเท่ากัน

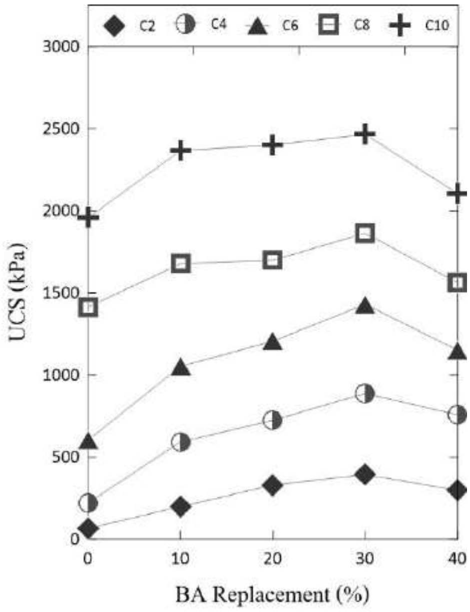
ตารางที่ 1 แสดงถึงปริมาณซีเมนต์และเถ้าก้นเตาในงานวิจัย

ปูนซีเมนต์ (%)	เถ้าก้นเตา (%)	ทราย (%)
2,4,6,8,10	0	100
	10	90
	20	80
	30	70
	40	60
	50	50

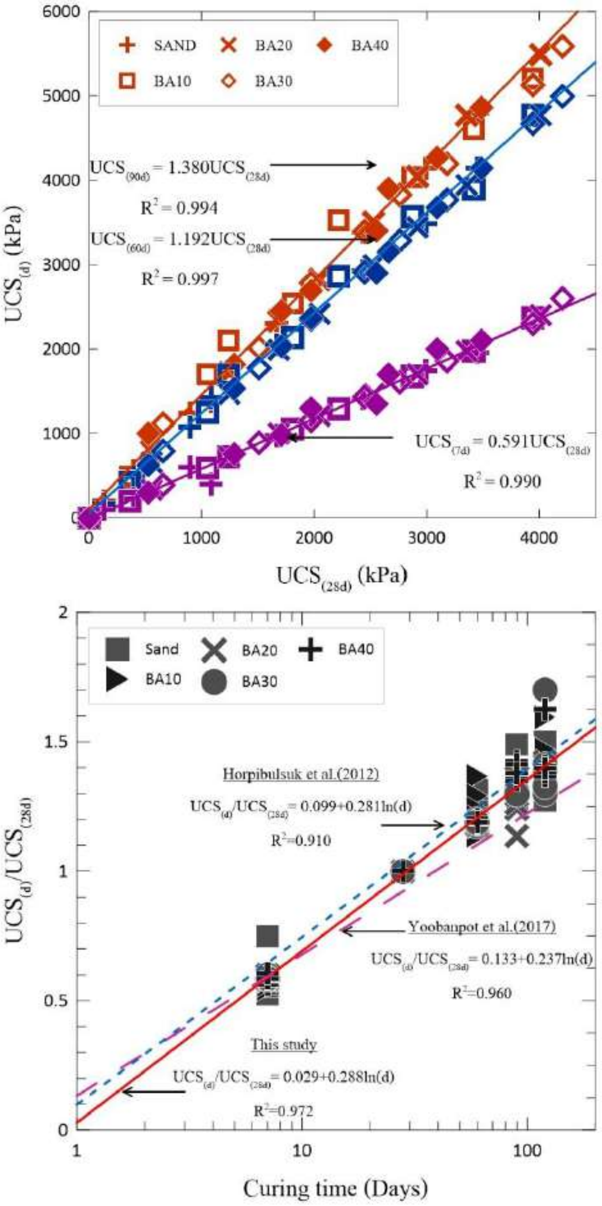
4. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

4.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดแบบไม่ถูกจำกัด

ผลการทดสอบการรับกำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัดของดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์และเถ้าก้นเตาแสดงดังภาพที่ 2 พบว่าค่ากำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัดมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นตามปริมาณซีเมนต์และเถ้าก้นที่เพิ่มขึ้น และค่ากำลังอัดแบบไม่ถูกจำกัดจะสูงสุดที่ปริมาณการแทนที่เถ้าก้นเตา 30 เปอร์เซ็นต์ (BA30) และจะลดลงตามปริมาณเถ้าก้นเตาที่เพิ่มขึ้นในทุกส่วนผสมซีเมนต์ การเพิ่มขึ้นของเถ้าก้นเตาเป็นการปรับปรุงคุณภาพเชิงกลของดินจะทำให้ดินมีขนาดคละที่ดี เพิ่มความหนาแน่นให้ดินมากขึ้น Rifa'i และคณะ (2009)



ภาพที่ 2 กำลังรับแรงอัดของดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์และเถ้าก้นเตา อายุการบ่ม 7 วัน



ภาพที่ 3(*a*) ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่มต่าง ๆ เทียบกำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่ม 28 วัน (*b*) สมการความสัมพันธ์การพัฒนากำลังต่ออายุการบ่ม

ภาพที่ 3(*a*) แสดงถึงการพัฒนากำลังของดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์และเถ้าก้นที่อายุการบ่ม 7 60 และ 90 วัน โดยเปรียบเทียบกับค่าของดินทรายปรับปรุงคุณภาพที่อายุการบ่ม 28 วัน จากการศึกษาสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า ที่อายุการบ่มต่าง ๆ เทียบกับค่า ที่อายุการบ่ม 28 วันได้ในรูปแบบของระบบสมการเชิงเส้นซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า ของดินทรายปรับปรุงคุณภาพจะมีการพัฒนาเพิ่มมากขึ้นตามอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถแสดงถึงอัตราการพัฒนากำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่มต่าง ๆ ได้ดังแสดงในภาพที่ 3(*b*) แม้ว่าค่ากำลังรับแรงอัดจะมีความแตกต่างกันอันเนื่องมาจากปริมาณซีเมนต์หรือเถ้าก้นที่ใช้ในแต่ละสัดส่วน แต่ยังสามารถเทียบความสัมพันธ์ระหว่างการพัฒนากำลังอัดกับระยะเวลาการบ่มใน

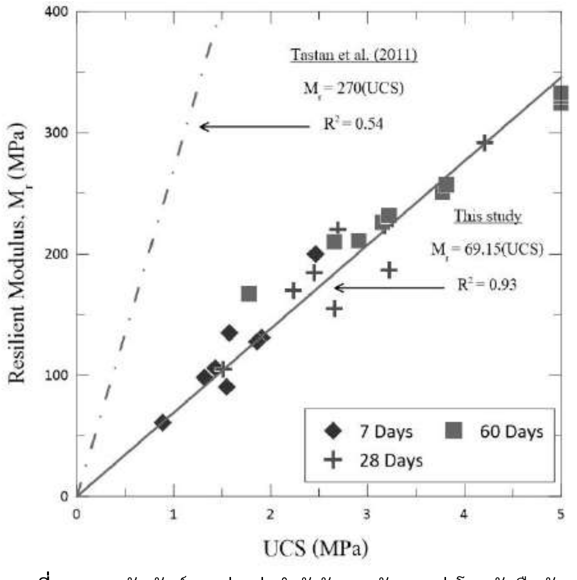
ลักษณะ มาตราส่วนลอการิทึม (*Logarithmic scale*) เพื่อที่จะสามารถอธิบายพฤติกรรมเป็นแบบเส้นตรงได้ดังภาพที่3*(b)* สามารถเสนอเป็นสมการที่ใช้ในการทำนายค่ากำลังรับแรงอัดของดินทรายปรับปรุงคุณภาพสำหรับงานวิจัยนี้ ที่ระยะเวลาการบ่มใดๆเมื่อทราบค่ากำลังรับแรงอัดที่ระยะเวลาการบ่ม *28* วัน โดยความสัมพันธ์แสดงดังสมการที่ 3

$$\frac{UCS_{(d)}}{UCS_{(28d)}} = 0.029 + 0.277\ln(d) \quad R^2 = 0.97 \qquad (3)$$

โดยที่ $UCS_{(d)}$ คือ กำลังรับแรงอัดที่ระยะเวลาการบ่มใด ๆ (*kPa*)
$UCS_{(28)}$ คือ กำลังรับแรงอัดที่ระยะเวลาบ่ม 28 วัน (*kPa*)
d คือ ระยะเวลาการบ่ม (วัน)

4.2 การทดสอบโมดูลัสคืนตัว

ค่าโมดูลัสคืนตัว (M_r) ตัวของวัสดุ เป็นคุณสมบัติที่วัสดุสามารถคืนตัวได้เมื่อมีแรงมากระทำซ้ำ ๆ โดยลักษณะของวัสดุเมื่อถูกแรงกระทำซ้ำ ๆ เช่น แรงที่เกิดขึ้นบนชั้นโครงสร้างทางเมื่อมีการจราจรวิ่งผ่าน จะเกิดการคืนตัว แต่ไม่สมบูรณ์กล่าวได้ว่าการยืดตัวของวัสดุนั้นจะมีส่วนที่ยืดถาวร *(*Permanent deformation) ค่าโมดูลัสคืนตัวนี้สามารถพิจารณาได้จากอัตราส่วนระหว่างความเค้นเพิ่มที่กระทำในแต่ละรอบ (Deviator Stress, σ_D) และความเครียดที่สามารถคืนกลับได้ตามแนวแกน (Recoverable Axial Strain, ϵ_r)



ภาพที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดและค่าโมดูลัสคืนตัว

$$M_{(r)} = 69.15UCS \quad R^2 = 0.93 \qquad (4)$$

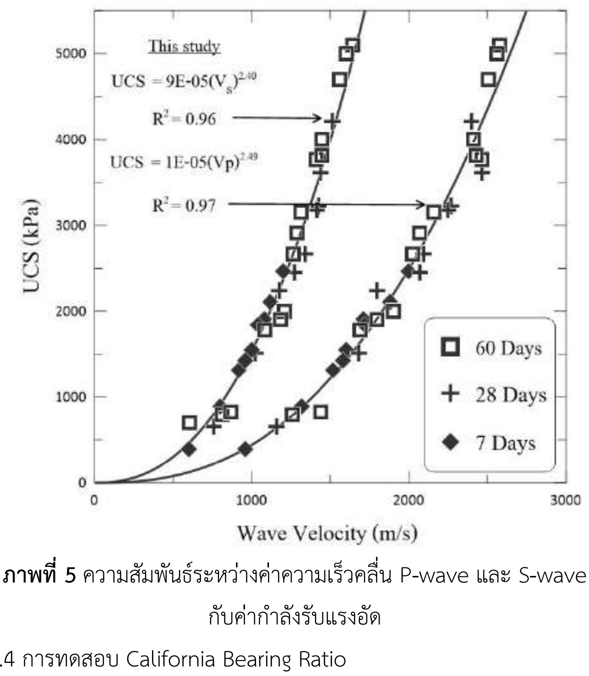
ผลการศึกษาค่าโมดูลัสคืนตัวของดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์และเถ้าก้นเตาเป็นไปตามมาตรฐาน ASSHTO T307-99 โดยทำการทดสอบตัวอย่างที่อายุการบ่ม 7 28 และ 60 วัน พบว่าการพัฒนาค่าโมดูลัสคืนตัวตามปริมาณส่วนผสมและอายุบ่มที่เพิ่มขึ้นนั้นมีความคล้ายคลึงกับผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดแบบไม่จำกัด การศึกษานี้ได้ทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัด (UCS_d) กับค่าโมดูลัสคืนตัว (M_r) ดังแสดงในภาพที่ 4 จากการศึกษางานวิจัยที่ผ่านมา Tastan และคณะ (2011); *Kang* และคณะ (2014) ความสัมพันธ์ระหว่าง UCS_d กับ M_r แสดงอยู่ในรูปแบบสมการเชิงเส้น ซึ่งมีความสอดคล้องกับการศึกษางานวิจัยนี้ แสดงดังสมการที่ 4

4.3 การทดสอบ Free Free resonance

การทดสอบ FRR คือการวัดความถี่ธรรมชาติของการสั่นอิสระของตัวอย่างทดสอบด้วยคลื่น P-wave และ S-wave จากผลการทดสอบแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วคลื่นกับค่ากำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นสอดคล้องกันดังแสดงในภาพที่ 5 การเพิ่มขึ้นของความเร็วและและกำลังรับแรงอัดมีความสอดคล้องกับอัตราส่วนซีเมนต์และระยะเวลาในการบ่มที่เพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดกับความเร็วคลื่นที่ได้จากการทดสอบ FFR จะแสดงความสัมพันธ์ในรูปแบบสมการกำลัง (Power function) ดังแสดงในสมการที่ 5 และ 6

$$UCS = 9E\text{-}05V_{(s)}^{2.4} \quad R^2 = 0.96 \qquad (5)$$
$$UCS = 1E\text{-}05V_{(p)}^{2.49} \quad R^2 = 0.97 \qquad (6)$$

โดยที่ *UCS* คือ กำลังรับแรงอัดที่ระยะเวลาการบ่มใด ๆ (*kPa*)
$V_{(s)}$ คือ ความเร็วคลื่นโซนิคในรูปแบบเฉือน (m/s)
$V_{(p)}$ คือ ความเร็วคลื่นโซนิคในรูปแบบอัด (m/s)



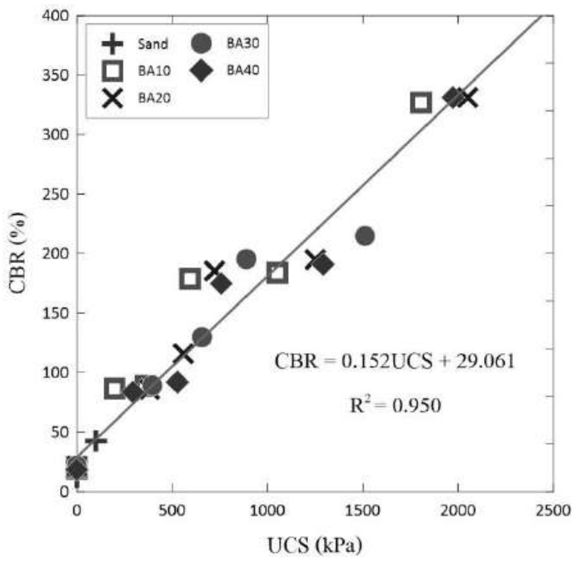
ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเร็วคลื่น P-wave และ S-wave กับค่ากำลังรับแรงอัด

4.4 การทดสอบ California Bearing Ratio

ในการออกแบบงานวิศวกรรมทางนิยมใช้การทดสอบ CBR ประเมินความแข็งแรงของวัสดุซึ่งจะมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงอัดและกำลังรับแบกทาน จากผลการศึกษากำลังรับแรงอัดในหัวข้อ 4.1 เมื่อทำการเปรียบเทียบกับค่า CBR ดังแสดงในภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดกับ CBR แสดงอยู่ในรูปแบบสมการเชิงเส้นดังแสดงในสมการที่ 7

$$CBR = 0.152UCS+29.061 \quad R^2=0.93 \qquad (7)$$

จากผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดและค่า *CBR* สามารถนำความสัมพันธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์มาใช้ในการทำนายค่า *CBR* ภายใต้สภาวะเปียกสลับแห้ง เพื่อให้ทราบถึงความเหมาะสมในการใช้งานดินทรายปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์และเถ้าก้นที่อายุการบ่มต่าง ๆ ได้



ภาพที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดและค่า CBR

5. สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

5.1 จากผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัด และ CBR พบว่าคุณสมบัติต่าง ๆ ของดินทรายปรับปรุงคุณภาพมีการพัฒนาเพิ่มมากขึ้นตามสัดส่วนซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้น ในขณะเดียวกันที่ปริมาณแทนที่ดินทรายด้วยเถ้าก้นเตา 30 % พบว่าเป็นสัดส่วนที่เหมาะสมที่สุดในการปรับปรุงคุณภาพ ปริมาณเถ้าก้นเตาที่มากกว่า 30 % จะส่งผลให้คุณสมบัติต่าง ๆ ลดลง

5.2 จากผลการทดสอบโมดูลัสคืนตัว พบว่าค่าโมดูลัสคืนตัวของดินทรายปรับปรุงคุณภาพมีความสัมพันธ์กับค่ากำลังรับแรงอัดในรูปแบบของสมการเชิงเส้น

5.3 จากผลการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยวิธี Free-free resonance พบว่าค่าความเร็วคลื่น *P-wave* และ *S-wave* ที่ได้จากการทดสอบมีการพัฒนาเพิ่มมากขึ้นสอดคล้องกันกับผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด โดยสามารถหาความสัมพันธ์ได้อยู่ในรูปของสมการกำลัง

เอกสารอ้างอิง

[1] Cadersa, A. S., Seeborun, A. K. and Chan Chim Yuk, A. (2014). "Use of Coal Bottom Ash as Mechanical Stabiliser in Subgrade Soil". Journal of Engineering (United States),

[2] Havanagi, V. G., Sinha, A. K., Mathur, S. (2011). "Design and Stability Analysis of Pond Ash Railway Embankment", In: Indian Geotechnical Society. Indian Geotechnical Conference. Kochchi, India 15-17 December 2011. India.

[3] Horpibulsuk, S., Phojan, W., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A. and Liu, M.D., (2012) "Strength development in blended cement admixed saline clay." Appl. ClaySci., 55: 44–52

[4] Kang X., Kang G.C., Chang K.T. and Ge L. (2014) "Chemically stabilized soft clays for road-base construction" J. Mater. Civ. Eng.

[5] Kaniraj, S. R., Gayathri, V. (2004). "Permeability and Consolidation Characteristics of Compacted Fly Ash", The Journal of Energy Engineering, Vol.130 No.3, pp.18-43.

[6] Kumar, S., Stewart, J. (2003). "Evaluation of Illinois Pulverized Coal Combustion Dry Bottom Ash for Use in Geotechnical Engineering Applications", The Journal of Energy Engineering, Vol.129 No.2, pp.56-45.

[7] Kim, Y.T., B., Prezzi, M., Salgado, R. (2005). "Geotechnical Properties of Fly and Bottom Ash Mixtures for Use in Highway Embankments", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131 No.7, pp.914–924.

[8] Muhunthan, B., Taha, R., Said, J. (2004). "Geotechnical Engineering Properties of Incinerator Ash Mixes", Journal of the Air & Waste Management Association, Vol.54 No.8, pp.985-991.

[9] Pandian, N. S. (2004). "Fly Ash Characterization with Reference to Geotechnical Applications", Journal of Indian Institute of Science, Vol.84 No.6, pp.189- 216.

[10] Rifa'i, N. Yasufuku, K. Omine, and K. Tsuji, "Experimental study of coal ash utilisation for road application on soft soil," in Proceedings of the International Joint Symposium on Geodisaster Prevention and Geoenvironment, Fukuoka, Japan, September 2009.

[11] Singh, R. R., Goyal, N., Kaur, N. (2015). "Fly Ash as an Embankment Material" SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE), Vol.3 No.3, pp.14-16.

[12] Tastan E.O., Edil T.B., Benson C.H. and Aydilek A.H. (2011) "Stabilization of organic soils with fly ash" J. Geotech. Geoenviron. Eng., 137: 819-833

[13] Yoobanpot N., Jamsawang P. and Horpibulsuk S. (2017) "Strength behavior and microstructural characteristics of soft clay stabilized with cement kiln dust and fly ash residue." Appl. Clay Sci., 141: 146-156

การวิเคราะห์การยกตัวของถนนผิวคอนกรีตจากผลการทดสอบศักยภาพในการบวมตัวของดิน
An Analysis of Concrete Pavement Heaving based on Swell Potential Tests

สุธินันท์ กันเงิน[1,*] เศรษฐพงศ์ เศรษฐบุปผา[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: Suthinan_K@cmu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอแนวทางในการคาดการณ์การยกตัวของผิวทางที่อาจเกิดขึ้นจากการบวมตัวของชั้นดินที่อยู่ใต้ผิวทางนั้น โดยได้ใช้ถนนคอนกรีตสายหนึ่งในพื้นที่ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง ที่เกิดการแตกหักเสียหายอย่างหนักเป็นกรณีศึกษา กิจกรรมที่ได้ดำเนินการนั้นประกอบด้วยการเจาะสำรวจชั้นดินและเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอกบาง การทดสอบปริมาณความชื้นของตัวอย่างดินที่เก็บมา การทดสอบการบวมตัวอย่างอิสระของดิน การทดสอบความดันจากการบวมตัวของดิน และนำผลการทดสอบที่ได้มาประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม จากผลการทดสอบและคำนวณทำให้สามารถสรุปได้ว่า ความเสียหายของผิวทางคอนกรีตนั้นเกิดขึ้นจากการบวมตัวของชั้นดินที่อยู่ข้างใต้ และพบว่าผลการประมาณการยกตัวที่ได้นั้น ใกล้เคียงกับการยกตัวของผิวถนนคอนกรีตที่วัดได้จริง ดังนั้นจึงถือได้ว่าแนวทางที่ได้ใช้ในการวิเคราะห์นี้สามารถนำไปประมาณการยกตัวของผิวถนนสายอื่นๆ ที่ถูกสร้างบนชั้นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัว

คำสำคัญ: ดินบวมตัว, ถนนผิวคอนกรีต, การยกตัวของดินบวมตัว

Abstract

This article presents an approach for heave prediction of a pavement surface caused by the swelling of expansive soil layers underneath. This research project used a road with heavily damaged concrete pavement in Mae Moh District, Lampang Province as a case study. Activities performed in this research included were subsoil investigation and collecting soil samples by thin-wall tubes, laboratory testing for moisture content of those collected soil samples, free swell test, swell pressure test, and estimating the heave of the pavement surface using those testing results. The laboratory testing and the calculation reveal that the damages of the road was caused by the swelling of the underneath expansive soil and the heave prediction based on the laboratory testing results was close to the actual heave of the pavement. Therefore, the approach employed in this analysis is capable of surface heave estimation of other pavements.

Keywords: expansive soil, Concrete Pavement, d Heaving of expansive soils.

1. บทนำ

จากพื้นผิวถนนบริเวณหน้าสถานพยาบาลในพื้นที่ของโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง (กฟผ. แม่เมาะ) เกิดความสียหายที่ผิวถนนมีลักษณะเป็นรอยแตก จากการสำรวจบริเวณผิวถนนดังกล่าวพบว่ารอยแตกไม่ราบเรียบ มีความสูงต่ำไม่เท่ากัน ซึ่งอาจส่งผลให้เกิดอุบัติเหตุกับยานพาหนะที่สัญจรบริเวณดังกล่าว

เมื่อนำตัวอย่างดินมาทำการทดสอบเบื้องต้นโดยการสำรวจวัดค่าระดับถนน เจาะสำรวจดินและนำตัวอย่างดินไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบว่าชั้นดินบริเวณใต้ถนน เป็นชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการบวมตัวสูง (Expansive soils) ดินที่มีคุณสมบัติในการบวมตัวสูง (Expansive soils) คือ ดินเหนียวที่เกิดการบวมตัวเมื่อมีปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น เมื่อสูญเสียปริมาณความชื้นดินจะเกิดการหดตัวสูง ในขณะที่ดินเกิดการบวมตัวก็เกิดแรงดันจากการที่ดินขยายตัว (Swell Pressure) ดินบวมตัวเป็นดินที่ไม่แยกออกได้ด้วยตาเปล่า จึงจำเป็นที่จะต้องทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ จะต้องมีการทดสอบหาคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวบวมตัวก่อนเนื่องจากดินเหนียวบวมตัวมีคุณสมบัติทางกายภาพที่เด่นชัดคือมีค่าขีดจำกัดความเหลวสูง มีความเป็นพลาสติกสูง มีแร่ มอนมอริลโอไนท์เป็นองค์ประกอบหลัก มีค่า Activity สูง มีการบวมตัวเมื่อดินมีความชื้นสูงขึ้น และหดตัวลงเมื่อสูญเสียความชื้น

จากการศึกษาคุณสมบัติเบื้องต้นของดินในเขต อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง พบว่ามีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวและชั้นดินทรายสลับกัน โดยในชั้นดินเหนียวเป็นดินเหนียวที่มีค่าขีดจำกัดความเหลวสูง และเป็นดินที่มีดัชนีความเหนียวสูง เมื่อทำการจำแนกประเภทของดินเหนียวพบว่า ที่ระดับผิวดินถึงระดับ 3 เมตรจากผิวดินเป็นดินเหนียวที่มีศักยภาพในการบวมตัวบวมตัว จากการทดสอบหาแรงดันในการบวมตัวเป็นการทดสอบที่ต้องใช้ระยะเวลาและความชำนาญในการทดสอบ หากสามารถพัฒนาแบบจำลองในการบวมตัวหรือสร้างสมการคาดการณ์การบวมตัวจากคุณสมบัติพื้นฐาน

ของดิน ทำให้ประหยัดระยะเวลาในการทดสอบและสามารถนำไปประกอบการพิจารณาในการแก้ไขปัญหาจากดินบวมตัวได้

บทความนี้จึงทำการศึกษาเกี่ยวกับการคาดการณ์ การยกตัวของผิวทางที่อาจเกิดขึ้น จากการบวมตัวของชั้นดินที่อยู่ใต้ผิวทางนั้น โดยได้ใช้ถนนคอนกรีตสายหนึ่งในพื้นที่ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง ที่เกิดการแตกหักเสียหายอย่างหนักเป็นกรณีศึกษา กิจกรรมที่ได้ดำเนินการนั้นประกอบด้วยการเจาะสำรวจชั้นดินและเก็บตัวอย่างดินด้วยกระบอกบาง การทดสอบปริมาณความชื้นของตัวอย่างดินที่เก็บมา การทดสอบการบวมตัวอย่างอิสระของดิน การทดสอบความดันจากการบวมตัวของดิน และนำผลการทดสอบที่ได้มาประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม

2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

- **ลัษณะภูมิทัศน์และข้อมูลชั้นดินบริเวณถนน**

1. ลักษณะภูมิทัศน์ของถนน

ถนนเส้นนี้ตั้งอยู่ในพื้นที่หน้าสถานพยาบาลกลาง โรงไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ แม่เมาะ) มีลักษณะเส้นโค้งเป็นรุปตัวยู(U)มีความยาวประมาณ 500 เมตร จากการสำรวจและรังวัดค่าระดับของผิวถนนดังกล่าวในช่วงความยาวของถนนที่ 200 ถึง 300 เมตร พบว่าค่าระดับถนนสูงกว่าค่าระดับเดิมเดิม 0.20 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 ลักษณะภูมิทัศน์ของบริเวณถนนพบว่าด้านข้างของถนนทั้งสองข้างเป็นเนินสูงและข้างถนนมีการฝังท่อระบายน้ำดังแสดงในรูปที่ 2 หากท่อระบายน้ำดังกล่าวเกิดรั่วซึมทำให้ชั้นดินใต้ถนนได้รับปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นก็จะเกิดการบวมตัว

รูปที่ 1 แสดงภาพจากมุมสูงของถนนหน้าสถานพยาบาล กฟผ. แม่เมาะ

รูปที่ 2 ภาพภูมิทัศน์ของถนนหน้าสถานพยาบาล กฟผ. แม่เมาะ

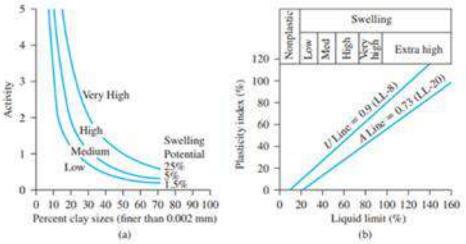
2. ข้อมูลชั้นดินบริเวณถนน

จากการสำรวจชั้นดินบริเวณถนนพบว่า ชั้นใต้ดินบริเวณถนนเป็นชั้นดินเหนียวสีน้ำตาลแดงอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 1.00 ถึง 3.00 เมตร ที่ระดับความลึก 3.00 ถึง 6.00 เมตรเป็นชั้นดินเหนียวสีน้ำตาลเหลืองและชั้นทรายที่ระดับความลึกช่วง 6.00 ถึง 10.00 เมตร

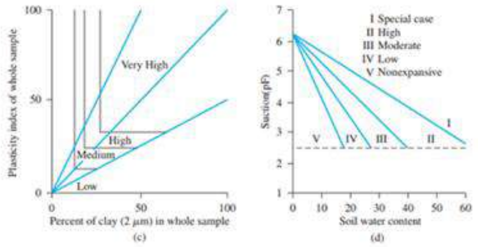
- **งานวิจัยที่เกียวดินบวมตัว**

1. งานวิจัยที่เกี่ยวกับการจำแนกประเภทของดินบวมตัว

U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen et al., 1977) [3] ได้ทำการจำแนกศักยภาพของดินบวมตัวโดยใช้คุณสมบัติเบื้องต้นของดินเช่น ค่า **activity** ของดิน ร้อยละของค่าดินเหนียว ค่าขีดจำกัดความเหลว ค่าดัชณความเหนียว และค่าปริมาณความชื้นในดิน ดังแสดงในรูปที่ **3** และ **4**



รูปที่3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติของดินบวมตัวกับศักยภาพในการบวมตัว(Das B.M. ,2016) [1]



รูปที่4 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างคุณสมบัติของดินบวมตัวกับศักยภาพในการบวมตัว(ต่อ) (Das B.M. ,2016) [1]

O'Neill and Poormoayed (1980) [2] ได้ทำการจำแนกประเภทของดินบวมตัวโดยใช้คุณสมบัติทางกายภาพคือ ค่าขีดจำกัดความเหลว, ดัชนีการเป็นพลาสติก, อัตราส่วนของการบวมตัว จำแนกประเภทของดินบวมตัวได้ 3 ชนิดได้แก่ ดินที่มีการบวมตัวต่ำ ดินที่มีการบวมตัวปานกลาง และดินที่มีการบวมตัวสูงดังตารางที่ 1 และจำแนกศักยภาพของดินบวมตัวโดยใช้ค่าร้อยละของการบวมตัว และ ชนิดของแร่ดินเหนียวในการจำแนกดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่1 การจำแนกประเภทดินเหนียวบวมตัว โดย O'Neill and Poormoayed (1980) [2] (Das B.M. ,2016)[1]

ขีดจำกัดความเหลว (%)	ดัชณีความเหนียว (%)		ร้อยละของการบวมตัว (%)	ประเภทของดินบวมตัว
< 50	< 25		< 0.5	ต่ำ
50 - 60	25 - 35		0.5 - 1.5	ปานกลาง
> 60	> 35		> 1.5	สูง

ตารางที่2 การจำแนกประเภทดินเหนียวบวมตัวโดยใช้ร้อยละของการบวมตัวโดย O'Neill and Poormoayed (1980) [2] (Das B.M. ,2016) [1]

อัตราส่วนการบวมตัวอิสระ	แร่ดินเหนียว	ประเภทของดินเหนียว	ศักยภาพในการบวมตัว
1.0	Kaolinite	ไม่บวมตัว	ไม่มีศักยภาพในการบวมตัว
1.0 - 1.5	Kaolinite and montmorillonite	ไม่บวมตัว - บวมตัว	ต่ำ
1.5 - 2.0	Montmorillonite	บวมตัว	ปานกลาง
2.0 - 4.0	Montmorillonite	บวมตัว	สูง

2. การทดสอบหาแรงดันจากการบวมตัว

ในการศึกษาขนาดของความเป็นไปได้ในการบวมตัวสามารถทำการทดสอบโดย Oedometer tests อย่างง่ายในห้องปฏิบัติงาน โดยทั่วไปมีการทดสอบอยู่ 2 การทดสอบคือ การทดสอบการบวมตัวอย่างอิสระ (Unrestrained swell test) และ การทดสอบแรงดันจากการบวมตัว (Swelling pressure test) (Das B.M. ,2016) [1]

2.1 การทดสอบการบวมตัวอย่างอิสระ (Unrestrained swell test) การทดสอบนี้จะนำตัวอย่างดินใส่ใน Oedometer ภายใต้น้ำหนักกดทับ 6.9 กิโลนิมตันต่อตารางเมตร จากนั้นทำการเพิ่มปริมาณน้ำ แล้วทำการวัดปริมาตรที่เปลี่ยนแปลง (ความสูง) โดยอัตราส่วนของการบวมตัวอย่างอิสระหาได้จากสมการที่ 1

$$S_{w(free)}\%=\frac{\Delta H}{H}(100) \qquad (1)$$

โดยที่ $S_{w(free)}$ = การบวมตัวอย่างอิสระ (%)

ΔH = ความสูงของตัวอย่างดินที่เพิ่มขึ้นเมื่อดินอิ่มตัวด้วยน้ำ

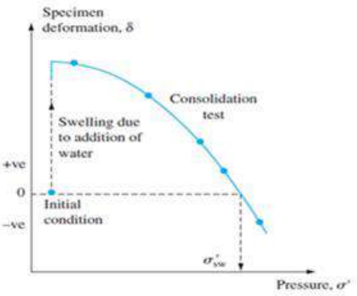
H = ความสูงเริ่มต้นของตัวอย่างดิน

2.2 การทดสอบแรงดันจากการบวมตัว (Swelling Pressure Test)

การทดสอบแรงดันจากการบวมตัวสามารถหาได้จากการทดสอบที่แตกต่างกัน 2 การทดสอบคือ

- Conventional consolidation test

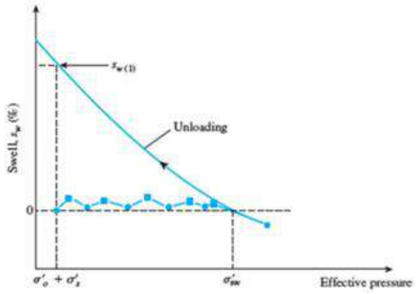
วิธีนี้เป็นวิธีที่ยอมให้ดินเกิดการบวมตัวภายใต้น้ำหนักกดทับค่าหนึ่ง ซึ่งตามมาตรฐานคือ 1 ปอนด์ตารางนิ้ว (6.9 kPa) จากนั้นให้แรงดันจนดินยุบลงเหลือเท่าเดิม อีกนัยหนึ่งคือการปล่อยให้น้ำซึมเข้าไปตามเวลาที่กำหนดแล้วค่อยให้แรงดันจนปริมาตรเหลือเท่าเดิม เมื่อทำการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันที่กดทับกับปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงดังรูปที่5 จากรูปที่ 5 แรงดันที่ทำให้ปริมาตรที่เพิ่มของดินเท่ากับศูนย์คือแรงดันในการบวมตัว



รูปที่ 5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับน้ำหนักกดทับ (Das B.M. ,2016)

- Constant volume test

เป็นการทดสอบที่พยายามวัดแรงดันที่ต้องใช้บีบบังคับให้ดินมีปริมาตรเท่าเดิมอยู่ตลอดเวลา อยู่ในลักษณะที่ปล่อยให้น้ำซึมเข้าไปในดินอย่างจำกัด การทดสอบนี้จะนำตัวอย่างดินใส่ใน Oedometer จากนั้นใส่แรงดันกดทับให้เท่ากับแรงดันประสิทธิผลที่ดินได้รับ(σ'_0) บวกกับน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างที่กดทับ(σ'_s) จากนั้นใส่น้ำในตัวอย่างดินทำให้ดินเกิดการบวมตัว จากนั้นเริ่มใส่แรงดันเพื่อต้านการบวมตัว จากการทดสอบสามารถหาแรงดันที่ต้านการบวมตัวจากสมการที่ 2เมื่อทำการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันที่กดทับกับอัตราส่วนปริมาตรที่เปลี่ยนแปลงดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงอัตราการบวมตัวและแรงดันที่กดทับขณะทำการทดสอบหาแรงดันจากการบวมตัว (Das B.M. ,2016)

3. การประมาณการบวมตัว

จากการทดสอบ constant volume สามารถหาพื้นที่ผิวในการยกตัว (O'Neill and Poormoayed, 1980) [2] จากสมการที่ 3

$$\Delta S = \sum_{i=1}^{n}[S_{w(1)}(\%)](H_i)(0.01) \qquad (3)$$

โดยที่ $S_{w(1)}(\%)$ = เปอร์เซ็นการบวมตัวของชั้น i ภายใต้น้ำหนักกดทับ $\sigma'_0 + \sigma'_s$ ดังรูปที่ 6

Hi= ความหนาของดินชั้น i

จากการทดสอบ constant volume สามารถหาพื้นที่ผิวในการยกตัว Nelson and Miller, 1992 [4] ในสมการที่ 4

$$\rho = \sum_{i}^{n}\left[\frac{C_p z_i}{(1+e_0)_i}\log\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_s}\right)_i\right] \qquad (4)$$

โดยที่ ρ = การยกตัวอิสระของดิน

C_p = ดัชนีการยกตัวของดินตามสมการที่ 5

σ'_f = ความเค้นประสิทธิผลที่ระยะสุดท้าย

σ'_s = แรงดันในการบวมตัวที่ได้จากการทดสอบ constant volume test

e_0 = initial void ratio

Z_i = ความหนาของชั้นดิน

$$C_p = \frac{\Delta e_s}{\log\left(\frac{\sigma'_s}{\sigma'_i}\right)} \qquad (5)$$

โดยที่ $\Delta e_s =$ void ratio ที่เพิ่มขึ้นขณะที่ดินกลำลังบวมตัว

$\sigma'_s =$ แรงดันในการบวมตัวที่ได้จากการทดสอบ constant volume test

$\sigma'_i =$Overbercen pressure

3. ระเบียบวิธีวิจัย Methodology

การวิเคราะห์การยกตัวของถนนผิวคอนกรีตจากผลการทดสอบศักยภาพในการบวมตัวของดิน : กรณีศึกษาถนนคอนกรีตสายหนึ่งในพื้นที่ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง

3.1 ขอบเขตงานวิจัย

3.1.1 วัสดุดินที่ทำการทดสอบหลักมีแหล่งที่มาจากพื้นที่รับผิดชอบของกองโยธาการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (กฟผ.แม่เมาะ)

3.1.2การทดสอบหาแรงดันและปริมาตรจากการบวมตัวเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM D 4546-96 (Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils)

3.2 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

3.2.1 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ที่ทำการศึกษาเป็นถนนบริเวณหน้าสถานพยาบาลกองการแพทย์และอนามัย โรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ถนนมีระยะทาง ประมาณ 500 เมตร ซึ่งลักษณะของถนนแสดงในภาพถ่ายดาวเทียมดังรูปที่ 1

3.2.2 ทดสอบหาคุณสมบัติของดินบวมตัว

จำแนกดินบวมตัวตามที่ O'Neill and Poormoayed (1980)ได้ทำการจำแนกประเภทของดินบวมตัวโดยใช้คุณสมบัติทางกายภาพคือ ค่าขีดจำกัดความเหลว, ดัชนีการเป็นพลาสติก, อัตราส่วนของการบวมตัว ดังตารางที่ 1

3.2.3 ทดสอบความดันจากการบวมตัวของดิน และนำผลการทดสอบที่ได้มาประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม

3.2.4 ประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม โดยทำการแบ่งชั้นดินเป็นชั้นๆ ที่มีความหนาของชั้นดินใกล้เคียงกับ ตัวอย่างดินที่ทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ โดยใช้สมการการประมาณการบวมตัวของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2] และ Nelson and Miller, 1992 [4]

4. ผลการวิจัย

4.1 ผลการทดสอบหาคุณสมบัติของดินบวมตัว

การทดสอบหาคุณสมบัติของตัวอย่างดินเพื่อประเมินคุณสมบัติของดินบวมตัว โดยจะทำการทดสอบหาปริมาณความชื้นในมวลดินการทดสอบเพื่อหาค่าความถ่วงจำเพาะของดินการทดสอบเพื่อประเมินขนาดและปริมาณดินในมวลดินคละการทดสอบเพื่อประเมินหาค่าพิกัดสถานะความคงตัวของมวลดิน การทดสอบหาร้อยละของการบวมตัวอย่างอิสระเพื่อจำแนกประเภทของดินบวตัวได้ผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3 ซึงมีชั้นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัวอยู่ 3 ระดับความลึกคือ ที่ระดับความลึก 0.50 ถึง 0.90 เมตร เป็นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัวสูง ท่ะดับ 0.90 ถึง 1.80 เมตร และที่ระดับ 2.30 ถึง 3.00 เมตร ทั้งสองระดับความลึกเป็นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัวสูงมาก จากการจำแนกประเภทของดินบวมตัวดังแสดงในตารางที่ 2 ได้ผลการทดสอบดังที่แสดงในตารางที่ 4

4.2 ทดสอบความดันจากการบวมตัวของดิน

จากกรทดสอบหาคุณสมบัติของดินพบว่ามีชั้นดินที่มีคุณสมบัติในการบวมตัวอยู่ 3 ระดับความลึก ไปทำการทดสอบหาแรงดันในการบวมตัว เพื่อทดสอบหาศักยภาพในการบวมตัวดินแต่ละชั้นโดยมีผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 7, 8, และ 9

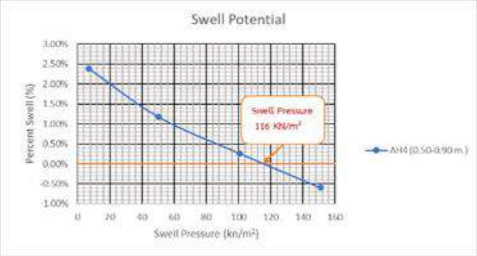
ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบหาคุณสมบัติของดินบวมตัวของดินบริเวณถนนคอนกรีตสายหนึ่งในพื้นที่ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง

GEOTECHNICAL ENGINEERING LABORATORY DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING CHIANG MAI UNIVERSITY	Summary of Field and Laboratory Tests			
	Client:	-	Job No:	-
	Project:	-	Borehole No:	AH4
	Location:	ถนนหน้าสถานพยาบาล การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย แม่เมาะ จ.ลำปาง	Page No:	1 of 1

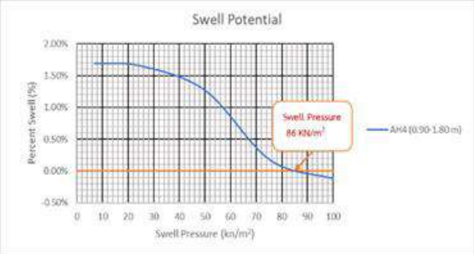
No.	Sample TYPE	DEPTH (m.)			As Recieved Conditions WATER CONTENT (%)	BULK DENSITY (ton/m³)	DRY DENSITY (ton/m³)	Laboratory Tests ATTERBERG LIMITS LL	PL	PI	Gs	Free Swell (%)	Potential Swell Class.	Swell Pressure (KN/m²)
1	US1	0.50	-	0.90	21.58	1.87	1.54	65.76	25.51	40.26	2.68	2.39	High	116
2	US2	0.90	-	1.20	28.70	1.87	1.45	62.63	36.12	26.51	2.67	5.80	Very High	86
4	US3	1.20	-	1.80	27.47	1.87	1.47							
5	US4	1.80	-	2.30	9.96	1.90	1.73	23.17	14.38	8.79	2.59	0.01	Negligible	-
6	US5	2.30	-	2.70	10.49	1.87	1.69	22.29	14.38	7.91	2.68	6.89	Very High	38
7	US6	2.70	-	3.00	14.09	1.87	1.64							

ตารางที่ 4 แสดงผลการทดสอบหาคุณสมบัติของดินบวมตัวของดินบริเวณถนนคอนกรีตสายหนึ่งในพื้นที่ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง

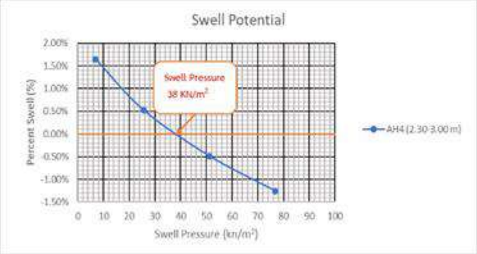
No.	Sample						
	TYPE	DEPTH (m.)			Free Swell (%)	Clay mineral	Swell Potential
1	US1	0.50	-	0.90	2.39	Montmorillonite	High
2	US2	0.90	-	1.20	5.80	Montmorillonite	High
4	US3	1.20	-	1.80			
5	US4	1.80	-	2.30	0.01	Quartz	Non
6	US5	2.30	-	2.70	6.89	Montmorillonite	High
7	US6	2.70	-	3.00			



รูปที่ 7 ผลกการทดสอบ Swell Potential ของดินที่ระดับความลึก 0.50 ถึง 0.90 เมตร



รูปที่ 8 ผลกการทดสอบ Swell Potential ของดินที่ระดับความลึก 0.90 ถึง 1.80 เมตร



รูปที่ 9 ผลกการทดสอบ Swell Potential ของดินที่ระดับความลึก 2.30-3.00 เมตร

4.3 การประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม

จากการประมาณการยกตัวของผิวถนนตามสมการของของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2] ผลการประมาณการบวมตัวของชั้นดินใต้ถนนภายใต้น้ำหนักที่กดทับชั้นดินที่ระดับความลึก 0.50 ถึง 0.90 เมตรได้ 0.0087 เมตร ที่ระดับความลึก 0.90 ถึง 1.80 เมตรได้ 0.014 เมตรแต่ดินที่ระดับความลึก 2.30 ถึง 3.00 เมตรดินมีศักยภาพในการบวมตัวต่ำเนื่องจากดินมีน้ำหนักกดทับมากขึ้นดังนั้นผลรวมของการประมาณการยกระดับของผิวดินตามสมการของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2] ได้ 0.0228 เมตร ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ตารางแสดงผลการการประมาณการยกระดับของผิวดินตามสมการของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2]

ความลึก (m)		ΔS
From	to	เซนติเมตร
0.50	0.90	0.87
0.90	1.80	1.40
2.30	3.00	-
Sum		2.28

จากการประมาณการยกตัวของผิวถนนตามสมการของของ Nelson and Miller, 1992 [4] ผลการประมาณการบวมตัวของชั้นดินใต้ถนนภายใต้น้ำหนักที่กดทับชั้นดินที่ระดับความลึก 0.50 ถึง 0.90 เมตรได้ 5.29 เซนติเมตร ที่ระดับความลึก 0.90 ถึง 1.80 เมตรได้ 16.44 เซนติเมตร และดินที่ระดับความลึก 2.30 ถึง 3.00 เมตรได้ 12.63 เซนติเมตร ผลรวมของการประมาณการยกระดับของผิวดินตามสมการของ Nelson and Miller, 1992 [4] ได้ 34.36 เซนติเมตร ดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ตารางแสดงผลการการประมาณการยกระดับของผิวดินตามสมการของ Nelson and Miller, 1992 [4]

ความลึก (m)		ρ
From	to	เซนติเมตร
0.50	0.90	5.29
0.90	1.80	16.44
2.30	3.00	12.63
Sum		34.36

5. สรุปผล

จากการศึกษาคุณสมบัติของดินในเขต อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง พบว่ามีลักษณะเป็นชั้นดินเหนียวและชั้นดินทรายสลับกัน โดยในชั้นดินเหนียวเป็นดินเหนียวที่มีค่าขีดจำกัดความเหลวสูง และเป็นดินที่มีดัชนีความเหนียวสูง มีชั้นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัวอยู่ 3 ระดับความลึกคือ ที่ระดับความลึก 0.50 ถึง 0.90 เมตร เป็นดินที่มีศักยภาพในการบวมตัวสูง ท่ะดับ 0.90 ถึง 1.80 เมตร และที่ระดับ 2.30 ถึง 3.00 เมตร

การทดสอบความดันจากการบวมตัวของดิน และนำผลการทดสอบที่ได้มาประมาณการยกตัวของผิวทางจากระดับเดิม จากผลการทดสอบและคำนวณทำให้สามารถสรุปได้ว่า จากการประมาณการยกตัวของผิวถนนตามสมการของของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2]

ระดับของผิวดินที่ยกตัวตามสมการของ O'Neill and Poormoayed, 1980 [2] ได้ 0.0228 เมตร และระดับของผิวดินที่ยกตัวตามสมการของ Nelson and Miller, 1992 [4] ได้ 0.34 เมตร ซึ่งจากค่าระดับของผิวถนนพบว่าค่าระดับถนนสูงกว่าค่าระดับเดิมเดิม 20 cm ดังนั้นการประมาณการยกตัวตามสมการของ Nelson and Miller, 1992 [4] ใกล้เคียงกับการยกตัวของผิวถนนคอนกรีตที่วัดได้จริง

จากการทดสอบหาแรงดันในการบวมตัวเป็นการทดสอบที่ต้องใช้ระยะเวลาและความชำนาญในการทดสอบ หากสามารถพัฒนาแบบจำลองในการบวมตัวหรือสร้างสมการคาดการณ์การบวมตัวจากคุณสมบัติพื้นฐานของดิน ทำให้ประหยัดระยะเวลาในการทดสอบและสามารถนำไปประกอบการพิจารณาในการแก้ไขปัญหาจากดินบวมตัวได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณกองโยธา กฟผ. แม่เมาะที่อนุเคราะห์ให้เก็บตัวอย่าดินมาทำการศึกษา

อ้างอิง

[1] Das, B.M., (2016). Principles of Foundation Engineering (8th edition), Cengage Learning, Boston, MA, USA

[2] O'Neill, M. W. and Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays,"Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT12, pp. 1345–1367.

[3] Snethen, D. R., Johnson, L. D., and Patrick, D. M. (1977). An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils, Report No. FHWA-RD-77-94, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

[4] Nelson, J.D. and Miller, D.J., (1992), Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering, John Wiley and Sons, New York.

การพัฒนาระบบสารสนเทศเพื่อการบูรณาการข้อมูลสำรวจหาค่าความหนาแน่นในสนาม
Development of Information Technology for Field Density Survey System

กวินธิดา ปิ่นทอง[1] สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว[2,*] อภินิติ โชติสังกาศ[2] และ พงษ์พันธุ์ อิศโรทัยกุล[3]

[1]นักเรียน โรงเรียนสตรีวิทยา ๒ ในพระราชูปถัมภ์ฯ
[2]อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
[3] วิศวกร บริษัท เซ้าท์อีสเอเชียเทคโนโลยี จำกัด
**Corresponding author; E-mail address: fengssck@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันเทคโนโลยีการสื่อสารเข้ามามีบทบาทในการทำงานเกือบทุกภาคส่วน ความสะดวกรวดเร็วในการสื่อสารข้อมูลทำให้การทำงานหลายอย่างเปลี่ยนไป การศึกษานี้เป็นการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสื่อสารในงานสำรวจและเก็บข้อมูลค่าความหนาแน่นและความชื้นในสนามด้วยวิธีการใช้ทราย โดยได้ทำการพัฒนาระบบและ Mobile application สำหรับการวางแผนการสำรวจ การเก็บรวบรวมข้อมูลหน้าสนาม การวิเคราะห์ผลในห้องปฏิบัติการ การสรุปผล และการแสดงผลลัพธ์ โดยระบบที่พัฒนาขึ้นจะทำหน้าที่เชื่อมต่อข้อมูลของแต่ละกระบวนการข้างต้น ทำให้สามารถจ่ายงานผ่านทาง Web application ให้กับผู้สำรวจ ผู้สำรวจสามารถใช้ Mobile application บันทึกแต่ละขั้นตอนการทำงานในภาคสนามและส่งข้อมูล เช่น รูปภาพ ตำแหน่งสำรวจ และข้อมูลผลการตรวจวัดในสนามไปยังฐานข้อมูลกลาง เมื่อตัวอย่างดินถูกส่งถึงห้องปฏิบัติการ ผู้ทดสอบสามารถเรียกดูข้อมูลและรายงานผลการทดสอบ ผ่านทาง Web application และผู้ใช้ข้อมูลสามารถเรียกดูข้อมูลในมิติต่างๆ เช่น กราฟ หรือแผนที่ได้

การสำรวจ, ความหนาแน่นในสนาม, การพัฒนาระบบสารสนเทศ, Mobile application

Abstract

Nowadays technology has taken a big role in almost everything. One advantage of this applied science is the ease to access, therefore many working system changes. This study aims to apply this technology for field density and moisture survey by developing a system and a mobile application for survey planning, field data collection, laboratory analysis, summary of results and in the end, report. The developed system can connect all mentioned processes. Therefore, works can be tasked by web application for surveyor. Surveyor then can use mobile application to collect each process in the field and send back information such as pictures, site location and acquired field information to the data center. After the delivery of soil sampling to the laboratory, the user can ask for the data and can report via the web application. Moreover, user can require for other information such as graph or map as well.

Keywords: Survey, Field density, Information technology development, Mobile application

1. คำนำ

การก่อสร้างถนน สนามบิน เขื่อนดิน หรือพื้นอาคารที่วางบนดิน จะต้องทำการบดอัดดินให้แน่น ซึ่งการหาความหนาแน่นของดินที่บดอัดนั้นสามารถอ้างอิงกับมาตรฐานของหน่วยงานต่างๆ เช่น มาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO) หรือมาตรฐาน American Society for Testing and Materials (ASTM) เป็นต้น โดยการทดลองหาค่าความหนาแน่นของดินสามารถทำได้หลายวิธีโดยการหาค่าความหนาแน่นโดยใช้ทราย (Sand cone method) เป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันมากตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันในหน่วยงานดังกล่าว [1-5] หลักการสำรวจด้วยวิธีนี้สามารถทำได้โดยการขุดหลุมบริเวณตำแหน่งบดอัด จากนั้นนำน้ำหนักดินที่ขุดออกหารด้วยปริมาตรหลุม จะได้ความหนาแน่นของดินในสนาม แต่ในการสำรวจจริงจะมีขั้นตอนการดำเนินงานทั้งในสนามและในส่วนของห้องปฏิบัติการที่มีรายละเอียดและมีความจำเป็นต้องบันทึกผลค่อนข้างมาก

ที่ผ่านมาการสำรวจและการเก็บรวบรวมข้อมูลหน้าสนามมักจะอาศัยการบันทึกผลโดยผู้ปฏิบัติงานขณะปฏิบัติงานในภาคสนาม ทำให้เกิดความยุ่งยากระหว่างการปฏิบัติงาน และมีความเสี่ยงที่ข้อมูลจะเกิดการผิดพลาดและสูญหายได้ โดยข้อมูลที่ได้จากการสำรวจมี 2 กลุ่มคือ 1) ข้อมูลที่ต้องส่งตัวอย่างให้ห้องปฏิบัติการเพื่อทดสอบหาค่า และ 2) ข้อมูลที่สามารถตรวจวัดอ่านค่าจากสนามได้ การวางแผนในการสำรวจจึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการจัดเตรียมกำหนดตำแหน่ง และอุปกรณ์ที่จะต้องใช้ในการสำรวจให้พร้อมเพื่อลดปัญหาในการดำเนินงาน ทั้งนี้ยังรวมถึงการส่งตัวอย่างมายังห้องปฏิบัติการและรอผลการทดสอบเพื่อจัดทำรายงานการสำรวจของจุด

สำรวจนั้นๆ ปัจจุบันเทคโนโลยีการสื่อสารข้อมูลได้ถูกพัฒนาทำให้สามารถเชื่อมโยงข้อมูลต่างๆเข้าด้วยกัน [6-7] ผู้ใช้สามารถกำหนดงาน (Assign task) ให้กับผู้สำรวจ (Surveyor) สามารถส่งรายการสำรวจให้กับเจ้าหน้าที่ห้องปฏิบัติการ (Laboratory staff) เพื่อเตรียมชุดเก็บตัวอย่างและติด QR-Code ของจุดที่จะสำรวจให้กับชุดเก็บตัวอย่าง ผู้สำรวจจะได้รับงานสำรวจพร้อมรายละเอียดผ่านทาง Mobile application และเมื่อผู้สำรวจถึงหน้างาน ผู้สำรวจเชื่อมต่อ Mobile application กับเครื่องมือสำรวจที่สามารถเชื่อมต่อกับระบบได้ ทำให้สามารถอ่านค่าจากเครื่องมือ สามารถบันทึกการสำรวจอื่นๆ เช่นค่าพิกัดจุดสำรวจด้วย GPS สามารถถ่ายภาพขั้นตอนการสำรวจ สามารถแจ้งสถานะการสำรวจเช่น รับงาน เริ่มสำรวจ สำรวจแล้วเสร็จ ส่งตัวอย่างเข้าห้องปฏิบัติการ ได้ผลทดสอบ ปิดงานเป็นต้น ขั้นตอนทั้งหมดสามารถส่งกลับมายัง Server ของระบบผ่านทาง Mobile application ในส่วนของห้องปฏิบัติการก็เช่นกันสามารถที่จะอัพเดตข้อมูลการทดสอบที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างดิน จะเห็นได้ว่าสิ่งที่กล่าวข้างต้นสามารถเชื่อมโยงและต่อเนื่องได้ด้วยเทคโนโลยีการสื่อสารในปัจจุบัน

ดังนั้นการศึกษานี้จึงมุ่งเน้นที่จะวิเคราะห์ออกแบบและพัฒนาระบบที่สามารถช่วยทั้งในการวางแผนสำรวจ การจัดเตรียมชุดอุปกรณ์การเก็บตัวอย่าง การบันทึกข้อมูลหน้างาน การอัพเดทผลการวิเคราะห์จากห้องปฏิบัติการ และการแสดงผลลัพธ์ได้อย่างเป็นระบบ โดยในเบื้องต้นนี้ได้พัฒนาโปรแกรมสำหรับงานตรวจวัดค่าความหนาแน่นและความชื้นในสนามโดยใช้ทราย ซึ่งสามารถทำการระบุตำแหน่งปฏิบัติการ แจกจ่ายงานและจัดเก็บข้อมูลเข้าสู่ระบบคลาวด์ พร้อมทั้งสามารถสั่งพิมพ์รายงานผลการตรวจวัดได้ โดยในอนาคตสามารถต่อยอดพัฒนาให้ใช้กับการสำรวจด้านธรณีเทคนิคด้วยวิธีอื่นๆได้อีกหลากหลาย

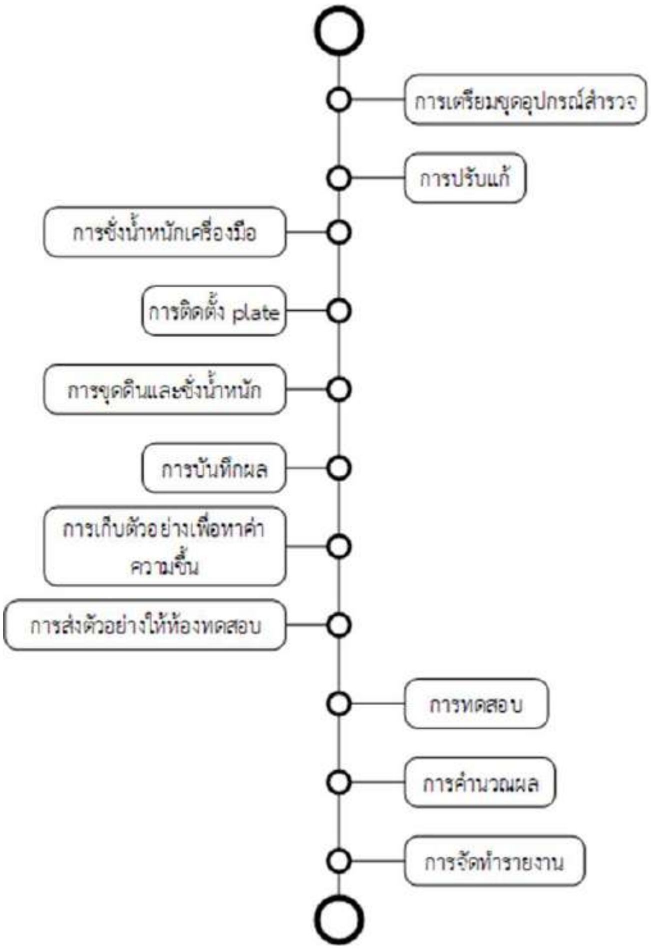
2. วัตถุประสงค์และขอบเขตของการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ดังนี้

- เพื่อวิเคราะห์ออกแบบและพัฒนาระบบที่ใช้ในการบูรณาการข้อมูลการสำรวจความหนาแน่นและความชื้นของดินในภาคสนาม
- เพื่อประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการเชื่อมโยงข้อมูล
- เพื่อพัฒนา Mobile application สำหรับการทำงานสำรวจความหนาแน่นและความชื้นของดินในภาคสนาม
- เพื่อทดสอบการทำงานของระบบ

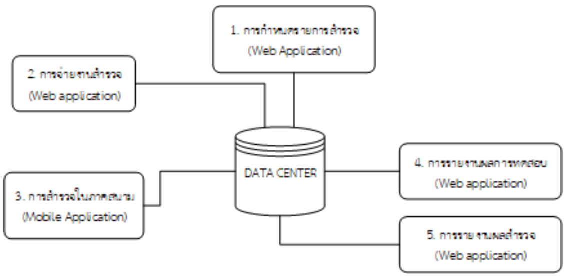
3. วิธีการดำเนินการวิจัย

การดำเนินงานวิจัยเริ่มต้นจากการศึกษาขั้นตอนการสำรวจหาค่าความหนาแน่นและความชื้นของวัสดุบดอัดในสนามโดยใช้ทราย ศึกษากิจกรรมที่ต้องดำเนินการทั้งในภาคสนามและในห้องปฏิบัติการปฐพีกลศาสตร์ ซึ่งพบว่าขั้นตอนการดำเนินงานมีความเกี่ยวข้องกับคน เครื่องมือและลำดับขั้นตอน ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินงานในปัจจุบัน

จากขั้นตอนในการทำงานพบว่าการทำงานจะมีผู้เกี่ยวข้องกับการสำรวจ 2 กลุ่ม คือกลุ่มผู้ดำเนินการในส่วนสนามและในส่วนสำนักงาน/ห้องปฏิบัติการ ในการพัฒนาระบบจึงออกแบบให้มีการทำงานทั้งสองส่วนต่อเนื่องกัน โดยส่วนของสำนักงาน/ห้องปฏิบัติการจะทำงานผ่านทาง Web browser และในส่วนของภาคสนามจะใช้การทำงานผ่านทาง Mobile application เป็นหลักโดยมี Data center เป็นศูนย์กลางของการทำงาน



รูปที่ 2 การเชื่อมโยงของข้อมูลของระบบ

3.1 ผู้ใช้งานระบบ

ระบบถูกออกแบบมาเพื่อให้ผู้ใช้งานสามารถ Login เข้าสู่ระบบได้ด้วย Social login เช่น LINE, Facebook เพื่อความสะดวกในการทำงาน โดยผู้ใช้จะต้องขอเป็นสมาชิกระบบโดยระบบยืนยันตัวตนของ LINE, Facebook ก่อนและรอให้ผู้ดูแลระบบยืนยันตัวตนเพื่อจะเป็นสมาชิกและสามารถเข้าใช้ระบบได้

ระบบที่พัฒนาแบ่งผู้ใช้เป็น 4 กลุ่มประกอบด้วย 1) ผู้ดูแลระบบ (Admin) 2) ผู้ใช้งานในส่วนสำนักงาน (Office user) 3) เจ้าหน้าที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory user) และ 4) เจ้าหน้าที่สำรวจในภาคสนาม (Surveyor, Mobile user) โดยแต่ละกลุ่มมีหน้าที่ดังนี้

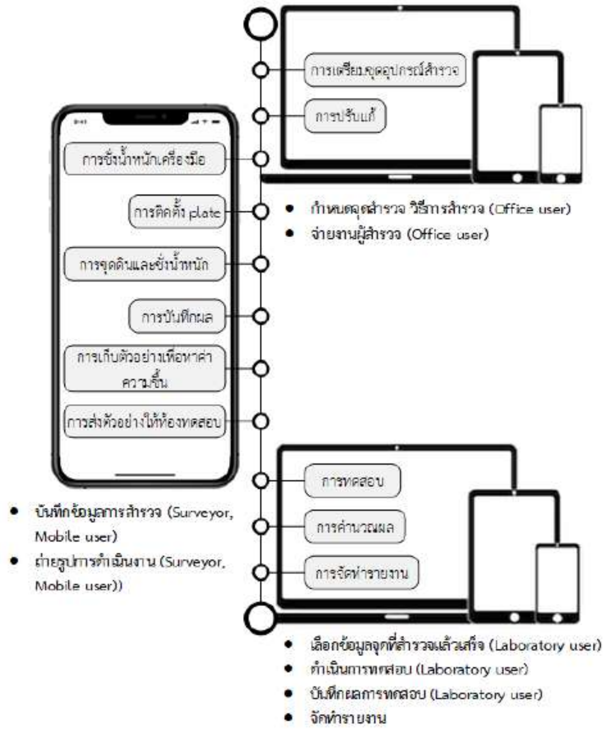
1) ผู้ดูแลระบบ (Admin) ทำหน้าที่ตรวจสอบยืนยันรายชื่อผู้สมัครเข้าสู่งานระบบ พร้อมกำหนดสิทธิต่างๆ ของผู้ใช้ระบบ

2) ผู้ใช้งานในส่วนสำนักงาน (Office user) ทำหน้าที่จ่ายงาน เพิ่มลด ปรับเปลี่ยนข้อมูลให้ทันสมัย

3) เจ้าหน้าที่ทดสอบในห้องปฏิบัติการ (Laboratory user) ทำหน้าที่เตรียมข้อมูล ปรับแก้ข้อมูลก่อนออกสนาม เตรียมชุดอุปกรณ์ ทดสอบวัสดุที่ได้รับจากการสำรวจในภาคสนาม และรายงานผลการทดสอบ

4) เจ้าหน้าที่สำรวจในภาคสนาม (Surveyor, Mobile user) ทำหน้าที่ทดสอบและรายงานผลการทดสอบจากสนาม

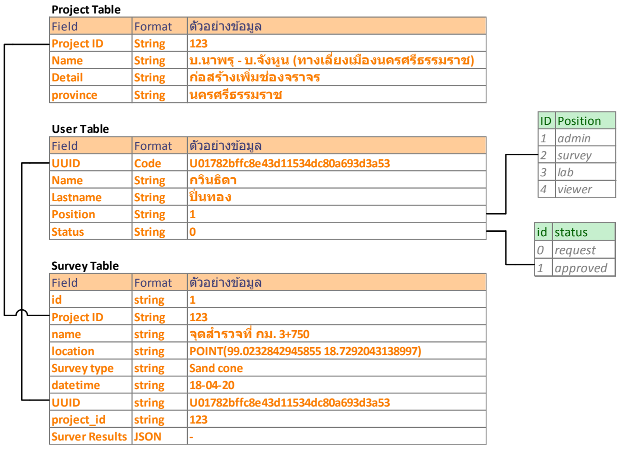
ดังแสดงความเกี่ยวข้องของผู้ใช้งานระบบในขั้นตอนการสำรวจดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ขั้นตอนการใช้งานระบบ

3.2 โครงสร้างข้อมูลของระบบ

โครงสร้างของข้อมูลที่ใช้ประกอบด้วยตารางหลัก 3 ตารางคือ 1) ตารางโครงการ (Project) ทำหน้าที่เก็บรายละเอียดข้อมูลเกี่ยวกับโครงการ ในโครงการจะมีจุดสำรวจได้หลายจุด ซึ่งการกำหนดจุดสำรวจจะต้องอยู่ภายใต้โครงการใดโครงการหนึ่งก่อนจึงจะกำหนดการสำรวจได้ 2) ตารางผู้ใช้งานระบบ (User) ตารางนี้เป็นตารางที่มีรายละเอียดของผู้ใช้งานระบบ ผู้ใช้งานระบบจะต้องขอเข้าเป็นสมาชิกของระบบก่อนโดยใช้บัญชี Social account ของตนยืนยันตัวกับ LINE หรือ Facebook และเมื่อ LINE หรือ Facebook แจ้งยืนยันว่าผู้สมัครมีตัวตน Social account จริงในระบบของผู้ให้บริการ ระบบที่พัฒนาจะนำรายชื่อผู้ร้องขอเข้ามาเป็นสมาชิกมาลงในตารางนี้ โดยมีสถานะ (Status) เป็น “Request” เพื่อรอผู้ดูแลระบบตรวจสอบและอนุญาตพร้อมกำหนดตำแหน่งงานต่อไป 3) ตารางงานสำรวจ (Survey) ผู้ใช้ที่มีสิทธิ์ส่วนสำนักงาน (Office user) จะทำหน้าที่เพิ่มจุดสำรวจ โดยเริ่มต้นจากการเลือกโครงการที่ต้องการสำรวจ และกำหนดตำแหน่งที่ต้องการให้สำรวจ และสุดท้ายเลือกผู้สำรวจจากรายชื่อผู้ใช้งานระบบที่มีตำแหน่งเป็นผู้สำรวจจากฐานข้อมูลผู้ใช้งานระบบ เพื่อกำหนดตัวผู้รับผิดชอบ ระบบถูกออกแบบมาให้สามารถเลือกผู้ใช้งานได้มากกว่า 1 คน เพื่อความสะดวกในการทำงานในภาคสนาม ดังแสดงความเชื่อมโยงของตารางหลักในรูปที่ 4



Project Table

Field	Format	ตัวอย่างข้อมูล
Project ID	String	123
Name	String	บ.นาพรุ - บ.จังหูน (ทางเลี่ยงเมืองนครศรีธรรมราช)
Detail	String	ก่อสร้างเพิ่มช่องจราจร
province	String	นครศรีธรรมราช

User Table

Field	Format	ตัวอย่างข้อมูล
UUID	Code	U01782bffc8e43d11534dc80a693d3a53
Name	String	กวินธิดา
Lastname	String	ปิ่นทอง
Position	String	1
Status	String	0

ID	Position
1	admin
2	survey
3	lab
4	viewer

id	status
0	request
1	approved

Survey Table

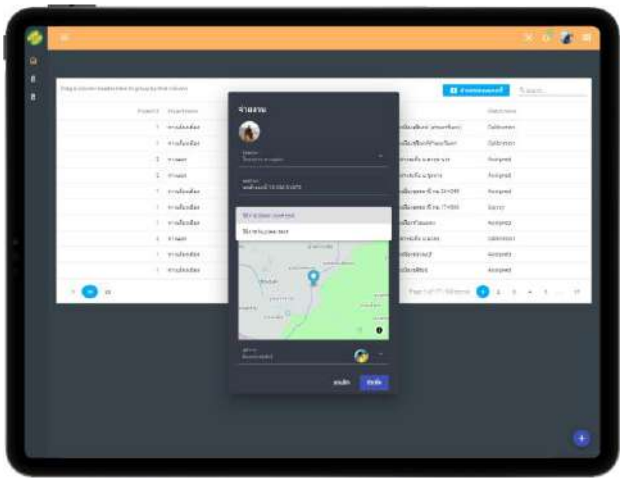
Field	Format	ตัวอย่างข้อมูล
id	string	1
Project ID	String	123
name	string	จุดสำรวจที่ กม. 3+750
location	string	POINT(99.0232842945855 18.7292043138997)
Survey type	string	Sand cone
datetime	string	18-04-20
UUID	string	U01782bffc8e43d11534dc80a693d3a53
project_id	string	123
Surver Results	JSON	-

รูปที่ 4 ความเชื่อมโยงข้อมูลของตารางหลักของระบบ

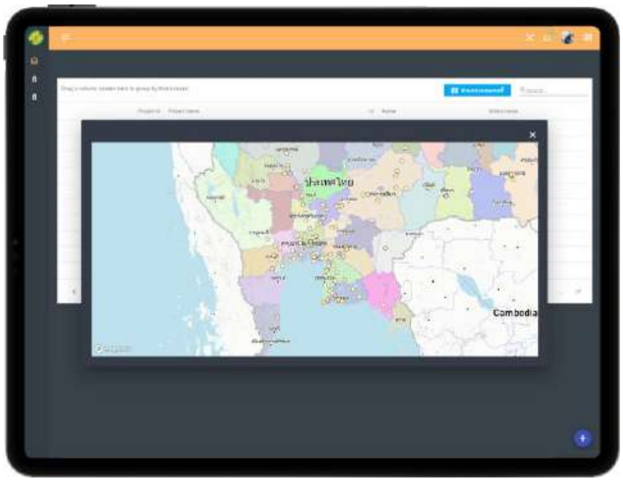
3.3 การใช้งานระบบ

การใช้งานระบบที่พัฒนาขึ้น ในเบื้องต้นได้นำไปทดสอบการใช้งานบริเวณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน และในพื้นที่สำรวจที่จังหวัดชัยนาท เพื่อสรุปปัญหาอุปสรรคและปรับแก้ระบบ

โดยการใช้งานระบบจะเริ่มจากการกำหนดจุดสำรวจและการมอบหมายงานสำรวจ โดยผู้ใช้งานในส่วนสำนักงานจะทำการกำหนดจุดสำรวจและรายละเอียดการสำรวจ และกำหนดตัวผู้สำรวจดังแสดงในรูปที่ 5 และการแสดงข้อมูลแผนที่จุดสำรวจในรูปที่ 6



รูปที่ 5 การกำหนดจุดสำรวจโดย Office user

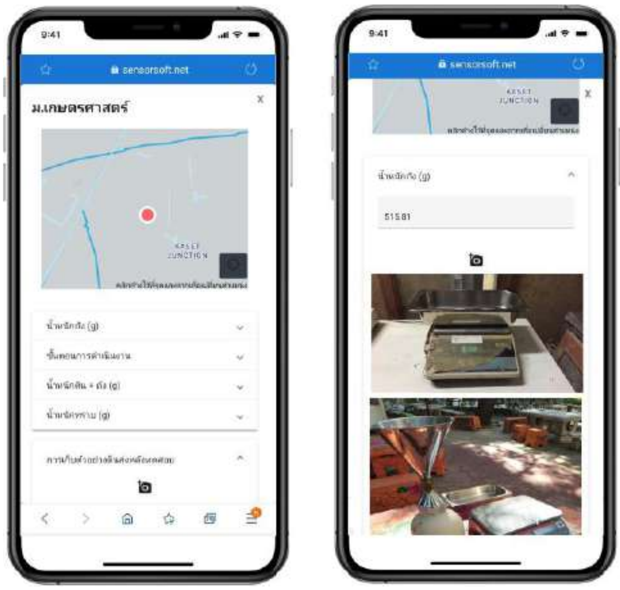


รูปที่ 6 แผนที่จุดสำรวจทั้งหมดที่มีการจ่ายงานสำรวจ

ผู้สำรวจเมื่อเปิด Mobile application แล้วจะปรากฏข้อมูลรายการสำรวจที่ตนได้รับ และรายการสำรวจที่ดำเนินการแล้วเสร็จ ขั้นตอนในการสำรวจเริ่มจากผู้สำรวจทำการเลือกรายการที่ต้องการสำรวจดังแสดงในรูปที่ 7

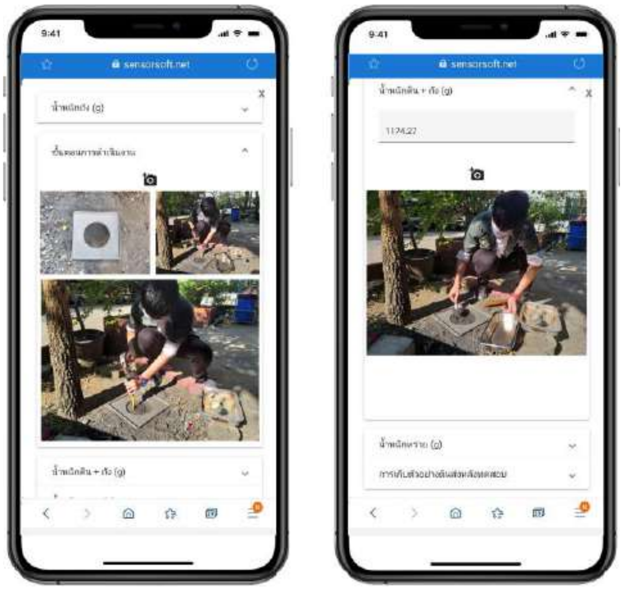
รูปที่ 7 รายการสำรวจที่ได้รับ รายการสำรวจที่แล้วเสร็จ

เมื่อผู้สำรวจได้เลือกรายการสำรวจที่ได้รับเพื่อดำเนินการสำรวจแล้ว ระบบจะแสดงหน้ารายการที่มีรายละเอียด ชื่อโครงการ ชื่อจุดสำรวจ รายการสำรวจ และตำแหน่งการสำรวจ ผู้ใช้สามารถใช้ GPS เพื่อรายงานตำแหน่งสำรวจจริงในสนามได้ดังแสดงในรูปที่ 8

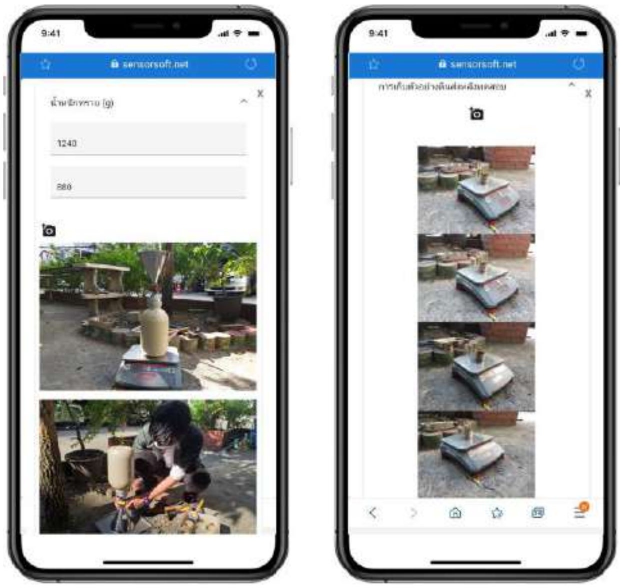


รูปที่ 8 รายละเอียดรายการสำรวจที่ได้รับ และการรายงานข้อมูลสำรวจ

ผู้ใช้งานในภาคสนามจะเริ่มการเก็บและรายงานข้อมูลจากสนามโดยเริ่มจากการเตรียมอุปกรณ์สำรวจ การเตรียมพื้นที่สำรวจ การถ่ายรูปขั้นตอนการดำเนินงานดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10



รูปที่ 9 ขั้นตอนการติดตั้งอุปกรณ์ การขุดหลุม และการเก็บตัวอย่างดิน



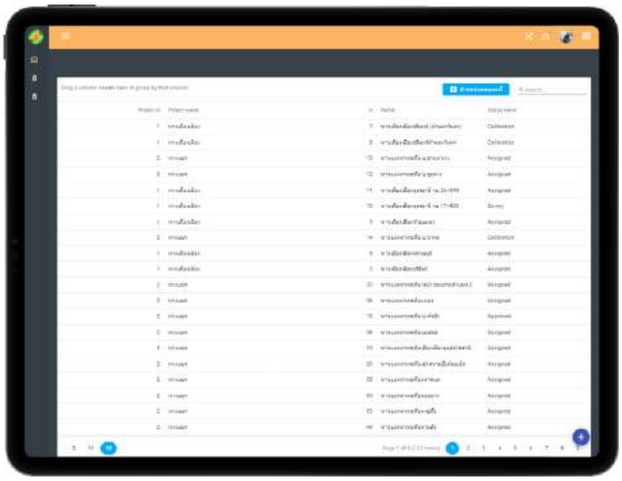
รูปที่ 10 การแทนที่ทรายลงหลุม การเก็บตัวอย่างดินเพื่อส่งห้องปฏิบัติการ

การเก็บข้อมูลในภาคสนามแบ่งเป็นกลุ่มกิจกรรมและขั้นตอนการดำเนินการดังแสดงในตารางที่ 1

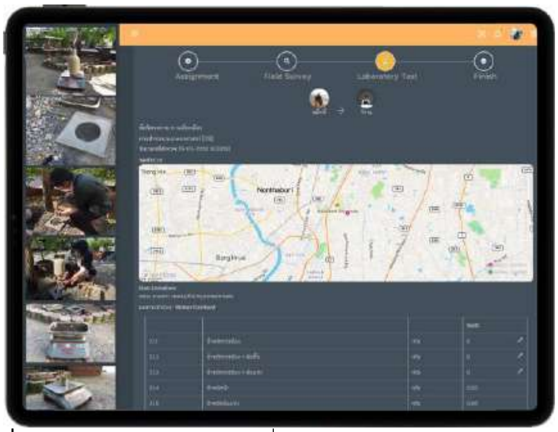
ตารางที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินการและกิจกรรม

หัวข้อ	รายงานตัวเลข ผลการตรวจวัด	ภาพถ่าย
สภาพพื้นที่	พิกัด GPS	สภาพพื้นที่จุดสำรวจ
ชุดอุปกรณ์	น้ำหนักภาชนะใส่ดินที่จะขุดจากหลุม	ภาพชุดอุปกรณ์ที่ใช้สำรวจ
ขั้นตอนการทำงาน	ไม่มี	ภาพขั้นตอน การดำเนินการ ตั้งแต่เริ่มจนสิ้นสุด
รายงานน้ำหนักดิน + ภาชนะ	น้ำหนักภาชนะใส่ดิน ที่มีดินทั้งหมดที่ขุดจากหลุม	ภาพการชั่งน้ำหนักดินในภาชนะบรรจุดินที่ขุดขึ้นมา
รายงานน้ำหนักทราย+กรวยและขวด (Jar & Cone)	น้ำหนัก ก่อนและหลังเททราย	ภาพถ่ายขณะชั่งน้ำหนัก
การเก็บตัวอย่างดินสำหรับทดสอบความชื้น	น้ำหนักดิน + กระป๋อง	ภาพถ่ายขั้นตอนการบรรจุดินลงภาชนะเก็บตัวอย่างดิน ให้เห็นรายละเอียดหมายเลขของภาชนะ

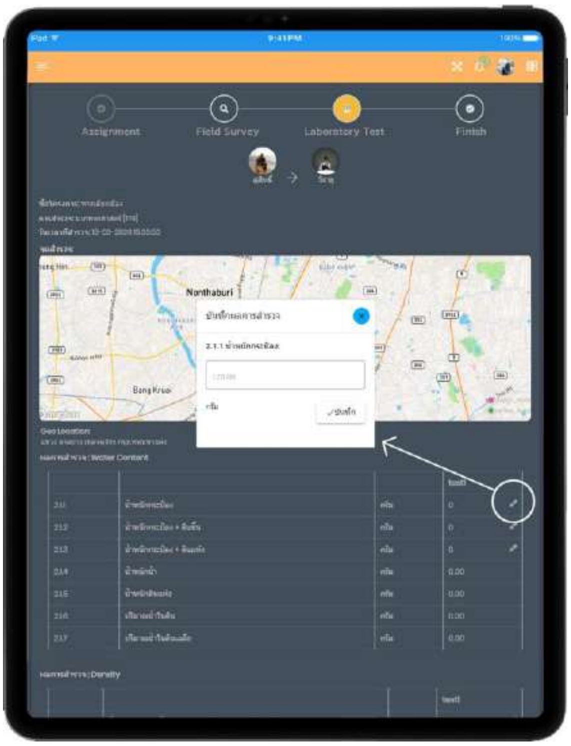
ภายหลังจากที่ตัวอย่างดินถูกส่งมาถึงห้องปฏิบัติการ ผู้ทดสอบสามารถเรียกดูรายละเอียดการสำรวจจากภาคสนาม พร้อมรูปภาพที่ส่งมาจากสนามได้ โดยเลือกจากรายการสำรวจที่แสดงในตารางรายการสำหรับเจ้าหน้าที่ห้องปฏิบัติการ จะแสดงเฉพาะจุดสำรวจที่ผ่านการสำรวจด้วย Mobile application เท่านั้น ดังแสดงในรูปที่ 11 และรูปที่ 12 และภายหลังผู้ทดสอบได้ทำการทดสอบตัวอย่างดินเป็นที่เรียบร้อยแล้ว ผู้ทดสอบสามารถกรอกข้อมูลการทดสอบของตัวอย่างที่เลือกได้ ระบบจะทำการคำนวณและแสดงผลดังแสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 11 เลือกจุดสำรวจที่ดำเนินการสำรวจในภาคสนามแล้ว เพื่อดำเนินการทดสอบในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 12 รายละเอียดข้อมูลจากสนามที่ได้รับรายงานด้วย Mobile application ภาคสนามแล้ว



รูปที่ 13 การรายงานผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ

4. สรุปผลการทดสอบและข้อเสนอแนะ

ผู้วิจัยได้ทำการออกแบบและพัฒนาระบบรวมทั้งจัดทำ Mobile application สำหรับใช้ในการบูรณาการข้อมูลการสำรวจความหนาแน่นและความชื้นของดินในภาคสนามโดยใช้ทราย เพื่อให้การทำงานทั้งหมดตั้งแต่การทำงานในสำนักงาน การทดสอบในห้องปฏิบัติการและการทดสอบในสนาม เป็นไปอย่างเป็นระบบและมีประสิทธิภาพ ลดการทำงานซ้ำซ้อน และลดการสูญหายของข้อมูล โดยโปรแกรมต้นแบบที่พัฒนาขึ้นในการศึกษานี้ได้รับการทดสอบใช้งานที่มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขนและในพื้นที่สำรวจที่จังหวัดชัยนาท และพร้อมให้ผู้สนใจสามารถนำไปใช้งานได้โดยการสมัครเข้ามาเป็นผู้ใช้งานระบบเพื่อให้ผู้ดูแลระบบกำหนดสิทธิ์การใช้งานเพื่อใช้งานต่อไป ทั้งนี้ในอนาคตระบบที่พัฒนาขึ้นนี้ยังสามารถพัฒนาต่อยอดและขยายผลการศึกษาไปสู่การสำรวจด้านธรณีเทคนิคอื่นๆ ไม่ว่าจะเป็นการเจาะสำรวจดิน การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยใบพัด การทดสอบด้านธรณีฟิสิกส์ ฯลฯ อันจะส่งผลให้การจัดการข้อมูลสำรวจขนาดใหญ่ของโครงการก่อสร้างต่างๆในอนาคตเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์สำหรับการเอื้อเฟื้อเครื่องมือทดสอบความหนาแน่นและความชื้นโดยใช้ทราย ขอบคุณบริษัท เซ็นเซอร์ซอฟท์ จำกัด (SensorSoft Co., Ltd.) สำหรับความเอื้อเฟื้อเรื่องสถานที่ อุปกรณ์เทคโนโลยี และซอฟต์แวร์ต่าง ๆ สำหรับการพัฒนาระบบจ่ายงานสำรวจ ระบบจัดทำรายงานผลการสำรวจและ Mobile application ของงานวิจัย และขอขอบคุณนายนรินทร์ หรรษชัยนันท์ และนายจิรายุ พงษ์รัตน์สำหรับความช่วยเหลือในการปฏิบัติการทดสอบหาค่าความหนาแน่นในสนาม

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2517) มาตรฐานที่ ทล.-ท. 603/2517 วิธีการทดลองหาค่าความแน่นของวัสดุในสนามโดยใช้ทราย

[2] กรมทางหลวงชนบท (2545) มาตรฐานที่ มทช. (ท) 501.4-2545 วิธีการทดสอบหาค่าความแน่นของวัสดุงานทางในสนาม (Field Density Test)

[3] กรมโยธาธิการและผังเมือง (2557) มาตรฐานที่ มยผ. 2204-57 มาตรฐานการทดสอบหาค่าความแน่นของวัสดุงานทางในสนาม (Field Density Test)

[4] American Association of State Highway Transportation Officials (2014) AASHTO-T191 Standard Method of Test for Density of Soil In-Place by the Sand-Cone Method

[5] American Society for Testing and Materials (2015) ASTM D1556/D1556M-15e1, Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015

[6] Bentley (2020) gINT Solution for Mobile Data Collection. Retrieved March 14, 2020, from https://www.bentley.com/en/products/product-line/geotechnical-engineering-software/gint-collector

[7] Papadopoulou M.A., Ioannidis G.S. (2018) Mobilizing the Semantic Interpreter Pythia – Teaching Engineering Students to Integrate GIS and Soil Data During In Situ Measurements. In: Auer M., Tsiatsos T. (eds) Interactive Mobile Communication Technologies and Learning. IMCL 2017. Advances in Intelligent Systems and Computing, vol 725. Springer, Cham

การทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัด
Prediction of Permeability Coefficient of Compacted Lateritic Soils

สยาม อุ่นมงคลมิตร[1*] อุทัยฤทธิ์ โรจนวิภาต[2] และ พิทยา แจ่มสว่าง[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพ
**Corresponding author; E-mail address: siam_aunmongkonmit@hotmail.com*

บทคัดย่อ

เป้าหมายของงานวิจัยชิ้นนี้ทำเพื่อศึกษาตัวแปรที่มีผลต่อค่าการซึมผ่านของดินลูกรังบดอัดและเพื่อสร้างสมการสำหรับการใช้ทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน ใช้ดินลูกรังจาก 3 แหล่งซึ่งได้มาจากภาคกลาง, ภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย เริ่มด้วยการทดสอบหาขนาดคละการกระจายตัวของตัวอย่างดินทั้งก่อนและหลังได้รับการบดอัดด้วยพลังงานที่แตกต่างกัน 5 ระดับ เพื่อหาค่าความหนาแน่นแห้ง ณ ระดับพลังงานต่างๆ จากนั้นการหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านนั้นดำเนินการโดยใช้วิธีความดันคงที่ในโมลทดสอบแบบผนังแข็ง สุดท้ายข้อมูลทั้งหมดจะถูกวิเคราะห์โดยวิธีการถดถอยเชิงเส้นแบบพหุเพื่อสร้างสมการทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินลูกรังบดอัด ซึ่งพบว่าตัวแปรการกระจายตัวของเม็ดดิน, ปริมาณดินเม็ดละเอียด, ความหนาแน่นแห้งและอัตราส่วนช่องว่างของดินลูกรังบดอัดนั้นล้วนส่งผลโดยตรงต่อค่าการซึมผ่านซึ่งมีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง 7.89×10^{-9} ถึง 2.16×10^{-5} ซม./วินาที สุดท้ายสมการการทำนายซึ่งสร้างขึ้นจากตัวแปรหลัก 5 ตัวแปรที่มีผลต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินลูกรังบดอัด ได้แก่ ปริมาณดินเม็ดละเอียด, ตัวแปรด้านขนาดคละ, อัตราส่วนช่องว่าง, ระดับพลังงานบดอัดและความหนาแน่นแห้งส่งผลให้สมการมีความแม่นยำสูง $R^2 \geq 0.99$

คำสำคัญ: ดินลูกรังบดอัด, ระดับพลังงานในการบดอัด, การกระจายตัวของขนาดเม็ดดิน, การทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน

Abstract

Objectives of this research are to study parameters affecting permeability of compacted lateritic soils, and to create equations for predicting their permeability coefficients. Three sources of the laterite soils were obtained from central, northern and northeast Thailand. Grain size distribution of the soil samples were performed before and after compaction. Five degrees of compaction energy were used to generate various dry densities of the compacted samples based on five international compaction standards. The determination of permeability coefficient was then performed using a rigid-wall permeameter constant head. Finally, all data were analyzed by multiple linear regression to generate the prediction equations of permeability coefficients of compacted laterite soils. Grain size distribution, fine content, density and void ratio of compacted lateritic soils directly affected the permeability coefficients, which ranged between 7.89×10^{-9} and 2.16×10^{-5} cm/sec. The prediction equations, which were created based on five main parameters affecting permeability coefficients of compacted lateritic soils, including fine content, effective size, void ratio, compaction energy and dry density provided a high accuracy with $R^2 \geq 0.99$.

Keywords: Compacted lateritic soil, Degree of compaction, Grain size distribution, Prediction of permeability coefficient

1. คำนำ

ดินลูกรังถือเป็นหนึ่งในวัสดุธรรมชาติที่เกิดจากการผุพังของหินในสภาพภูมิอากาศที่มีอุณหภูมิและความชื้นสูง ซึ่งประเทศไทยตั้งอยู่ในภูมิภาคที่มีสภาพเหมาะสมต่อการเกิดดินลูกรังซึ่งโดยทั่วไปความถ่วงจำเพาะของดินลูกรังมีค่าอยู่ระหว่าง 2.65-3.46 โดยจะขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กออกไซด์ (ปริมาณเหล็กออกไซด์จะแปรผันตรงกับค่าความถ่วงจำเพาะ) และค่าความเป็นพลาสติกจะขึ้นอยู่กับปริมาณดินเหนียว ซึ่งมีค่าไม่แน่นอนเพราะเกิดจากกระบวนการ Laterization (Laterization หมายถึง ขบวนการทางเคมี-กายภาพของดินและหินเกิดการเปลี่ยนแปลงจนกลายเป็นลูกรัง) กล่าวคือ ถ้ามีการชะล้างและเกิดกระบวนการ Laterization สูงจะส่งผลให้ค่าความเป็นพลาสติกลดลง สาเหตุที่ดินลูกรังถูกนำมาใช้ด้านการก่อสร้างอย่างแพร่หลายเนื่องจากสามารถหาได้ง่าย, ราคาไม่แพงและมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้นสูงหลังจากทำการบดอัดซึ่งเหมาะสำหรับนำไปใช้ในงานด้านวิศวกรรมโยธา อาทิ เช่น ถนน, กำแพงกันดิน, งานเขื่อนหรือใช้เป็นฐานรากเพื่อรับน้ำหนักจากสิ่งก่อสร้างแต่เนื่องด้วยดินเป็นวัสดุที่มีช่องว่างภายในมวลดินที่สามารถเชื่อมต่อกันจึงส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินถือเป็นคุณสมบัติสำคัญประการหนึ่งที่

ต้องพิจารณา เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำส่งผลโดยตรงต่อแรงดันน้ำภายในมวลดิน, อัตราการทรุดตัวของชั้นดินจากน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างซึ่งจะก่อให้เกิดปัญหาในขณะก่อสร้างหรือหลังก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์(ขณะใช้งาน) โดยการทดสอบหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินนั้นจะใช้เวลานานรวมไปถึงหากมีการบดอัดดินจะส่งผลให้ช่องว่างในดินลดลงและขาดความต่อเนื่องจึงทำให้การทดสอบเป็นไปได้ยากและใช้เวลานานมากยิ่งขึ้น ที่ผ่านมาจึงมีการศึกษาถึงตัวแปรที่ส่งผลกระทบเพื่อใช้ทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินจากคุณสมบัติทางกายภาพของเม็ดดิน [13], [15], [16], [19], [24], [28] และ [30] การซึมผ่านน้ำในมวลดินนั้นอาศัยตัวแปรหลักคือ ความพรุนหรือช่องว่างที่เชื่อมต่อกันภายในมวลดิน ซึ่งแต่เดิมนั้นมีศึกษาและพบว่าการซึมผ่านของน้ำในดินมีความสัมพันธ์กับขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของช่องว่างภายในมวลดินยกกำลังสอง [17] หลังจากนั้นมีนักวิจัยอีกมากมายศึกษาพัฒนาการทำนายค่าการซึมผ่านเพื่อต้องการให้เกิดความแม่นยำเพิ่มมากขึ้น รวมไปถึงสามารถใช้ทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำได้กับดินหลากหลายประเภท จากที่กล่าวมาข้างต้นจึงเป็นสาเหตุให้งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นการศึกษาตัวแปรหรือคุณสมบัติที่ส่งผลโดยตรงและสามารถนำมาใช้ทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัดแต่ละภูมิภาคในประเทศไทยซึ่งเป็นการวิจัยที่ศึกษาต่อยอดมาจากงานวิจัยของ S. Kamkhuntod และคณะ [26] ซึ่งทำการศึกษาตัวแปรที่มีผลกระทบต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังที่มีขนาดคละแตกต่างกัน โดยพบว่าตัวแปรที่ส่งผลให้การทำนายมีความแม่นยำที่สุดคือ ขนาดประสิทธิผลของเม็ดดินและอัตราส่วนช่องว่าง จึงส่งผลให้งานวิจัยชิ้นนี้มีเป้าหมายในการศึกษาเพิ่มเติมถึงตัวแปรอื่นๆที่จะส่งผลต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินลูกรังบดอัดเพื่อเพิ่มความแม่นยำในการทำนายค่าการซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัดในประเทศไทย อันได้แก่ ตัวแปรจากขนาดคละและปริมาณดินละเอียดของดินลูกรัง รวมไปถึงอิทธิพลที่ได้รับจากการบดอัด ณ พลังงานที่แตกต่างกันจึงถือว่า พลังงานในการบดอัด เป็นอีกหนึ่งตัวแปรที่จะถูกนำมาพิจารณา จากที่กล่าวมาทั้งหมดนี้เพื่อคาดหวังว่างานวิจัยชิ้นนี้จะเป็นประโยชน์ที่สามารถนำไปใช้เปรียบเทียบหรือศึกษาไปในอนาคต

2. วัสดุและวิธีการดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ในงานวิจัยนี้ใช้ดินลูกรังจาก 3 ภูมิภาคในประเทศไทย ได้แก่ ภาคกลางจากจังหวัดสระบุรี, ภาคเหนือจากจังหวัดน่านและภาคตะวันออกเฉียงเหนือจากจังหวัดนครราชสีมา มีคุณสมบัติตามตารางที่ 1.

ตารางที่ 1. คุณสมบัติของดินตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ

คุณสมบัติ	ภาคกลาง	ภาคเหนือ	ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ
G_S	2.77	2.66	2.78
W_n (%)	9	16	15
LL (%)	30.8	56.8	35.7
PL (%)	16.0	27.2	14.7
D_{10} (mm.)	0.0008	-	0.0005
D_{30} (mm.)	0.126	0.0011	0.29
D_{50} (mm.)	1.483	0.07	3
D_{60} (mm.)	3.452	1.5	4.2
C_u	4157	-	8400
C_c	6	-	40
Gravel (%)	33	31	36
Sand (%)	39	19	42
Fines (%)	28	51	22
Classify USCS	Clayey sand with gravel (SC)	Gravelly fat clay with sand (CH)	Clayey sand with gravel (SC)

2.2 วิธีการดำเนินงานวิจัย

2.2.1 การทดสอบหาขนาดคละ

การหาขนาดคละของดินลูกรังจากทั้ง 3 ภูมิภาคนั้นจะทำตามมาตรฐานของ ASTM D422 โดยในงานวิจัยนี้จะใช้ดินลูกรังที่ผ่านตะแกรงขนาด ¾” นิ้ว หรือ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางช่องเปิด 19 มิลลิเมตร จากนั้นทำการหาขนาดคละด้วยวิธีตะแกรงร่อนและวิธีตกตะกอนแล้วค่อยนำมาจำแนกด้วยระบบ Unified Soil Classification System (USCS) รวมไปถึงการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะและค่าขีดจำกัดความข้นเหลวตามมาตรฐานของ ASTM D854, ASTM D4318 และ ASTM D427 ตามลำดับ

2.2.2 การทดสอบบดอัด

ในส่วนของการบดอัดนี้จะทำการบดอัดในระดับพลังงานที่แตกต่างกัน 5 พลังงาน (โดยจะเรียงจากพลังงานต่ำไปสูง) ได้แก่ 1. การบดอัดแบบต่ำกว่ามาตรฐาน (Reduce Standard compaction), 2. การบดอัดแบบมาตรฐาน (Standard compaction), 3. การบดอัดแบบ W.A.S (West African Standard), 4. การบดอัดแบบต่ำกว่าวิธีดัดแปลง (Reduce Modified compaction) และสุดท้าย 5. การบดอัดดัดแปลง (Modified compaction) ดังตารางที่ 2.

ตารางที่ 2. ระดับพลังงานบดอัดในแต่ละมาตรฐาน

วิธีการทดสอบ	จำนวนชั้น	จำนวนครั้งต่อชั้น	พลังงาน (kN-m/m^3)	อัตราส่วนของพลังงาน
1	3	34	358.85	0.61
2	3	56	591.05	1
3	5	22	1,053.21	1.78
4	3	56	1,608.54	2.72
5	5	56	2,680.89	4.54

2.2.3 การทดสอบการซึมผ่านน้ำในดินบดอัด

เริ่มต้นด้วยการทดสอบบดอัดดินตัวอย่าง ณ พลังงานต่างๆด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมของแต่ละพลังงาน แล้วนำตัวอย่างไปแช่น้ำเป็นเวลา 24

ชั่วโมง ให้ตัวอย่างมวลดินอิ่มตัวด้วยน้ำเพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาที่เกิดจากฟองอากาศภายในมวลดินที่อาจจะส่งผลให้น้ำไหลผ่านไปได้ยากมากยิ่งขึ้น หลังจากนั้นทำการทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำโดยใช้โมลบทดสอบแบบผนังแข็ง (Rigid-wall permeameter) มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 นิ้ว ด้วยวิธีความดันคงที่ตามมาตรฐาน ASTM D5856 ซึ่งจะทำการทดสอบโดยค่อยๆเพิ่มแรงดันช้าๆและรอให้น้ำเริ่มไหลซึมผ่านมวลดินคงที่แล้วค่อยทำการทดสอบ ซึ่งจะทำทั้งหมด 3 ครั้งต่อแรงดันหนึ่งค่าเพื่อหาค่าเฉลี่ยและทำการค่อยๆเพิ่มแรงดันแล้วรอให้แรงดันคงที่ เป็นจำนวนทั้งหมด 5 ค่าแรงดันต่อหนึ่งตัวอย่างทดสอบ ท้ายที่สุดคำนวณหาค่าการซึมผ่านน้ำในดินบดอัดเฉลี่ยจากสมการที่ (1)

$$k = \frac{QL\gamma_w}{APt} \qquad (1)$$

โดยที่ Q = ปริมาณน้ำจากการทดสอบ (cm.^{3})

L = ความยาวตัวอย่างดิน (cm.)

A = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดิน (cm.^{2})

P = แรงดันที่ใช้ (kPa)

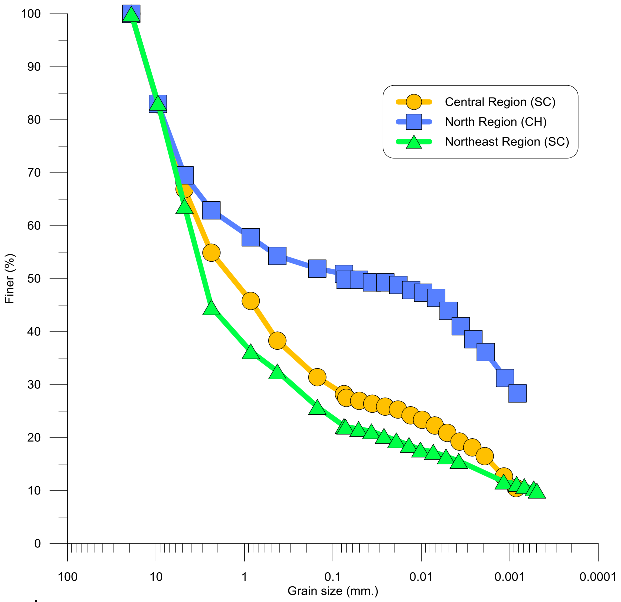
t = เวลาในการทดสอบ (second)

γ_w = หน่วยน้ำหนักน้ำ (N/m^3)

3. ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

3.1 ขนาดคละและการบดอัดของดินลูกรัง

ขนาดคละของดินลูกรังก่อนได้รับการบดอัดจะแสดงในภาพที่ 1 ซึ่งหลังจากได้รับการบดอัดแล้วนั้นจะส่งผลให้คุณสมบัติทางด้านกายภาพของเม็ดดินเปลี่ยนแปลงไป



รูปที่ 1 ขนาดคละของดินลูกรังก่อนได้รับทดสอบบดอัด

ตารางที่ 3. ขนาดคละของดินลูกรังหลังได้รับการบดอัด

ตัวอย่างดิน	พลังงานบดอัด (kN-m/m3)	คุณสมบัติ d_{10} (mm.)	d_{50} (mm.)	Fines (%)
ภาคกลาง	358.85	0.0006	0.4672	41.2
	591.05	0.0008	0.311	42.7
	1,053.21	0.0005	0.1672	47.6
	1,608.54	0.0006	0.0635	49.9
	2,680.89	0.0005	0.0317	51.3
ภาคเหนือ	358.85	-	0.0048	59.2
	591.05	-	0.002	71.2
	1,053.21	-	0.0018	71.6
	1,608.54	-	0.0017	73.7
	2,680.89	-	0.0016	76.8
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	358.85	0.0005	2	23.8
	591.05	-	1.4	26.3
	1,053.21	-	0.9	27.9
	1,608.54	-	0.43	29.6
	2,680.89	-	0.25	33.9

ผลการทดสอบหลังการบดอัดในตารางที่ 3 แสดงให้เห็นว่าหลังจากได้รับพลังงานบดอัดจะส่งผลให้คุณสมบัติทางด้านกายภาพของเม็ดดินเปลี่ยนแปลงไป ได้แก่ ตัวแปรด้านขนาดคละ, ปริมาณดินเม็ดละเอียด ซึ่งแต่เดิมนั้นงานวิจัยที่ศึกษาการทำนายค่าการซึมผ่านของ [18] จะให้ความสำคัญกับตัวแปร ขนาดเม็ด-ดินประสิทธิผล (d_{10}) แต่เนื่องจากตัวอย่างดินลูกรังในงานวิจัยนี้ไม่สามารถหาค่า d_{10} หลังจากการทดสอบด้านการบดอัดได้เพราะดินลูกรังมีปริมาณดินเม็ดละเอียดที่สูงมากขึ้นตามพลังงานบดอัด จึงเป็นเหตุให้เลือกตัวแปร ขนาดคละเฉลี่ยกึ่งกลาง (d_{50}) และ ปริมาณดินเม็ดละเอียด (Fines content, F_{200}) เข้ามาร่วมพิจารณาเพิ่มเติม

ตารางที่ 4. คุณสมบัติของดินลูกรังหลังได้รับการบดอัด

ตัวอย่างดิน	พลังงานบดอัด (kN-m/m3)	คุณสมบัติ ρ_d (g/cm3)	OMC (%)	Void ratio
ภาคกลาง	358.85	1.78	15	0.58
	591.05	1.83	15	0.49
	1,053.21	1.90	11	0.47
	1,608.54	1.97	11	0.43
	2,680.89	2.01	9	0.43
ภาคเหนือ	358.85	1.74	23	0.53
	591.05	1.81	21	0.47
	1,053.21	1.84	17	0.45
	1,608.54	1.86	16	0.42
	2,680.89	1.88	14	0.41
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	358.85	1.66	21	0.67
	591.05	1.71	18	0.63
	1,053.21	1.77	15	0.57
	1,608.54	1.84	13	0.51
	2,680.89	1.86	12	0.49

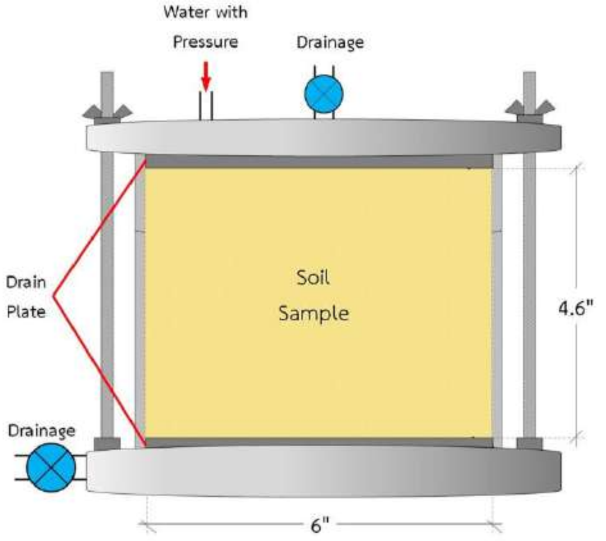
รวมไปถึงค่าความหนาแน่นที่เพิ่มขึ้นแต่จะแปรผกผันกับค่าอัตราส่วนช่องว่างจากพลังงานบดอัดที่ได้รับ ซึ่งส่งผลโดยตรงต่อค่าการซึมผ่าน กล่าวคือ ยิ่งอัตราส่วนช่องว่างต่ำลงจะยิ่งส่งผลให้เส้นทางการไหลของน้ำลดลงและเป็นไปได้ยากมากยิ่งขึ้น

3.2 การซึมผ่านของน้ำในดินบดอัด

ส่วนต่อมาคือผลการทดสอบหาค่าเฉลี่ยของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัดในแต่ละระดับพลังงานจะแสดงในตารางที่ 5.

ตารางที่ 5. ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของดินลูกรังหลังได้รับการบดอัด

ตัวอย่างดิน	พลังงานบดอัด (kN-m/m3)	คุณสมบัติ	
		Permeability (cm/sec)	Void ratio
ภาคกลาง	358.85	2.16×10^{-5}	0.52
	591.05	1.68×10^{-5}	0.47
	1,053.21	4.68×10^{-6}	0.45
	1,608.54	6.96×10^{-7}	0.40
	2,680.89	1.71×10^{-7}	0.36
ภาคเหนือ	358.85	7.27×10^{-7}	0.60
	591.05	2.31×10^{-8}	0.54
	1,053.21	1.38×10^{-8}	0.51
	1,608.54	8.98×10^{-9}	0.49
	2,680.89	7.89×10^{-9}	0.46
ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ	358.85	2.33×10^{-7}	0.70
	591.05	1.92×10^{-7}	0.63
	1,053.21	1.66×10^{-7}	0.58
	1,608.54	1.6×10^{-7}	0.54
	2,680.89	1.53×10^{-7}	0.52



รูปที่ 2. อุปกรณ์โมลที่ใช้ทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำในดินลูกรังบดอัด

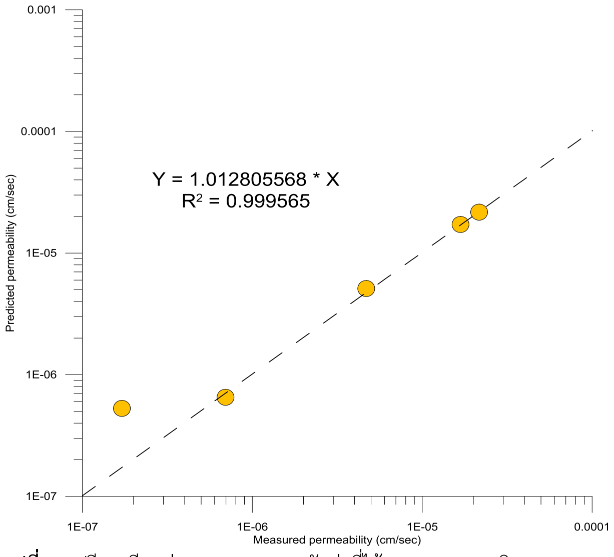
หลังจากนั้นนำตัวแปรที่ได้จากการทดสอบทั้งหมดมาวิเคราะห์และสร้างสมการที่ใช้ทำนายค่าการซึมผ่าน ได้แก่ ภาคกลาง, ภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ดังสมการที่ (2), (3) และ (4) ตามลำดับ

$$k_{20^\circ C} = 0.0000472 - (0.0166D_{10}) - (0.00000384F_{200}) + (0.0000781\rho_d) \quad (2)$$

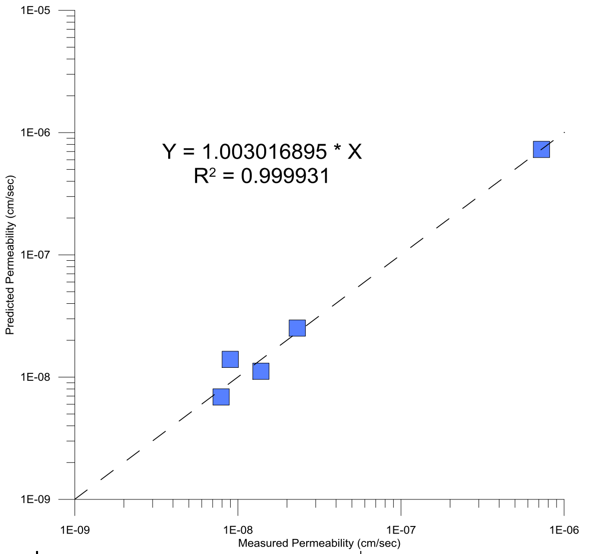
$$k_{20^\circ C} = 8.25\times10^{-7} + (0.000254D_{50}) - \left(6.84\times10^{-9}F_{200}\right) - \left(1.52\times10^{-6}e\right) \quad (3)$$

$$k_{20^\circ C} = 2.68\times10^{-8} + \left(5.04\times10^{-7}e\right) - \left(6.61\times10^{-9}F_{200}\right) + \left(3.340\times10^{-11}E\right) \quad (4)$$

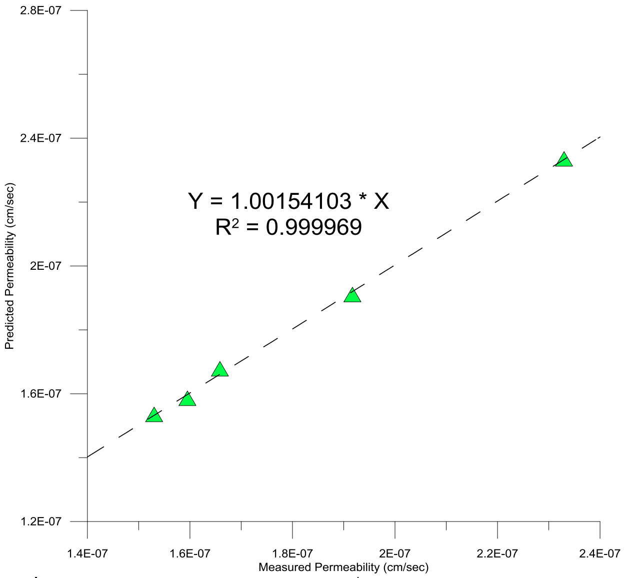
โดยที่ D_{10} คือ ขนาดเม็ดดินประสิทธิผล, D_{50} คือ ขนาดคละเฉลี่ยกึ่งกลาง, F_{200} คือ ปริมาณดินเม็ดละเอียด, ρ_d คือ ความหนาแน่นแห้ง, e คือ อัตราส่วนช่องว่าง (void ratio), E คือ พลังงานบดอัด



รูปที่ 3. เปรียบเทียบค่าจากการทดสอบกับค่าที่ได้จากสมการของดินภาคกลาง



รูปที่ 4. เปรียบเทียบค่าจากการทดสอบกับค่าที่ได้จากสมการของดินภาคเหนือ



รูปที่ 5. เปรียบเทียบค่าจากการทดสอบกับค่าที่ได้จากสมการของดินภาค-ตะวันออกเฉียงเหนือ

จากการทดสอบพบว่าค่าการซึมผ่านของตัวอย่างดินลูกรังบดอัดอยู่ในช่วงระหว่าง 7.89×10^{-9} ถึง 2.16×10^{-5} ซม./วินาที และพบว่าผลการเปรียบเทียบระหว่างค่าที่ได้จากการทดสอบจริงในห้องปฏิบัติการกับค่าที่ได้จากสมการที่ใช้ทำนายค่าการซึมผ่านของดินลูกรังบดอัดทั้ง 3 ภูมิภาคนั้นแสดงให้เห็นว่าสมการทั้ง 3 สมการ มีความน่าเชื่อถือมากเพียงพอที่จะใช้ทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในดินลูกรังบดอัดได้อย่างมีประสิทธิภาพ สังเกตได้จากรูปที่ 3, 4 และ 5 ค่าการซึมผ่านของตัวอย่างดินภาคกลางและภาคตะวันออกเฉียงเหนือนั้นอยู่ในช่วงค่าทั่วไปของดินลูกรังบดอัด ซึ่งมีค่า 10^{-3}-10^{-8} แต่ภาคเหนือนั้นมีค่าการซึมผ่านที่ต่ำกว่ามาก โดยที่ค่าการซึมผ่านของดินลูกรังจากภาคเหนือจะมีค่าต่ำสุดจะอยู่ที่ 7.89×10^{-9} เนื่องจากดินลูกรังจากภาคเหนือนั้นมีปริมาณดินเม็ดละเอียดที่สูงกว่าดินจากแหล่งอื่นๆจนสามารถจำแนกได้ว่าเป็น ดินเหนียว ซึ่งจะมีค่าการซึมผ่านอยู่ในช่วง 10^{-4}-10^{-9} สำหรับดินเหนียวบดอัด

4. สรุปผล

ในการศึกษางานวิจัยชิ้นนี้พบว่าตัวแปรหลักที่ส่งผลต่อดินทั้ง 3 ภาคคือ ปริมาณดินเม็ดละเอียด เพราะว่าการซึมผ่าน (ส่วนใหญ่) จะเกิดในระดับ macro-pores (ขนาดมากกว่า 0.075 มม.) [19], [24] นอกจากนี้ตัวแปรด้านขนาดอนุภาคเม็ดดินนั้นแสดงให้เห็นว่าตัวแปรขนาดเม็ดดินประสิทธิผลหรือ d_{10} นั้นส่งผลมากกว่า d_{50} (ค่าขนาดกึ่งกลางของขนาดคละทั้งหมด) [28] แต่ตัวอย่างดินจากภาคเหนือนั้นเนื่องจากมีดินเม็ดละเอียดเป็นจำนวนมากจึงไม่สามารถใช้ d_{10} ได้ จึงเลือกใช้ค่ากึ่งกลางของขนาดอนุภาค คือ d_{50} ในการศึกษาพิจารณา นอกจากนี้ตัวแปร อัตราส่วนช่องว่าง (void ratio) ที่เป็นตัวแปรหลักโดยตรงต่อค่าการซึมผ่านอย่างที่ทราบกันดี แต่อาจจะไม่ได้สัมพันธ์กับค่าการซึมผ่านเสมอไป เนื่องจากช่องว่างในมวลดินจะมีรูตันที่ไม่เชื่อมต่อกับรูพรุนอื่นๆทำให้น้ำไม่สามารถไหลผ่านได้ เรียกว่า dead-end pores ซึ่งเกิดจากบริเวณผิวและระหว่างชั้นของอนุภาคดินเหนียว ก่อให้เกิดพื้นที่รูพรุนที่ไม่ได้มีส่วนในการไหลของน้ำหรือเป็นรูน้ำขังจึงไม่สามารถอาศัยตัวแปรอัตราส่วนช่องว่างได้เพียงตัวแปรเดียวในการพิจารณา [25] ในการศึกษาวิจัยนี้ตัวแปรหลักล้วนแต่ที่ได้รับอิทธิพลมาจากพลังงานบดอัดที่แตกต่างกัน ได้แก่ อัตราส่วนช่องว่าง, ความหนาแน่นและตัวแปรตามในด้านขนาดคละของดินอันได้แก่ d_{10}, d_{50} และปริมาณดินเม็ดละเอียด (Fines content, F_{200})

ซึ่งจะส่งผลให้สามารถนำมาใช้วิเคราะห์และสร้างสมการความสัมพันธ์เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพทำนายค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านของน้ำในดินลูกรังบดอัดให้มีความแม่นยำมากยิ่งขึ้น อีกทั้งยังสามารถใช้เป็นกรณีศึกษา, เปรียบเทียบและพัฒนาต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] ASTM D 1557-00 (2000). Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3), Annual Book of ASTM Standards.

[2] ASTM D 422-63. (1963). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*, Annual Book of ASTM Standards.

[3] ASTM D 427-93 (1993). *Standard Test Method for Shrinkage Factor of Soil by Mercury Method*, Annual Book of ASTM Standards.

[4] ASTM D 4318-93 (1993). *Standard Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit and Plastic Index of Soils*, Annual Book of ASTM Standards.

[5] ASTM D 698-00 (2000). *Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft3)*, Annual Book of ASTM Standards.

[6] ASTM D5731-16, Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

[7] ASTM D5856-15, Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.

[8] ASTM D854-92. (1992). *Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, Annual Book of ASTM Standards.

[9] Bello Yamusa, Yamusa & Yunus, Nor & Ahmad, Kamarudin & Rahman, Norhan & Sa'ari, Radzuan. (2018). Effects of fines content on hydraulic

conductivity and morphology of laterite soil as hydraulic barrier. E3S Web of Conferences. 34.01005.10.1051/e3sconf/20183401005.

[10] Carman, P.C. 1937. Fluid Flow through Granular Beds. Trans.Inst.Chem. Eng. 15,150.

[11] Carman, P.C. 1956. Flow of Gases through Porous Media. Butterworths Scientific Publications, London.

[12] Carrier, W. D. (2003). Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(11), 1054–1056. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:11(1054)

[13] Chakraborty, D., A. Chakraborty, P. Santra, R. K. Tomar1, R. N. Garg, R. N. Sahoo1, S. G. Choudhury, M. Bhavanarayana and N. Kalra. 2006. Prediction of hydraulic conductivity of soils from particle-size distribution. Current Science, VOL. 90, NO. 11, 1527-1531.

[14] E.M. Onur, A. Shakoor, Relationships between grain size distribution indexes and permeability of sands, Eng. Geol. Soc. Territory 3 (2015) 287–290.

[15] E.M. Onur, Predicting the Permeability of Sandy Soils from Grain Size Distribution Masters of Science Thesis, Kent State University, 2014, p. 123.

[16] F Hussain and Nabi. Empirical Formulae Evaluation for Hydraulic Conductivity Determination Based on Grain Size Analysis. Pyrex Journal of Research in Environmental Studies Vol 3 (3) pp. 026-032 March, 2016

[17] F. Seelhem, Methoden zur Bestimmung der Durchlassigkeit des Bodens, Zeitschrift fur analytische Chemie, 19, 1880, pp. 387-402.

[18] Hazen, A. 1892. Some Physical Properties of Sands and Gravels, with Special Reference to their Use in Filtration. 24th Annual Report, Massachusetts State Board of Health, Pub.Doc. No.34, 539-556

[19] Karahan, G , Erşahin, S. (2016). Predicting saturated hydraulic conductivity using soil morphological properties. Eurasian Journal of Soil Science , 5 (1) , 30-38 . DOI: 10.18393/ejss.2016.1.030-038

[20] Kozeny, J. 1927. Uber Kapillare Leitung Des Wassers in Boden. Sitzungsber Akad. Wiss. Wien Math. Naturwiss. Kl., Abt.2a, 136, 271-306 (In German).

[21] Osinubi, K. 'J., & Nwaiwu, C. M. (2005). Hydraulic Conductivity of Compacted Lateritic Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(8), 1034–1041.

[22] R.P. Chapuis and M. Aubertin, "On the Use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils," Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, pp. 616-628, 2003.

[23] R.P. Chapuis, "Permeability tests in rigid wall permeameters: determining the degree of saturation, its evolution and influence on test results,"

[24] Ranaivomanana, H., Razakamanantsoa, A., & Amiri, O. (2017). Permeability Prediction of Soils Including Degree of Compaction and Microstructure. International Journal of Geomechanics, 17(4), 04016107.

[25] Ren, X., Zhao, Y., Deng, Q., Kang, J., Li, D., & Wang, D. (2016). A relation of hydraulic conductivity — void ratio for soils based on Kozeny-Carman equation. Engineering Geology, 213, 89-97. doi:10.1016/j.enggeo.2016.08.017

[26] S. Kamkhuntod, P. Voottipruex, S. Inthapichai and P. Jamsawang, "Factors Affecting Permeability of Lateritic Soils with Different Gradations," J. KMUTNB, Vol. 25, No. 1, pp. 11-19, Jan. - Apr. 2015.

[27] Sakulsaksri Chaiyasat, (2016) Influence of clay content on permeability of compacted lateritic soil. KKU Engineering Journal,43,1-3.

[28] Salarashayeri AF, Siosemarde M (2012) Prediction of soil hydraulic conductivity from particle-size distribution. World Acad Sci Eng Technol 6(1):395–399.

[29] SARI, H. (2017). The Effect of Some Soil Characteristics on The Hydraulic Conductivity of Soil in Tekirdağ Province. Alinteri Journal of Agriculture Science , 32 (2) , 95-103 . DOI: 10.28955/alinterizbd.347179.

[30] Ubani, C., Ani, G. and Womiloju, T. 2018. Permeability Estimation Model from Grain Size Sieve Analysis: Data of Onshore Central Niger Delta. European Journal of Engineering Research and Science. 3, 12 (Dec. 2018), 119-125.

สมรรถนะของเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยภายใต้การอัดตัวคายน้ำ

Performance of cement fly ash gravel column under consolidation condition

สุวิจักขณ์ วิรัตน์[1] พิทยา แจ่มสว่าง[2,*]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ

[2] ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ

** Corresponding author; E-mail address: pitthaya_kmutnb@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้ได้ทำการเพิ่มความแข็งแรงในดินเหนียวอ่อนซึ่งเป็นปัญหาหลักของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยใช้เสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินให้สามารถรองรับคันทางหรือโครงสร้างขนาดเล็กได้ด้วยการใช้กรวดขนาด 4.75-19.50 มิลลิเมตร ผสมกับ เถ้าลอยและซีเมนต์ แล้วดำเนินการทดสอบโดยใช้แบบจำลองทางกายภาพในท่อ PVC ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร และ สูง 450 มิลลิเมตร กำหนดขนาดของเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดความสูง 200 มิลลิเมตร ขนาดเสาเข็มมีเส้นผ่านศูนย์กลางเท่ากับ 50, 75 และ 100 มิลลิเมตร วางในชั้นดินเหนียวอ่อน โดยผลการทดสอบพบว่าเมื่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็มเพิ่มขึ้นส่งผลให้การทรุดตัวระบายน้ำมีค่าลดลงและใช้เวลาทรุดตัวระบายน้ำน้อยลง ในด้านความเค้นของดินจะลดลงแต่ความเค้นในเสาเข็มเพิ่มขึ้น ในส่วนการศึกษาแรงดันน้ำส่วนเกินที่ระดับความสูงเดียวกันพบว่าที่รัศมีใกล้เสาเข็มมีค่าต่ำกว่าที่ไกลออกไปที่เวลาเดียวกัน และที่ระดับลึกต่างกันพบว่าจะมีค่าแรงดันน้ำสูงขึ้นตามระดับความลึกที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากความเค้นที่ผิวดินสูงกว่าทำให้แรงดันน้ำด้านล่างสูงขึ้น จากการวิจัยสามารถสรุปผลได้ว่าเสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์ช่วยเพิ่มความความสามารถในการรับน้ำหนักของชั้นดิน และทำให้เกิดการทรุดตัวระบายน้ำลดลงตามขนาดเสาเข็มที่เพิ่มขึ้น อีกทั้งเสาเข็มมีความพรุนทำให้ให้ระบายน้ำได้ดีส่งผลให้แรงดันน้ำส่วนเกินใกล้เสาเข็มจะต่ำกว่าที่ไกลออกไป

คำสำคัญ: การปรับปรุงคุณภาพดิน, ดินเหนียวอ่อน, เสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์, การทรุดตัวระบายน้ำ, แรงดันน้ำส่วนเกิน

Abstract

This research was studied to increased strength in soft clay which is the main problem of Bangkok soft clay. By using gravel cement fly ash gravel column (CFG column) improve soil quality to support embankment or small structures. CFG column was made by 4.75-19.50 mm. gravel which mixed with fly ash and cement. After that, the test was performed using a physical model in a PVC pipe with a diameter of 300 millimeters and a height of 450 millimeters. The size of CFG column used in the test are 200 mm. high. and diameter sizes are 50, 75 and 100 mm. which placed the column in a soft clay layer. The test results showed when the diameter of the column increased that the consolidation decreased and the drainage time decreased. In terms of soil stress was decreased when stress in column increased after increasing loading due to improvement areas (Ar) was increased. The result of excess pore water pressure at the same height, it was found that the radius near the column is lower than that the same time due to the porosity of CFG column. At the different depths was found that the excess pore water pressure increased as the depth increased because the stress at the top of soil was higher than lower depth that cause increasing excess pore water pressure. From the research can conclude that the CFG column can increased the bearing capacity of the soft clay and decreased consolidation by varying of column diameter size. Also, the CFG column are porous which allow good drainage. Resulting in excess pore water pressure near the column is lower which is different when the radius of soil increased.

1. บทนำ

การก่อสร้างคันทางบนดินเหนียวอ่อนมักพบปัญหาในการก่อสร้างเนื่องจากดินเหนียวอ่อนเป็นวัสดุทางธรณีที่มีกำลังเฉือนต่ำและมีการยุบตัวอัดตัวสูง ก่อให้เกิดแรงดันด้านข้างมีค่ามากกว่าปกติ ทำให้เกิดการทรุดตัวและเคลื่อนตัวด้านข้างสูงจนนำไปสู่การวิบัติของดินเหนียว ปัญหาดังกล่าวส่งผลกระทบทำให้งานก่อสร้างล่าช้าและเสียค่าใช้จ่ายสูงสำหรับงาน

ซ่อมแซมสูง[1,2] ดังนั้น การปรับปรุงคุณภาพดินได้ถูกนำมาใช้ในการแก้ปัญหา โดยวิธีการปรับปรุงคุณภาพที่ใช้กัน ได้แก่ การใช้เสาเข็มกรวด (stone column) และ เสาเข็มทรายบดอัด (sand compaction pile) แต่ทั้งสองวิธีมีปัญหาเนื่องจากวัสดุที่ใช้เป็นมวลรวมมีลักษณะเม็ดซึ่งไม่มีการยึดเกาะกันภายใน กำลังของเสาหินและเสาเข็มทรายบดอัดจะเกิดขึ้นต้องอาศัยความเค้นตั้งฉากที่เกิดขึ้นเนื่องจากตัวของคันทางหรือโครงสร้างด้านบน ดังนั้น เสาเข็มทั้งสองชนิดนี้จะรับกำลังที่ต่ำที่ปริมาณด้านปลายของลาดคันทางเนื่องจากเค้นตั้งฉากต่ำ จึงไม่สามารถรับแรงด้านข้างได้มาก ในบางครั้งลาดคันทางเกิดการวิบัติขึ้นบริเวณนี้ ดังนั้นวิธีการดังกล่าวจึงไม่เป็นที่นิยมมากนัก สำหรับประเทศไทยการใช้เสาดินซีเมนต์ (Soil-cement column) จึงเป็นวิธีที่ยอมรับและนิยมใช้กันมากกว่า เนื่องจากสามารถก่อสร้างได้อย่างรวดเร็วเพราะเป็นการผสมดินเหนียวอ่อนกับซีเมนต์ในที่ และมีกำลังยึดเกาะที่สูงเนื่องจากใช้ซีเมนต์เป็นวัสดุประสานจึงสามารถรับแรงเฉือนได้ดีโดยไม่ต้องอาศัยความเค้นตั้งฉาก แต่เมื่อน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างด้านบนที่มากหรือคันทางมีความสูงมาก หรือต้องการให้ต้านทานแรงด้านข้างได้มากๆ การใช้เสาดินซีเมนต์จะไม่เหมาะสมเนื่องจากข้อจำกัดในการก่อสร้าง เพราะการที่จะเกิดสภาพยึดแน่นขึ้นที่ด้านปลายเสาเข็มนั้นต้องการความลึกของของเสาดินซีเมนต์ที่มากพอ [2,3] แต่การผสมซีเมนต์กับดินเหนียวจะทำได้ดีในดินเหนียวอ่อนเท่านั้น ไม่สามารถผสมกับดินเหนียวแข็งที่อยู่ลึกลงไปได้ ดังนั้น จึงไม่สามารถก่อสร้างเสาดินซีเมนต์ให้ลึกลงไปจนถึงชั้นดินเหนียวแข็งได้ ซึ่งการก่อสร้างเสาดินซีเมนต์ทำได้ดีในดินเหนียวอ่อนเท่านั้นและปัญหาที่สำคัญอีกประการหนึ่งคือความไม่สม่ำเสมอและความไม่เป็นเนื้อเดียวกันของเสาดินซีเมนต์เนื่องจากเป็นการผสมดินในสนาม[4] ต่อมาจึงได้มีการเสริมกำลังให้แก่เสาดินซีเมนต์โดยการเสริมแกนกลางลงไปในเสาดินซีเมนต์ที่เพิ่งจะผสมเสร็จใหม่ด้วยเสาเข็มคอนกรีต เหล็ก หรือไม้เพื่อเพิ่มความแข็งแกร่งและเพิ่มความสามารถในการรับแรงดัด[4,5,6] แต่การก่อสร้างมีความยุ่งยากและราคาแพง รวมไปถึงการก่อสร้างต้องการเครื่องจักรเฉพาะทางและมีค่าใช้จ่ายในการขนย้ายเครื่องจักรที่สูง ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้รวมข้อดีของเทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีเสาเข็มกรวด และเสาดินซีเมนต์เข้าด้วยกัน เสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์ (Cement-fly ash gravel column, CFG column) ซึ่งมีข้อดี คือ สามารถก่อสร้างได้ลึกถึงจนถึงดินเหนียวแข็งและวัสดุมีความเชื่อมประสานกันภายในเนื่องจากใช้ซีเมนต์และเถ้าลอย หลักการของเสาเข็มประเภทนี้ คือ ไม่ต้องการกำลังของวัสดุเสาเข็มมากเท่าคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากใช้รับน้ำหนักคันทางหรืออาคารที่ไม่สูงมากนัก ซึ่งสามารถพิจารณาได้ว่าเป็นคอนกรีตกำลังต่ำ โดยเลือกกรวดที่มีขนาดไม่ใหญ่มากนัก มีความพรุนสูงเพื่อทำหน้าที่คล้ายกับแถบระบายน้ำแนวดิ่ง (vertical drain) ซึ่งทำให้กระบวนการทรุดตัวระบายน้ำเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วโดยทำการเลือกกรวดที่มีขนาดเท่าๆ กัน

ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงทำการศึกษาสมรรถนะของเสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์ภายใต้การอัดตัวระบายน้ำในห้องปฏิบัติการ เพื่อนำเสนอสมรรถนะที่เหมาะสมสำหรับงานรองรับน้ำหนักบรรทุกจากคันทางหรืออาคารขนาดเล็ก สมรรถนะที่ต้องการศึกษาได้แก่ การทรุดตัวระบายน้ำที่เกิดขึ้นระหว่างเสาเข็ม CFG กับดินเหนียวโดยรอบ อิทธิของขนาดเสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์ที่ส่งผลต่อแรงดันน้ำในดินเหนียวบริเวรโดยรอบ และอิทธิพลของเสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์ที่ส่งผลต่อความเค้นในดิน

2. การทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

วัสดุที่ใช้ในการศึกษาประกอบไปด้วยกรวดเป็นกรวดในการก่อสร้างทั่วไปโดยกรวดมีขนาดตั้งแต่ 4.75 มิลลิเมตร ถึง 9.50 มิลลิเมตร และ 9.50 มิลลิเมตร ถึง 19.50 มิลลิเมตร ซึ่งมีคุณสมบัติทางวิศวกรรม ได้แก่ ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่าน(k) 0.92 (cm/s), ค่าการดูดซึมน้ำ 1.41 (%), ค่ากำลังต้านทานการสึกกร่อน 15.4 (%), ความหนาแน่นรวม 1.50 (g/cm^3), ความถ่วงจำเพาะ(Gs) 2.61 ในส่วนดินที่ใช้ในการทดสอบ เป็นดินเหนียวกรุงเทพที่ได้จากเขตแจ้งวัฒนะ ซึ่งมีคุณสมบัติทางวิศวกรรม ได้แก่ ความชื้นของดินตามธรรมชาติ 80 %, ความถ่วงจำเพราะ(Gs) 2.79, ค่าพิกัดเหลว (LL) 69 (%), ค่าพิกัดพลาสติก(PL) 33.50 (%), ความหนาแน่น(ρ) 1.509 (g/cm^2), ค่าดัชนีการอัดตัว(Cc) 0.206, ค่าดัชนีการบวมตัว(Cs) 0.0417, อัตราส่วนช่องว่าง(e) 1.08 สำหรับทรายที่ใช้เป็นทรายก่อสร้างทั่วไป ซึ่งมีคุณสมบัติทางวิศวกรรม ได้แก่ ความถ่วงจำเพาะ(Gs) 2.66, ความหนาแน่นแห้ง(ρ_{dry}) 1.88 (g/cm^3), ปริมาณความชื้นที่เหมาะสม(OMC) 13.8(%), สัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ(Cu) 3.83, สัมประสิทธิ์ความโค้ง(Cc) 1.19, การจำแนกประเภทของดิน Unified Soil Classification SP ปูนซีเมนต์เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 สำหรับวัสดุปอซโซลานประกอบไปด้วยเถ้าลอย (FA) ชนิด C จากโรงงานไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง

2.2 อัตราส่วนผสม

เสาเข็ม CFG ที่สร้างขึ้นในการทดสอบ ใช้กรวดขนาด 4.75 มิลลิเมตร ถึง 9.50 มิลลิเมตร ปริมาณ 50% และกรวดขนาด 9.50 มิลลิเมตร ถึง 19.50 มิลลิเมตร ปริมาณ 50% เพื่อทำให้มีขนาดคละดีขึ้นหินขนาดใหญ่มีหินขนาดเล็กแทรกระหว่างช่องว่างกำลังรับแรงสูงขึ้น และไม่มีมวลรวมละเอียดส่งผลให้เสาเข็ม CFG มีความพรุนเพื่อช่วยความสามารถในการระบายน้ำ จากนั้นเชื่อมประสานด้วยปริมาณปูนซีเมนต์ 22% ของน้ำหนักมวลรวม ปริมาณเถ้าลอยแทนที่ปริมาณซีเมนต์ 15 % เพื่อลดการใช้ปูนซีเมนต์ และปริมาณน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.32 ซึ่งลักษณะของเสาเข็ม CFG เป็นไปตาม**รูปที่ 1**

2.3 การเตรียมตัวอย่างการทดสอบการ

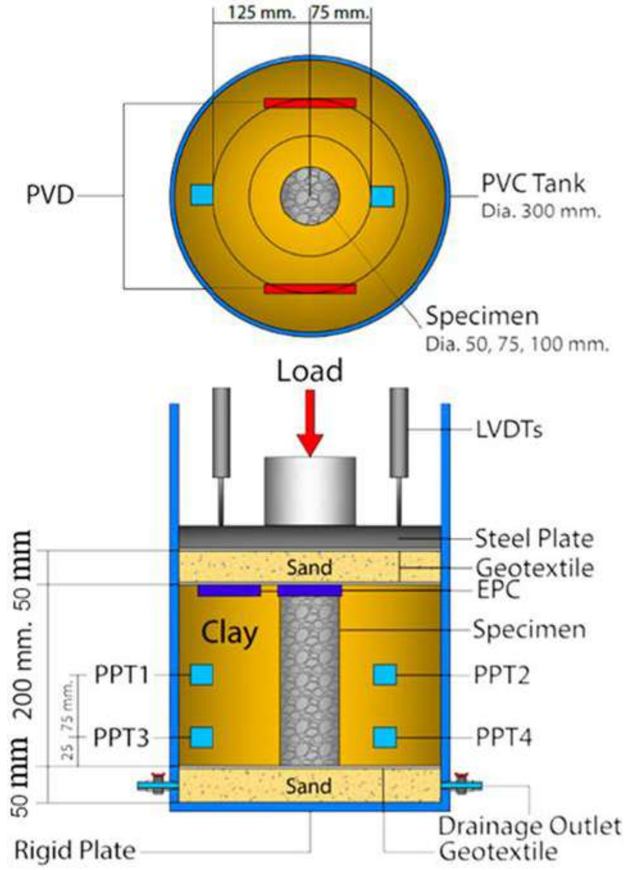
การเตรียมตัวอย่างการทดสอบเตรียมการได้โดยใช้แบบหล่อตัวอย่างที่ทำจาก PVC ทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร ความสูง 450 มิลลิเมตร เริ่มต้นโดยการอัดชั้นทรายให้มีความหนา 50 มิลลิเมตร ปูทับด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร บนชั้นทรายเพื่อแยกชั้นดินเหนียวอ่อนและทรายไม่ให้ผสมกัน จากนั้นติดตั้ง PVD เพื่อช่วยเร่งการทรุดตัว ทำการวัดปริมาณความชื้นในดินที่ห้องปฏิบัติการก่อนการผสมน้ำ แล้วทำการเพิ่มปริมาณน้ำจนมีค่าความชื้นที่ 90 % กรอกดินลงในแบบหล่อ PVC โดยความหนาของ

ชั้นดินเท่ากับ 300 มิลลิเมตร ปูแผ่นเส้นใยสังเคราะห์บนชั้นดินเทชั้นทรายที่มีความหนา 50 มิลลิเมตร และทำการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกขึ้นเรื่อย ๆ เพื่อให้เกิดการระบายน้ำในดิน จนความหนาของชั้นดินลดลงเหลือ 200 มิลลิเมตร ซึ่งมีความชื้นอยู่ที่ 80% เท่ากับค่าความชื้น ณ ภาคสนามจริง เมื่อได้ความสูงที่ต้องการแล้ว ทำการเปิดชั้นทรายออก แล้วทำการเจาะชั้นดินตรงกลางที่อยู่ในแบบหล่อตัวอย่าง โดยใช้กระบอกเจาะที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 ,75 และ 100 มิลลิเมตร โดยเจาะชั้นดินลงไป 200 มิลลิเมตร แล้วทำการบิดกระบอกเพื่อเฉือนดินตรงกลางออก หลังจากนั้นการกรอกเสาเข็ม CFG ลงในแบบหล่อตัวอย่างที่ทำการเจาะรอไว้แล้ว และทำการหุ้มแบบหล่อตัวอย่างเพื่อทำการบ่มเป็นระยะเวลา 28 วันและป้องกันการสูญเสียความชื้นของชั้นดินและบ่มเสาเข็มกรวดเถ้าลอยซีเมนต์

รูปที่ 1 ลักษณะของเสาเข็ม CFG

2.4 แบบจำลองทางกายภาพ

รูปที่ 2 แสดงแบบจำลองการทดสอบการทรุดตัวระบายน้ำของวัสดุเชิงประกอบ (Physical mode) แสดงถึงการติดตั้งตำแหน่งเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอย และ PVD ภายในแบบหล่อตัวอย่าง โดยตำแหน่งการติดเครื่องมือวัดความดันน้ำหรือ pore water pressure transducer (PPT) ทั้งหมด 4 ตำแหน่ง คือที่ ระยะ 75 มิลลิเมตร และ 125 มิลลิเมตร จากกึ่งกลางของเสาเข็มตามแนวราบ และที่ระดับความสูง 100 มิลลิเมตร และ 175 มิลลิเมตรวัดจากหัวเสาเข็ม CFG ลงมา ติดตั้งเครื่องมือวัดความเค้นที่เกิดขึ้นในดินเหนียวอ่อน และความเค้นที่เกิดขึ้นในเสาเข็ม CFG เรียกว่า earth pressure cell (EPC) ซึ่งติดตั้ง 2 ตำแหน่งที่ตำแหน่งของหัวเสาเข็ม CFG และตำแหน่งของผิวของดินเหนียวอ่อน จากนั้นติดตั้งแผ่นเหล็กบนชั้นทรายด้านบนของแบบหล่อตัวอย่างเพื่อกระจายความเค้นไปยังดินและเสาเข็มCFG และติดตั้งทรานสดิวเซอร์ชนิดเปลี่ยนแปลงความเหนี่ยวนำแบบเชิงเส้น (Linear Variable Differential Transformer; LVDT) จำนวน 1 ตัวที่ตำแหน่งด้านบนของแผ่นเหล็กเพื่อวัดค่าการทรุดตัว เมื่อติดอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบเสร็จสิ้นจะเป็นดัง**รูปที่ 2**



รูปที่ 2 แสดงแบบจำลองเมื่อติดอุปกรณ์เสร็จสมบูรณ์

2.5 ขั้นตอนการทดสอบ

เริ่มทำการทดสอบพฤติกรรมการทรุดตัวแบบระบายน้ำ หลังจากอายุบ่ม 28 วัน ตัวอย่างวัสดุเชิงประกอบ (ดินเหนียวอ่อนและเสาเข็ม CFG) จะถูกนำไปทดสอบการทรุดตัวแบบระบายน้ำ โดยความเค้นที่ใช้ในการทดสอบ มี 4 ระดับ คือ 50, 100, 150 และ 200 กิโลปาสคาล สอดคล้องกับความสูงของคันทาง 2.5, 5, 7.5 และ 10 เมตร ในการวัดการทรุดตัวจะใช้ LVDT จำนวน 1 ตัว ซึ่งในการทดสอบจะวัดค่าการทรุดตัวไปเรื่อย ๆจนค่าการทรุดตัวเริ่มหยุดนิ่ง จึงหยุดการทดสอบ โดยระหว่างที่มีการวัดการทรุดตัว ความดันน้ำส่วนเกินในช่องว่างและความดันในดินและความเค้นในเสาเข็มดินซีเมนต์เถ้าลอยจะถูกวัดค่าตามเวลาขณะที่เกิดการทรุดตัวแบบระบายน้ำด้วยเช่นกัน

3. ผลการทดสอบ

3.1 พฤติกรรมการทรุดตัวระบายของชั้นดินประกอบ

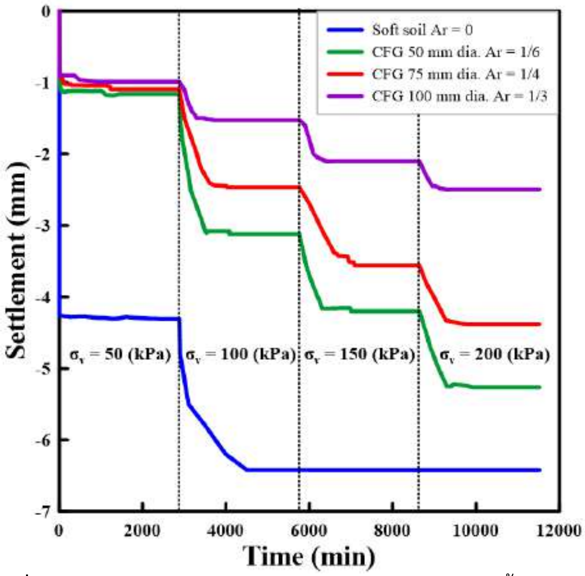
3.1.1 การทรุดตัวระบาย

รูปที่ 3 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวระบายน้ำและเวลา ของดินเหนียวอ่อนและดินเหนียวอ่อนที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยเสาเข็ม CFG ทั้ง

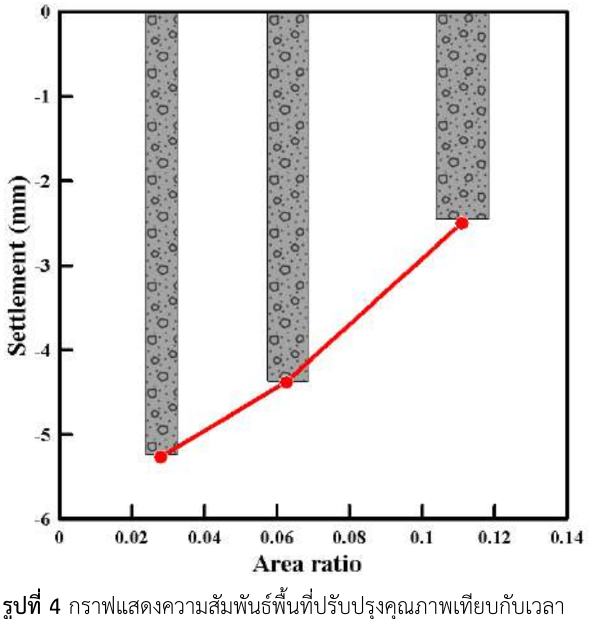
3 ขนาด มีค่าอัตราส่วนการปรับปรุงคุณภาพ (Ar) เท่ากับ 0 (dia. = 0 มิลลิเมตร), 1/6 (dia. = 50 มิลลิเมตร), 1/4 (dia. = 75 มิลลิเมตร) และ 1/3 (dia. = 100 มิลลิเมตร) ตามลำดับซึ่งสามารถแบ่งออกได้เป็น 4 ช่วง คือ ช่วงที่ 1 ความเค้นในแนวดิ่งมีค่า 50 กิโลปาสคาล ที่เวลา 2880 นาที (2 วัน) ส่งผลให้ค่าการทรุดตัวระบายน้ำ 4.31 มิลลิเมตร, 1.16 มิลลิเมตร, 1.10 มิลลิเมตร, 0.99 มิลลิเมตร, ช่วงที่ 2 ความเค้นในแนวดิ่งมีค่า 100 กิโลปาสคาล ที่เวลา 2880 นาที (2วัน) ส่งผลให้ค่าการทรุดตัวระบายน้ำ 6.42 มิลลิเมตร, 3.12 มิลลิเมตร, 2.47 มิลลิเมตร, 1.52 มิลลิเมตร, ช่วงที่ 3 ความเค้นในแนวดิ่งมีค่า 150 กิโลปาสคาล ที่เวลา 2880 นาที (2วัน) ส่งผลให้ค่าการทรุดตัวระบายน้ำ 4.20 มิลลิเมตร, 3.56 มิลลิเมตร, 2.10 มิลลิเมตร และช่วงที่ 4 ความเค้นในแนวดิ่งมีค่า 200 กิโลปาสคาล ที่เวลา 2880 นาที (2วัน) ส่งผลให้ค่าการทรุดตัวระบายน้ำ 5.26 มิลลิเมตร, 4.38 มิลลิเมตร, 2.50 มิลลิเมตร ตามลำดับ ทั้งนี้ช่วงแรกชั้นดินประกอบที่มีเสาเข็ม CFG เมื่อเริ่มรับความเค้นในแนวดิ่งนั้นค่าการทรุดตัวระบายน้ำจะมีค่าใกล้เคืองกัน โดยมีอัตราส่วนผลต่างการทรุดตัวระบายน้ำเท่ากับ 17.17%, 11.11% เมื่อเทียบขนาดของเสาเข็ม 50 และ 75 มิลลิเมตร กับ 100 มิลลิเมตร เนื่องจากดินยังคงมีช่องว่างอยู่ค่าการทรุดตัวระบายน้ำจึงมีค่าใกล้เคียงกัน [7] แต่เมื่อเข้าสู่ช่วงที่ 2, 3, 4 เห็นได้ชัดว่าชั้นดินประกอบที่มีอัตราส่วนการปรับปรุงคุณภาพ (Ar) สูงหรือเสาเข็ม CFG ที่มีขนาดใหญ่เกิดการทรุดตัวระบายน้อยกว่าอัตราส่วนการปรับปรุงคุณภาพ (Ar) ต่ำอย่างเห็นได้ชัด [8,9] โดยช่วงที่2 นั้นมีอัตราส่วนผลต่างการทรุดตัวระบายน้ำเท่ากับ 105.26%, 62.5%, ช่วงที่3 อัตราส่วนผลต่างการทรุดตัวระบายน้ำเท่ากับ 100%, 69.52% และ ช่วงที่4 อัตราส่วนผลต่างการทรุดตัวระบายน้ำเท่ากับ 111.24%, 75.9% เมื่อเทียบกับขนาดเสาเข็ม 50 และ 75 มิลลิเมตร กับ 100 มิลลิเมตร เนื่องจากตัวเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยนั้นช่วยเพิ่มค่าความเค้นที่จุดครากของชั้นดินประกอบ [9,10,11] จึงทำให้สามารถรับค่าความเค้นในแนวดิ่งได้สูงขึ้นกว่าชั้นดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ โดยผลต่างการทรุดระบายน้ำเท่ากับ 335.18% และ 321.08% ในช่วงที่ 1 และช่วงที่ 2 เมื่อเทียบดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ กับดินที่มีอัตราส่วนการปรับปรุงคุณภาพเท่ากับ 1/3 สังเกตได้จากค่าการทรุดตัวระบายน้ำที่แตกต่างกันของแต่ละแบบจำลอง และเมื่อเสาเข็ม CFG ยิ่งมีขนาดใหญ่ขึ้นสามารถช่วยลดค่าการทรุดตัวระบายน้ำของชั้นดินประกอบได้มากยิ่งขึ้นดัง **รูปที่ 4**

3.1.2 แรงดันน้ำส่วนเกิน

รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินสะสมในดินที่ตำแหน่งต่าง ๆ รอบเสาเข็ม CFG กับช่วงเวลาการทรุดตัวระบายน้ำของตัวอย่างเสาเข็ม CFG ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร ที่แนวรัศมี 75 และ 125 มิลลิเมตรและที่ระดับความลึก 100 และ 175 มิลลิเมตร วัดจากหัวเสาเข็ม โดยพบว่า PPT ทั้ง 4 ตัวนั้นในช่วงต้น(เริ่มทำการทดสอบ) แรงดันน้ำส่วนเกินจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและลดลงตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากค่าความเค้นในช่วงแรกนั้นจะกระจายลงดิน เมื่อเวลาเพิ่มขึ้นความเค้นจากในดินจะกระจายไปยังเสาเข็ม CFG [7,10,12] จึงทำให้ค่าแรงดันน้ำส่วนเกินในดินมีค่าลดลงตามเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ

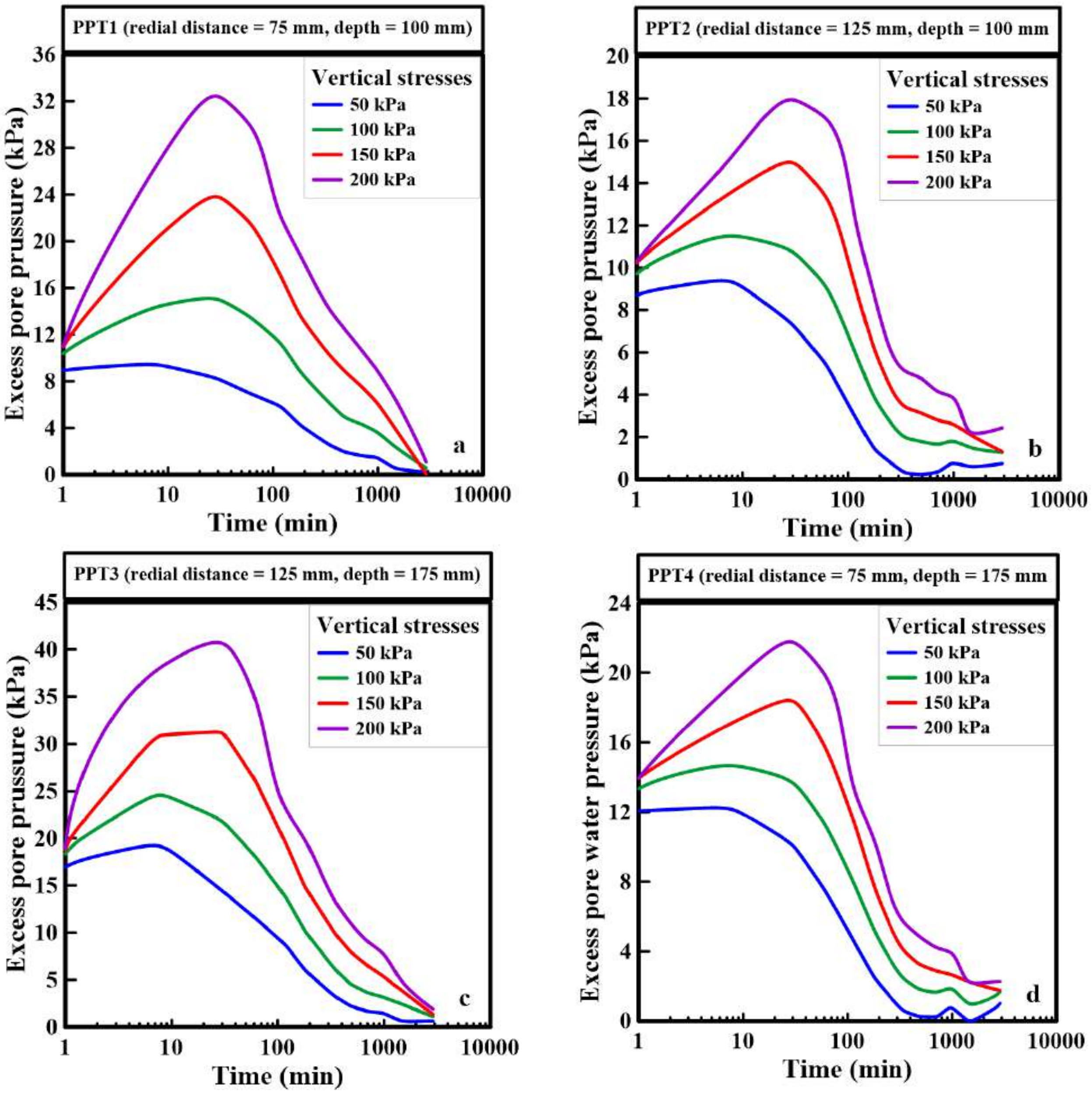


รูปที่ 3 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวระบายน้ำเทียบกับเวลาของดินเหนียวที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพและดินเหนียวที่ได้ปรับปรุบคุณภาพด้วยเสาเข็ม CFG



รูปที่ 4 กราฟแสดงความสัมพันธ์พื้นที่ปรับปรุงคุณภาพเทียบกับเวลา

รูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินในดินตามแนวรัศมีในช่วงเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ ในช่วงที่ความเค้นแนวดิ่ง50 กิโลปาสคาล ของเสาเข็มขนาด 50 มิลลิเมตร ที่ระยะ 75 มิลลิเมตรและ 125 มิลลิเมตร พบว่าแรงดันน้ำในดินเหนียวอ่อนที่อยู่ใกล้กับเสาเข็มนั้นจะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อเทียบกับแรงดันน้ำในดินที่ไกลออกไปจากเสาเข็มในช่วงเวลาเดียวกัน [10] เนื่องจากเสาเข็มนั้นมีความพรุนสูงจึงเกิดการระบายน้ำได้เร็วกว่าแรงดันน้ำในดินที่อยู่ไกลออกไป โดยจะเป็นไปในทิศทางเดียว



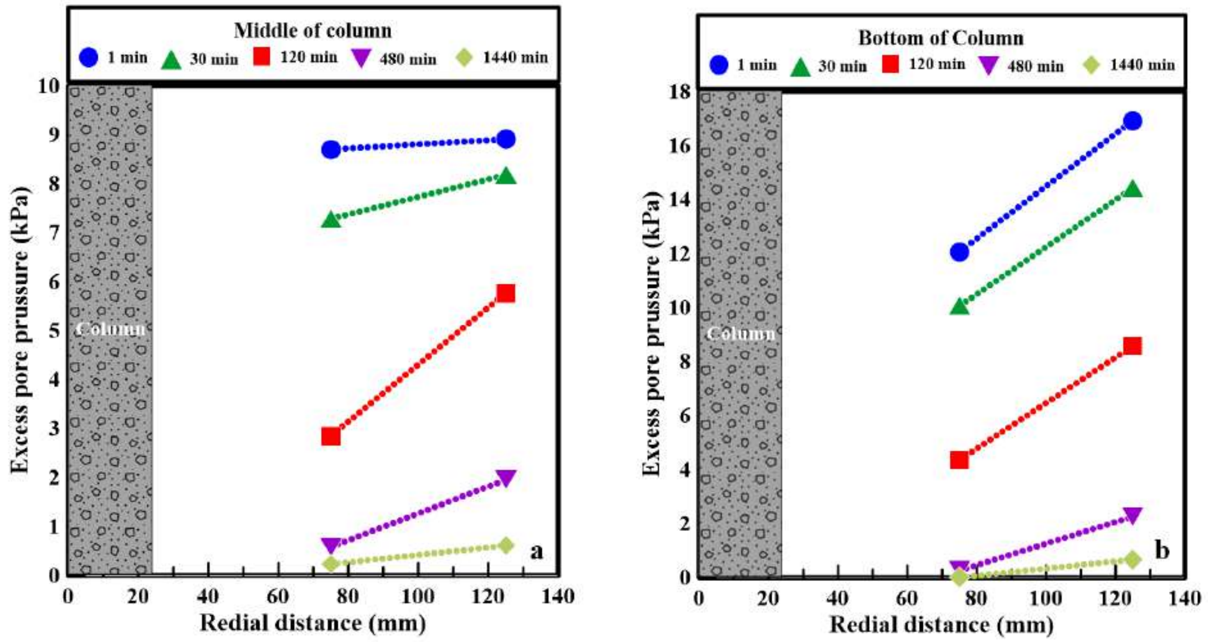
รูปที่ 5 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินกับเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำในดินที่ตำแหน่งต่าง ๆรอบเสาเข็ม CFG

กันทั้งที่ตรงกลางของเสาตำแหน่งระดับความลึก 100 มิลลิเมตร (รูปที่6 a) และด้านล่างของเสาตำแหน่งระดับความลึก 175 มิลลิเมตร (รูปที่6 b)

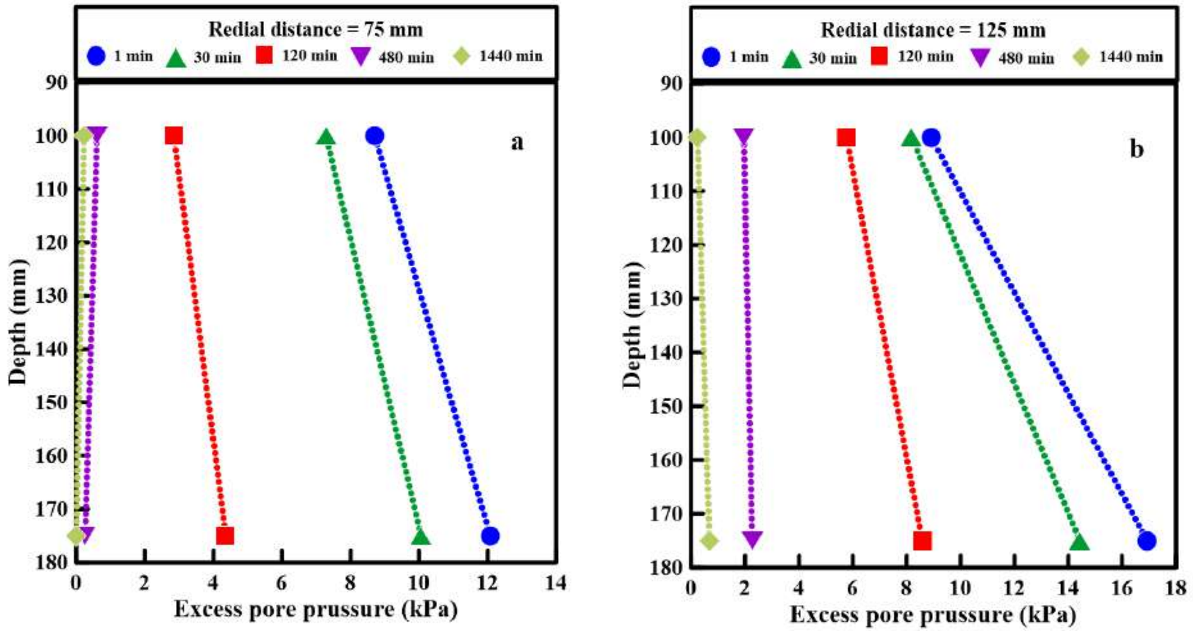
รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินในดินในแนวดิ่งในช่วงเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ และในช่วงที่ความเค้นแนวดิ่ง 50 กิโลปาสคาล ของเสาเข็มขนาด 50 มิลลิเมตร ที่ระดับความลึก 100 มิลลิเมตรและ 175 มิลลิเมตร พบว่า แรงดันน้ำส่วนเกินในส่วนที่ลึกนั้นจะมีค่าสูงกว่าตำแหน่งที่อยู่สูงกว่าทั้งในแนวรัศมี 75 และ 125 มิลลิเมตร เนื่องจากตำแหน่งความสูงที่ 100 มิลลิเมตร อยู่ใกล้ตำแหน่งที่ทำการทดสอบทำให้ได้รับค่าความเค้นสูงกว่าตำแหน่งที่ 175 มิลลิเมตร [7,10,11]

3.1.3 ความเค้นของเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยและดินโดยรอบ

รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นในแนวดิ่งกับระยะเวลาการเกิดการทรุดตัวระบายน้ำของดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพโดยเสาเข็มกรวดซีเมนต์เถ้าลอยขนาด 50 มิลลิเมตร เปรียบเทียบกับดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ โดยความเค้นในแนวดิ่งที่ใช้มีขนาด 50, 100, 150 และ 200 กิโลปาสคาล พบว่าดินที่ได้รับการปรับคุณภาพในช่วงต้น(เริ่มการทดสอบ)ในแต่ละช่วงนั้นค่าความเค้นในดินมีค่าสูงในช่วงต้นและลดลงตามระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น แสดงให้เห็นว่าความเค้นในดินมีการกระจายตัวจากดินไปยังเสาเข็ม [8,10,13] โดยสังเกตได้จากความเค้นของเสาที่มีค่าเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาเดียวกัน ในส่วนของดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพจะเห็นได้ชัดว่าค่าความเค้นมีค่าสูงกว่าดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพที่ระยะ



รูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินในดินตามแนวรัศมีในช่วงเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ

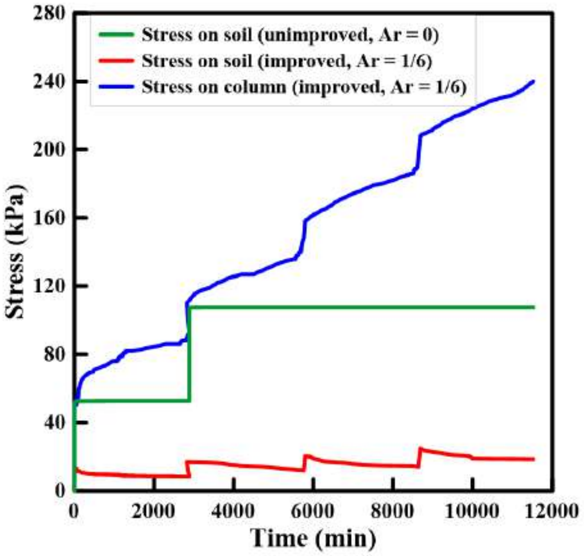


รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันน้ำส่วนเกินในดินในแนวดิ่งในช่วงเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ

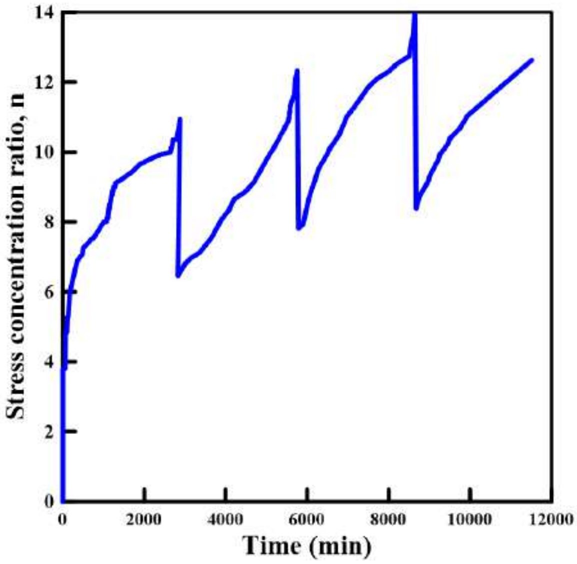
เวลาการทรุดตัวเดียวกันอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งมีค่าต่างกัน ประมาณ 281.21% ในช่วงแรกที่เริ่มทำการทดสอบ และ 520.64 % ในช่วงที่ดินมีค่าการทรุดตัวระบายน้ำสิ้นสุดที่ช่วงการทดสอบ 50 กิโลปาสคาลและเมื่อเพิ่มความเค้นที่เหนือเสาเข็ม CFG พบว่าเสาเข็มจะช่วยลดค่าความเค้นในดินได้มากขึ้น [10,12]

รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นรวมศูนย์ (stress concentration ratio ,n) ซึ่งได้จากอัตราส่วนระหว่างค่าความเค้นในเสาเข็มเทียบกับค่าความเค้นในดินในช่วงเวลาเดียวกัน พบว่าในช่วงต้น (เริ่มทำการทดสอบ) ค่า n จะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากค่าความเค้นในดินนั้นมีค่าที่สูงกว่าความเค้นในเสาเข็ม CFG ส่งผลให้ค่า n มีค่าที่สูงขึ้นอย่างต่อเนื่องเมื่อถึงระยะเวลาหนึ่งที่ค่าความเค้นในดินมีค่าลดลงเนื่องจากเสาเข็มทำหน้าที่รับกำลังที่เพิ่มขึ้น จนสิ้นสุดการทรุดตัวระบายน้ำและความเค้นในเสาเข็ม CFG มีค่าเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจนกระทั่งทำให้ค่า n มีค่าลดลง [10] ซึ่งแสดงถึงความสามารถในการรับกำลังของเสาเข็มที่สามารถ

ช่วยปรับปรุงคุณภาพดินได้ ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับผลการทดสอบใน **รูปที่** 8 ซึ่งเป็นความสัมพันธ์ของการรับกำลังของดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ เทียบกับกับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพด้วยเสาเข็ม CFG นอกจากนั้นยังพบว่าความสัมพันธ์ใน**รูปที่** 8 และ 9 สอดคล้องกับความสัมพันธ์ใน**รูปที่** 5 เรื่องแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อเทียบกับเวลา นั่นคือในช่วงต้น ค่าความเค้นในดินและค่าแรงดันน้ำในดินที่แต่ล่ะตำแหน่งมีค่าสูง แต่เมื่อค่าความเค้นในดินมีการกระจายแรงการกระทำไปยังเสาเข็ม CFG ความเค้นในดินมีค่าลดลงส่งผลให้ค่าแรงดันน้ำในดินในแต่ล่ะตำแหน่งมีค่าลดลง ดังที่ได้อธิบายไว้ในข้างต้น



รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นในดินและเสาเข็ม CFG ที่ได้รับการปรับปรุง (Ar=1/6) และไม่ได้รับกาปรับ-ปรุง (Ar=0) เทียบกับเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ



รูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความเค้นรวมศูนย์และเวลาที่เกิดการทรุดตัวระบายน้ำ

4. สรุปผลการทดสอบ

จากการศึกษาสมรรถนะของเสาเข็ม CFG ภายใต้การอัดตัวคายน้ำ สามารถสรุปผลได้ดังนี้

- เมื่อมีการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนด้วยเสาเข็ม CFG พบว่าการทรุดตัวระบายน้ำของดินมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ และจะมีค่าต่ำยิ่งขึ้นเมื่อค่าพื้นปรับปรุงคุณภาพ (Ar) มีค่าที่สูงขึ้น เนื่องจากพื้นที่ที่มีการปรับปรุงคุณภาพมาก จะทำให้มีความสามารถในการรับกำลังสูงขึ้น ส่งผลให้ดินมีการทรุดตัวลดลง
- ดินเหนียวอ่อนที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยเสาเข็ม CFG สามารถเพิ่มความเค้นที่จุดครากสูงกว่าดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ ส่งผลให้เพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักได้ยิ่งขึ้น ซึ่งเหมาะสมกับการก่อสร้างคันทางหรือโครงสร้างขนาดเล็ก โดยความสามารถในด้านกำลังเพิ่มขึ้นตามพื้นปรับปรุงคุณภาพ (Ar) ที่เพิ่มขึ้น
- เสาเข็ม CFG ช่วยเร่งการทรุดตัวระบายน้ำ ทำให้การทรุดตัวระบายน้ำดำเนินไปได้อย่างรวดเร็ว โดยที่แรงดันน้ำใกล้เสาเข็มมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากความพรุนของเสาเข็มที่ส่งผลดีในการระบายได้ดี และที่ความลึกต่างกัน บริเวณที่ลึกกว่าจะมีแรงดันน้ำส่วนเกินสูงกว่าเนื่องจากแรงกระทำสะสมคงค้างจากด้านบนของดินที่รับความเค้นด้านบนสูงกว่าด้านล่าง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณศาสตร์จารย์พิทยา แจ่มสว่าง ที่ให้คาปรึกษาและแก้ไขในข้อบกพร่องต่าง ๆด้วยความเอาใจใส่อย่างดี ผู้วิจัยตระหนักถึงความทุ่มเทของอาจารย์ และขอกราบขอบพระคุณอย่างสูงไว้ ณ ที่นี่

เอกสารอ้างอิง

[1] Abusharar, S. W., Zheng, J.-J., & Chen, B.-G. (2009). “Finite element modeling of the consolidation behavior of multi-column supported road embankment.” Computers and Geotechnics. 36(4) : 676–685.

[2] Jamsawang, P., Voottipruex, P., Boathong, P., Mairaing, W., & Horpibulsuk, S. (2015). “Three-dimensional numerical investigation on lateral movement and factor of safety of slopes stabilized with deep cement mixing column rows.” Engineering Geology. 188 : 159–167.

[3] Jamsawang, P., Yoobanpot, N., Thanasisathit, N., Voottipruex, P., & Jongpradist, P. (2016). “Three-dimensional numerical analysis of a DCM column-supported highway embankment.” Computers and Geotechnics. 72 : 42–56.

[4] Jamsawang, P., Bergado, D. T., & Voottipruex, P. (2011). “Field behaviour of stiffened deep cement mixing piles.”

Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement. 164(1) : 33–49.

[5] Voottipruex, P., Suksawat, T., Bergado, D. T., & Jamsawang, P. (2011). "Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads." Computers and Geotechnics. 38(3) : 318–329.

[6] Wonglert, A., & Jongpradist, P. (2015). "Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles." Computers and Geotechnics. 69 : 93–104.

[7] Fang, Z., & Yin, J.-H. (2007). "Responses of Excess Pore Water Pressure in Soft Marine Clay around a Soil–Cement Column." International Journal of Geomechanics, 7(3), 167–175.

[8] SIVAKUMAR, V., JELUDINE, D. K. N. M., BELL, A., GLYNN, D. T., & MACKINNON, P. (2011). "The pressure distribution along stone columns in soft clay under consolidation and foundation loading." Géotechnique. 61(7) : 613–620.

[9] Siva Sankara Reddy, D. V., Chittaranjan, M., Ravi Kumar Reddy, C., & Kowshik, K. (2018). Performance evaluation of stone column installed soft ground- A parametric study with numerical investigation. International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering, 8(2S), 7–13.

[10] Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., Cholphatsorn, A., Suebsuk, J., & Liu, M. D. (2012). "Consolidation behavior of soil–cement column improved ground." Computers and Geotechnics. 43 : 37–50.

[11] Aseeja, P. K. (2016). Modelling Consolidation Behavior of Embankment Using Plaxis. International Journal of Scientific & Engineering Research, 7(4), 70–75.

[12] Yin, J.-H., & Fang, Z. (2006). "Physical modelling of consolidation behaviour of a composite foundation consisting of a cement-mixed soil column and untreated soft marine clay." Géotechnique. 56(1) : 63–68.

[13] Ni, P., Yi, Y., & Liu, S. (2020). "Bearing capacity of composite ground with soil-cement columns under earth fills: Physical and numerical modeling." Soils and Foundations.

การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method

Estimated Strength Properties of Soft Clay Lump Backfilled in a Pond Improved by Vacuum Consolidation Method.

ศาสตร์ศิลป์ ภักดีเมฆ[1], ปิยวัฒน์ เงินบำรุง[2] และ สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์[3]

[1] *นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ sartsin.p@gmail.com*

[2] *นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย piyavat.ng@gmail.com*

[3] *รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ Soralump_s@yahoo.com*

บทคัดย่อ

ในอดีตมียืมบ่อน้ำถูกทิ้งร้างซึ่งเต็มไปด้วยน้ำในกรุงเทพมหานครฯ ประเทศไทยเป็นจำนวนมาก ในปัจจุบันบ่อน้ำถูกถมกลับด้วยก้อนดินโดยไม่มีการสูบน้ำออก ก้อนดินที่นำมาใช้สำหรับถมกลับลงในบ่อยืมดินส่วนมากจะมีความชื้นในดินสูง และมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำซึ่งเรียกว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ดินเหนียวอ่อนที่ถูกถมกลับมีลักษณะเป็นก้อน ก้อนดินถมบ่อถูกถมลงในบ่อยืมดินอย่างรวดเร็ว เป็นผลทำให้น้ำไม่สามารถระบายออกได้ทันที และถูกขังอยู่ระหว่างช่องว่างของก้อนดินถมบ่อ กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อมีค่าต่ำตลอดทั้งความลึกเกิดจากการถมกลับใหม่ การวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำสามารถแบ่งออกเป็นสองส่วนได้แก่ ประการที่หนึ่งการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำหลังจากปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method) ซึ่งถูกวิเคราะห์จากการทดสอบในสนามด้วยวิธี Cone Penetration Test การทดสอบจากห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่จำกัด และทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ประการที่สอง ปัจจัยที่มีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ เช่น สิ่งแวดล้อมรอบข้าง การทำถนนเพื่อถมดินกลับ คุณสมบัติของดิน และการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล

คำสำคัญ: ปรับปรุงคุณภาพดินวิธีสุญญากาศ, ก้อนดินถม, การลดลงของแรงดันน้ำ

Abstract

There were many abandoned ponds previous time which were filled by water in Bangkok , Thailand. Nowadays, the abandoned pond are dumped fully by backfilled lump soil without pumping the water out. The soil used for backfill in most of the cases have high water content and low shear strength which was called Bangkok soft clay. The backfilled soft clay are lump soft clay about bucket backhoe shape. The backfilled lump soils are generally dumped quickly and hence the water can't leak out of pond and stuck between inter lump void. The shear strength in the backfilled lump soils are generally low uniformly along the depth because of newly deposition. The analysis has been carried out in two parts to estimate the increase in strength of backfilled soil. Firstly, the increase in strength of backfilled soil after improving by vacuum consolidation method was estimated by in-situ test (Cone Penetration Test), laboratory test (Unconfined Compression Test) and theoretical analysis (Mesri and Khan, 2011). Secondly, various factors (i.e. environmental, surcharge load, service load, soil properties and ground water level drawdown in Bangkok) responsible for increase in strength of ground surface have been estimated.

Keywords: Vacuum Consolidation Method, Backfilled lump soil, ground water level drawdown

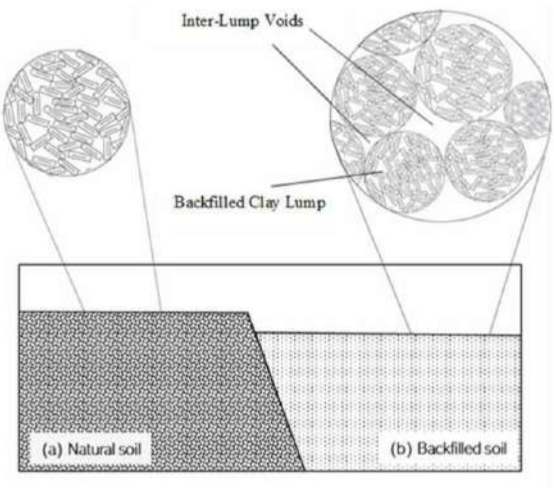
1. บทนำ

ในอดีตพื้นที่ชานเมืองกรุงเทพมหานครได้ถูกขุดเป็นบ่อยืมดินเพื่อนำดินไปใช้ในการก่อสร้าง โดยบ่อยืมดินนั่นถูกขุดลึกลงถึงชั้นดินเหนียวแข็งก่อนถึงชั้นทราย เมื่อเวลาผ่านไปบ่อยืมดินที่ถูกทิ้งร้างถูกเติมเต็มไปด้วยน้ำเนื่องจากน้ำฝน และน้ำใต้ดินไหลเข้ามาสู่บ่อ ต่อมาบ่อยืมดินที่ถูกทิ้งร้างไว้ถูกซื้อขายและนำไปพัฒนาที่ดินต่อโดยการถมก้อนดินเหนียวอ่อนกลับลงไปในบ่อที่มีน้ำเต็มจนถึงระดับก้นบ่อโดยไม่สูญน้ำออก ความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดจากการถมกลับจึงหนากว่าชั้นดินเหนียวอ่อนตามธรรมชาติ ทำให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมากกว่าดินเหนียวอ่อนที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ และก้อนดินเหนียวอ่อนถมบ่อที่ถูกถมใหม่ยังไม่ได้มีการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักของดินเอง (Self-weight consolidation) ดินที่ถมลงไปในบ่อนั้นไม่มีโครงสร้างชัดเจน การที่ก้อนดินถูกถมลงมามวลดินจะทับถมกันอย่างรวดเร็วจนไม่มี

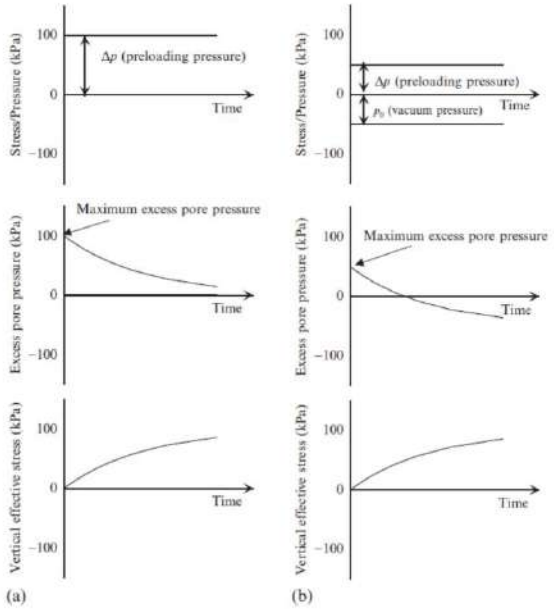
เวลาที่จะระบายแรงดันน้ำออกได้ทันที ซึ่งจะทำให้มวลดินมีแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) นอกจากนั้นดินที่ถูกถมลงในบ่อยังมีโอกาสที่จะมีช่องว่างระหว่างก้อนดินแต่ละก้อน (Inter-lump void) ที่ถมลงไปในบ่อ ซึ่งอาจจะยุบตัวได้มาก การใช้ก้อนดินถมบ่อ (Backfilled Clay Lump) เพื่อการปรับปรุงคุณภาพดินได้ถูกศึกษาโดย Hartlen and Ingers (1981) และ Leung et al. (2001) อีกทั้งคุณสมบัติโดยรวมมีความแปรปรวนไม่แน่นอนสูงเนื่องจากดินถมนำมาจากหลากหลายแหล่งดังรูปที่ 1 ซึ่งแตกต่างจากดินที่ตกตะกอนทับถมตามธรรมชาติดังรูปที่ 2 โดยดินเหนียวอ่อนที่นำมาถมกลับลงในบ่อมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำมาก (Undrained Shear Strength, Su) และไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกับดินตกตะกอนตามธรรมชาติ และมีความชื้นในมวลดินสูง (Water Content, Wn) จึงต้องทำการปรับปรุงดินให้สามารถมีกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้น โดยเทคนิคที่ถูกนำมาใช้ คือการเร่งกระบวนการอัดตัวคายน้ำด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method, VCM)

Vacuum Consolidation Method ถูกพัฒนาที่ประเทศสวีเดนโดย Kjellman (1952) โดยใช้cardboard wick drains ถูกใช้ในการเร่งกระบวนการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อน โดยในประเทศไทยมีการใช้ Prefabricated vertical drain (PVDs) เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินอ่อน ณ สนามบินสุวรรณภูมิ (Bergado et al., 2002) วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM เป็นการสร้างแรงดันสุญญากาศในดินเพื่อก่อให้เกิดน้ำหนักกดทับจากแรงดันบรรยากาศด้านบน โดยวิธีการคือการใช้ปั๊มสุญญากาศดูดอากาศและน้ำออกจากชั้นดินเหนียวอ่อนผ่านทางแผ่น PVDs โดยมี Airtight membrane ป้องกันการรั่วออกของแรงดูดสุญญากาศภายในดิน ยิ่งแรงดันสุญญากาศใต้ Airtight membrane ยิ่งแรงดันสุญญากาศยิ่งมาก (ติดลบมาก) แรงดันบรรยากาศที่กดทับลงยิ่งมากตาม กลไกการลดลงของแรงดันน้ำในดินเนื่องจากวิธี VCM และการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงความเค้นประสิทธิผลในมวลดิน (Vertical effective stress) ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยมีการเปรียบเทียบระหว่างการใช้น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้าแบบปกติ และวิธี Vacuum preloading วิธีการ VCM ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินลดลงในขณะที่ยังคงรักษาหน่วยแรงรวม (Total stress) คงที่ แทนที่จะเพิ่มขึ้น (Indraratna et al., 2005) และสามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักไม่ระบายน้ำของดินได้

รูปที่ 1 ภาพตัดขวางแสดงความแตกต่างระหว่างดินธรรมชาติ และดินถมบ่อ (ศาสตร์ศิลป์, 2562)



รูปที่ 2 ภาพตัดขวางแสดงความแตกต่างระหว่างดินธรรมชาติ และดินถมบ่อ (ศาสตร์ศิลป์, 2562)



รูปที่ 3 กลไกลกระบวนการอัดตัวการคายน้ำ ด้วยการบรรทุกน้ำหนักล่วงหน้า (a) น้ำหนักบรรทุกธรรมดา (b) วิธีใช้ Vacuum preloading (Indraratna et al., 2005)

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM ซึ่งถูกวิเคราะห์จากการทดสอบในสนามด้วย Cone Penetration Test การทดสอบจากห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่จำกัด และทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ประการที่สอง ปัจจัยที่มีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ เช่น สิ่งแวดล้อมรอบข้าง การทำถนนเพื่อถมดินกลับ คุณสมบัติของดิน และการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล

2. ข้อมูลพื้นฐาน

2.1 คุณสมบัติของดินถมบ่อก่อนปรับปรุงคุณภาพ

จากผลการเจาะสำรวจทดสอบชั้นดินถมบ่อ และตำแหน่งการเจาะสำรวจ ณ โครงการก่อสร้างหมู่บ้านจัดสรร บุราสิริ วัชรพล ดังรูปที่ 4 คุณสมบัติทั่วไปของดินถมบ่อมีค่าดังรูปที่ 5 แสดงความหนาของชั้นผิวดินหนา (Weathered Crust) 1.5 เมตรวางตัวบนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก (Very soft clay) ถึง ดินเหนียวปนทรายแป้งแข็งปานกลาง (Medium silty clay) หนา 17 เมตร ชั้นดินด้านล่างคือดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ความหนา 3 เมตร โดยสามารถสรุปค่าคุณสมบัติได้ดังนี้

Weathered Crust ความลึกประมาณ 0-1.5 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวปนซิลท์

Very Soft to Soft High Plasticity Clay (CH) มีชั้นทรายบางแทรกช่วงความลึกประมาณ 1.5-11 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 75% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 80% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 35% , Plasticity index (PI) 45% , ความหนาแน่นของดินอิ่มด้วย 17 kN/m^3 และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าน้อยกว่า 20 kPa ซึ่งเป็นชั้นดินที่ถูกถมกลับลงมาใหม่ จึงทำให้มีค่าคุณสมบัติมีความแปรปรวนมาก

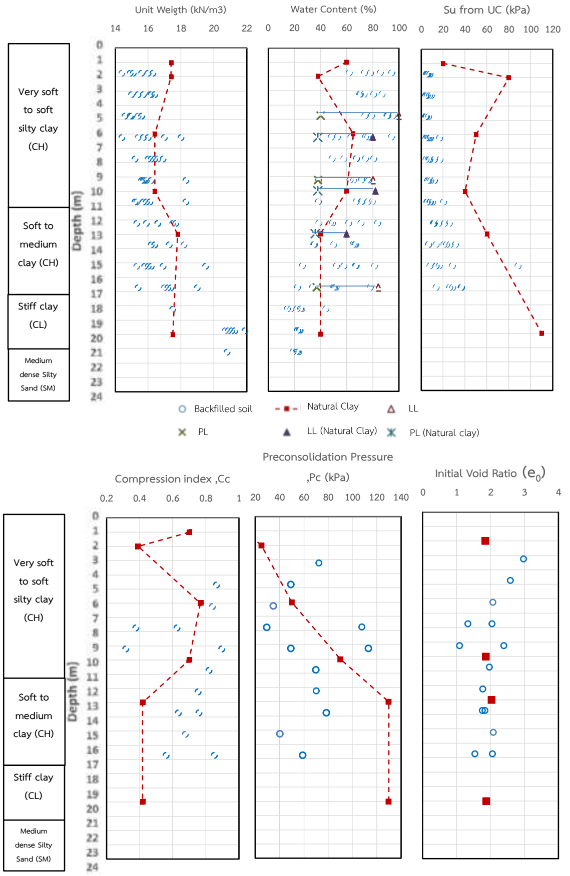
Soft to Medium High Plasticity Clay (CH) ช่วงความลึกประมาณ 11-17 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 25-80% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 87% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 35%, Plasticity index (PI) 52% , ความหนาแน่นของดิน 15-18 kN/m^3 และ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำประมาณ 5-30 kPa โดยมีชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium Dense Clayey Sand) หนาตั้งแต่ 1 – 3 เมตรแทรกกระจายตัวบางความลึก

Stiff Low Plasticity Clay (CL) ช่วงความลึกประมาณ 17-21.5 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 25-50% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 52% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 24%, Plasticity index (PI) 28% , ความหนาแน่น 20-22 kN/m^3

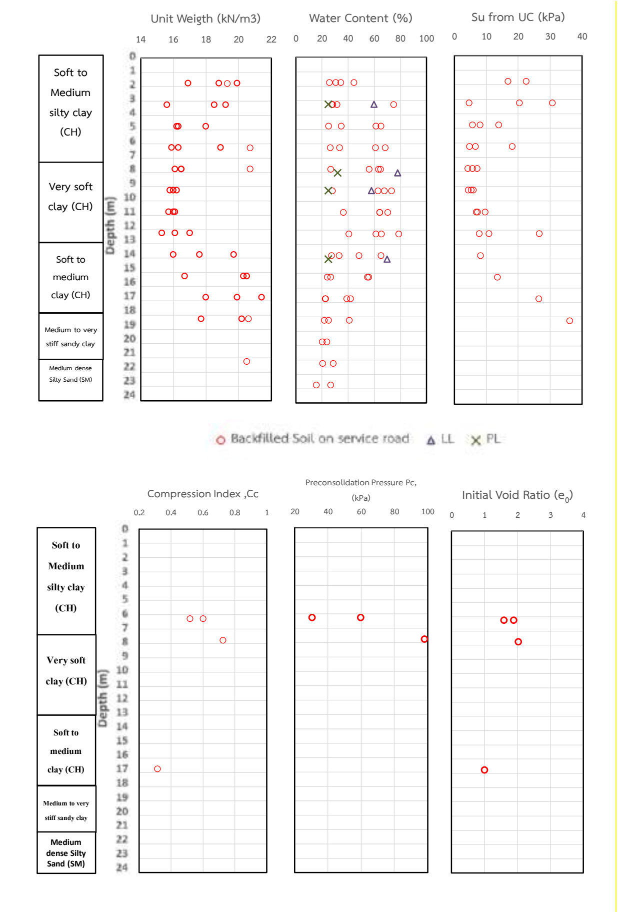
Medium to Very Dense Silty Sand (SM) ถูกพบเป็นชั้นถัดลงมาถึงความลึกประมาณ 21.5 เมตรเป็นต้นไป โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 15-20% , ความหนาแน่น 20-22 kN/m^3

โดยในพื้นที่ทางโครงการ มีทางเดินรถบรรทุกถมดินเดิมในปี พ.ศ. 2557 ดังแสดงรูปที่ 4 โดยคุณสมบัติของดินบริเวณถนนมีความแตกต่างจากบริเวณบ่อดินเดิม ตั้งแต่บริเวณพื้นผิวถนนถึงความลึก 6 เมตร มีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติต่ำกว่า และหน่วยน้ำหนักของดินและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงกว่า เนื่องจากได้รับผลกระทบจากการบดอัดด้วยน้ำหนักของรถบรรทุกคล้ายกับการให้น้ำหนักบรรทุกล่วงหน้า ดังแสดงในรูปที่ 6

รูปที่ 4 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจก่อนปรับปรุงคุณภาพดิน



รูปที่ 5 คุณสมบัติทางกายภาพของชั้นดินถมบ่อ บริเวณบ่อดินเดิม



รูปที่ 6 คุณสมบัติทางกายภาพของชั้นดินถมบ่อ บริเวณทางเดินรถบรรทุก

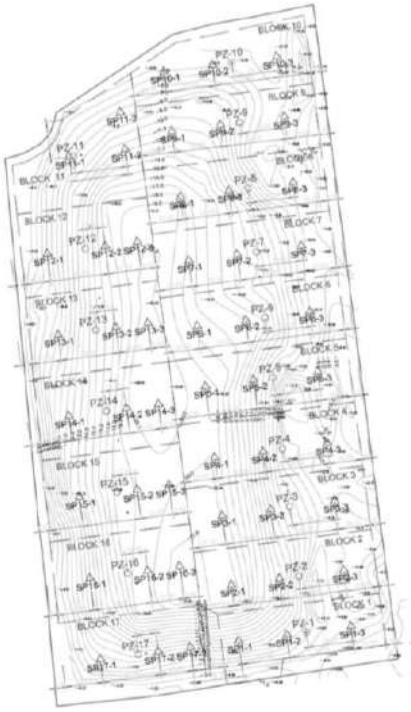
จากผลการเจาะสำรวจดินบริเวณดินถมบ่อจะพบค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่าต่ำกว่าดินธรรมชาติที่อยู่บริเวณใกล้เคียงกับพื้นที่ดินถมบ่อ โดยดินถมบ่อจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำไม่เพิ่มขึ้นตามความลึก และเป็นชั้นหนาต่อเนื่องมีค่าประมาณต่ำกว่า 20 kPa แต่ในส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนบริเวณทางเดินรถบรรทุกมีค่าสูงประมาณ 20 kPa มีความหนา 6 เมตรจากผิวดิน เนื่องด้วยดินที่ถูกนำมาถมกลับทำเป็นถนนต้องมีกำลังรับแรงเฉือนสูงเพื่อสามารถให้รถบรรทุกสามารถเดินทางได้ และยังได้รับการบดอัดเพิ่มเติมจากแรงที่รถบรรทุกมากระทำ และดินถมบ่อที่มีกำลังรับน้ำหนักต่ำมากจะอยู่บริเวณ BH-8 และ BH-14 เนื่องจากเป็นบริเวณที่ดินเลนหรือดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่ดีไหลไปรวมตัวกันอยู่ทำให้พื้นที่นั่นมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำที่สุด

2.2 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method)

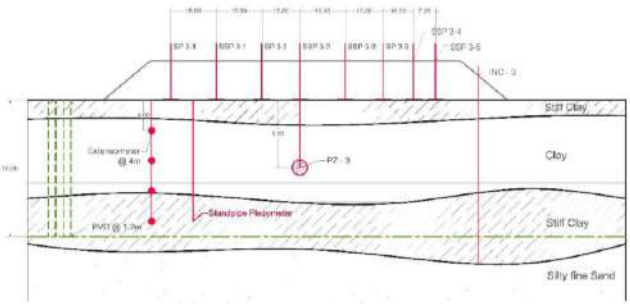
พื้นที่ที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM มีพื้นที่หน้าตัดขนาด 73,432 ตารางเมตร และความหนาของชั้นดินถมมีตั้งแต่ 6 ถึง 20 เมตรจากผิวดิน แบ่งออกเป็น 17 แปลงดังรูปที่ 7 และรูปตัดขวางแสดงการวางเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมดินดังรูปที่ 8 โดยมีการใช้แรงดูดสุญญากาศ -70 kPa เพื่อให้ก่อให้เกิดน้ำหนักกดทับ 70 kPa เทียบเท่ากับดินถมสูง 3.5 เมตร (ความหนาแน่นของดิน 20 kN/m^3) และใช้ดินถมน้ำหนัก (Surcharge Load) ด้านบนมีความสูง 1-1.5 เมตร เพื่อเร่งอัตราการระบายน้ำ โดยความยาวของ PVDs แต่ละแผ่นมีขนาดหน้าตัด (a x b) 100 มิลลิเมตร x 5 มิลลิเมตร ขณะที่ Mandrel ที่ใช้ในการติดตั้งมีขนาดหน้าตัด (w x l) 150 มิลลิเมตร x 45 มิลลิเมตร และกำหนดรูปแบบการติดตั้งแบบจัตุรัส (Square Pattern) ระยะห่าง 1 เมตร ขั้นตอนการก่อสร้างการปรับปรุงด้วยวิธี VCM โดยใช้ PVDs และดินถม (Surcharge Loading) สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ **1** ลำดับการก่อสร้างระบบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีสุญญากาศ

งาน	รายละเอียด
ถม Sand Blanket	หนาประมาณ **0.5** เมตร เพื่อใช้ในการรับแรงเพื่อการติดตั้ง PVDs และช่วยระบายน้ำ
ติดตั้ง PVDs แนวดิ่ง	ติดตั้ง PVDs ถึงระดับความลึก 6 - 20 เมตร ตามความลึกของดินถมบ่อ
ติดตั้ง PVDs แนวนอน	ติดตั้ง PVDs ในแนวนอนเพื่อช่วยระบายน้ำ และกระจายแรงดูดสุญญากาศ
ติดตั้ง Airtight Sheet	ป้องกันการรั่วออกของแรงดูดสุญญากาศ
ติดตั้งเครื่องตรวจวัด	ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดเพื่อใช้ในการตรวจสอบคุณภาพในการปรับปรุงดิน
เปิดระบบ VCM	เปิดปั๊มเพื่อดูดน้ำ และอากาศออกจากดินถมบ่อจนกระทั่งอัตราการทรุดตัวถึงร้อยละ 90 ของทั้งหมดจึงปิดระบบ
ถม Surcharge Loading	ถมดินสูง 1.0-1.5 เมตร เพื่อช่วยเร่งการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 7 ตำแหน่งการแบ่งแปลงพื้นที่การปรับปรุง และเครื่องมือตรวจวัดในสนาม

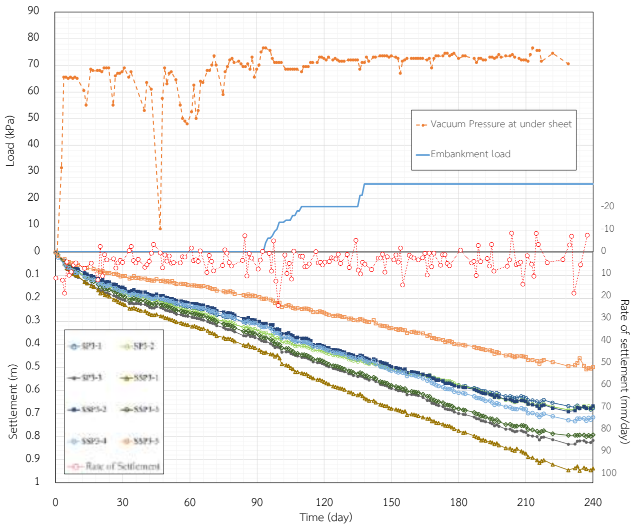


รูปที่ 8 ภาพตัดขวางแสดงการวางเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมทางธรณีเทคนิค

2.3 พฤติกรรมดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM

2.3.1 พฤติกรรมการทรุดตัว

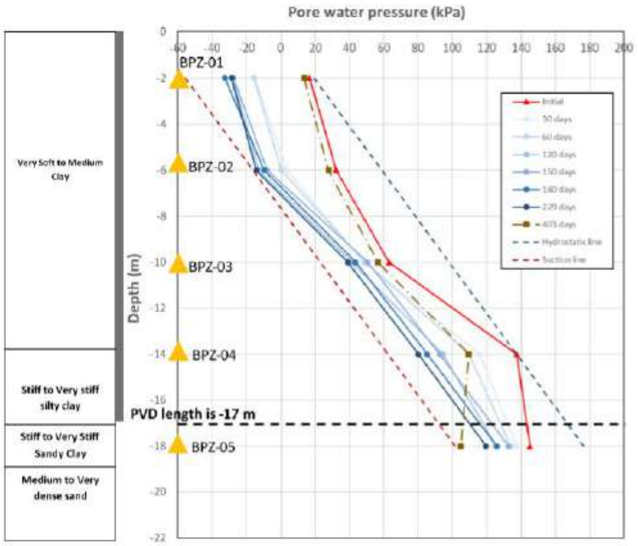
พฤติกรรมการทรุดตัวของดินถมบ่อที่เกิดขึ้นในตอนเริ่มต้นหลังจากเปิดระบบสุญญากาศจะเกิดการทรุดตัวโดยทันทีเนื่องจากช่องว่างระหว่างก้อนดินถูกบีบและกดทับทุกทิศทาง ทำให้ช่องว่างพังทลายลง การทรุดตัวในช่วงที่เปิดระบบสุญญากาศเพียงอย่างเดียว ทรุดตัวมากที่สุดประมาณ 0.4 เมตร หลังจากถมน้ำหนักดินล่วงหน้าเพิ่มขึ้น 1-1.5 เมตร การทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด 0.9 เมตร ณ สิ้นสุดการเปิดระบบสุญญากาศหรือการอัดตัวคายน้ำอยู่ที่ร้อยละ 90 ดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)

2.3.2 พฤติกรรมแรงดันน้ำของดินถมบ่อ

ผลการตรวจวัดแรงดันน้ำส่วนเกินในแปลงที่ 3 มีการติดตั้ง PVD 17 เมตร ซึ่งมีการติดตั้ง Piezometer (ความลึก 2, 6, 10, 14 และ 18 เมตร) เปิดระบบ VCM เป็นเวลา 229 วัน มีการเพิ่มน้ำ หนักกดทับ 2 ครั้ง ครั้งแรกวันที่ 94 (1 เมตร) และครั้งที่สองวันที่ 136 (0.5 เมตร) สามารถตรวจวัดการสลายตัวของแรงดันน้ำในช่วงแรงซึ่งมีเฉพาะการเปิดระบบ VCM แรงดันน้ำส่วนเกินลดลง 5-15 kPa แต่ ณ วันที่ 35 เกิดอุบัติเหตุที่ปั๊ม vacuum ทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้นฉับพลัน หลังจากเปิดระบบ VCM ใหม่อีกครั้งแรงดันน้ำลดลง และไปทางเดียวกัน และเพิ่มขึ้นเมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักกดทับ หลังจาการเพิ่มน้ำหนักกดทับ แรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้น 10 kPa และสลายตัวเมื่อเวลาผ่านไป การลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อเปิดระบบ VCM เป็นไปในทางเดียวกัน แต่การลดลงของแรงดันน้ำ ส่วนเกินที่ตรวจวัดได้จาก BPZ-3 (ความลึก 10 เมตร) ลดลง 27 kPa ซึ่งลดลงน้อยกว่าที่ความลึกอื่น เนื่องจากการอุดตันที่ PVD จากตะกอนทรายแป้ง ทำให้แรงดันสุญญากาศไม่สามารถกระจายได้อย่างสมบูรณ์ ที่ BPZ-5 (ความลึก 18 เมตร) แรงดันน้ำลดลง 28 kPa โดยที่ความยาวของ PVD อยู่ที่ 17 เมตร และ Piezometer ถูกติดตั้งในชั้น Stiff Clay มีชั้นทรายวางตัวอยู่ด้านล่างดังรูปที่ 10 การลดลงของแรงดันน้ำในชั้น Stiff Clay เกิดจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายเนื่องจากการลดลงของระดับน้ำใต้ดิน (Withdrawal of groundwater) การลดลงของแรงดันน้ำตลอดแนวของความยาว PVD ลดลง และเคลื่อนที่เข้าหาเส้น suction line ทั้งหมด หลังจากปิดระบบ VCM แรงดันน้ำที่ตรวจวัดได้ไม่กลับคืนสู่สภาพแรงดันน้ำสถิต (Hydrostatic Pore Pressure) เมื่อเวลาผ่านไป 174 วันหลังจากปิดระบบ แรงดันน้ำ ณ ความลึก 2 เมตร เพิ่มขึ้นเข้าใกล้เส้นแรงดันน้ำสถิตเนื่องจากมีฝนตกลงมาในพื้นที่ทำให้เกิดการซึมของน้ำในระดับตื้น ส่วนแรงดันน้ำบริเวณใกล้ชั้นทรายมีการลดลงอย่างต่อเนื่องหลังจากปิดระบบ VCM แล้ว อันเนื่องมาจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายที่เหนี่ยวนำให้น้ำในชั้นดินเหนียวไหลลงไปยังชั้นทรายทำให้เกิดการอัดตัวคายน้ำสองทาง (Two-way drainage consolidation)



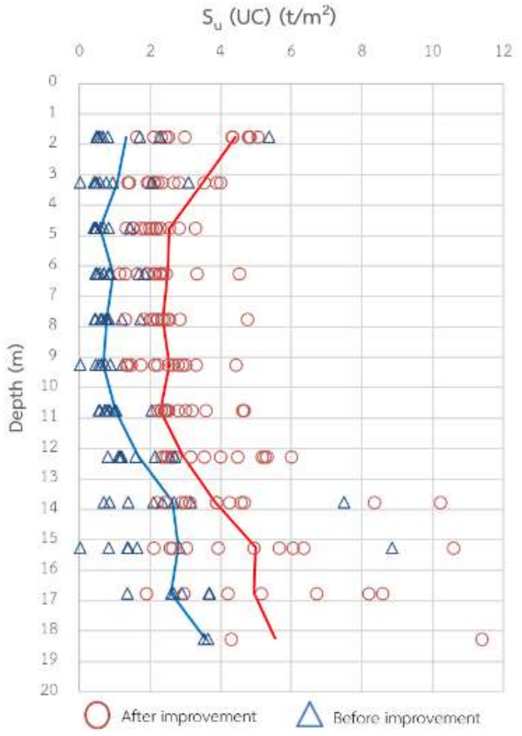
รูปที่ 10 พฤติกรรมการแรงดันของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)

3. การวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ

3.1 กำลังแรงเฉือนไม่ระบายน้ำหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM

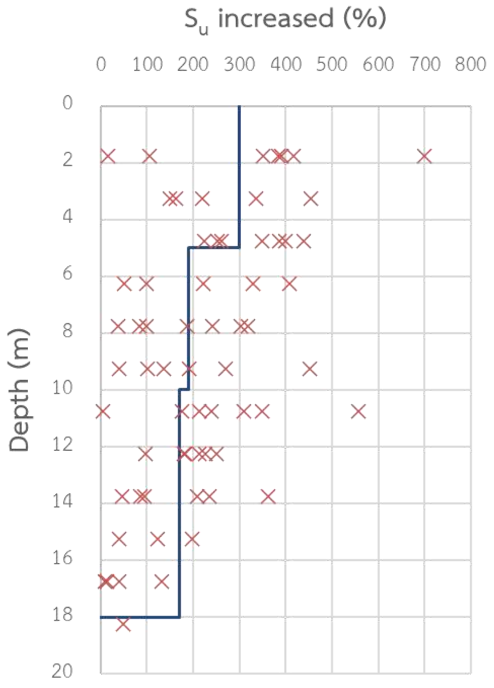
จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการคุณสมบัติของดินถมบ่อหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วย VCM ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำทดสอบ

ด้วยวิธีการ Unconfined compression test มีค่าเพิ่มขึ้นตลอดทั้งความหนาของชั้นดินเหนียวถมบ่อ (18 – 20 เมตร) ดังรูปที่ 11 ซึ่งการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ ที่ความลึก 0-5 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 5-10 kPa ไปยัง 25-45 kPa โดยคิดเป็นการเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 265 จากก่อนปรับปรุงคุณภาพดินด้วย VCM โดยเพิ่มเนื่องจากอิทธิพลจากแรงดัน vacuum ร่วมกับ surcharge load ที่สามารถถ่ายทอดแรงดันลงดินในระดับตื้น การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ ที่ความลึก 5-10 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 5-10 kPa ไปยัง 25 kPa โดยคิดเป็นการเพิ่มขึ้นร้อยละ 213 ได้รับอิทธิพลจากแรงดัน vacuum เพียงอย่างเดียว และที่ความลึก 10-18 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 10-35 kPa ไปยัง 23-55 kPa มีการเพิ่มขึ้นร้อยละ 79 ซึ่งได้รับอิทธิพลจากแรงดัน vacuum แต่จะลดลงตามความลึก และชั้นดินถมบ่อที่มีความลึกใกล้เคียงกับชั้นทราย มีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นเนื่องแรงดันน้ำในชั้นทรายลดลงเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล



รูปที่ 11 ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำดินถมบ่อก่อนและหลังปรับปรุงด้วยวิธี VCM (Piyavat ,2019)

ถ้าหากวิเคราะห์เฉพาะดินถมบ่อโดยการตัดหลุมเจาะบริเวณที่เป็นแกนถนนออก การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจะลดต่ำลงตามความลึก การเพิ่มขึ้นที่ความลึก 0-5 เมตร จะเพิ่มขึ้นร้อยละ 300 โดยเฉลี่ยที่ความลึก 5-10 เมตร เพิ่มขึ้นร้อยละ 190 และ 10-17 เมตรจะเพิ่มขึ้นร้อยละ 170 ดังรูปที่ 12



รูปที่ 12 ร้อยละของการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อ (Piyavat ,2019)

3.2 วิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยวิธี Mesri and Khan (2011)

Mesri and Khan (2011) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเนื่องจากการปรับปรุงด้วยวิธีสุญญากาศ ดังสมการที่ 1 ของ Terzaghi et al. (1996) เกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินเหนียวและดินทรายแป้งที่ถูกกดทับล่วงหน้า

$$s_u = \frac{s_{uo}}{\sigma'_p}\sigma'_v \qquad (1)$$

โดย s_u คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ

s_{u0} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเริ่มต้น

σ'_p คือ หน่วยแรงที่กระทำสูงสุดในอดีต

σ'_v.คือ หน่วยแรงประสิทธิผลแนวดิ่ง

ค่ากาลังรับแรงเฉือน (S_u) จะคงที่และเท่ากับค่ากาลังรับแรงเฉือนเริ่มต้น (S_{uo}) เมื่อดินอยู่ในช่วง *recompression* ซึ่งจะอยู่ในช่วง σ'_{vo} ถึง σ'_p เมื่อ σ'_v มีค่ามากกว่า σ'_p ค่ากาลังรับแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้น

โดย $\sigma'_v = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v$ สำหรับการถมน้ำหนักบรรทุกปกติ

$\sigma'_v = \sigma'_{vo}{}' + |p_{vm}|$ สำหรับการถมน้ำหนักด้วย *vacuum preloading*

สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีค่า σ'_p / σ'_{vo} และ S_{uo}/σ'_p คงที่ และ $\Delta\sigma_v$ คงที่ อัตราส่วนระหว่าง S_u/S_{uo} สามารถอธิบายได้ดังนี้

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \frac{1}{\sigma'_p/\sigma'_{v0}} + \frac{1}{\sigma'_p/\sigma'_{v0}}\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \frac{1}{\sigma'_p/\sigma'_{v0}} + \frac{S_{u0}}{\sigma'_p}\frac{\Delta\sigma'_v}{S_{u0}} \quad (3)$$

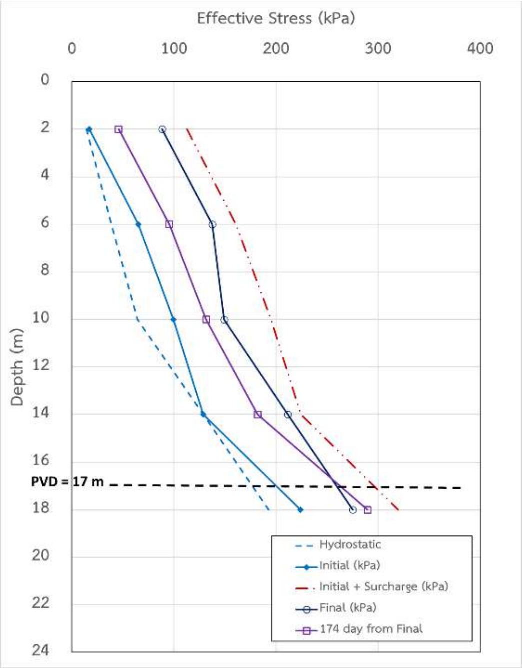
สมการที่ 2 และ 3 แสดงถึง S_u/S_{uo} มีค่าลดลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของ σ'_{vo} ตามความลึก หรือการเพิ่มขึ้นของ S_{uo} นั่นเป็นจริงเมื่อ $\Delta\sigma_v$ และ $|p_{vm}|$ คงที่การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนหรือดินทรายแป้ง สามารถวิเคราะห์ได้ตามสมการ

$$S_u - S_{u0} = \left(\Delta\sigma'_v - \left(\sigma'_p - \sigma'_{v0}\right)\right)\frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \quad (4)$$

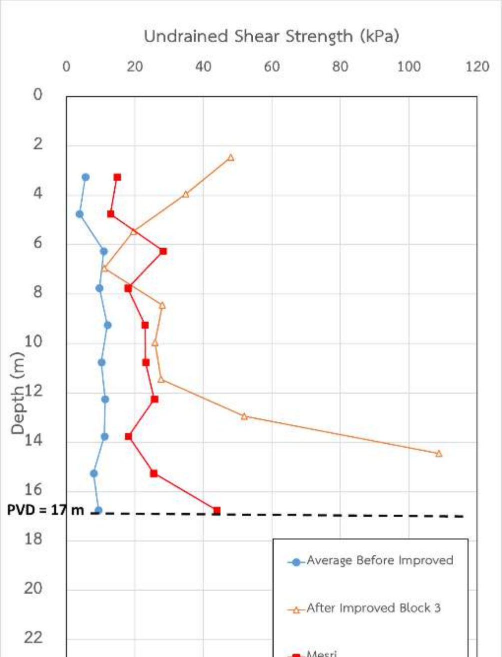
หรือ

$$S_u - S_{u0} = \left(\Delta\sigma'_v - \frac{1}{\sigma'_{v0}}\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} - 1\right)\right)\frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \quad (5)$$

จากผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเนื่องจากการปรับปรุงวิธี VCM โดยมีแรงดันสุญญากาศที่ -70 kPa และมีการเพิ่ม surcharge load ด้านบนของพื้นดินถมที่ปรับปรุงสูง 1 เมตร มีค่าประมาณ 20 kPa ค่าคุณสมบัติพื้นฐานของดินที่นำมาวิเคราะห์อยู่บริเวณ BH-5 หรือบริเวณแปลงปรับปรุงที่ 3 โดยค่าหน่วยแรงที่กระทำสูงสุดในอดีต (σ'_p) สามารถคำนวณย้อนกลับจากค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่สลายไปดังรูปที่ 10 ไปยังค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการสลายไปของแรงดันน้ำในมวลดินดังรูปที่ 13 เปรียบเสมือนการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงสูงสุดที่กระทำในอดีต การคาดการณ์การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำในอดีตแสดงดังรูปที่ 14 มีค่าเพิ่มขึ้นไปในทิศทางเดียวกันกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการในช่วง 6-17 เมตร แต่ในช่วง 0-6 เมตร จะมีค่าที่แตกต่างออกไปเนื่องจากหลุมเจาะสำรวจก่อนและหลังปรับปรุงคุณภาพดินมีระยะห่างกัน และสภาพดินบริเวณผิวดินอาจมีการเปลี่ยนแปลงไป การเพิ่มขึ้นในช่วง 3-6 เมตร มีค่าประมาณ 2.5 เท่า ในช่วง 6-12 เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 2 เท่า และในช่วง 12-17 เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 3 เท่า จากการวิเคราะห์คาดการณ์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) จากการลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินพบว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่าเพิ่มขึ้นตามแรงดันน้ำส่วนเกินที่ลดลง โดยเฉพาะบริเวณปลายของ PVDs ที่อยู่ใกล้ชั้นทรายมีการเพิ่มขึ้นชัดเจน เป็นไปในทางเดียวกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 13 หน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากการลดลงของแรงดันในมวลดิน (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)



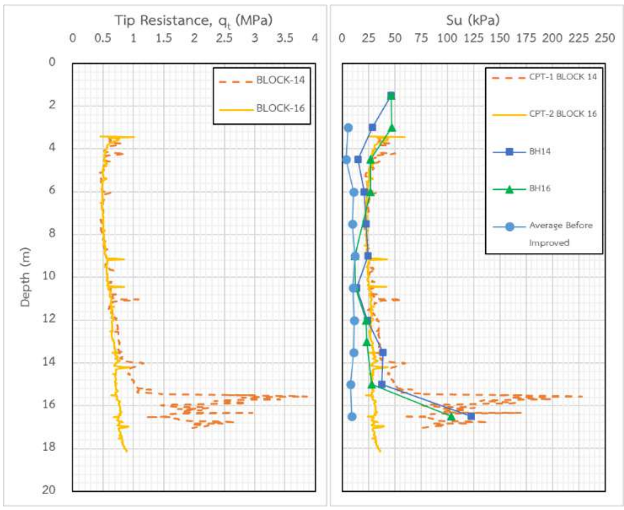
รูปที่ 14 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Mesri and Khan (2011) (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)

3.3 วิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายจาก Cone Penetration Test

Campanella and Robertson (1988) เสนอการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากค่าความต้านทานของ cone (qr) หน่วยแรงรวมกดทับจากชั้นดิน (σ_{vo}) และ cone factor (N_{KT}) ตามสมการที่ 6

$$S_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_{KT} \quad (6)$$

โดยการทดสอบ Cone Penetration Test ในสนามหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินถมบ่อด้วยวิธี VCM มีการทดสอบ 2 ตำแหน่ง บริเวณใกล้เคียงกับหลุมเจาะสำรวจหลังจากปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM แปลงที่ 14 และ 16 J. Sunitsakul et al. (2010) นำเสนอค่า cone factor สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ มีค่าเท่ากับ 15.6 จากการวิเคราะห์ด้วยค่า cone factor ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพดังรูปที่ 15 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่ามากกว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำที่ทดสอบได้จาก Unconfined Compression Test



รูปที่ 15 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Cone Penetration Test ด้วย N_{kt} = 15.6

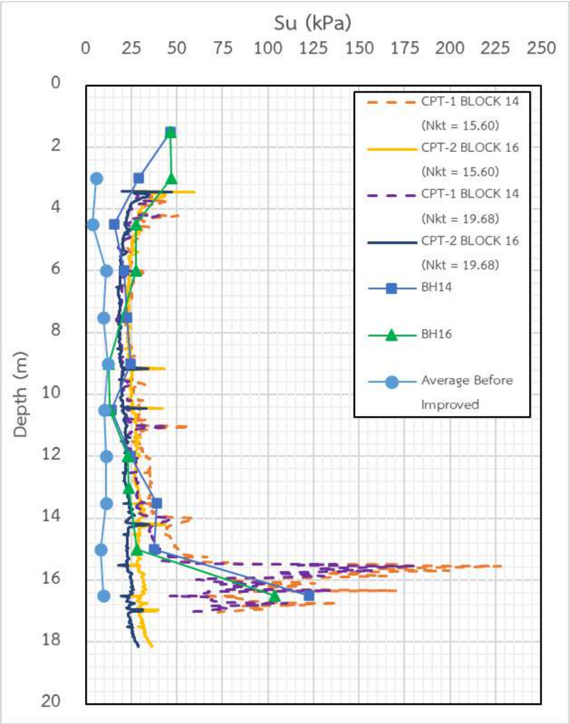
เพื่อหาค่า cone factor ที่เหมาะสมกับดินถมบ่อ ได้ศึกษาและวิเคราะห์ค่า cone factor ของดินถมบ่อจากการวิเคราะห์ย้อนกลับจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังสมการที่ 7 และได้ผลการวิเคราะห์ดังตารางที่ 2 ค่าเฉลี่ยของ cone factor สำหรับดินถมบ่อมีค่าเท่ากับ 19.68 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลในห้องปฏิบัติการดังรูปที่ 16

$$N_{KT} = (q_t - \sigma_{v0})/S_{u,UC} \quad (7)$$

ตารางที่ 2 การวิเคราะห์ย้อนกลับหาค่าเฉลี่ย **cone factor** ของดินถมบ่อ

No.CPT	Depth (m)	$q_t - \sigma_{v0}$ (kPa)	Su,uc (kPa)	N_{KT}
CPT-1 BLOCK 14	4.50	439.53	15.40	28.54
	6.00	476.21	21.19	22.47
	7.50	346.38	22.76	15.22
	9.00	400.74	24.53	16.34
	10.50	444.60	14.03	31.69
	12.00	529.23	24.33	21.75
	13.50	634.30	38.75	16.37
	15.00	795.92	37.67	21.13
	16.50	1263.36	122.63	10.30
CPT-2 BLOCK 16	4.50	423.51	27.27	15.53
	6.00	375.24	27.27	13.76
	9.00	385.74	12.36	31.21
	10.50	400.80	12.85	31.19
	12.00	454.13	23.15	19.61
	13.50	441.82	23.44	18.84
	15.00	448.40	27.96	16.04
	16.50	464.79	103.69	4.48
Average of N_{KT}				19.68

จากผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Cone Penetration Test โดยใช้ค่า cone factor จากการวิเคราะห์ย้อนกลับพบว่ามีค่าสอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Unconfined Compression Test โดยมีการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับการทดสอบ Unconfined Compression Test กล่าวคือมีการเพิ่มขึ้นตลอดทั้งความยาวของ PVDs และในช่วงปลายของ PVDs มีการเพิ่มขึ้นเนื่องจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทราย แต่จะมีช่วงความลึกที่ 8-12 เมตร ค่าจากการทดสอบ Cone Penetration Test ให้ค่าสูงกว่า อาจเกิดจากตัวอย่างที่นำมาทดสอบถูกรบกวนระหว่างทำการเก็บตัวอย่าง



รูปที่ 16 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Cone Penetration Test ด้วย N_{KT} = 19.68 จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ

4. สรุปผลการศึกษา

จากผลการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยวิธีการเก็บตัวอย่างมาทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธี Unconfined Compression Test (UC) และการทดสอบในสนามด้วย Cone Penetration Test (CPT) ร่วมกับการวิเคราะห์จากทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ที่ได้ศึกษาการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method (VCM) สามารถสรุปผลได้ดังนี้

ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายของดินถมบ่อก่อนปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธี VCM มีค่าแตกต่างจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพบริเวณรอบข้าง คือค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำและไม่เพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งแตกต่างจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่ตกตะกอนตามธรรมชาติซึ่งเพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งส่งผลให้เมื่อมีน้ำหนักมากดทับบนพื้นที่บ่อยืมดิน มวลดินถมบ่อจะไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดี ทำให้เกิดการวิบัติแบบ shear flow แต่ในส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนบริเวณทางเดินรถบรรทุกมีค่าสูงประมาณ 20 kPa มีความหนา 6 เมตรจากผิวดิน เนื่องด้วยดินที่ถูกนำมาถมกลับทำเป็นถนนต้องมีกำลังรับแรงเฉือนสูงเพื่อสามารถให้รถบรรทุกสามารถเดินทางได้

การวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) มีค่าใกล้เคียงกับผลการทดสอบจาก Unconfined Compression Test และการทดสอบในสนาม Cone Penetration Test โดยใช้ค่า Cone factor เท่ากับ 19.68 โดยมีการเพิ่มขึ้นสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกัน โดยมีการเพิ่มขึ้นบริเวณ 0-5 เมตร มีการเพิ่มขึ้น 2-3 เท่า ช่วง 5-10 เมตรมีการเพิ่มขึ้น 2 เท่า และในช่วง 10-17 เมตร จะเพิ่มขึ้น 2 เท่า

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับเฉือนไม่ระบายน้ำสามารถแบ่งออกได้เป็น ผลกระทบจากการเพิ่มน้ำหนักกดทับด้านบนด้วย surcharge load จะสังเกตจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนบริเวณด้านบนจะมีค่ามากกว่าบริเวณช่วงกลางของ PVDs ผลกระทบต่อมาคือการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นถึงแม้ว่าดินบริเวณนั่นจะอยู่ส่วนปลายของ PVDs ถูกวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผลจากการลดลงของแรงดันน้ำในมวลดิน

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ได้รับการสนับสนุนจากบริษัท แสนสิริ จำกัด (มหาชน) บริษัท ไทย มารุยามา อินดัสทรี จำกัด และ ศูนย์วิจัยปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

[1] Hartlen, J., & Ingers, C. (1981). Land Reclamation Using Fine-Grained Dredged Material. *Proceedings of 1 0 th, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1, 145-148.

[2] Leung, C. F., Wong, J. C., Manivanann, R., & Tan, S. A. (2001). Experimental Evaluation of Consolidation Behavior of Stiff Clay Lumps in Reclamation Fill. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 24(2), 145-156

[3] Bergado, D. T., Balasubramaniam, A. S., Jonathan Fanin, R., & Holtz, R. D. (2002). Prefabricated vertical drains in soft Bangkok clay : A case study of the new Bangkok International Airport project. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(39), 304-315.

[4] Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A. S., & Wijeyakulasuriya, V. (2005). Predictions and observations of soft clay foundations stabilized with geosynthetic drains and vacuum surcharge. *Ground Improvement - Histories Book*, vol 3. Elsevier, London, 3, 199-230.

[5] ศาสตร์ศิลป์ ภักดีเมฆ. (2562). การวิเคราะห์พฤติกรรมแรงดันน้ำส่วนเกินของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธีVCM . มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา.

[6] Mesri, G., & Khan, A. Q. (2011). Increase in Shear Strength Due to Vacuum Preloading. *Proceeding of 2011 Pan-An CGS Geotech Conference, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Canada.*

[7] Campanella, R. G., & Robertson, P. K. (1988). Current status of the piezometer test. Penetration Testing*, I Sopt De Ruiter (ed.) Balkema, Rotterdam, 93-116.*

[8] Piyavat Ngernbumrung. (2019). *Strength Improvement of Bangkok Soft Clay Backfilled in Lake with Vacuum PVD Technique.* (M.S. thesis), Asia Institute of Technology.

[9] Sunitsakul, J, Sawatparnich, A., and Apimeteetamrong, S. (2010). Basic soil properties from CPT in Bangkok clay for highway design. 2nd Symposium for Cone Penetration Testing, May 9-10, 2010 , Huntington Beach, California.

Standup time Estimation of Undercut Moist Sand Slope Using Numerical Simulations

Laddawon Dul* and Cheowchan Leelasukseree

Department of Mining and Petroleum Engineering, Chiang Mai University, Chiang Mai, THAILAND

**Corresponding author; E-mail address: Laddawon_dul@cmu.ac.th*

Abstract

Undercut slope is defined as a slope, which is excavated at its toe. An undercut slope would be failed if undercut width is equal to or greater than its maximum undercut width. Sometimes, the undercut slope is temporarily stable. The undercut slope could displace slowly over a period and it finally fails. The period of undercut slope in stable is called standup time. In this paper, the standup time was estimated by using numerical simulations. A series of numerical simulations using 3DEC was performed to study of standup time of undercut slopes. The numerical models were applied the physical properties and creep parameters of moist sand, which were tested in laboratory. Mohr-Coulomb and Burgers model were assigned to the numerical simulations. The slope inclination of the numerical models was varied. The slope inclinations were 50°, 30°, 18° and 15°. The undercut slope models showed a relationship between slope inclination, undercut width and standup time. When the slope inclination was shallower than the friction angle of bedding plane, its standup time and undercut width were longer and wider than the steeper. The slope inclination was inversely proportional to undercut width while the undercut width was proportion to the standup time.

Keywords: standup time, Burgers creep model, undercut slope.

1. Introduction

Undercutting is a cause of slope failures when slopes are undercut at the toe. When undercut, the stresses on the slope are re-aligned from the center to the sides, called arch action. The major principal stress in tangential direction supports the arch and the minor principal stress in radial direction confines the arch stack [1]. The stresses in arch action of the undercut slope were studied by using a series of physical models [2]. The physical models were consisted of moist sand mass on a low friction angle bed. The creep deformations in the physical models have been excluded in the previous studies.

In this paper, creep deformation of undercut slopes was primarily studied by using a set of numerical models. 3DEC was employed to model the physical models of the earlier studies. 3DEC is a three-dimensional distinct element program, which is a tool for this study and able to give solution for static analysis in geomechanics.[3]. The assigned physical properties including creep properties for the numerical models were determined in laboratory tests. Results of the numerical analysis were expected that the changes of stresses and creep deformations of stable undercut slopes would be unveiled. These numerical model results could make a better understand the effect of slope inclination and undercut width to the standup time of the undercut slope.

2. Background.

2.1 Elastic and plastic deformation

Materials in the elastic region have no deformation when their applied stress are total removed. The materials are still intact [4]. This elastic behavior is able to present in stress-strain curve, which is only a linear portion at low stress. When the stress is more applied to material, the material behavior becomes to plastic. The material deformation is irrecoverable.

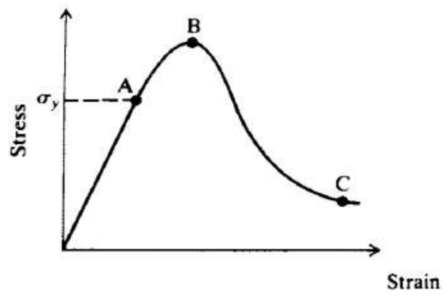


Fig.1 Relationship of stress-strain curve [5]

The Fig 1 shows the stresses-strain relationship of a material. The linear elastic deformation starts when the material is loaded until point A. Beyond point A, the material deformation is the plastic deformation before point B. Point B is the peak strength of the material, which the failure occurs [5].

2.2 Creep deformation

The creep behavior is material deformation over time when the material is loaded. For example, a material is loaded with a constant applied stress. The material deformation magnitude slowly increases for a time extent. Finally, the material is damaged and failed. A general strain-time curve, sometimes called creep cure, under constant of applied stress is shown in Fig 2. This curve has three-state of creep behavior, which are primary, secondary and tertiary states, respectively.

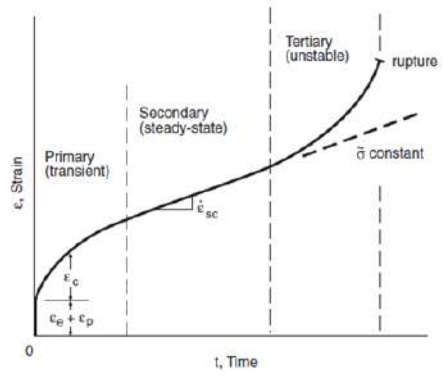


Fig.2 Model of the creep deformation and time [4]

The creep curve starts at nearly an instantaneous elastic strain. The stress is applied and held constants that strain is in transient or primary state. The strain in this state is a summation of elastic and plastic strains. The creep rate is gradually decreased and converges to the minimum rate in this state.

In the secondary or steady state, the curve has a constant rate, which corresponds to a constant curve slope. The strain rate is very low. At tertiary stage transition, the strain rate increases rapidly, or the material is quickly deformed and finally ruptures [6].

2.3 Linear visco-elastic model.

The linear visco-elastic is composed of springs and despots. Burgers model is a popular of the linear visco-elastic models. Four Bergers' creep constants were practically determined in laboratory.

According to linear elasticity, there are two elastic constants that are bulk (K) and shear (G) moduli. Burgers model is Maxwell and Kelvin bodies in series and, as a result, consists of two shear moduli and two dashpots. The Fig 3 exhibits the creep model of Burgers and its four-constants.

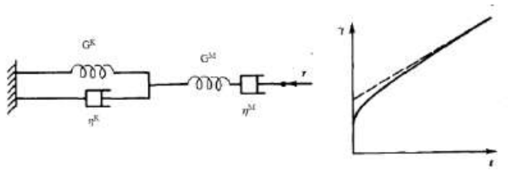


Fig.3 Burger's model [7].

The Burger's body is subjected a constant axial stress (σ) and this is related the axial strain with time ($\varepsilon_{(t)}^{B}$). The equation of Burgers model represents from elastic and visco-elastic behavior as shown below [7]:

$$\varepsilon_{(t)}^{B} = \frac{\sigma}{3G^{M}} + \frac{\sigma t}{3\eta^{M}} + \frac{\sigma}{3G^{K}}\left(1 - e^{-\left(\frac{G^{K}t}{\eta^{K}}\right)}\right) + \frac{2\sigma}{9K} \quad (1)$$

Equation 1 defines four creep parameters for fitting creep curve which are shear modulus of Maxwell body (G^{M}), shear modulus of Kelvin body (G^{K}), dynamic viscosity (η^{M}) and visco-elastic coefficient of Kelvin body (η^{K}).

2.4 Numerical simulations

Mechanical behavior of materials is possibly obtained by using numerical simulations. A series of numerical simulation was utilized to study the creep behavior of the undercut slope. The stresses and displacements of the numerical models can be exhibited at any point. The models can be divided into zones and assigned different material models and properties [8].

3DEC program is a three-dimension with district element method and used in this study. 3DEC is based on dynamic (time-domain with the mechanical interaction between blocks). The solution is finite difference method to motion law equation for the block system. The motion law and the constitutive equation are applied into system at each time step. The Fig 4 illustrates the mechanical calculation cycle in a time step [3].

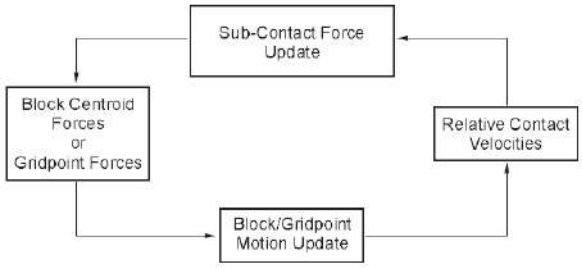


Fig.4 Mechanical calculation cycle [3].

3. Methodology.

The numerical simulations' dimensions using 3DEC in this study were based on the physical models [2]. The study was combined with three parts, which were laboratory tests, determination of creep parameters and numerical simulations.

3.1 Laboratory tests

3.1.1 Uniaxial Compressive Strength (UCS) tests.

Material's elastic modulus was determined from the unconfined compressive strength test. The test was unconsolidated-undrained test that drainage at any stage was disallowed [9]. The test sample was silica sand no.6 with controlling moisture content at 10% and 1,395 kg/m^3 of density. The moist sand was remolded in cylindrical shape, 5 cm in diameter and 10 cm height.

The average UCS strengths of moist sand samples was 2.02 kPa. The average Young's moduli of moist sand samples were 106.9 kPa. Later, Young's modulus from the laboratory test was input in the numerical simulations.

3.1.2 Direct shear test

The sample size for direct shear test was 6 cm in diameter and 2 cm in thickness. Same as UCS test, silica sand no.6 with 10% moisture content was remolded and prepared to have sample density at 1,395 kg/m3. The direct shear test results were used to determine cohesion and friction angle of the moist sand samples. Cohesion and friction angle were derived from a linear relationship between normal stress and shear stress during shearing.

The basic engineering properties was attained from the results of the laboratory tests. Young's modulus from the UCS tests was input in Equation 2 to obtain bulk (K) and shear (G) moduli. It is noted that Poisson's ratio (υ) was assumed as 0.3. Table 1 summarizes all basic physical properties of moist silica sand from laboratory tests.

$$K = \frac{E}{3(1-2\upsilon)} \quad \text{and} \quad G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \qquad (2)$$

Table 1 Basic physical properties of moist silica sand from laboratory tests.

Bulk density (ρ) kg/m^3	1,395
Water content (w) %	10%
UCS (kPa)	2.02
Young's modulus, E (kPa)	106.9
Bulk elastic modulus, K (kPa)	89.08
Shear elastic modulus, G (kPa)	41.12
Internal friction angle (ϕ)	38.62
Apparent cohesion, Si (kPa)	2.24
Tension (kPa)	1.40

3.1.3 Uniaxial compression creep tests.

Moist sand core samples, same UCS sample size, were used in uniaxial creep tests. This test was performed for studying creep behavior and determining strain rate as function of time. Based on UCS of the moist sand, the short term creep test needs an applied axial load that ranges 50% - 80% of its UCS. The long term creep test must apply approximately 15% - 40% of UCS. In this paper, the long term creep test has been focused.

3.2 Determination of creep parameters.

Based on the uniaxial compression creep test results, the axial strain and time were plotted as strain-time curves. The strain - time curves from creep tests were used to calculate four important creep constant parameters of Burgers visco-elastic model. These four constants were required for numerical simulations to estimate standup time of undercut moist sand slope. The uniaxial compression long term creep tests had been conducted. The tested data points were fit in strain and time space as show in Fig. 5.

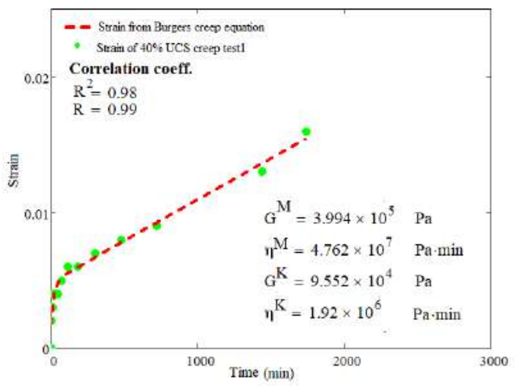


Fig. 5 Creep test data points and best fit of Burger's creep model.

The four constants of Burgers creep model from the tests were the important input parameters for the numerical simulations. The summary of the required input parameters is shown in the Table 2.

3.3 Numerical modeling.

The estimation of standup time used 3DEC by simulating creep behavior of moist sand slope when undercut. The numerical model was constructed after Pipatpongsa's physical models [1]. The physical model was made of moist sand and placed on an inclined rigid bed with side supports. The model's shape and dimensions are displayed in Fig. 6. It is noted that a low interface friction angle between the moist sand and the inclined bed was 18.5^o, based on a study of silica sand no.6 by Ouch, et al., 2015 [10].

Table 2 Burgers creep input parameters for 3DEC.

Parameters of Burgers creep	Model
Density (kg/m^3)	1,395
Bulk elastic modulus, K (kPa)	89.08
Shear modulus in Maxwell body, G^M (MPa)	0.40
Dashpots dynamic viscosity, η^M (MPa*min)	48.77
Shear modulus in Kelvin body, G^K (MPa)	0.06
visco-elastic coefficient in Kelvin body, η^K (MPa*min)	2.75

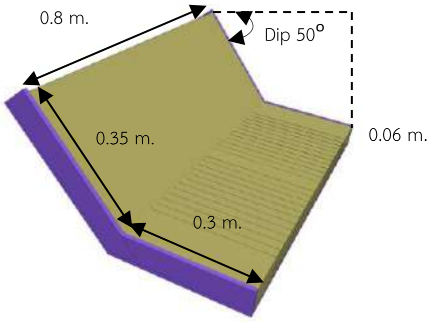


Fig. 6 Model of slope inclination angle at 50^o

The models were constructed in four different dip angles of inclined rigid bed or slope. The inclinations of slope were 50^o, 30^o, 18^o and 15^o. The Fig 7 shows the procedure of numerical analyses in this study.

The Mohr-Coulomb model was assigned to determine the maximum undercut width. During undercut, the principal stresses in the slope were realigned. The principal stresses formed an arch action during undercutting.

For time dependent analyses, the slopes had different standup time, depended on the slope inclination, stresses in the slope, and assigned material properties. Burgers visco-plastic and Mohr-Coulomb models were applied to estimate standup time for long term creep models.

After the model construction completed, a series of numerical simulations were executed to determine the maximum undercut width by using Mohr-Coulomb model and estimate their standup time. Stresses and displacements of 10 observation points, as shown in Fig 8, in the model were acquired and recorded.

Stresses at the observation points, computed by 3DEC, were post-processed and transformed in dip vector and strike directions of the undercut slope. The transformed stresses and displacements were used for further investigation of the undercut slope numerical analyses and their standup time.

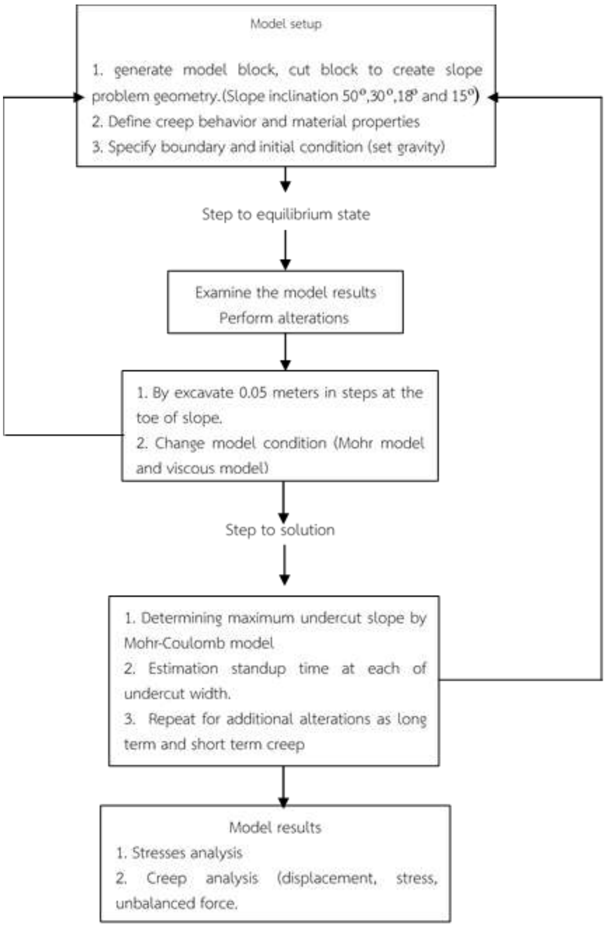


Fig. 7 Procedure of numerical analyses.

4. Numerical simulation results

The numerical simulations used Mohr-Coulomb and Burgers visco-plastic models. The Mohr-Coulomb model was assigned to determine the maximum undercut width of each inclination angle. Next, Mohr-Coulomb and Burgers visco-plastic models were used to numerically estimate the stand-up time of each moist sand slope at its various undercut width.

4.1 The influence of undercut width and slope inclination.

After the models were completely constructed, each model was sequentially undercut to determine its maximum undercut width. As stated before, there were 4 models that had different slope inclination angles e.g. 50°, 30°, 18° and 15°. During the analyses, stresses and displacements at the observation points were digitally recorded. These observation points were located as in Fig 9.

After the completion of the sequential undercut, the maximum undercut widths of the models at slope inclination 50°, 30°, 18° and 15° were 0.35, 0.55, 0.8 and 0.8 m, respectively. It is clearly that the maximum undercut width was affected by the slope inclination and interface friction angle between the moist sand and the inclined bed. The wider undercut width had more extent when the slope inclination was shallowed. When the inclination angle was less than the interface friction angle between the moist sand and the inclined bed, the slope toe was totally undercut, and the slope was still in stable.

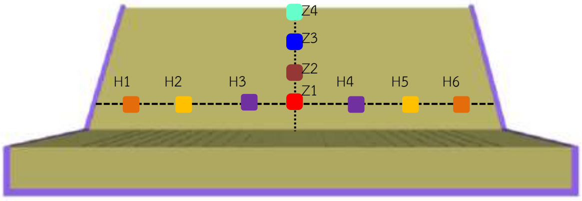
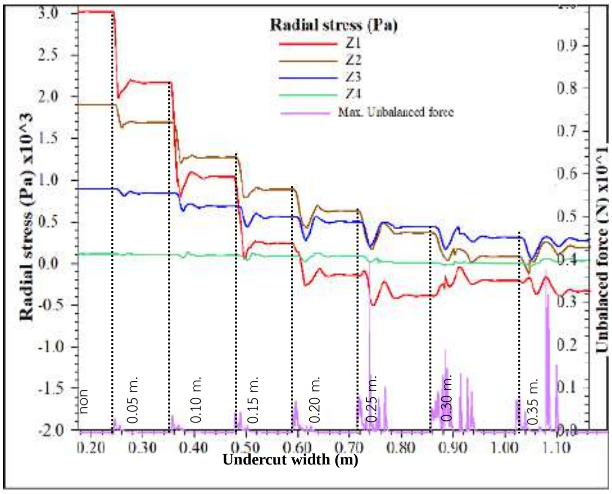


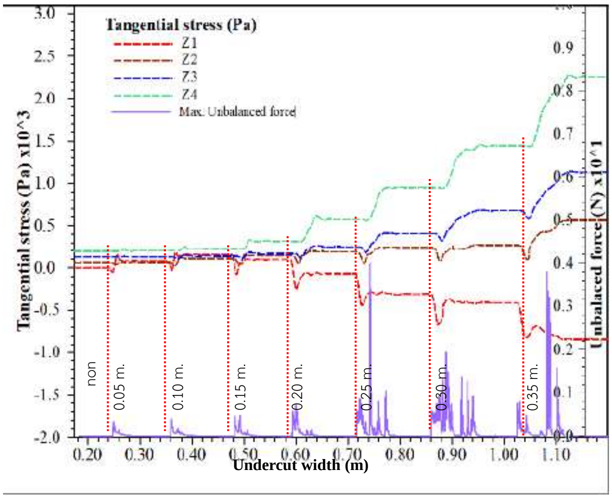
Fig.8 Location of 10 observation points.

To investigate the relationships between slope inclinations, undercut width and stresses, the stresses on the observation points along centerline of the models were post-processed. Fig. 9 presents tangential radial and tangential stresses of 50° slope inclination model at the observation points from initial to the maximum undercut widths.

The plots illustrate magnitude of radial and tangential stresses at the slope centerline and the unbalanced force. The unbalanced force converged to zero that was able to imply the model in stable. When the slope was additionally undercut, the unbalanced force was suddenly increased then sharply dropped and approached to zero again. The radial stresses were decreased inversely with the undercut span width. While the stresses were accumulated in tangential direction. At some undercut width, the tangential stress was however dropped due to the arch crown upward shifting.



a) Radial stress.



b) Tangential stress.

Fig. 9 Radial and tangential stresses of each undercut span of 50° slope inclination.

Fig. 10 shows a stereographic projection of the direction of the principal stresses in an area near Z3 point. The plot unveiled that the directions of the major and minor principal stresses were in dip vector and strike of the slope, respectively. The intermediate principal stress direction was upwardly normal to the bed.

When the slope was undercut, the major and minor principal stresses were altered in magnitude and directions. The

directions of the major and minor principal stresses were switched and became the tangential and radial stresses, respectively. At the maximum undercut span, the directions of the major and minor principal stresses were plotted in Fig. 11.

According to the previous studies [1, 2], the major principal stress supported the slope and its direction was changed in the circumferential of the arch. While the minor principal stresses confined the arch and aligned in radial direction. The arch formation was induced by uneven displacements across the undercut slope. Fig 12 shows the uneven displacement of the undercut slope at inclination 50^{o} and 0.35 m undercut width.

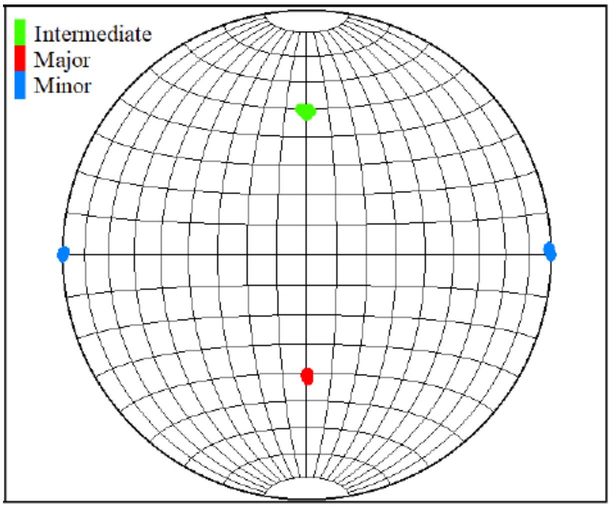


Fig. 10 Stereographic projection of principal stress directions of non-undercut at 50^{o} slope inclination at point Z3 (lower hemisphere)

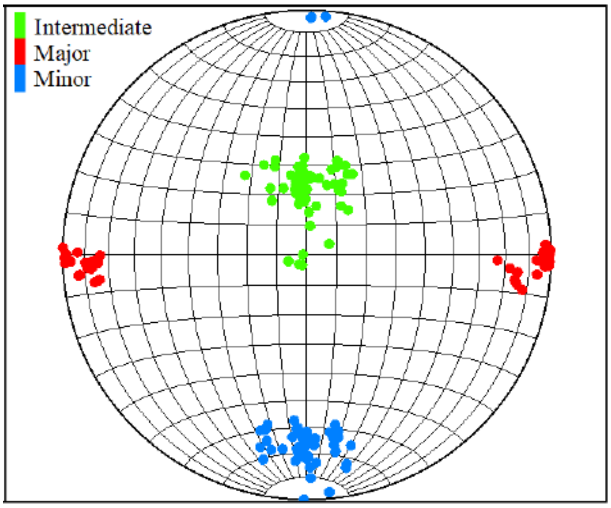


Fig. 11 Stereographic projection of principal stress directions of 0.35 m undercut width at 50^{o} slope inclination at point Z3 (lower hemisphere).

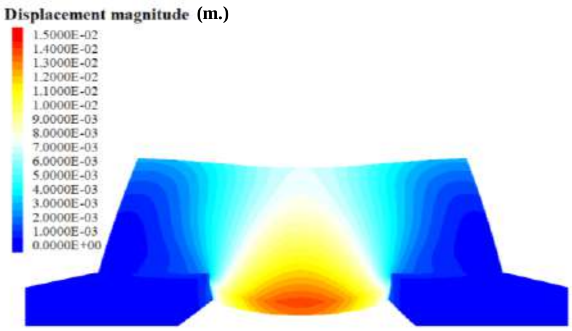


Fig. 12 Displacement magnitude of 0.35 m undercut width at 50^{o} slope inclination (with Mohr- Coulomb model).

4.2 Standup time estimation

The numerical simulations with Burgers creep model were analyzed to find the standup time after undercut at the various undercut widths. The creep curve presented the displacement of points Z1 to Z4 on middle of slope. The standup time was estimated from the creep curve by find the beginning of the tertiary stage. Fig. 13 presents a creep curve of undercut width 0.3 m of Series 1 and its unbalanced force.

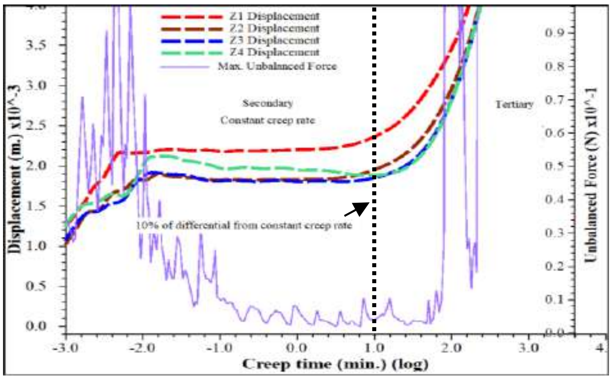


Fig. 13 Creep curve of Series 1 - slope incline 50^{o} at undercut width 0.3 m.

From Fig. 13, the model's unbalanced force kept decreasing and stayed at a low magnitude in the secondary stage. The displacement became constant. At the end of the secondary stage, both the unbalanced force and the displacement of the model drastically increased. These unbalanced force and displacement escalations would be a sign that the model shifted from the secondary to tertiary stages. In this study, a point on creep curve that the model transformed secondary to tertiary stages had, assumedly, creep rate 10% increase. For example, the vertical black dashed line in Fig. 13 was the secondary – tertiary stage transformation point. The standup time was estimated 10 min from the creep curve.

The models at slope inclination at 18° and 15° less than the interface's friction angle were totally undercut and still in stable. The undercut width and the slope inclination caused the difference of standup time. Figs. 14 graphically summarize the standup time of long term creep of the numerical simulations. Table 3 tabulates the standup time of the series at a various undercut width.

Comparing the standup time, the standup times were obviously shorter when the undercut width was extended. At the same undercut width, the standup times of the steeper slopes were, obviously, less than the shallower.

It is noted that the standup time were numerically estimated at undercut width not wider than 0.3 m for slope inclination 50° and 0.4 m slope inclination 30° models. The cause would probably be an infinitesimal standup when the undercut width approached the maximum.

Stress changes in the undercut slope models were also investigated during the creep stage transition, from secondary to tertiary creep stage. Fig. 15 presents the radial and tangential stresses at Zs and Hs points of an inclination 50° undercut slope model (#1 model), as an example. The radial and tangential stresses were nearly constant in the secondary creep stage. The creep stage initially changed from secondary to tertiary creep stage when the creep time was approaching 10 min, its standup time. During the transition, the stresses started to decrease, and the creep rate began to increase non-linearly. At the beginning of the tertiary creep stage, the stresses returned to increase with high creep rate. Finally, the slope model was totally failed.

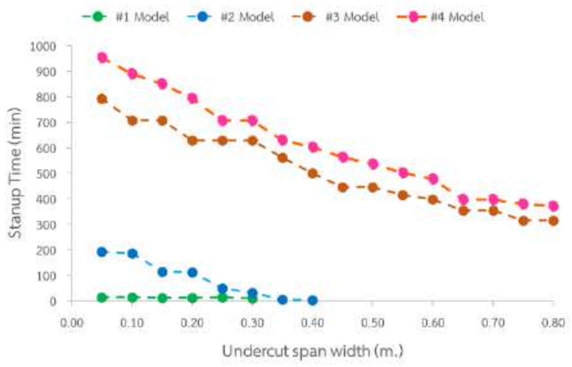


Fig.14 Standup time of long term creep behavior.

Table 3. Standup time of the models at the maximum undercut width.

Creep model	Model ID	Slope inclination (°)	Undercut width (m)	Standup time (min)
Long term creep	#1	50	0.30	10
	#2	30	0.40	2.8
	#3	18	0.80	316
	#4	15	0.80	371

Stress changes in the undercut slope models were also investigated during the creep stage transition, from secondary to tertiary creep stage. Fig. 15 presents the radial and tangential stresses at Zs and Hs points of an inclination 50° undercut slope model (#1 model), as an example. The radial and tangential stresses were nearly constant in the secondary creep stage. The creep stage initially changed from secondary to tertiary creep stage when the creep time was approaching 10 min, its standup time. During the transition, the stresses started to decrease, and the creep rate began to increase non-linearly. At the beginning of the tertiary creep stage, the stresses returned to increase with high creep rate. Finally, the slope model was totally failed.

5. Conclusions.

In this paper, creep deformation of undercut slopes was studied by using a set of numerical models. The assigned physical properties including creep properties for the numerical models were determined in laboratory tests. Mohr-Coulomb and Burgers visco-plastic models revealed the changes of stresses and deformations of undercut slopes. The models were constructed in four different dip angles of inclined rigid bed or slope, which were 50°, 30°, 18° and 15°.

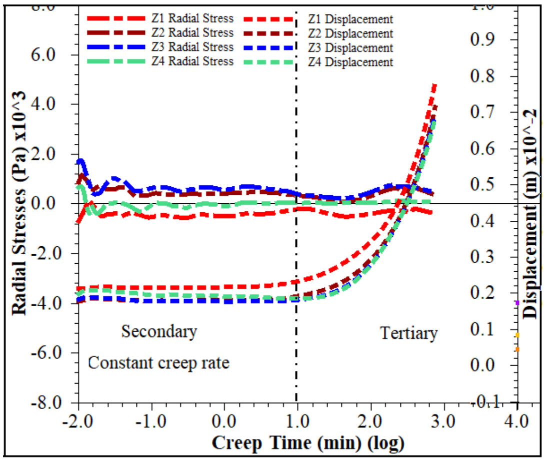
Based on the Mohr-Coulomb model results, the change of stresses in undercut slopes confirmed the previous studies. When the slope was undercut, the major and minor principal stresses were altered in magnitude and directions. The directions of the major and minor principal stresses were switched and became the tangential and radial stresses, respectively. The major principal stress, in the circumferential of the arch, supported the slope. While the minor principal stress, in radial direction, confined the arch and aligned.

The maximum undercut width depended on the slope inclination and interface friction angle between the moist sand and the inclined bed. The wider undercut width had more extent when the slope inclination was shallowed. When the

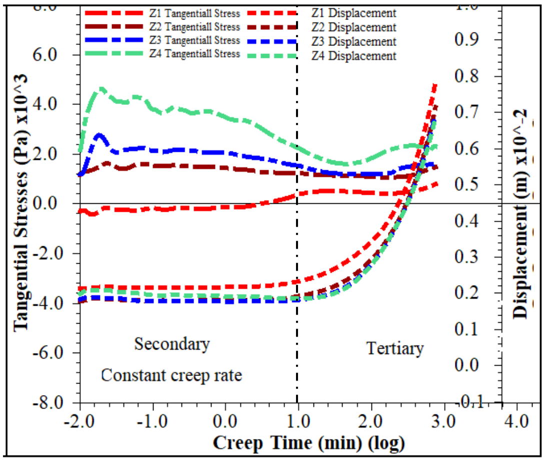
inclination angle, for example 18° and 15°, was less than the interface friction angle (18.5°) between the moist sand and the inclined bed, the slope toe was totally undercut, and the slope was still in stable.

For creep analyses, all models, assigned Burgers creep model, slowly displaced, and ultimately failed. The Fig.16 shows displacement magnitude of creep models at maximum undercut width. The undercut width and the slope inclination affected the stresses in undercut slopes that greatly affected the standup time. The standup time of an undercut slope was shorter when the undercut width was extended. At the same undercut width, the standup times of the steeper slopes were, clearly, less than the shallower.

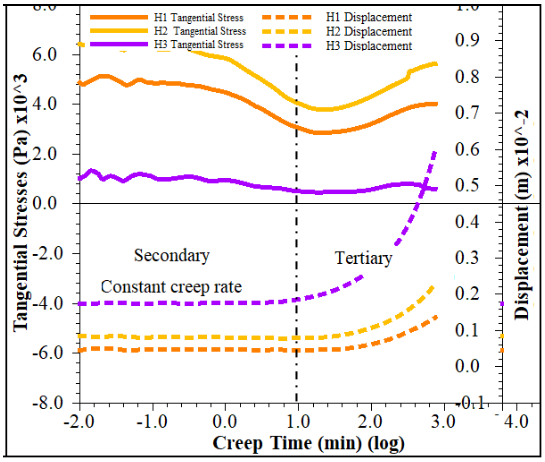
In the future study, the stress changes in the undercut during tertiary creep stage transition need further investigations. Physical models could be the first priority. The creep of undercut slope models would give an interesting information that would help us to have more understanding of creep deformation of undercut slopes



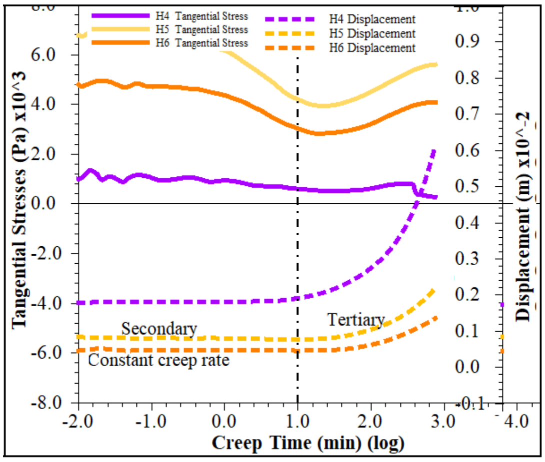
a) Radial stress and displacement rate of Zs points.



b) Tangential stress and displacement rate of Zs points.

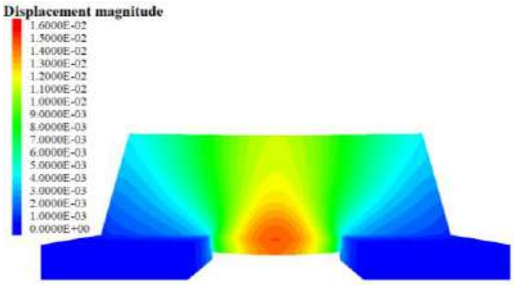


c) Tangential stress and displacement rate of pillars at H1, H2 and H3 points

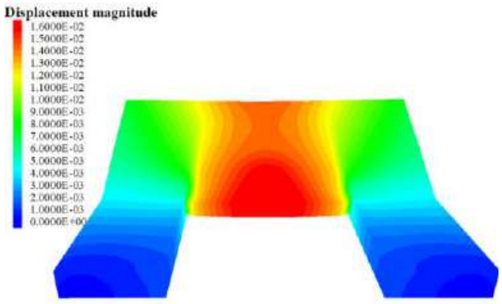


d) Tangential stress and displacement rate of pillars at H4, H5 and H6 points

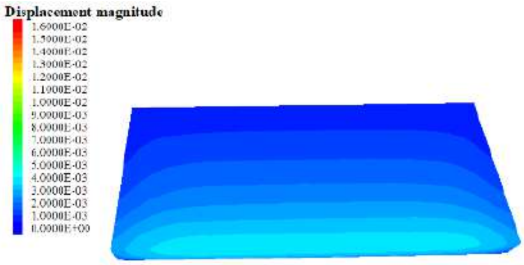
Fig. 15 Stresses, displacements and creep time of #1 model with undercut width 0.30 m.



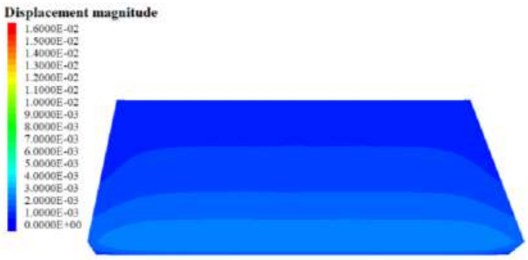
a) 0.30 m undercut width at 50° slope inclination.



b) 0.40 m undercut width at 30^{o} slope inclination.



c) 0.80 m undercut width at 18^{o} slope inclination



d) 0.80 m undercut width at 15^{o} slope inclination.

Fig.16 Displacement magnitude of Burgers creep models.

References

[1] Pipatpongsa, T., Khosravi, M., Takamura, J. & Leelasukseree, C., 2016. Modelling concepts of passive arch action in undercut slopes. In Proceedings of APSSIM 2016 in Australian Center for Geomechanics, 507-520. Brisbane: Australia.

[2] Khosravi, M. et al., 2012. Performance of counterweight balance on stability of undercut slope evaluated by physical modeling. J.Geotechnical Engineering Res 6:2 193-205.

[3] Itasca Consulting Group, 2016. 3DEC 3dimensional distinct element code user's guide. USA: Itasca Consulting Group, Inc.

[4] Dowling, N. E., 2012. Mechanical Behavior of Materials. England: Pearson Education Limited.

[5] Brady, B. H. G. & Brown, E. T., 2004. Rock Mechanics for underground mining. United States of America: Springer Science + Business Media, Inc.

[6] Altenbach, H. & Naumenko, K., 2006. Modeling of creep for structural analysis. s.l.:Springer Berlin Heidelberg New York.

[7] Goodman, R. E., 1989. Rock mechanics second Edition. Canada, 202-210.

[8] Wgllie, D. C. & Mah, C. W., 2005. Rock slope engineering civill and mining 4 th edition. New York: Taylor & Franics e-Library.

[9] Das, B.M, 1984. Fundamentals of Geotechnical Engineering. United States: Chris carson.

[10] Ukritchon, Ouch, R., B. & Pipatpongsa, T., 2017. Investigation of Stability and Failure Mechanism of Undercut Slopes by Three-Dimensional Finite Element Analysis. KSCE journal of Civil Engineering, 4 August

การประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางโดยวิธี Plate Bearing Test และ Dynamic Penetration Test

Evaluation of Subgrade Foundation Stability by Plate Bearing Test and Dynamic Penetration Test

ชนิดา ใสสุขสอาด[1,*] ศิวาเวช อบมา[2] อัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์[3] และ อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช[4]

[1]สำนักอำนวยความปลอดภัย กรมทางหลวง
[2]ศูนย์สร้างทางขอนแก่น สำนักก่อสร้างทางที่ 2 กรมทางหลวง
[3,4]สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
**Corresponding author; chanidasai.toon@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอวิธีการทดสอบหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากคันทาง ซึ่งมีความสำคัญในการออกแบบความหนาของชั้นโครงสร้างทางและเสถียรภาพของคันทางให้มีความมั่นคงแข็งแรง การศึกษานี้เลือกโครงการรถไฟความเร็วสูงไทย – จีน (ช่วงกลางดง-ปางอโศก) ระยะทาง 3.5 กิโลเมตร ดำเนินการก่อสร้างโดยศูนย์สร้างทางหล่มสัก กรมทางหลวง ซึ่งมีงานทดสอบ Plate Bearing Test (PBT) และ Dynamic Penetration Test (DPT) ในโครงการดังกล่าว ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากคันทางทดสอบโดยวิธี PBT และ DPT ผ่านเกณฑ์ข้อกำหนดของโครงการ แสดงว่าฐานรากคันทางของโครงการมีเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรง
คำสำคัญ: ความสามารถในการรับน้ำหนัก, เสถียรภาพความมั่นคง, ฐานรากคันทาง

Abstract

This paper presents the evaluation of subgrade foundation stability, which plays a vital role for pavement thickness design and embankment stability. A 3.5-kilometer High-Speed Railway Project Thai–China (Klang Dong–Pang Asok) under the supervision of Lomsak Road Construction Center, Department of Highways was selected because two test methods e.g. Plate Bearing Test (PBT) and Dynamic Penetration Test (DPT) were implemented in this project. Results indicated that subgrade foundation in High-Speed Railway Project Thai–China was stable and exhibited good bearing capacity.

Keywords: Bearing Capacity, Stability, Subgrade Foundation

1. คำนำ

การประเมินกำลังรับน้ำหนักของฐานรากคันทางเพื่อใช้ในการออกแบบเสถียรภาพของคันทางและความหนาของชั้นโครงสร้างทางนั้น สามารถทำได้หลายวิธี ได้แก่ การทดสอบ California Bearing Ratio (CBR) การทดสอบทะลุทะลวงมาตรฐาน (Standard Penetration Test, SPT) การทดสอบทะลุทะลวงด้วยหัวกรวย (Cone Penetration Test, CPT) การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Field Vane Shear Test, FVT) การทดสอบทะลุทะลวงด้วยอุปกรณ์ Kunzelstab Penetration Test (KPT) และอุปกรณ์ Dynamic Penetration Test (DPT) รวมถึงการทดสอบค่าแรงต้านทานการรับน้ำหนัก (Plate Bearing Test, PBT) ทั้งนี้การเลือกวิธีการทดสอบขึ้นอยู่กับข้อกำหนดการออกแบบ ดุลยพินิจของผู้ออกแบบ ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบ ค่าใช้จ่ายในการทดสอบ วิธีการออกแบบ สภาพพื้นที่ทดสอบ เป็นต้น

ปัจจุบันกรมทางหลวงมีการก่อสร้างคันทางเพื่อขยายช่องจราจรของโครงข่ายทางหลวงสายหลัก โดยข้อกำหนดในการก่อสร้างคันทางใหม่นั้นจะกำหนดค่าความแข็งแรงของฐานรากคันทาง (Subgrade Foundation) เช่น ค่า CBR ซึ่งเป็นวิธีการทดสอบที่ไม่ยุ่งยากและทำได้รวดเร็ว แต่การกำหนดเพียงค่า CBR อาจไม่เพียงพอ โดยเฉพาะกรณีงานก่อสร้างคันทางบนพื้นที่ดินอ่อนหรือชั้นดินที่มีปัญหาระหว่างก่อสร้าง (Unsuitable Subgrade) ในการขยายหรือก่อสร้างคันทางใหม่นั้น ผู้ออกแบบจำเป็นต้องวิเคราะห์ข้อมูลด้านเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากคันทางในขณะที่ผู้ควบคุมงานก่อสร้างต้องตรวจสอบและประเมินเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากคันทางก่อนการก่อสร้างคันทางและชั้นโครงสร้างทางตามข้อกำหนดการออกแบบ ตลอดจนติดตามตรวจวัดค่าระดับการทรุดตัวของคันทางเก่าและใหม่เพื่อป้องกันปัญหาการทรุดตัวต่างระดับ และการวิบัติของฐานรากคันทาง

แม้ว่าวิธีการออกแบบก่อสร้างโครงสร้างทางรถไฟ จะแตกต่างจากวิธีการออกแบบก่อสร้างโครงสร้างถนน เนื่องจากลักษณะของแรงกระทำและการถ่ายน้ำหนัก แต่ทั้งโครงสร้างพื้นฐานระบบรางและระบบถนนมีองค์ประกอบสำคัญอย่างหนึ่งเหมือนกัน นั่นคือ ฐานรากคันทางต้องมีความมั่นคงแข็งแรงเพียงพอสำหรับรองรับน้ำหนักของคันทางและแรงกระทำของน้ำหนักบรรทุก ดังนั้น เสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรง (Bearing Capacity และ Stability) ของฐานรากคันทาง จึงมีความสำคัญเป็นอย่างมากสำหรับการออกแบบก่อสร้างโครงสร้างพื้นฐานทั้งสองระบบ

การทดสอบค่าแรงต้านทานการรับน้ำหนักโดยวิธี PBT และ DPT เป็นวิธีการทดสอบเสถียรภาพของฐานรากคันทาง ซึ่งมีกระบวนการทดสอบไม่ยุ่งยากมากนัก เนื่องจากใช้จำนวนอุปกรณ์ทดสอบไม่มากและสามารถถอดประกอบขนย้ายได้ง่าย นอกจากนี้การทดสอบหาค่าแรงต้านทานการรับน้ำหนักของฐานรากคันทางโดยวิธี PBT และ DPT ยังสามารถใช้ตรวจสอบเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากคันทางได้เช่นกัน ดังนั้นบทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอแนวทางการวิเคราะห์ ตรวจสอบและประเมินเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรงของฐานรากคันทางโดยวิธี PBT และ DPT เพื่อนำไปประยุกต์ใช้เป็นแนวทางในการตรวจสอบควบคุมการก่อสร้างคันทางส่วนขยายหรือการขึ้นคันทางใหม่ของโครงข่ายทางหลวงสายหลักให้มีเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรง มีอายุการใช้งานตามกำหนดและปลอดภัยต่อประชาชนผู้ใช้ทาง

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 มาตรฐานการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของดิน (Plate Bearing Test, PBT)

มาตรฐานการทดสอบกำลังรับน้ำหนักของดิน (PBT) เสนอโดยหน่วยงานต่าง ๆ สรุปได้ดังนี้

2.1.1 AASHTO T 222-81 [1]

การทดสอบโดยการให้น้ำหนักกดจากชุดแม่แรงไฮดรอลิค (Hydraulic Jack Assembly) ลงบนแผ่นจานโลหะหนา 2.54 เซนติเมตร และเส้นผ่าศูนย์กลาง 76.0, 60.9, 45.7, 30.5 เซนติเมตร วางซ้อนกันเป็นชั้นเพื่อป้องกันแผ่นจานโลหะแอ่นตัวเนื่องจากน้ำหนักกด ค่าการทรุดตัวอ่านได้จากมาตรวัดการทรุดตัว (Dial Gauge) ซึ่งติดตั้งไว้กับคานอ้างอิง โดยในการให้น้ำหนักกดแต่ละครั้ง อัตราการทรุดตัวต้องไม่เกิน 0.02 มิลลิเมตรต่อนาที ค้างน้ำหนักไว้อย่างน้อย 3 นาที เพิ่มน้ำหนักกดจนค่าการทรุดตัวของแผ่นจานโลหะเท่ากับ 25 มิลลิเมตรหรือจนกระทั่งถึงขีดจำกัดของอุปกรณ์ทดสอบ แล้วจึงค่อยลดน้ำหนักลงจนเป็นศูนย์ โดยการลดน้ำหนักจะกระทำเช่นเดียวกับการเพิ่มน้ำหนักและบันทึกค่าการทรุดตัว คำนวณหาค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทาง (Modulus of Subgrade Reaction, k) จากสมการที่ 1

$$k = k'_u \left[\frac{d}{d_s} + \frac{b}{1905}\left(1 - \frac{d}{d_s}\right) \right] \quad (1)$$

โดย k'_u = โมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทางในสนาม

b = ความหนาของชั้นดินที่ทำการทดสอบ (มิลลิเมตร)

d = ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินที่หน่วยแรง 69.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กรณีความชื้นเท่ากับความชื้นในสนาม (มิลลิเมตร)

d_s = ค่าการทรุดตัวเนื่องจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินที่หน่วยแรง 69.0 กิโลนิวตันต่อตารางเมตร กรณีดินอิ่มน้ำ (มิลลิเมตร)

2.1.2 DIN 18134 [2]

การทดสอบหาค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทาง เพื่อใช้ในการออกแบบถนน ด้วยแผ่นจานโลหะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 76 เซนติเมตร ให้น้ำหนักกดเพื่อให้เกิดหน่วยแรงเท่ากับ 0.005, 0.04, 0.08, 0.14 และ 0.20 เมกะนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ ในการให้น้ำหนักกดแต่ละครั้งอัตราการทรุดตัวต้องไม่เกิน 0.02 มิลลิเมตรต่อนาที จากนั้นจึงลดน้ำหนักกดลงเท่ากับ 0.08 และ 0 เมกะนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ และทำการบันทึกค่าน้ำหนักกดและการทรุดตัวที่ได้จากการติดตั้งมาตรวัดการทรุดตัว (Dial Gauge) ทุกๆครั้งที่มีการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักกด เพื่อนำไปหาค่า k จากสมการที่ 2

$$k = \frac{P}{\Delta} = \frac{P}{1.25\text{mm}} \quad (2)$$

โดย P = หน่วยแรงที่เกิดขึ้น ณ ค่าการทรุดตัวเท่ากับ 1.25 มิลลิเมตร

Δ = ค่าการทรุดตัวที่มีค่าเท่ากับ 1.25 มิลลิเมตร

2.1.3 ASTM D1196-93 [3]

การทดสอบโดยการให้น้ำหนักกดลงบนแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 15.2 ถึง 76.2 เซนติเมตรวางซ้อนกันเป็นชั้น แต่ละแผ่นหนา 2.54 เซนติเมตร เพิ่มน้ำหนักกดที่อัตราการทรุดตัวไม่เกิน 0.03 มิลลิเมตรต่อนาที จนค่าการทรุดตัวเท่ากับ 25 มิลลิเมตรหรือจนกระทั่งถึงขีดจำกัดของอุปกรณ์ทดสอบ แล้วคงน้ำหนักไว้ 3 นาทีที่อัตราการทรุดตัวไม่เกิน 0.03 มิลลิเมตรต่อนาที จากนั้นจึงค่อยลดน้ำหนักลงจนเป็นศูนย์ ในระหว่างการทดสอบจะวัดค่าการทรุดตัวด้วยมาตรวัดการทรุดตัว (Dial Gauge) และบันทึกค่าน้ำหนักกดและค่าการทรุดตัว คำนวณหาค่า k จากสมการที่ 3

$$k = \frac{P}{\Delta_{max}} \quad (3)$$

โดย Δ_{max} = ค่าการทรุดตัวสูงสุด (มิลลิเมตร)

2.1.4 China Railway [4]

การทดสอบเพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์ของฐานรากคันทาง (Foundation Coefficient) โดยการให้น้ำหนักกดลงบนแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร หนา 2.5 เซนติเมตร เพิ่มน้ำหนักกดครั้งละ 40 กิโลปาสคาล โดยแต่ละครั้งให้วัดค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้น หลังจากเพิ่มน้ำหนักกดทิ้งไว้นาน 1 นาที ค่าการทรุดตัวที่เพิ่มขึ้นต้องไม่เกินร้อยละ 1 ของค่าการทรุดตัวเริ่มต้น ทั้งนี้ก่อนจะเพิ่มน้ำหนักครั้งต่อไปต้องคงน้ำหนักเดิมไว้ไม่น้อยกว่า 3 นาที

เงื่อนไขในการหยุดทดสอบมี 3 กรณี ได้แก่

1) เมื่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเกิน 1.25 มิลลิเมตรและเพิ่มน้ำหนักไปแล้ว 5 ครั้ง
2) ค่าน้ำหนักการทดสอบเท่ากับ 1.3 เท่าของค่ามาตรฐานที่กำหนดไว้ในการออกแบบ
3) เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนดินเกิดการวิบัติ

โดยผลจากการทดสอบจะนำไปแปลผลเป็นค่า k_{30} ซึ่งเป็นค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทาง ทดสอบโดยใช้แผ่นจานโลหะขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 30 เซนติเมตร ดังสมการที่ 4

$$k_{30} = \frac{P}{\Delta} = \frac{P}{1.25\ \text{mm}} \tag{4}$$

การเปรียบเทียบวิธีการทดสอบตามมาตรฐานต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 1 โดยการศึกษานี้จะพิจารณาเฉพาะวิธีการทดสอบตามมาตรฐาน China Railway [4]

ตารางที่ 1 สรุปวิธีการทดสอบตามมาตรฐานต่าง ๆ

มาตรฐานการทดสอบ	ขนาดของแผ่นเพลทเหล็ก (มม.)	เงื่อนไขการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก	เงื่อนไขการหยุดทดสอบ
AASHTO T 222-81 [1]	*760*	อัตราการทรุดตัวต้องไม่เกิน 0.02 มิลลิเมตรต่อนาทีเป็นเวลา *3* นาที	จนค่าการทรุดตัวเท่ากับ 25 มิลลิเมตรหรือจนกระทั่งถึงขีดจำกัดของอุปกรณ์ทดสอบ
DIN 18134 [2]	*760*	อัตราการทรุดตัวต้องไม่เกิน *0.02* มิลลิเมตรต่อนาที	ค่าน้ำหนักบรรทุกมีค่า *0.2* เมกะนิวตันต่อตารางเมตร
ASTM D1196-93 [3]	*760*	อัตราการทรุดตัวต้องไม่เกิน *0.03* มิลลิเมตรต่อนาที	จนค่าการทรุดตัวเท่ากับ *25* มิลลิเมตรหรือจนกระทั่งถึงขีดจำกัดของอุปกรณ์ทดสอบ
China Railway [4]	*300*	ค่าการทรุดตัวทิ้งไว้ *1* นาที ไม่เกินร้อยละ *1* ของค่าการทรุดตัวเริ่มต้น และค้างไว้ *3* นาที	1. เมื่อค่าการทรุดตัวที่เกิดขึ้นเกิน 1.25 มิลลิเมตรและเพิ่มน้ำหนักไปแล้ว 5 ครั้ง 2. ค่าน้ำหนักทดสอบเท่ากับ 1.3 เท่าของค่ามาตรฐานที่กำหนดไว้ในการออกแบบ 3. เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนดินเกิดการวิบัติ

2.2 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของดิน (Plate Bearing Test) ตาม China Railway [4]

2.2.1 อุปกรณ์การทดสอบ

อุปกรณ์การทดสอบ PBT แสดงดังรูปที่ 1 โดยอุปกรณ์ประกอบด้วย

1) อุปกรณ์ให้น้ำหนัก (Loading Devices)
2) ชุดแม่แรงไฮโดรลิก (Hydraulic Jack Assembly)
3) แผ่นจานโลหะ ใช้กระจายแรงในแนวดิ่งลงสู่ดินเดิม (Bearing Plate)
4) มาตรวัดการทรุดตัว (Dial Gauge)
5) คานอ้างอิงการทรุดตัว (Deflection Beam)
6) ฐานรองรับคานรับมาตรวัดการทรุดตัว

รูปที่ 1 อุปกรณ์การทดสอบ PBT

2.2.2 วิธีการทดสอบ

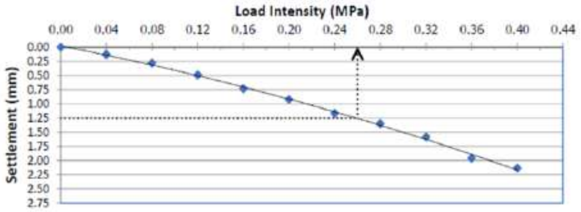
1) เตรียมพื้นที่ที่จะทำการทดสอบให้เรียบและได้ระดับ ใช้ทรายหรือปูนขาวปูบางๆ เพื่อปรับระดับ
2) วางแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) ลงบริเวณศูนย์กลางของพื้นที่ที่ต้องการทดสอบและปรับระดับให้ได้ระนาบ
3) ติดตั้งมาตรวัดการทรุดตัว (Dial Gauge) ไว้บนแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) แผ่นล่างสุดเพื่อวัดค่าการทรุดตัว ในกรณีใช้มาตรวัด 2 ตัว ให้ติดตั้งไว้ฝั่งตรงข้ามกัน และห่างจากขอบแผ่น 2.54 เซนติเมตร ในกรณีใช้มาตรวัด 3 ตัว ให้ติดตั้งทำมุมระหว่างกัน 120 องศา มาตรวัดดังกล่าวจะถูกติดตั้งกับคานอ้างอิงการทรุดตัว (Deflection Beam) ที่มีฐานรองรับอยู่ห่างจากขอบของแผ่นจานโลหะอย่างน้อยที่สุดข้างละ 2.4 เมตร ให้เฉลี่ยค่าที่อ่านได้จากมาตรวัดการทรุดตัวทุกตัว เป็นค่าการทรุดตัวเฉลี่ยของการอ่านค่าแต่ละครั้ง
4) ถอยรถบรรทุกให้กึ่งกลางเพลาอยู่บนกึ่งกลางของแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) ติดตั้งชุดแม่แรงไฮดรอลิก (Hydraulic Jack Assembly) บนแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate)
5) เมื่ออุปกรณ์ทั้งหมดถูกติดตั้งเรียบร้อย เริ่มต้นให้น้ำหนักกดโดยการเพิ่มน้ำหนัก และลดลงอย่างรวดเร็ว น้ำหนักกดที่ให้ต้องเพียงพอให้เกิดการทรุดตัวไม่น้อยกว่า 0.25 มิลลิเมตร และไม่เกิน 0.50 มิลลิเมตร เมื่อเข็มของมาตรวัดหยุดนิ่งภายหลังลดน้ำหนัก ให้เพิ่มน้ำหนักกดลงบนแผ่นจานโลหะ (Bearing Plate) อีกครั้งประมาณครึ่งหนึ่งของน้ำหนักที่ทำให้เกิดการทรุดตัวระหว่าง 0.25 – 0.50 มิลลิเมตรดังกล่าว (Seating Load) เมื่อเข็มหยุดนิ่งจึงตั้งค่ามาตรวัดทุกตัวเป็นค่าเริ่มต้น
6) ทดสอบที่แรงกระทำเท่ากับ 0.01, 0.02, 0.04, 0.08, 0.12, 0.16, 0.20, 0.24, 0.28, 0.32, 0.36, 0.40 เมกะนิวตันต่อตารางเมตร ตามลำดับ
7) บันทึกค่าการทรุดตัว ที่อ่านได้จากมาตรวัดการทรุดตัวทั้ง 2 ตัว ในทุกๆ แรงที่กระทำ ตามลำดับ
8) คำนวณหาแรงกระทำที่ค่าการทรุดตัวเท่ากับ 1.25 มิลลิเมตร และค่า k_{30} ตามลำดับ

รูปที่ 2 การทดสอบ PBT

2.2.3 การคำนวณ

การคำนวณหาค่า k_{30} ดังนี้

1) นำค่าการทรุดตัวเฉลี่ย และค่าหน่วยแรง มาสร้างกราฟความสัมพันธ์ ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ตัวอย่างกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวและค่าหน่วยแรง

2) คำนวณหาค่า k_{30} จากกราฟข้างต้น โดยแทนค่าลงในสมการที่ 5 ดังนี้

$$k_{30} = \frac{\sigma}{s} \quad (5)$$

โดย σ = ค่าหน่วยแรงที่ค่าการทรุดตัวเท่ากับ 1.25 มิลลิเมตร (เมกะนิวตันต่อตารางเมตร)

S = ค่าการทรุดตัวที่ 1.25 มิลลิเมตร

2.3 การทดสอบ Dynamic Penetration Test (DPT)

DPT [5] เป็นเครื่องมือที่ใช้ทดสอบเพื่อประมาณค่า CBR ในสนามแบบไม่ทำลาย (Nondestructive Test) โดยค่า CBR ที่ทดสอบได้จะช่วยให้วิศวกรและนายช่างควบคุมงานประเมินความแข็งแรงของฐานรากคันทางเดิมได้ทันที และยังช่วยประเมินรูปแบบของโครงสร้างชั้นทาง นอกจากนี้ DPT ยังใช้ตรวจสอบจุดอ่อนตัว (Soft Spot) ตามแนวก่อสร้าง

2.3.1 อุปกรณ์การทดสอบ

อุปกรณ์การทดสอบ DPT แสดงดังรูปที่ 4 โดยอุปกรณ์ประกอบด้วย

1) ตุ้มน้ำหนัก 10 กิโลกรัม
2) แท่งตอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มิลลิเมตร
3) หัวกรวย มีองศาของกรวย 60 องศา
4) ข้อต่อ
5) ด้ามจับ

รูปที่ 4 เครื่องมือทดสอบ DPT

2.3.2 วิธีการทดสอบ

1) ตั้งอุปกรณ์ทดสอบในแนวดิ่ง โดยจับอุปกรณ์บริเวณด้ามจับ
2) ยกตุ้มให้หัวกรวยกดลงบนผิวดิน โดยให้ระยะที่กว้างที่สุดของหัวกรวยจมอยู่ในดิน จึงเริ่มอ่านค่า
3) ยกตุ้มน้ำหนักแล้วปล่อยที่ระยะความสูง 50 เซนติเมตร สำหรับประเภท Light DPL ส่วนประเภท Heavy DPL ยกตุ้มปล่อยที่ระยะความสูง 76 เซนติเมตร
4) หยุดการปล่อยตุ้มน้ำหนัก เมื่อระยะจมลงดินเท่ากับ 30 เซนติเมตร หรือจำนวนครั้งที่ปล่อยตุ้มเท่ากับ 90 ครั้ง แต่ระยะจมดินน้อยกว่า 30 เซนติเมตร สำหรับประเภท Light DPL และประเภท Heavy DPL หยุดการปล่อยตุ้มน้ำหนัก เมื่อระยะจมดินเท่ากับ 10 เซนติเมตร หรือจำนวนครั้งที่ปล่อยตุ้มเท่ากับ 6 ครั้ง แต่ระยะจมดินน้อยกว่า 10 เซนติเมตร
5) จดบันทึกระยะจมดิน และจำนวนครั้งที่ปล่อยตุ้มน้ำหนัก (N)

รูปที่ 5 การทดสอบ DPT

2.3.3 การคำนวณ

การคำนวณหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากคันทางแบ่งออกเป็น 2 กรณี ดังนี้

1) กรณีระยะจมดินเท่ากับ 30 ซม.

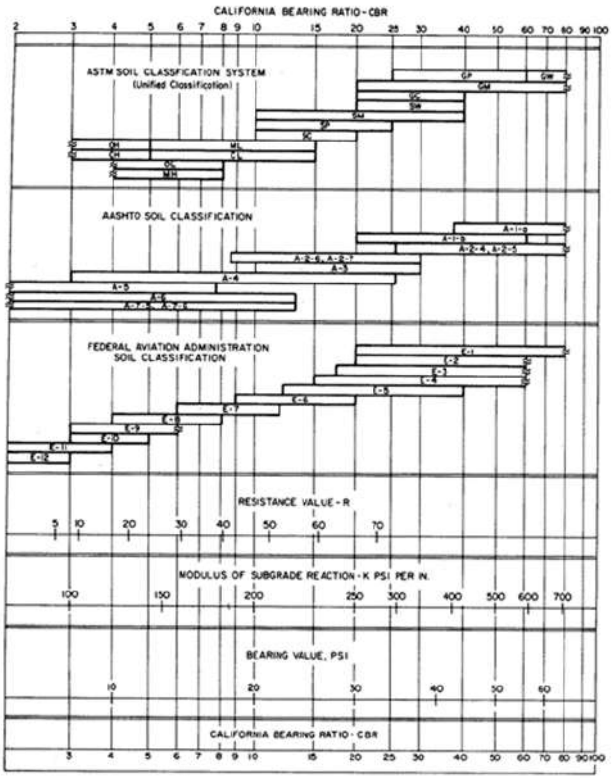
Bearing Capacity (kPa) = $(N \times 8) - 20$ (6)

2) กรณีระยะจมดินน้อยกว่า 30 ซม.

Bearing Capacity (kPa) > $(90 \times 8) - 20$ (7)

2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทางกับตัวแปรอื่นๆ

การจำแนกประเภทของดินโดยทั่วไปนิยมใช้สองระบบคือ การจำแนกประเภทของดินตามระบบ AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) และการจำแนกดินตามระบบ USCS (Unified Soil Classification System) ค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดของฐานรากคันทางประมาณได้จากกราฟความสัมพันธ์ดังรูปที่ 6 [6]



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสต้านทานแรงกดกับประเภทของวัสดุฐานรากคันทาง [6]

อย่างไรก็ตาม นอกจากการทดสอบ Plate Bearing Test และกราฟความสัมพันธ์ในรูปที่ 6 ยังประมาณค่า k ได้จากค่า M_R [7] ดังสมการที่ 8

$$k = \frac{M_R}{19.4} \quad (8)$$

โดย M_R = ค่าโมดูลัสการคืนตัว (Resilient Modulus) (psi)

k = ค่าโมดูลัสการต้านแรงของดินคันทาง (Modulus of Subgrade Reaction) (pci)

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ของการศึกษา คณะผู้วิจัยได้กำหนดขั้นตอนการวิจัย ดังต่อไปนี้

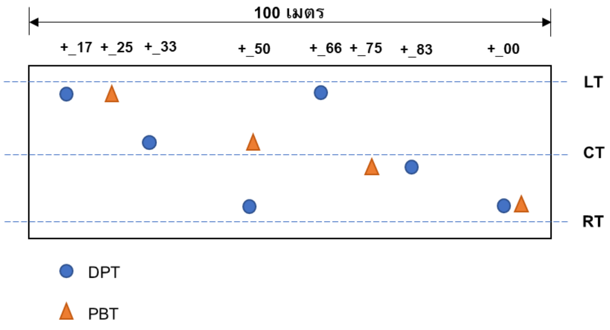
3.1 ขอบเขตการศึกษา

คณะผู้วิจัยขอยกตัวอย่าง กรณีศึกษาโครงการก่อสร้างรถไฟความเร็วสูง Bangkok – Nakhon Ratchasima High Speed Railway Section I: DK150+500 - DK154+000 ระยะทาง 3.5 กิโลเมตร ดำเนินการก่อสร้างโดยศูนย์สร้างทางหล่มสัก กรมทางหลวง ตำแหน่งที่ตั้งของโครงการฯ แสดงดังรูปที่ 7

รูปที่ 7 ตำแหน่งที่ตั้งของโครงการรถไฟความเร็วสูง

3.2 การสำรวจข้อมูล

การสำรวจข้อมูลเป็นการรวบรวมข้อมูลในสนาม ภายหลังการขุดปรับระดับถึงชั้นฐานราก ประกอบด้วยการทดสอบ PBT และ DPT ตามมาตรฐานวิธีการทดสอบในข้อ 2.2 และ 2.3 ตามลำดับ โดยความถี่ในการทดสอบ PBT ประมาณ 4 จุดทดสอบต่อระยะทาง 100 เมตร ในขณะที่ความถี่ในการทดสอบ DPT ประมาณ 6 จุดทดสอบต่อระยะทาง 100 เมตร ตำแหน่งการทดสอบแสดงดังรูปที่ 8 เนื่องจากจุดทดสอบเป็นตัวแทนของพื้นที่ จึงทดสอบตามแนวทแยงเพื่อให้ครอบคลุมพื้นที่ก่อสร้าง



รูปที่ 8 ตำแหน่งการทดสอบ

โดยข้อกำหนดงานคันทางรถไฟความเร็วสูง ฐานรากคันทางต้องมีค่าสัมประสิทธิ์ (Design Foundation Coefficient) ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่าสัมประสิทธิ์ของฐานรากคันทางตามข้อกำหนดงานคันทางรถไฟความเร็วสูง

Compacting Standard	*Sandy Soil and Fine Gravel Soil*	*Crushed Stone and Coarse Gravel Soil*
Bearing Capacity (kPa)	*≥180*	
Coefficient of Subgrade Reaction, k_{30} (MPa/m)	*≥110*	*≥130*

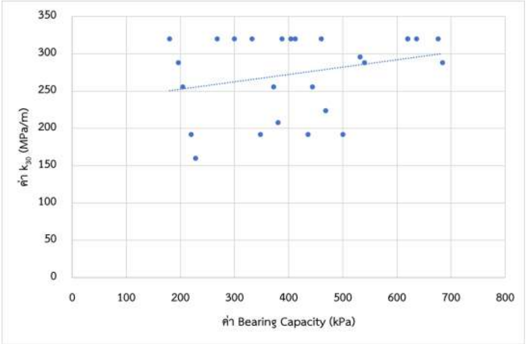
4. ผลการศึกษา

จากข้อมูลผลการทดสอบภายหลังการขุดปรับระดับถึงชั้นฐานราก พบว่า ฐานรากคันทางของโครงการมีเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรงเพียงพอสำหรับการก่อสร้างชั้นถัดไปตามข้อกำหนดงานคันทางรถไฟความเร็วสูง ผลการทดสอบสรุปไว้ในตารางที่ 3 ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่า k_{30} จากวิธีการทดสอบ PBT และค่า Bearing Capacity จากวิธีการทดสอบ DPT ผ่านข้อกำหนดงานคันทางรถไฟความเร็วสูง กล่าวคือ ค่าเฉลี่ยของ k_{30} เท่ากับ 275.2 MPa/m (≥110 MPa/m ตามข้อกำหนด) และค่าเฉลี่ย Bearing Capacity เท่ากับ 471.1 kPa (≥180 kPa ตามข้อกำหนด)

ตารางที่ 3 ข้อมูลผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์ของฐานรากคันทางจากโครงการ

ผลการทดสอบ	*PBT*	*DPT*
ค่าต่ำสุด	*152 MPa/m*	*180 kPa*
ค่าสูงสุด	*> 320 MPa/m*	*700 kPa*
ค่าเฉลี่ย	*275.2 MPa/m*	*471.1 kPa*
ค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	*53.6 MPa/m*	*212.6 kPa*
จำนวนข้อมูล	144	70

นอกจากนี้ข้อมูลผลการทดสอบที่รวบรวมได้ยังนำไปหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ของฐานรากคันทางที่ได้จากวิธีการทดสอบ PBT และ DPT ดังรูปที่ 9 เนื่องจากการทดสอบในสนามของทั้งสองวิธีไม่ได้เป็นการจับคู่ทดสอบ ณ ตำแหน่งจุดทดสอบเดียวกัน จึงไม่พบความสัมพันธ์ระหว่างค่า k_{30} จากวิธีการทดสอบ PBT กับค่า Bearing Capacity จากวิธีการทดสอบ DPT แต่อย่างไรก็ตามคณะผู้วิจัยคาดว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของฐานรากคันทางทั้งสองน่าจะมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นไปในทิศทางเดียวกัน หากจับคู่ทดสอบ ณ ตำแหน่งจุดทดสอบเดียวกัน



รูปที่ 9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า k_{30} จากวิธีการทดสอบ PBT กับค่า Bearing Capacity จากวิธีการทดสอบ DPT

5. บทสรุป

วิธีการทดสอบค่า k_{30} จากวิธีการทดสอบ PBT กับค่า Bearing Capacity จากวิธีการทดสอบ DPT ถือเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่น่าสนใจและอาจนำมาประยุกต์ใช้ในงานวิเคราะห์ ตรวจสอบ และประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทาง (Subgrade Foundation) ของกรมทางหลวง เพื่อให้เจ้าหน้าที่ผู้ปฏิบัติงานตรวจสอบและควบคุมคุณภาพงานก่อสร้างคันทางส่วนขยายหรือการขึ้นคันทางใหม่ของโครงข่ายทางหลวงสายหลักให้มีเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรง มีอายุการใช้งานตามกำหนด และปลอดภัยต่อประชาชนผู้ใช้ทาง ดังตัวอย่างกรณีศึกษาการประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางในโครงการก่อสร้างรถไฟความเร็วสูงความร่วมมือไทย-จีน เส้นทางกรุงเทพฯ-หนองคาย ช่วงที่ 1 (ช่วงกลางดง-ปางอโศก) ระยะทาง 3.5 กิโลเมตร อย่างไรก็ตามการเลือกวิธีการทดสอบเพื่อประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางขึ้นอยู่กับข้อกำหนดการออกแบบ ดุลยพินิจของผู้ออกแบบ ข้อมูลที่ใช้ในการออกแบบ ค่าใช้จ่ายในการทดสอบ วิธีการออกแบบ สภาพพื้นที่ทดสอบ เป็นต้น

บทความนี้นำเสนอเป็นเพียงแนวทางเลือกและความเป็นไปได้ในการพิจารณานำวิธีการทดสอบ PBT และ DPT มาใช้ในงานวิเคราะห์ ตรวจสอบและประเมินเสถียรภาพของฐานรากคันทางของโครงสร้างถนนเท่านั้น ในการนำวิธีการทดสอบดังกล่าวไปประยุกต์ใช้จริงในอนาคต คณะผู้วิจัยมีความเห็นควรให้หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ กรมทางหลวง และกรมทางหลวงชนบท ศึกษาเก็บข้อมูลการทดสอบจากโครงการก่อสร้างของหน่วยงานเพิ่มเติม ตลอดจนข้อกำหนดและเกณฑ์การตรวจสอบคุณภาพขั้นตอนและมาตรฐานการทดสอบ พร้อมเปรียบเทียบกับวิธีการทดสอบอื่นๆ เพื่อให้มั่นใจว่าฐานรากคันทางที่ผ่านการทดสอบมีเสถียรภาพความมั่นคงแข็งแรง และปลอดภัยตามหลักวิศวกรรมต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบพระคุณ นายไพจิตร แสงทอง นายช่างโครงการโครงการก่อสร้างพิเศษของการทางรถไฟ โครงการก่อสร้างคันทางรถไฟความเร็วสูงไทย - จีน (ช่วงกลางดง-ปางอโศก) ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลและอำนวยความสะดวกในงานวิจัยนี้ และขอขอบพระคุณเจ้าหน้าที่ผู้มีส่วนเกี่ยวข้องกับงานทดสอบของโครงการทุกท่านมา ณ โอกาสนี้ด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] AASHTO (2017). *Standard Specification for Transportation Materials and Method of Sampling and Test Twenty-Eighth Edition*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

[2] DIN (2012). *Baugrund - Versuche and Versuchsgeräte - Plattendruckversuch DIN 18134:2012-04*. Berlin, Deutsches Institute fur Normung.

[3] ASTM (2019). *Annual Book of ASTM Standard*. American Society for Testing and Materials.

[4] Fu Wenfeng (2018). *Tender Document Volume IV: Technical Specification. Kingdom of Thailand Ministry of Transportation State Railway of Thailand and China Railway Design Corporation*. p 48-52.

[5] Fu Wenfeng (2018). *Tender Document Volume IV: Technical Specification. Kingdom of Thailand Ministry of Transportation State Railway of Thailand and China Railway Design Corporation*. p 29-37.

[6] PCA (1966). *Thickness Design for Concrete Pavement*. Portland Cement Association.

[7] กรมทางหลวง (2559). *คู่มือแนะนำการออกแบบโครงสร้างชั้นทาง.*

ความแม่นยำของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณ
Accuracy of pile capacity from static analysis

ทินกร ทานา[1] และ สยาม ยิ้มศิริ[2*]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
[2] *หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี*
**Corresponding author; E-mail address: ysiam@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาความแม่นยำและความแปรปรวนของการออกแบบกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธี *Meyerhof (1976)* ด้วยการเทียบสอบกับกำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์และวิธีพลศาสตร์สำหรับเสาเข็มที่มีปลายฝังในชั้นทราย โดยส่วนของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจะเทียบสอบกับผลการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ และส่วนของแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจะเทียบสอบกับผลการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์และพลศาสตร์ ผลการศึกษาพบว่ากำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์มีค่าเป็น 63% และ 68% ของกำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์สำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ แรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการคำนวณมีค่า 21% และ 52% ของแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริงสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ และแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณมีค่า 42% และ 54% ของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริงสำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ ส่วนกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณมีค่า 34% และ 59% ของกำลังจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์สำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ ความแปรปรวนของผลการคำนวณแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจะมากกว่าของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม โดยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มให้ค่า COV เท่ากับ 0.88 และ 0.74 สำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ และแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มให้ค่า COV เท่ากับ 0.46 และ 0.32 สำหรับเสาเข็มเจาะและเสาเข็มตอกตามลำดับ ดังนั้นจึงเสนอค่าสัดส่วนปลอดภัยเท่ากับ 5, 1.5, และ 2.5 สำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, และกำลังประลัยของเสาเข็ม ตามลำดับ

คำสำคัญ: กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็ม, การทดสอบเสาเข็ม, ด้วยวิธีสถิตศาสตร์, ความแม่นยำ, ความแปรปรวน, สัดส่วนปลอดภัย

Abstract

This research evaluates accuracy and precision of pile capacity calculation by *Meyerhof (1976)* method by calibrating the predictions with results of static and dynamic pile load tests for piles with their tips embedded in sand. The skin friction predictions are calibrated with results of dynamic pile load tests. The end bearing predictions are calibrated with results of static and dynamic pile load tests. The study finds that pile capacities from dynamic pile load tests are 63% and 68% of those from static pile load tests for bored and driven piles, respectively. The calculated end bearings are 21% and 52% of actual end bearings for bored and driven piles, respectively. The calculated skin frictions are 42% and 54% of actual skin frictions for bored and driven piles, respectively. The calculated ultimate pile capacities are 34% and 59% of pile capacities from static pile load tests. It is also found that the calculated skin frictions are more precise than the calculated end bearings. The end bearings have COV of 0.88 and 0.74 for bored and driven piles, respectively. The skin frictions have COV of 0.46 and 0.32 for bored and driven piles, respectively. Finally, the proposed factors of safety are 5, 1.5, and 2.5 for end bearing, skin friction, and ultimate capacities, respectively.

Keywords: pile capacity, pile load test, accuracy, precision, factor of safety

1. คำนำ

การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มสามารถหาได้ 3 วิธี คือ (i) การคำนวณทางสถิตศาสตร์ (Static analysis) เป็นวิธีประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มโดยวิเคราะห์หลักการของทฤษฎีกลศาสตร์ของดินโดยอาศัยคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน, (ii) การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ (Dynamic pile load test) อาศัยหลักการของทฤษฎีคลื่นหน่วยแรงโดยใช้แรงกระแทกที่หัวเสาเข็มตามแนวแกนแล้วนำผลการตอบสนองไปวิเคราะห์, และ (iii) การประมาณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตศาสตร์ (Static pile load test) เป็นวิธีที่มีความน่าเชื่อถือที่สุดโดยให้น้ำหนักบรรทุกในสนามและหาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการทรุดตัว

การศึกษาความแม่นยำของการออกแบบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณ (Static Analysis) เทียบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ (Static pile load test) *วรรณวรางค์ และ สยาม (2561)* ได้หาความแม่นยำของการประมาณกำลังประลัยเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธี Meyerhof (1976) โดยพบว่าให้ค่า 65% และ 77% ของกำลังประลัยของเสาเข็มจากการทดสอบโดยวิธีสถิตยศาสตร์ที่วิเคราะห์ด้วยวิธี Mazurkiewicz สำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ

การศึกษาความแม่นยำของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ (Dynamic pile load test) เทียบกับวิธีสถิตศาสตร์ (Static pile load test) ได้มีผู้ทำการศึกษาโดย *พีชยา (2539)* พบว่ามีค่า 96% และ 119% ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ (Static pile load test) สำหรับเสาเข็มตอกในกรุงเทพฯและระยองตามลำดับ

เนื่องจากกำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ไม่สามารถแยกแรงต้านที่ปลายเสาเข็มและแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มออกจากกันได้ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาความแม่นยำและความแปรปรวนสำหรับการออกแบบกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธี *Meyerhof (1976)* ด้วยการเทียบสอบกับกำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์และวิธีพลศาสตร์สำหรับเสาเข็มที่มีปลายฝังในชั้นทราย โดยส่วนของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม (Q_s) จะเทียบสอบกับผลการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ และส่วนของแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม (Q_b) จะเทียบสอบกับผลการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์และพลศาสตร์

2. วิธีการศึกษา

รูปที่ 1 แสดงแผนผังวิธีดำเนินการศึกษาความแม่นยำของกำลังเสาเข็มจากการคำนวณเทียบสอบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงของเสาเข็ม

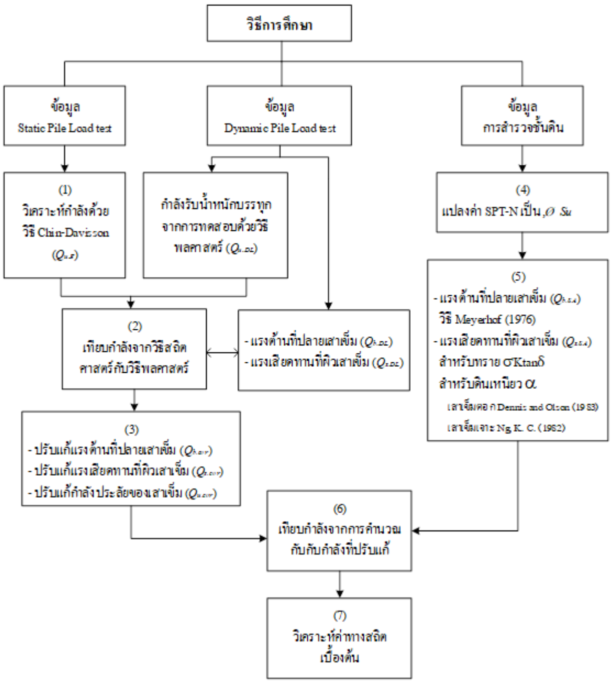
(1) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ ($Q_{u,F}$) ใช้วิธี Chin-Davisson (*Paikowsky & Tolosko, 1999*) โดยการประมาณความสัมพันธ์แบบ Chin แกน $Y = \Delta/Q$ แกน $X = \Delta$ (การทรุดตัวที่หัวเสาเข็ม) ตามรูปที่ 2 โดยใช้ความสัมพันธ์ที่มีค่า R^2 มากกว่า 0.8 ประมาณกำลังและการทรุดตัวโดยสมการที่ (1)

$$\Delta = \Delta/(C_1Q+C_2) \qquad (1)$$

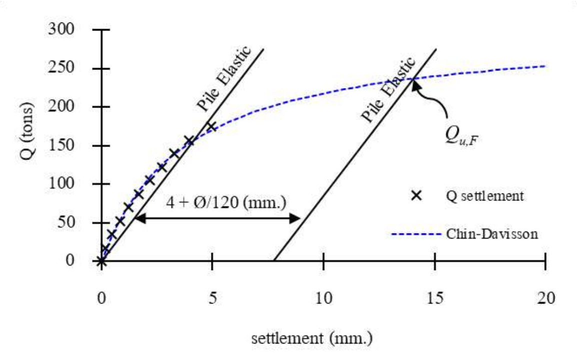
โดยที่ C_1 คือ ความชันของความสัมพันธ์ Δ/Q กับ Δ, C_2 คือ จุดตัดแกน Y

(2) เปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ ($Q_{u,DL}$) กับวิธีสถิตศาสตร์ ($Q_{u,F}$)

(3) ปรับแก้กำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ โดยให้สมมุติฐานว่ากำลังจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์มีค่าเท่ากับกำลังจากการทดสอบสถิตศาสตร์ โดย



รูปที่ 1 ขั้นตอนการศึกษาความแม่นยำและแปรปรวนของกำลังเสาเข็ม



รูปที่ 2 การวิเคราะห์กำลังของเสาเข็มโดยวิธี Chin-Davisson

- ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ ($Q_{u,F}$) เป็นกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงของเสาเข็ม
- ค่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ ($Q_{s,DL}$) ให้สมมุติฐานเป็นค่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริง ($Q_{s,cor}$)
- ค่าแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริง ($Q_{b,cor}$) เท่ากับ แรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ ($Q_{b,DL}$) รวมกับผลต่างของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์กับวิธีพลศาสตร์ ($Q_{u,F}$ - $Q_{u,DL}$)

(4) การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยใช้ข้อมูลการสำรวจชั้นดิน โดยปรับแก้ค่า SPT-N ($N'=C_NN$) ตามความลึกสำหรับทราย โดย *Seed et al. (1975)* ตามสมการ (2) แล้วทำการวิเคราะห์คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน โดย *Bowles (1997)* สำหรับกำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (S_u) สมการที่ (3) และ *Peck, Hanson*

and Thornburn (1974) สำหรับมุมเสียดทานในทราย (Ø') สมการที่ (4)

$$C_N = 1 - 1.25\log(\sigma'_o/p_a) \quad (2)$$

$$S_u = ½ \times 12 \times N'_{70} \quad (3)$$

$$Ø' = 27.1 + 0.3N_{60} + 0.00054N^2_{60} \quad (4)$$

(5) กำลังของเสาเข็มจากการคำนวณ (Static analysis)

a) กำลังประลัยของเสาเข็มตามสมการที่ (5)

$$Q_{u,SA} = Q_{b,SA} + Q_{s,SA} \quad (5)$$

โดยที่ $Q_{u,SA}$ คือ กำลังประลัยของเสาเข็มจากการคำนวณ, $Q_{b,SA}$ คือ แรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการคำนวณ, $Q_{s,SA}$ คือ แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณ

b) แรงต้านที่ปลายเสาเข็มสำหรับทราย วิธี Meyerhof (1976)

$$Q_{b,SA} = q_b \times A_b \quad (6)$$

$$q_b = \sigma'_o N^*_q \leq 0.5 N^*_q p_a \tan Ø' \quad (7)$$

โดยที่ q_b คือ หน่วยแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, σ'_o คือ ความเค้นประสิทธิ์ประสิทธิ์ผลของดินที่ปลายเสาเข็ม, N^*_q คือ ค่าพารามิเตอร์ของวิธี *Meyerhof (1976)*, p_a คือ ความดันบรรยากาศ (100 kPa), A_b คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม

c) การวิเคราะห์แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม

$$Q_{s,SA} = q_s \times A_s \quad (8)$$

โดยที่ q_s คือ หน่วยแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, A_s คือ พื้นที่ผิวรับแรงเสียดทานของเสาเข็ม

- แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มสำหรับทราย

$$q_s = \alpha \bar{\sigma}'_o K \tan\delta \quad (9)$$

โดยที่ $\bar{\sigma}'_o$ คือ ความเค้นประสิทธิ์ประสิทธิ์ผลของดินบริเวณรอบเสาเข็ม, K คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง ($K = 1 - \sin Ø'$), δ มีค่าเท่ากับ ¾$Ø'$ สำหรับเสาเข็มคอนกรีต, α มีค่าเท่ากับ 1 สำหรับเสาเข็มเจาะ และ 2 สำหรับเสาเข็มตอก

- แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มสำหรับดินเหนียว

$$q_s = \alpha S_u \quad (10)$$

โดยที่ S_u คือ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ, α คือ Adhesion factor โดย *Ng, K. C. (1982)* สำหรับเสาเข็มเจาะในดินเหนียวกรุงเทพฯ และ *Dennis and Olson (1983)* สำหรับเสาเข็มตอกในดินเหนียวระยอง

(6) เปรียบเทียบกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณเทียบกับกำลังจริงเสาเข็ม โดยเทียบแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม และกำลังประลัยของเสาเข็ม

(7) วิเคราะห์ค่าทางสถิติเบื้องต้นของกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณกับกำลังจริงของเสาเข็ม

3. ข้อมูลเสาเข็ม

ข้อมูลเสาเข็มที่ใช้ในการวิเคราะห์ คือ ข้อมูลเสาเข็มที่มีการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีสถิตศาสตร์, ข้อมูลการสำรวจชั้นดิน, และข้อมูลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ โดยแสดงขนาดและความยาวของเสาเข็ม ตารางที่ 1 เสาเข็มเจาะปลายชั้นทรายดินกรุงเทพฯ 6 ต้น ตารางที่ 2 เสาเข็มตอกปลายชั้นทรายดินระยอง 6 ต้น

ตารางที่ 1 ข้อมูลเสาเข็มเจาะปลายชั้นทราย

No.	Case No.	จังหวัด	Dimension (m.)	ความยาว (m.)
1	B1	สมุทรปราการ	Ø 0.80	48
2	B2	กรุงเทพฯ	Ø 0.50	20
3	B3	กรุงเทพฯ	Ø 1.20	60
4	B4	กรุงเทพฯ	Ø 1.20	47
5	B5	กรุงเทพฯ	Ø 1.00	46
6	B6	สมุทรปราการ	Ø 1.00	49

ตารางที่ 2 ข้อมูลเสาเข็มตอกปลายชั้นทราย

No.	Case No.	จังหวัด	Dimension (m.)	ความยาว (m.)
7	D1	ระยอง	☐ 0.40 x 0.40	20
8	D2	ระยอง	☐ 0.45 x 0.45	30
9	D3	ระยอง	☐ 0.40 x 0.40	20
10	D4	ระยอง	☐ 0.40 x 0.40	20
11	D5	ระยอง	☐ 0.35 x 0.35	21
12	D6	ระยอง	☐ 0.45 x 0.45	21

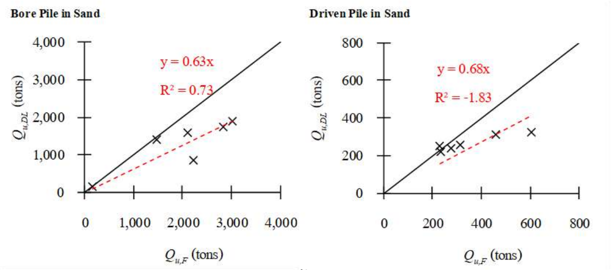
ตารางที่ 3 แสดงผลการวิเคราะห์กำลังของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ ($Q_{u,F}$), วิธีพลศาสตร์ (Dynamic pile load test), การคำนวณ (Static Analysis), และผลการวิเคราะห์กำลังจริงของเสาเข็ม

4. กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์เทียบกับวิธีสถิตศาสตร์

รูปที่ 3 แสดงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ที่ให้กำลังต่ำกว่าวิธีสถิตศาสตร์ โดยกำลังของเสาเข็มจากวิธีพลศาสตร์ให้ค่า 63% และ 68% ของวิธีสถิตศาสตร์ เนื่องมาจากพลังงานจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ไม่เพียงพอสำหรับการพัฒนาแรงต้านที่ปลายเสาเข็มออกมาได้เต็มประสิทธิภาพ ทำให้แรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์เกิดขึ้นบางส่วนเท่านั้น

ตารางที่ 3 ผลการวิเคราะห์กำลังของเสาเข็ม

No.	Case No.	$Q_{u,F}$ (tons)	Dynamic pile load test (tons)			Static Analysis (tons)			กำลังจริงของเสาเข็ม (tons)		
			$Q_{b,DL}$	$Q_{s,DL}$	$Q_{u,DL}$	$Q_{b,SA}$	$Q_{s,SA}$	$Q_{u,SA}$	$Q_{b,cor}$	$Q_{s,cor}$	$Q_{u,F}$
1	B1	2217	126	716	841	83	345	387	1501	716	2217
2	B2	155	37	114	151	50	73	98	41	114	155
3	B3	2836	228	1522	1750	145	1115	1187	1314	1522	2836
4	B4	3028	361	1544	1905	463	479	710	1484	1544	3028
5	B5	2108	273	1322	1595	454	365	592	786	1322	2108
6	B6	1478	259	1138	1397	254	278	405	340	1138	1478
7	D1	315	72	183	255	129	121	251	132	183	315
8	D2	608	73	249	322	34	172	205	359	249	608
9	D3	462	92	216	308	137	91	227	246	216	462
10	D4	232	77	173	250	137	107	244	59	173	232
11	D5	279	61	175	236	183	45	229	104	175	279
12	D6	237	88	129	217	296	61	357	108	129	237

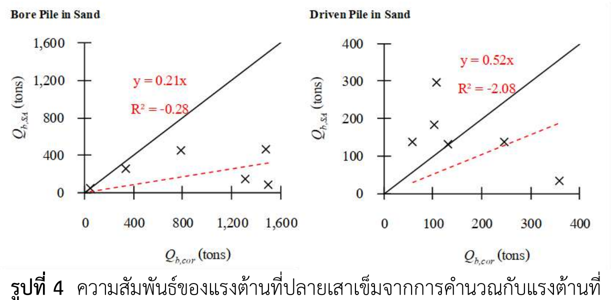


รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์กับวิธีสถิตศาสตร์

5. การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณเทียบสอบกับกำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงของเสาเข็ม

5.1 การวิเคราะห์ความแม่นยำของแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม

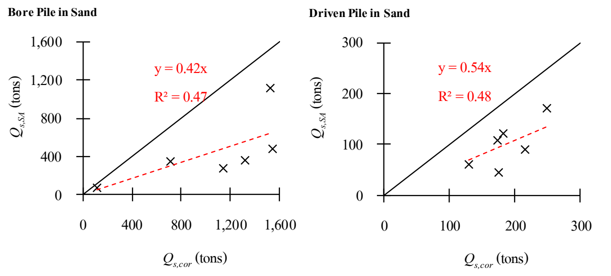
ในการวิเคราะห์นี้จะสมมุติให้แรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริงเท่ากับผลการทดสอบกำลังของเสาเข็มด้วยวิธีสถิตศาสตร์ลบด้วยแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ รูปที่ 4 แสดงแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการคำนวณที่ให้ต่ำกว่ากว่าแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริง โดยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการคำนวณให้ค่า 21% และ 52% ของแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริงสำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ของแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจากการคำนวณกับแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริง

5.2 การวิเคราะห์ความแม่นยำของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม

ในการวิเคราะห์นี้จะสมมุติให้แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริงเท่ากับแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ รูปที่ 5 แสดงแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณที่ให้ค่ากำลังต่ำกว่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริง (จากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์) โดยแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณให้ค่า 42% และ 54% ของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริงสำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ

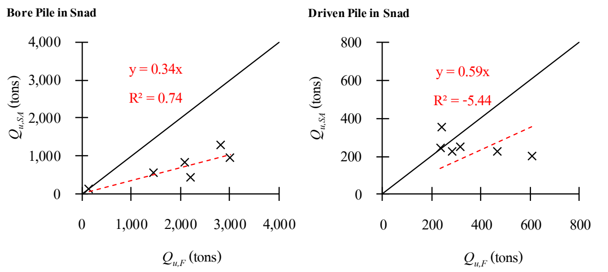


รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ของแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณกับแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจริง

5.3 การวิเคราะห์ความแม่นยำของกำลังประลัยของเสาเข็ม

รูปที่ 6 แสดงกำลังประลัยของเสาเข็มจากการคำนวณที่ให้ค่ากำลังต่ำกว่ากำลังประลัยของเสาเข็มจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ โดยกำลังประลัยของเสาเข็มจากการคำนวณให้ค่า 34% และ 59% ของกำลังประลัยจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์สำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ

เมื่อเทียบผลกับ *วรรณวรางค์* และ *สยาม (2561)* ค่ากำลังประลัยจากการคำนวณเสาเข็มเจาะให้ค่า 65% และเสาเข็มตอกให้ค่า 77% ของกำลังประลัยจากการทดสอบด้วยวิธีสถิตศาสตร์ ซึ่งในบทความให้กำลังประลัยจากการคำนวณน้อยกว่า



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ของกำลังประลัยของเสาเข็มเสาเข็มจากการคำนวณกับจากการทดสอบด้วยวิธีสถิติศาสตร์

6. สัดส่วนปลอดภัย

การวิเคราะห์สัดส่วนปลอดภัยใช้สมมุติฐานทางสถิติโดย สมมุติการกระจายตัวแบบปกติ (Normal distribution) สัดส่วนระหว่างค่าที่คำนวณได้ต่อค่าจริง โดยให้ค่าของชุดข้อมูลที่ 99.73% ซึ่งมีขอบเขตเท่ากับค่าเฉลี่ย (Mean) ± 3S.D. เป็นขอบเขตสำหรับสัดส่วนปลอดภัย

ตารางที่ 4 แสดงค่าทางสถิติของสัดส่วนของกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณเทียบต่อกำลังจริงของเสาเข็มสำหรับเสาเข็มเจาะปลายชั้นทราย โดยมีค่าเฉลี่ยที่ 0.50, 0.45, และ 0.57 สำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, และกำลังประลัยของเสาเข็มตามลำดับ โดยที่มีค่า COV เท่ากับ 0.88, 0.46, และ 0.28 ตามลำดับ ค่าสัดส่วนปลอดภัย (F.S.) ได้จาก ค่าเฉลี่ย (Mean) + 3S.D. คือ 1.83, 1.06, และ 1.06 จึงแนะนำ 2, 1.5, และ 1.5 ตามลำดับ

ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ทางสถิติของเสาเข็มเจาะปลายชั้นทราย

No.	Project	Bore pile in sand		
		$Q_{b,SA}/Q_{b,cor}$	$Q_{sSA}/Q_{s,cor}$	$Q_{u,SA}/Q_{u,F}$
1	B1	0.06	0.48	0.51
2	B2	1.22	0.64	0.81
3	B3	0.11	0.73	0.72
4	B4	0.31	0.31	0.49
5	B5	0.58	0.28	0.51
6	B6	0.75	0.24	0.38
Mean		0.50	0.45	0.57
S.D.		0.44	0.20	0.16
COV.		0.88	0.46	0.28
Mean +3S.D.		1.83	1.06	1.06
F.S.		2	1.5	1.5

ตารางที่ 5 แสดงค่าทางสถิติของสัดส่วนของกำลังของเสาเข็มจากการคำนวณกับกำลังจริงของเสาเข็มสำหรับเสาเข็มตอกปลายชั้นทราย โดยมีค่าเฉลี่ยที่ 1.41, 0.52, และ 0.83 สำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, และกำลังประลัยของเสาเข็มตามลำดับ โดยมีค่า COV เท่ากับ 0.74, 0.32, และ 0.50 ตามลำดับ ค่าสัดส่วนปลอดภัย (F.S.) ได้จาก ค่าเฉลี่ย (Mean) + 3S.D. คือ 4.53, 1.02, และ 2.08 จึงแนะนำ 5, 1.5, และ 2.5 ตามลำดับ

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์ทางสถิติของเสาเข็มตอกปลายชั้นทราย

No.	Project	Driven pile in sand		
		$Q_{b,SA}/Q_{b,cor}$	$Q_{sSA}/Q_{s,cor}$	$Q_{u,SA}/Q_{u,F}$
7	D1	0.98	0.66	0.80
8	D2	0.09	0.69	0.34
9	D3	0.56	0.42	0.49
10	D4	2.33	0.62	1.05
11	D5	1.77	0.26	0.82
123	D6	2.75	0.47	1.51
Mean		1.41	0.52	0.83
S.D.		1.04	0.17	0.42
COV.		0.74	0.32	0.50
Mean+3S.D.		4.53	1.02	2.08
F.S.		5	1.5	2.5

จากการวิเคราะห์ทางสถิติพบว่าความแปรปรวนของแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจะมีค่ามากกว่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มทั้งจากเสาเข็มตอกและเจาะ เมื่อพิจารณาความแปรปรวนของกำลังประลัยเสาเข็มที่ได้จากการคำนวณพบว่ากำลังประลัยของเสาเข็มเจาะแปรปรวนน้อยกว่าเสาเข็มตอก

สัดส่วนปลอดภัยที่ใช้ทั่วไปสำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, และกำลังประลัยของเสาเข็มคือ 3, 1.5, และ 2.5 ตามลำดับ (Bowles, 1996) สำหรับผลการศึกษานี้แนะนำให้ใช้สัดส่วนปลอดภัยที่ 5, 1.5, และ 2.5 ซึ่งให้ค่าสัดส่วนปลอดภัยสำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็มที่มากกว่า

7. บทสรุป

1) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบด้วยวิธีพลศาสตร์ให้ค่าน้อยกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากวิธีสถิตศาสตร์ โดยให้ค่าที่ 63% และ 68% สำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ เนื่องจากการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นในการทดสอบแบบพลศาสตร์ไม่สามารถทำให้แรงต้านที่ปลายเสาเข็มเกิดขึ้นได้ทั้งหมด
2) แรงต้านที่ปลายเสาเข็มที่คำนวณด้วยวิธี Meyerhof (1976) ให้ค่าน้อยกว่าแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจริง โดยให้ค่า 0.21 และ 0.52 เท่าสำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ
3) แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มจากการคำนวณให้ค่าน้อยกว่าแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นจริง โดยให้ค่า 0.42 และ 0.54 เท่าสำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ
4) กำลังประลัยของเสาเข็มที่คำนวณด้วยวิธี Meyerhof (1976) ให้ค่าน้อยกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกจริงของเสาเข็ม โดยให้ค่า 0.34 และ 0.59 เท่าสำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ
5) ความแปรปรวนของผลการคำนวณแรงต้านที่ปลายเสาเข็มจะมากกว่าแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม โดยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มมีค่า COV เท่ากับ 0.88 และ 0.74 สำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ และแรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็มมีค่า COV เท่ากับ 0.46 และ 0.32 สำหรับเสาเข็มเจาะและตอกตามลำดับ

6) ในการประมาณกำลังของเสาเข็มด้วยวิธี Meyerhof (1976) แนะนำค่า F.S. เท่ากับ 5, 1.5, และ 2.5 สำหรับแรงต้านที่ปลายเสาเข็ม, แรงเสียดทานที่ผิวเสาเข็ม, และกำลังประลัยของเสาเข็มตามลำดับ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากโครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม (พวอ.) ประจำปีงบประมาณ 2560 สัญญาเลขที่ MSD60I0078 และกองทุนวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน ข้อมูลการวิจัยสนับสนุนโดย บริษัท เอส ที เอส อินสตรูเม้นท์ จำกัด

เอกสารอ้างอิง

[1] Bowles, J. E. (1996). *Foundation and Analysis Design*. The McGraw-Hill Companies, Inc., pp.391-504.

[2] Dennis, N. D., and Olson, R. E. (1983). Axial Capacity of Steel Piles in Sand, ASCE conf. on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas.

[3] Meyerhof, G. G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197–228.

[4] Ng, K. C., (1982). The construction problems and performance of large bored pile in 2nd sand layer. *Asian Institute of Technology*, Thailand, No. GT 82-26

[5] Samuel G. Paikowsky and Terry A. Tolosko. (1999). Extrapolation of Pile Capacity from Non-Failed Load test *U.S. Department of Transportation*: FHWA-RD-99-170

[6] Seed, H. B., Arango, I., and Chan, C. K. (1975). Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes, Report No. EERC 75-28, *Earthquake Engineering Research Center, University of California*, Berkeley.

[7] พีชยา ทวีเลิศ (2539). การประเมิณการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ในชั้นดดินกรุงเทพฯ และระยอง. *วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต*, สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[8] วรรณวรางค์ รัตนานิคม และ สยาม ยิ้มศิริ (2561). การประเมินความแม่นยำ8ของค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยวิธีสถิตยศาสตร์. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23*, นครนายก, 18-20 กรกฎาคม 2561

การศึกษาการรับแรงแบกทานของดินโดยวิธีการกระจายน้ำหนักผ่านแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม

The Research of Bearing Capacity of Soil by Distributing Load on Square Steel Plate.

อัตพล บุบพิ [1]* ยงยุทธ ศิริศรีเพ็ชร์[1] จงศิลป์ สุขุมจริยพงศ์[1],
ณัฐพงษ์ เกษสัญชัย[2],
วัชร พิศวิมล[3] เพชรานี อุ่นทะยา[3] และ กัญญารักษ์ มีอ่อน[3]

[1] อาจารย์สาขาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น
[2] ผู้อำนวยการหมวดบำรุงทางหลวงชนบทเมือง อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น
[3] นักศึกษาสาขาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น
*Corresponding author; E-mail address: attaphol009tum@gmail.com

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินผ่านแผ่นเหล็ก ในเขตพื้นที่การศึกษาโคกสี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น เพื่อใช้เป็นฐานข้อมูลในการออกแบบฐานรากตื้นในการสร้างอาคารฝึกปฏิบัติงาน โดยทำการทดสอบหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินด้วยวิธีการทดสอบ Plate Bearing Test. ตามมาตรฐาน มทช. 105-2545

การทดสอบครั้งนี้ใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม ขนาด 0.30x0.30 เมตร แผ่นเหล็กมีความหนา 0.025 เมตร และทดสอบที่ระดับความลึก -1.00 เมตร จากผิวดินเดิม จำนวน 3 หลุมทดสอบ โดยใช้น้ำหนักในการออกแบบที่ 10 ตัน/ตารางเมตร มีอัตราความปลอดภัยเท่ากับ 3 และมีการจำแนกประเภทดินด้วยระบบ Unified soil Classification เพื่อใช้เป็นข้อมูลการออกแบบฐานรากตื้น

ผลจากการศึกษาพบว่าค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินทั้ง 3 หลุมการทดสอบพบว่า มีค่ารุดตัวเฉลี่ยของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมเท่ากับ 3.633 มิลลิเมตร และมีค่าความสามารถรับน้ำหนักโดยปลอดภัยเท่ากับ 47.52 ตัน/ตารางเมตร เมื่อเทียบกับน้ำหนักที่ออกแบบสามารถนำไปออกแบบฐานรากตื้นได้อย่างปลอดภัย และจำแนกประเภทดินเป็นดิน SP-SC คือ ดินทรายคละตัวไม่ดีและมีดินเหนียวปนทราย

คำสำคัญ:กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดิน,เพลตแบริ่งเทส,จำแนกดิน

Abstract

This research was to studied values of bearing capacity of soil test by steel plate loading in Khok Si educational area of Rajamangala University of Technology Isan Khonkaen Campus. To keep in database for designing shallow foundations for construction workshop in area. The tested reference to CMT 105-2545 Standard.

This test used 030x0.30 meters square steel plate and 0.025 meters in thickness and tested at depth -1.00 meter from original soil surface amount 3 holes of test. The tested use design load 10 ton/square meter to used safety factor was 3 and more classification of soil by Unified Soil Classification System for design data in shallow foundations.

The results showed the load bearing capacity of soil in 3 holes of test to found the average settlement values of square plate was 3.633 millimeter and can carrying safe load capacity 47.52 ton/ square meter. Can applied for design shallow foundations in area on SP-SC soil was a poorly graded sand and clayed sand by soil classification

Keywords: Capacity of Soil., Plate Bearing Teat., Unifiled Soil Cassification.

1. คำนำ

ในปัจจุบันประเทศไทยมีการขยายตัวทางเศรษฐกิจ จึงทำให้มีความต้องการด้านการก่อสร้างทางวิศวกรรมโยธาและงานสาธารณูปโภคต่าง ๆ เช่น บ้านพักอาศัย พอพัก อพาร์ทเม้นท์ โรงงาน และถนนเพิ่มขึ้นตามปริมาณประชากรและก่อนที่จะมีการก่อสร้างจะต้องผ่านกระบวนการออกแบบในส่วนต่าง ๆ ตั้งแต่การออกแบบที่อยู่ใต้ดินไปจนถึงชั้นที่อยู่เหนือดิน ไม่ว่าจะเป็นการออกแบบฐานราก ออกแบบคาน ออกแบบเสา เป็นต้น ด้านการออกแบบส่วนงานวิศวกรรมโยธาส่วนที่วิศวกรผู้ออกแบบจะต้องให้ความสำคัญเป็นพิเศษ คือ การออกแบบงานฐานราก ซึ่งเป็นส่วนที่รับน้ำหนักของอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างทั้งหมดและถ่ายน้ำหนักทั้งหมดลงสู่ชั้นดิน

พื้นที่การศึกษาโคกสี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น เป็นอีกสถานที่หนึ่งที่มีการสร้างสิ่งปลูกสร้างต่าง ๆ เช่น อาคารเรียน อาคารฝึกปฏิบัติงาน พื้นที่บริเวณจังหวัดขอนแก่นนี้ ชั้นดินเป็นลักษณะดินแข็ง ถ้ามีการก่อสร้างอาคารที่ไม่สูงมากนัก ส่วนใหญ่แล้ววิศวกร ก็จะออกแบบเป็นฐานรากตื้นในการออกแบบฐานรากตื้นนั้นวิศวกรผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงความปลอดภัยของโครงสร้างและความประหยัดในการออกแบบโครงสร้างดังกล่าว ข้อมูลเบื้องต้นที่วิศวกรผู้ออกแบบจำเป็นต้องทราบก่อนการออกแบบโครงสร้างฐานรากตื้น คือ ค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินและประเภทของดินบริเวณที่จะทำการก่อสร้างอาคาร ซึ่งวิธีการทดสอบที่จะช่วย ให้ทราบถึงค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดิน คือ วิธีการทดสอบค่ากำลังรับแรงแบกทานของดิน (Plate Bearing Test)

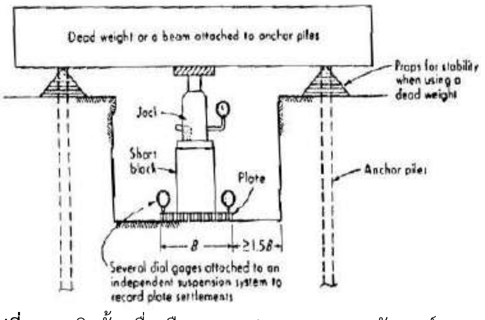
ผู้วิจัยจึงเห็นถึงความจำเป็นในการศึกษา และรวบรวมข้อมูลกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดิน ด้วยวิธีการทดสอบค่ากำลังรับแรงแบกทานของดิน เพื่อนำข้อมูลค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินมาวิเคราะห์และใช้เป็นฐานข้อมูลในการออกแบบระบบฐานรากตื้นต่อไป จึงกำหนดวัตถุประสงค์ของโครงการ คือ 1.เพื่อหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดินตามมาตรฐาน และ 2.เพื่อจำแนกประเภทของดินจากหลุมทดสอบ

2. ทฤษฎีและวรรณกรรมที่เกี่ยวข้อง

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 การทดสอบค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดิน (Plate Bearing Test)

บุญเทพ นาเนกรังสรรค์ (2539) [9] เป็นการทดสอบโดยอาศัยแผ่นเหล็กทรงกลมหนา 1 นิ้ว และมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางตั้งแต่ 12-30 นิ้ว ซึ่งขนาดเพิ่มช่วงละ 6 นิ้ว แต่บางครั้งอาจใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 12x12 นิ้ว หากใช้ขนาดใหญ่แล้วจำเป็นที่จะต้องนำแผ่นที่มีขนาดเล็กกว่ามาทับเป็นชั้น ๆไว้เพื่อลดการโก่งงอของแผ่นเหล็ก ในขณะที่เหล็กมีน้ำหนักสูงมากดทับ การติดตั้งเครื่องมือพร้อมอุปกรณ์ของการทดสอบ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.1 ควรทดสอบที่ระดับความลึกเดียวกันกับที่จะวางฐานรากและทำการสูบน้ำออกจากก้นหลุมหากทดสอบในความลึกต่ำกว่าระดับน้ำใต้ดิน



รูปที่ 1 การติดตั้งเครื่องมือทดสอบ (บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2539)

2.1.2 การจำแนกประเภทของดินด้วยระบบ Unified Soil Classification

มานะ อภิพัฒนะมนตรี (2545) [10] กล่าวถึงการจำแนกประเภทของดิน นิยมใช้กันมากกับงานวิศวกรรมประเภทดินถม และงานฐานรากของอาคารทั่วไป การจำแนกประเภทของดินโดยพิจารณาการกระจายขนาดคละของเม็ดดินและพลาสติกซิตี้ของมวลดินเป็นเกณฑ์ ใช้อักษรภาษาอังกฤษ 2 ตัวแทนชนิดของดิน อาทิเช่น SM หมายถึงดินตะกอนปนทราย SC หมายถึงดินเหนียวปนทราย เป็นต้น ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องทราบความหมายของอักษรภาษาอังกฤษแต่ละตัวให้ได้ ซึ่งอักษรภาษาอังกฤษแต่ละตัวมีความหมาย ดังนี้

อักษร G หมายถึง กรวด (Gravel)
อักษร S หมายถึง ทราย (Sand)
อักษร M หมายถึง ดินตะกอน (Silt)
อักษร C หมายถึง ดินเหนียว (Clay)
อักษร 0 หมายถึง ดินสารอินทรีย์ (Organic)
อักษร Pt หมายถึง ดินเลนที่เกิดจากการเน่าเปื่อยของวัชพืช (Peat)
อักษร W หมายถึง ขนาดเม็ดดินคละดี (Well Graded)
อักษร P หมายถึง ขนาดเม็ดดินคละไม่ดี (Poorly Graded)
อักษร H หมายถึง ค่าขีดเหลวของดินสูง (L.L. > 50%)
อักษร L หมายถึง ค่าขีดเหลวของดินต่ำ (L.L. < 50%)
อักษร NP หมายถึง พลาสติกซิตี้ของมวลดินไม่มี (Non Plastic)

2.1.3 ดินมวลหยาบ

มานะ อภิพัฒนะมนตรี (2545) [4] ดินมวลหยาบประกอบด้วย ดิน 2 กลุ่มใหญ่ ๆ ได้แก่ กรวด (G) และทราย (S) โดยพิจารณาเม็ดดินส่วนที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 40 น้อยกว่า 50% จัดเป็นพวกกรวด แต่ถ้าเม็ดดินส่วนที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 40 มากกว่า 50% และค้างบนตะแกรงเบอร์200 มากกว่า 50% จัดเป็นพวกทราย (S) ดินกลุ่มกรวด (G) และทราย (S) แต่ละกลุ่มยังแบ่งออกเป็น 4 กลุ่มย่อย ได้แก่ กรวดคละกันดี (GW) กรวดคละไม่ดี (GP) ดินตะกอนปนกรวด (GM) ดินเหนียวปนกรวด (GC) และทรายคละกันดี (SW) ทรายคละไม่ดี (SP) ดินตะกอนปนทราย (SM) ดินเหนียวปนทราย (SC)

2.1.4 ดินมวลละเอียด

ดินมวลละเอียดประกอบด้วย 4 กลุ่มใหญ่ ได้แก่ ดินตะกอน (M) ดินเหนียว (C) ดินสารอินทรีย์ (0) และดินเลนที่เกิดจากการเน่าเปื่อยของวัชพืช (Pt) ดินมวลละเอียด 3 กลุ่มแรกซึ่งได้แก่ ดินตะกอน ดินเหนียว ดินสารอินทรีย์ แต่ละกลุ่มยังแบ่งออกเป็น 2 กลุ่มย่อย ได้แก่ ดินตะกอน ที่มีค่าขีดเหลวสูง (MH) ดินตะกอนที่มีค่าขีดเหลวต่ำ (ML) ดินเหนียวที่มีค่าขีดเหลวสูง (CH) ดินเหนียวที่มีค่าขีดเหลวต่ำ (CL) ดินสารอินทรีย์ที่มีค่าขีดเหลวสูง (OH) ดินสารอินทรีย์ที่มีค่าขีดเหลวต่ำ (OL) การจำแนกชนิดของดินมวลละเอียดสามารถวิเคราะห์ ได้จากแผนภูมิพลาสติกซิตี้ (Plasticity Chart) ดินที่อยู่เหนือ A-Line จะเป็นดินเหนียว ส่วนดินที่อยู่ใต้ A-Line จะ

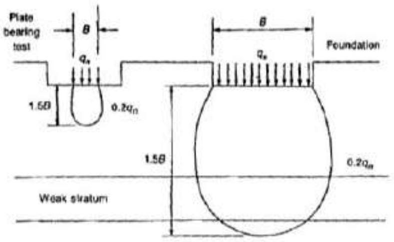
เป็นดินตะกอนต่ำ (OL) การจำแนกชนิดของดินมวลละเอียดสามารถวิเคราะห์ ได้จากแผนภูมิพลาสติกซิตี้ (Plasticity Chart) ดินที่อยู่เหนือ A-Line จะเป็นดินเหนียว ส่วนดินที่อยู่ใต้ A-Line จะเป็นดินตะกอน [4]

2.1.5 มาตรฐานการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักของพื้นดิน ผนวก ก (มทช.105-2545)

มาตรฐาน มทช.105-2545 ผนวก ก [15] เป็นการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้นดิน (Bearing Capacity of Soil) ที่ใช้เฉพาะงานฐานรากของโครงสร้าง โดยใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส ขนาด 30 หรือ 45 เซนติเมตร หรือ 60 เซนติเมตร และหนาไม่น้อยกว่า 2.5 มิลิเมตร หรือแผ่นเหล็กวงกลมที่มีความหนาและเนื้อที่เท่ากัน

รูปที่ 2 แผ่นเหล็กทดสอบรูปสี่เหลี่ยมตามมาตรฐาน มทช.105-2545

2.1.6 พฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับฐานราก

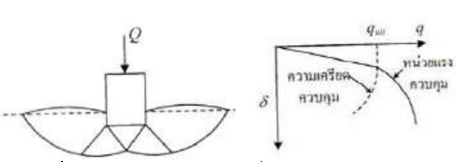


รูปที่ 4 เปรียบเทียบการทดสอบกับพฤติกรรมที่เกิดขึ้นกับฐานราก

จากรูปที่ 4 เป็นการทดสอบที่หาค่าการทรุดตัวของดิน ในระดับความลึกไม่มากไปกว่า 2 เท่าของขนาดแผ่นเหล็กทดสอบ (ความลึกถึงจุดที่ให้การกระจายน้ำเท่ากับ 10% ของน้ำหนักที่มากระทำ) ซึ่งการทรุดตัวของฐานรากที่มีขนาดใหญ่กว่ามากจะแตกต่างกันออกไป โดยจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติและความหนาของชั้นดินที่อยู่ลึกลงไป

2.1.7 ลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้น

Vesic (1973) ได้ศึกษาลักษณะการวิบัติของฐานรากตื้น พบว่าการวิบัติของฐานรากตื้นขึ้นอยู่กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ ฐานรากตื้นที่ตั้งอยู่บนชั้นหินและทรายแน่นจะมีลักษณะการวิบัติแบบทั่วไป (General Shear)



รูปที่ 5 ลักษณะการวิบัติแบบทั่วไป (General Shear)

2.2 วิจัยที่เกี่ยวข้อง

สถาพร ด่อนแก้ว และเชิดชนินทร์ หมดมลทิน (2556) [13] ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินผสมโฟมอากาศปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ เพื่อนำไปประยุกต์ใช้เป็นวัสดุถมทางด้านกำลังรับแรงแบกทานโดยสร้างคันดินมวลเบา ขนาด กว้าง 4 เมตร ยาว 4 เมตร สูง 1.5 เมตร และทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของดินในสนามด้วยวิธี Plate Bearing Test ตามมาตรฐาน ASTM D 1194 ในการทดสอบใช้น้ำหนักต้านทานแบบคงที่ 3.5 ตัน และนำผลที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม นำมามาหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับแรงแบกทานของดิน บริเวณคันดินทดลอง

Aarash Hosseini (2014) [1] ได้ทำวิจัยในการหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากรูปทรงสี่เหลี่ยม ผลการทดสอบพบว่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ชนิดของดิน ความลึกของหลุมการทดสอบ และแรงที่ใช้ในการทดสอบเป็นต้น การศึกษาความเครียดของดินจะขึ้นอยู่กับปริมาณของแรงที่ใช้ในการทดสอบ ซึ่งมีความสำคัญในการระบุพฤติกรรมของดิน ดังนั้นในการศึกษาในครั้งนี้จะเป็นการศึกษาผลกระทบของแรงดันในการยึดเกาะของดินที่มีผลต่อการเกาะกันของมุมและแรงเสียดทานในดิน จากนั้นจึงทำการประเมินผลการทดสอบต่อความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน ด้วยวิธี Meyerhof และ Terzaghi ด้วยการใช้ซอฟต์แวร์ Plaxis

D. A. M. Araújo , C. M. L. Costa and Y. D. J. Costa (2017) [3] ได้ทำการศึกษาผลของขนาดของฐานรากตื้นในทราย ในการทดสอบจะใช้แผ่นเหล็กสามแผ่น ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.30, 0.5 และ 0.80 เมตร ผลจากการทดสอบพบว่า กราฟความเครียดที่ได้รับจากการทดสอบไม่ได้แสดงรูปแบบความล้มเหลวที่ชัดเจน ดังนั้นจึงใช้เกณฑ์ความล้มเหลวทั่วไปเพื่อกำหนดความสามารถของ

Nakul Dev (2007) [4] ได้ทำการวิจัยหาค่ากำลังรับแรงแบกทานของดินโดยใช้วิธีการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน (plate load test) เพื่อนำค่าที่ได้จากการการทดสอบนำมาใช้ในการออกแบบอาคารชลประทานใช้ในการระบายน้ำของโตรงการบ้านสาก้าร์ ผลจากการทดสอบพบว่าการรับกำลังรับแรงแบกทานของดินอยู่ในช่วง 2.40 kg/cm^2 - 3.64 kg/cm^2

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

3.1 การทดสอบในสนาม

การทดสอบในสนาม เป็นการทดสอบการหาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินโดยการใช้วิธี Plate bearing test ตามมาตรฐาน มทช.105-2545

รูปที่ 6 การทดสอบ Plate Bearing Test ในสนาม

3.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

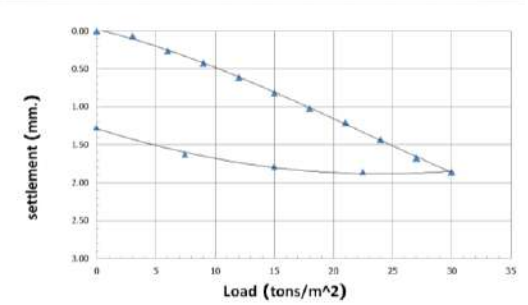
3.2.1 การทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน

ตารางที่ 1 การทดสอบคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

วิธีการทดสอบ	มาตรฐานการทดสอบ
Sieve Analysis of Soil	ASTM D 2487
Atterberg's Limint of Soil	ASTM D 4318

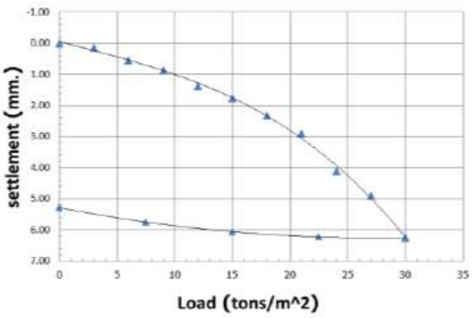
4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบในสนาม



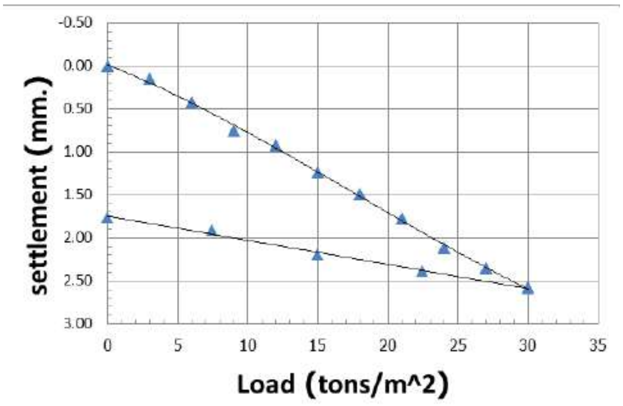
รูปที่ 7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหารทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดินของหลุมที่ 1 และค่าการคืนตัวของดิน

จากกราฟที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดิน โดยน้ำหนักบรรทุกสูงสุดอยู่ที่ 30 ตัน/ตารางเมตร ผลการทรุดตัวสูงสุดของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม คือ 1.857 มิลลิเมตร มีค่าการคืนตัวของดินที่น้ำหนักบรรทุกเป็น 0 มีค่าเท่ากับ 1.273 มิลลิเมตร ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Aarash Hosseini (2014) ได้ทำวิจัยในการหาค่าความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากรูปทรงสี่เหลี่ยม



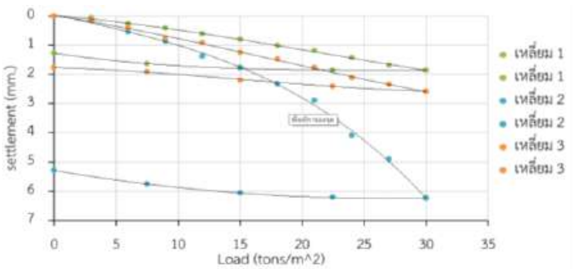
รูปที่ 8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหารทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดินของหลุมที่ 2 และค่าการคืนตัวของดิน

จากกราฟที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดิน โดยน้ำหนักบรรทุกสูงสุดอยู่ที่ 30 ตัน/ตารางเมตร ผลการทรุดตัวสูงสุดของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม คือ 6.253 มิลลิเมตร มีค่าการคืนตัวของดินที่น้ำหนักบรรทุกเป็น 0 มีค่าเท่ากับ 5.290 มิลลิมตร ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ D. A. M. Araújo , C. M. L. Costa and Y. D. J. Costa (2017) ได้ทำการศึกษาผลของขนาดของฐานรากตื้นในทราย ในการทดสอบจะใช้แผ่นเหล็กสามแผ่น ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.30, 0.5 และ 0.80 เมตร



รูปที่ 9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหารทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดินของหลุมที่ 3 และค่าการคืนตัวของดิน

จากกราฟที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดิน โดยน้ำหนักบรรทุกสูงสุดอยู่ที่ 30 ตัน/ตารางเมตร ผลการทรุดตัวสูงสุดของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม คือ 2.580 มิลลิเมตร มีค่าการคืนตัวของดินที่น้ำหนักบรรทุกเป็น 0 มีค่าเท่ากับ 1.767 มิลิเมตร ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Nakul Dev (2007) ได้ทำการวิจัยหาค่ากำลังรับแรงแบกทานของดินโดยใช้วิธีการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกของดิน (plate load test) เพื่อนำค่าที่ได้จากการการทดสอบนำมาใช้ในการออกแบบอาคารชลประทานใช้ในการระบายน้ำของโตรงการบ้านสาก้าร์



รูปที่ 10 รวมกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหารทรุดตัวของดินกับน้ำหนักบรรทุกของดินและค่าการคืนตัวของดิน

จากกราฟที่ 10 เป็นความสัมพันธ์ระหว่างค่าการทรุดตัวของดินและน้ำหนักบรรทุก ซึ่งน้ำนักบรรทุกสูงสุดของหลุมทดสอบ มีค่าเท่ากับ 30 ตัน/ตารางเมตร แล้วค่าการทรุดตัวของดินสูงสุดของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมเฉลี่ยเท่ากับ 3.56 มิลลิเมตรตามลำดับ และมีค่าการคืนตัวของดินที่น้ำหนักบรรทุกเป็น เฉลี่ยมีค่าเท่ากับ 2.780 มิลลิเมตร ตามลำดับ ซึ่งผลที่ได้มีความสอดคล้องกับงานวิจัยของ สถาพร ด่อนแก้ว และเชิดชนินทร์ หมดมลทิน

(2556) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินผสมโฟมอากาศปรับปรุงด้วยปูนซีเมนต์ เพื่อนำไปประยุกต์ใช้เป็นวัสดุถมทางด้านกำลังรับแรงแบกทานโดยสร้างคันดินมวลเบา ขนาด กว้าง 4 เมตร ยาว 4 เมตร สูง 1.5 เมตร และทดสอบกำลังรับแรงแบกทานของดินในสนามด้วยวิธี Plate Bearing Test ตามมาตรฐาน ASTM D 1194 ในการทดสอบใช้น้ำหนักต้านทานแบบคงที่ 3.5 ตัน และนำผลที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม นำมามาหาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวกับแรงแบกทานของดิน บริเวณคันดินทดลอง

4.2 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตารางที่ 2 สรุปผลการจำแนกดินของหลุมที่ 1

Percent Finer	Sieve No 4	95.37%
	Sieve No 200	8.03%
Atterberg's Limits	Liquid Limit (A)	22.4
	Plastic Limit (B)	19.14
Coefficient of Uniformity		3.95
Coefficient of Curvature		1.25
Plasticity index (A-B)		3.26
A-Line (0.73 X (A-20)		1.752
ประเภทของดิน		ทรายคละไม่ดีและดินเหนียวปนทราย (SP-SC)

ตากตารางที่ 2 เมื่อพิจารณาขนาดของเม็ดดินที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐาน พบว่าดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 เท่ากับ 95.37% และดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เท่ากับ 8.03% และค่าขีดจัด Atterberg’s Limits คือ Liguid Limit คือ 22.4 และ Plastic Limit คือ 19.14 และมีค่า Coefficient of Uniformity เท่ากับ 3.95 และค่า Coefficient of Curvature เท่ากับ 1.25 และค่า Plasticity index คือ-3.26 ซึ่งมีค่ามากกว่าเส้น A-Line คือ 1.752 จึงจัดประเภทของดิน คือ SP-SC เป็นดินทรายคละตัวไม่ดีและเป็นดินเหนียวปนทราย

ตารางที่ 3 สรุปผลการจำแนกดินของหลุมที่ 2

Percent Finer	Sieve No 4	95.36%
	Sieve No 200	11.83%
Atterberg's Limits	Liquid Limit (A)	22.7
	Plastic Limit (B)	18.35
Coefficient of Uniformity		3.85
Coefficient of Curvature		1.38
Plasticity index (A-B)		4.35
A-Line (0.73 X (A-20)		1.971
ประเภทของดิน		ทรายคละไม่ดีและดินเหนียวปนทราย (SP-SC)

จากตารางที่ 3 เมื่อพิจารณาขนาดของเม็ดดินที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐาน พบว่าดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 เท่ากับ 95.36% และดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เท่ากับ 11.83% และค่าขีดจัด Atterberg’s Limits คือ Liguid Limit คือ 22.7 และ Plastic Limit คือ 18.35 และมีค่า Coefficient of Uniformity เท่ากับ 3.85 และค่า Coefficient of Curvature เท่ากับ 1.38 และค่า Plasticity index คือ 4.35 ซึ่งมีค่ามากกว่าเส้น A-Line คือ 1.971 จึงจัดประเภทของดิน คือ SP-SC เป็นดินทรายคละตัวไม่ดีและเป็นดินเหนียวปนทราย

ตารางที่ 4 สรุปผลการจำแนกดินของหลุมที่ 3

Percent Finer	Sieve No 4	96.66%
	Sieve No 200	9.25%
Atterberg's Limits	Liquid Limit (A)	21.6
	Plastic Limit (B)	17.43
Coefficient of Uniformity		3.92
Coefficient of Curvature		1.32
Plasticity index (A-B)		4.17
A-Line (0.73 X (A-20)		1.168
ประเภทของดิน		ทรายคละไม่ดีและดินเหนียวปนทราย (SP-SC)

จากตารางที่ 4 เมื่อพิจารณาขนาดของเม็ดดินที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐาน พบว่าดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 เท่ากับ 96.66% และดินที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เท่ากับ 9.25% และค่าขีดจัด Atterberg’s Limits คือ Liguid Limit คือ 21.6 และ Plastic Limit คือ 17.45 และมีค่า Coefficient of Uniformity เท่ากับ 3.92 และค่า Coefficient of Curvature เท่ากับ 1.32 และค่า Plasticity index คือ 4.17 ซึ่งมีค่ามากกว่าเส้น A-Line คือ 1.168 จึงจัดประเภทของดิน คือ SP-SC เป็นดินทรายคละตัวไม่ดีและเป็นดินเหนียวปนทราย

เมื่อพิจารณาขนาดของเม็ดดินที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐานทั้ง 3 หลุมการทดสอบ พบว่าดินส่วนที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 มีค่ามากกว่าครึ่งหนึ่งของส่วนที่เป็นเม็ดหยาบ คือ 95.37%, 95.36% และ96.66% ตามลำดับ จึงจัดว่าเป็นทราย (S) และเมื่อพิจารณาทรายที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 พบว่าอยู่ระหว่าง 5% - 12% ทั้ง 3 หลุมแล้วผลการทดสอบที่ได้คือ 8.03%, 11.83% และ9.25% ตามลำดับ ดินทั้งหมด 3 หลุมการทดสอบจึงจัดประเภทของดินที่มีสัญลักษณ์คู่ และมีค่า Coefficient of Uniformity น้อยกว่า 6 และค่า Coefficient of Curvature อยู่ระหว่าง 1-3 ทั้ง 3 หลุมการทดสอบ และได้มีการทดสอบหาค่า Plasticity index ผลที่ได้คืออยู่เหนือเส้น A-Line ทั้งหมด จึงทำให้ได้ผลการจำแนกดินด้วยระบบ Unified Soil Classification จัดอยู่ในกลุ่ม SP-SC เป็นดินทรายคละไม่ดีและดินเหนียวปนทราย

5. สรุปและอภิปรายผล

จากการศึกษาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินผ่านแผ่นเหล็ก (Plate Bearing Test) ณ พื้นที่การศึกษาโคกสี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น เพื่อใช้เป็นฐานข้อมูลในการออกแบบฐานรากตื้นที่ระดับความลึก -1.00 เมตร จากผิวดินเดิม โดยมีน้ำหนักออกแบบที่ 10 ตัน/ตร.ม. อัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 3 และน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของดิน 30 ตัน/ตร.ม. และใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมมีขนาด 0.30x0.30 เมตร ที่มีความหนาเท่ากันที่ 1 นิ้ว (0.025 เมตร) จำนวน 3 หลุมทดสอบ มีผลการทดสอบ ดังนี้

1.การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินผ่านแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมตามมาตรฐาน มทช. 105-2545 ที่ใช้น้ำหนักบรรทุกสูงสุด 30 ตัน/ตารางเมตร ในการทดสอบ พบว่า การทรุดตัวของหลุมทดสอบ คือ 1.857,6.253, 2.580 มม. ตามลำดับ และมีค่าเฉลี่ยการทรุดตัวอยู่ที่ 3.563 มม.

2.การจำแนกประเภทดินด้วยระบบ Unified soil Classification ตามมาตรฐาน ASTM D 2487 พบว่าเป็นดินเม็ดหยาบ จำพวก SP-SC คือดินทรายคละตัวไม่ดีและเป็นดินเหนียวปนทราย

พื้นที่ทำการทดสอบ ณ พื้นที่การศึกษาโคกสี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น ทำการทดสอบที่ระดับความลึก -1.00 เมตร โดยใช้น้ำหนักออกแบบที่ 10 ตัน/ตารางเมตร และมีน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของดิน 30.0 ตัน/ตารางเมตร และมีค่าการทรุดตัวเฉลี่ยของแผ่นเหล็กสี่เหลี่ยม เท่ากับ 3.560 มิลลิเมตร และอยู่ในมาตรฐาน ASTM D 1194-94 และมีค่าความต้านทานประลัยของดินเท่ากับ 142.86 ตัน/ตารางเมตร และค่ากำลังรับแรงแบกทานที่ยอมให้โดยปลอดภัยของดินเท่ากับ 47.62 ตัน/ตารางเมตร ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกของดินที่ออกแบบไว้สามารถนำไปใช้ประกอบการออกแบบฐานรากตื้นได้อย่างปลอดภัย

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนต้องขอขอบคุณ สาขาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น อาจารย์ที่ปรึกษาวิจัยและนักศึกษาผู้จัดทำวิจัย สาขาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่นที่ให้ความช่วยเหลือในการทำวิจัยฉบับนี้และขอขอบคุณสำนักงานทางหลวงชนบท จังหวัดขอนแก่น ที่อนุเคราะห์เครื่องจักร

เอกสารอ้างอิง

[1] Aarash Hosseini, 2014. “Effect of Confinement Pressure on Soil Behavioral Parameters,” Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, 8.2,: (January): 615-619.

[2] ASTM D 1194-94 American Society for Testing and Materials.

[3] D. A. M. Araújo , C. M. L. Costa and Y. D. J. Costa. 2017, “Dimension Effect on Plate Load Test Resulta,” Proceedings of the 2nd World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering. 2,4: (April): 187-191.

[4] Manav Patel, Manas Bhoi (2019) Effect of Different Shape of Footing on its Load-Settlement Behaviour (Circular, Square and Rectangular) .Proceedings of the 4th World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering (CSEE’19) Rome, Italy – April, 2019 Paper No. ICGRE 168 DOI: 10.11159/icgre19.168

[5] Nakul Dev, 2007. Bearing Capacity Determination using Plate Load Test - A Case Study [Online]. Researchgat. Available form : https://www.researchgate.net. (2019, Augest 28

[6] S. R. Pathak, S. N. Kamat and D. R. Phatak (2008)

[7] T.warmate1.-H.O Nwankworala, 2014. Determination of Elastic Modulus Using Plate Load Test In Calabar, South-Eastern Nigeria [Online]. Ideas. Available form : https://ideas.repec.org. (2019, Augest 28)

[8] Xiaohua Bao,Guanlin Ye, Bin Ye, Yanbin Fu and Dong Su, 2016. Co-seismic and post-seismic behavior of an existed shallow foundation and super structure system on a natural sand/silt layered ground [Online]. Researchgat. Available form : https://www.researchgate.net. (2019, Augest 28).

[9] สนิท พิพิธสมบัติ, 2552. วิศวกรรมฐานราก. พิมพ์ครั้งที่ 3. กรุงเทพมหานคร: บริษัท ครองช่าง พริ้นท์ติ้ง จำกัด

[10] สุขสันติ์ หอพิบูลสุข, 2552. วิศวกรรมฐานราก. พิมพ์ครั้งที่ 1 กรุงเทพมหานคร: บริษัท สำนักพิมพ์ท้อป จำกัด

[11] บุญเทพ นาเนกรังสรรค์, 2539. Foundation Engineering and Tunneling.ชียงใหม่: ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่.

[12] มานะ อภิพัฒนะมนตรี, 2545. วิศวกรรมปฐพีและฐานราก. พิมพ์ครั้งที่ 10. กรุงเทพมหานคร: สมาคมส่งเสริมเทคโนโลยี (ไทย-ญี่ปุ่น).

[13] ธนานันต์ อารีย์พงษ์,ปิติ จันทรุไทย และสาราวุธจริตงาม, 2557. “การประยุกต์ใช้คอมพิวเตอร์ในการวิเคราะห์คุณสมบัติของดินบดอัดของดินสำหรับงานถนน,”วารสารมหาวิทยาลัยราชภัครศรีธรรมราช. 33,2: (กรกฎาคม-ธันวาคม): 38-46.

[14] ณรงค์เดช อินทรัตน์ชัยกิจ, วิทวัส สิธิกูล และศรีศักดิ์ เย็นมะโนช, 2555. “การพัฒนาโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการออกแบบ

ฐานรากตื้น,”วารสารวิจัยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลตะวันออก วิทยาเขตอุเทนถวาย. 5,1: (มกราคม-มิถุนายน): 78-86

[15] สถาพร ด่อนแก้ว และเชิดชรินทร์ หมดมลทิน, 2556. การศึกษาการรับแรงแบกทานของดินผสมโฟมอากาศปรับปรุงด้วยซีเมนต์, วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมก่อสร้าง ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธา และสิ่งแวดล้อม บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเล้าพระนครเหนือ.

[16] อดิศักดิ์ ศรีแสงรัตน์, 2547. การออกแบบระบบสมอเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกในการทดสอบ Plate Load Test (กรณีศึกษาน้ำหนักบรรทุกไม่เกิน 8 ตัน/ตารางเมตร), ปริญญานิพนธ์ครุศาสตร์อุตสาหกรรมบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาคครุศาสตร์โยธา บัณฑิตวิทยาลัย สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[17] มาตรฐานงานฐานราก มทช.105-2545 ผนวก ก มาตรฐานการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้นดิน

[18] ราชศักดิ์ สุวรรณนัจศิริ, ธีรวัฒน์ ศิลปะระเสริฐ และกิติเดช สันติชัยอนันต์, 2559. “การสำรวจข้อมูลชั้นดินในมหาวิทยาลัยราชภัฏหมู่บ้านจอมบึงเพื่องานออกแบบฐานรากตื้น," การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ. ครั้งที่ 21, (28-30 มิถุนายน 2559): 18-27.

[19] สรวัสส์ บุญหยง และอดิศร งามหลาย, 2561. “การศึกษาและจัดทำแผนที่ปฐพีกลศาสตร์ของชั้นดินในเขตอำเภอเมืองจังหวัดจันทบุรีเพื่อใช้ในการออกแบบฐานรากเบื้องต้น,” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ. ครั้งที่ 23. (18–20 กรกฎาคม 2561): 35-4

[20] ศิริชัย ห่วงจริง และอนุชิต อุชายภิชาติ, 2018. “พฤติกรรมของฐานรากแผ่จากการทดสอบแบบฐานรากจำลอง,” การประชุมวิชาการวิชาการและนำเสนอผลงานวิจัยระดับชาติ. ครั้งที่ 3. (25 เมษายน 2018)

[21] เสริมพันธ์ เอี่ยวจะบก, 2550. “เทคนิคการออกแบบและการแก้ไขปัญหางานฐานราก,” เอกสารประกอบการอบรมสัมมนา โปรแกรมวิชาเทคโนโลยีก่อสร้าง คณะเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยราชภัฏอุดรธานี

[22] วิศวกรรมก่อสร้าง ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธา และสิ่งแวดล้อม บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเล้าพระนครเหนือ.

[23] อดิศักดิ์ ศรีแสงรัตน์, 2547. การออกแบบระบบสมอเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกในการทดสอบ Plate Load Test (กรณีศึกษาน้ำหนักบรรทุกไม่เกิน 8 ตัน/ตารางเมตร), ปริญญานิพนธ์ครุศาสตร์อุตสาหกรรมบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาคครุศาสตร์โยธา บัณฑิตวิทยาลัย สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[24] มาตรฐานงานฐานราก มทช.105-2545 ผนวก ก มาตรฐานการทดสอบความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของพื้นดิน

[25] ราชศักดิ์ สุวรรณนัจศิริ, ธีรวัฒน์ ศิลปะระเสริฐ และกิติเดช สันติชัยอนันต์, 2559. “การสำรวจข้อมูลชั้นดินในมหาวิทยาลัยราชภัฏหมู่บ้านจอมบึงเพื่องานออกแบบฐานรากตื้น," การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ. ครั้งที่ 21, (28-30 มิถุนายน 2559): 18-27.

[26] สรวัสส์ บุญหยง และอดิศร งามหลาย, 2561. “การศึกษาและจัดทำแผนที่ปฐพีกลศาสตร์ของชั้นดินในเขตอำเภอเมืองจังหวัดจันทบุรีเพื่อใช้ในการออกแบบฐานรากเบื้องต้น,” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ. ครั้งที่ 23. (18–20 กรกฎาคม 2561): 35-4

การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธีสถิตศาสตร์และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์สำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์

Comparison of Pile Capacity Predicted from Static Method and Dynamic Load Test for Prachuabkirikhan Subsoils

สิทธิภัสร์ เอื้ออภิวัชร์[1,*] เรืองวิทย์ โชติวิทยาธานินทร์[2] และ นิพันธ์ แสงศรี[3]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
[2] บริษัท เทสโก้ จำกัด จ.กรุงเทพมหานคร
[3] บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล็อปเมนต์ จำกัด จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: Sitthiphat@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตอกจากการคำนวณด้วยวิธีสถิตศาสตร์และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์ของเสาเข็มจำนวน 13 ต้น จากโครงการก่อสร้างรถไฟทางคู่ หัวหิน - ประจวบคีรีขันธ์ โดยค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ใช้ในการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มได้จากสมการแปลค่า SPT-N สี่สมการได้แก่ Terzaghi (1967) NAVFAC (1986) Stroud (1974) และ Pitupakorn (1982) ผลการศึกษาพบว่า สมการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินของ NAVFAC (1986) มีความถูกต้องมากและแม่นยำมากที่สุดในการทำนายค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตอกสำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ โดยมีความเอนเอียงเฉลี่ยเท่ากับ 1.05 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.19

คำสำคัญ: น้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม, การทดสอบเสาเข็มแบบพลศาสตร์

Abstract

This study compares the pile capacity predicted from static method and dynamic load test of 13 driven piles from Hua Hin to Prachuabkirikhan track doubling construction project. Undrained shear strength obtained from four SPT-N interpretation equations including Terzaghi (1967), NAVFAC (1986), Stroud (1974), and Pitupakorn (1982) are use in the pile capacity estimation and later compare with dynamic pile load test results.

The study found that equation proposed by NAVFAC (1986) is the most accurate and precise with average bias of 1.05 and the coefficient of variation of 0.19

Keywords: Pile capacity, Dynamic Pile Load Test

1. บทนำ

เสาเข็ม (Pile) ทำหน้าที่ในการถ่ายแรงจากโครงสร้างลงสู่ชั้นดิน กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มขึ้นอยู่กับความสามารถในการรับน้ำหนักของดินรอบเสาเข็ม (Skin friction) และความสามารถในการรับน้ำหนักของดินที่ปลายเสาเข็ม (End bearing) การประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มนั้นสามารถพิจารณาได้จาก (i) วิธีสถิตศาสตร์ (Static Method) โดยประเมินกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มจากข้อมูลการเจาะสำรวจดินในสนาม (Soil Investigation) (ii) วิธีพลศาสตร์ (Dynamic Method) เป็นการประมาณกำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มในขณะที่ทำการตอกเสาเข็มโดยใช้ข้อมูลจากการตอกเสาเข็มได้แก่ น้ำหนักของตุ้ม ความสูงที่ยก และระยะที่เสาเข็มจมลงเมื่อตอก วัสดุรองหัวเสาเข็ม และ (iii) การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มในสนาม ประกอบไปด้วยการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบสถิตย์ (Static pile load test) และการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบพลศาสตร์ (Dynamic pile load test)

โดยทั่วไปขั้นตอนในการออกแบบและประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มนั้น ผู้ออกแบบจะทำการพิจารณาข้อมูลชั้นดินเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม จากนั้นจะทำการระบุขนาดและความยาวของเสาเข็มที่ปลอดภัยและเพียงพอต่อความต้องการ ในกรณีของเสาเข็มตอก (Driven pile) หลังจากทราบขนาดและความยาวของเสาเข็มแล้ว ระหว่างที่ทำการตอกเสาเข็มจะมีการประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ จากการใช้สมการตอกเสาเข็ม (Pile driving formulae) เพื่อเป็นการควบคุมคุณภาพว่าเสาเข็มที่ได้ออกแบบไว้นั้นสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัย ในกรณีของเสาเข็มเจาะ (Bored pile) ขั้นตอนนี้ไม่สามารถกระทำได้เนื่องจากความแตกต่างของขั้นตอนการก่อสร้างระหว่างเข็มตอกและเข็มเจาะ ภายหลังการติดตั้งเสาเข็มสำหรับโครงการที่มีงบประมาณเพียงพอ จะมีการทดสอบเสาเข็มในสนามเพื่อเป็นการยืนยันกำลังรับน้ำหนักบรรทุกอีกครั้ง จะเห็นได้ว่าในกรณีของเสาเข็มตอก กำลังรับ

น้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มต้นเดียวกันนั้นมีความกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสามค่า กล่าวคือ พิจารณาจากวิธีสถิตศาสตร์ พิจารณาจากสมการตอกเสาเข็ม และพิจารณาจากการทดสอบเสาเข็มในสนาม ส่วนกรณีของเสาเข็มเจาะจะมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกสองค่าคือ จากวิธีสถิตศาสตร์และจากการทดสอบเสาเข็มในสนาม

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตอกของโครงการก่อสร้างรถไฟทางคู่ช่วงหัวหิน – ประจวบคีรีขันธ์ ซึ่งประเมินกำลังรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีสถิตศาสตร์และจากผลการทดสอบเสาเข็มในสนามแบบพลศาสตร์

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 การเจาะสำรวจและทดสอบดินในสนาม

ในประเทศไทยการเจาะสำรวจชั้นดินในสนามส่วนมากเป็นการเจาะดินแบบเจาะล้าง (Wash Boring) โดยใช้เครื่องเจาะแบบสามขา (Tripod) หรือเครื่องเจาะแบบโรตารี่ (Rotary drilling) ระหว่างการเจาะสำรวจจะมีการทดสอบดินในสนาม Standard Penetration Test (SPT)[1] ทุกๆ 1.5 เมตร จนสิ้นสุดการเจาะสำรวจ การทดสอบด้วยวิธีนี้ได้พัฒนาขึ้นมาราวปี ค.ศ. 1927 ซึ่งในปัจจุบันเป็นวิธีทดสอบที่นิยมใช้กันมากที่สุดและเป็นการทดสอบที่ประหยัดที่สุดที่จะได้ข้อมูลชั้นดินมาใช้ในการออกแบบฐานราก

ขั้นตอนการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) มีขั้นตอนคือ ตอกกระบอกแบบผ่าซีกแบบมาตรฐาน (Split Spoon Sampler) ให้ปลายของกระบอกวางอยู่พอดีกับระดับก้นหลุมเจาะ จากนั้นทำการตอกจะใช้ตุ้มตอกที่มีน้ำหนัก 140 ปอนด์ (63.5 กิโลกรัม) ในการตอกแต่ละครั้งจะยกตุ้มสูง 30 นิ้ว (762 มิลลิเมตร) ตกอย่างอิสระ โดยตอกจะตอกให้กระบอกจมลงในดินเป็นระยะ 18 นิ้ว โดยแบ่งระยะของการตอกเป็น 3 ช่วง ช่วงละ 6 นิ้ว ค่า SPT-N จะเป็นจำนวนครั้งของการตอก 12 นิ้วสุดท้าย หน่วยของค่า SPT-N จะเป็น ครั้งต่อฟุต (blows/ft) ที่ไม่รวมเอาจำนวนครั้งของการตอก 6 นิ้วแรกเนื่องจากดินส่วนนี้จะถูกรบกวนอย่างมากจากกระบวนการเจาะดิน ในกรณีที่ตอกทดสอบแล้วตอกไม่ลงจะหยุดการทดสอบเมื่อ (i) ตอกเกินกว่า 50 ครั้งแล้วกระบอกจมลงเพียง 6 นิ้ว (ii) ตอกเกินกว่า 100 ครั้งเพื่อให้กระบอกจมลง 12 นิ้ว (iii) ตอกต่อเนื่องกัน 10 ครั้งแล้วกระบอกไม่จมลงเลย ในกรณีที่ไม่สามารถตอกทดสอบจนถึงระยะตามมาตรฐาน 12 นิ้ว จะบันทึกผลการทดสอบเป็นจำนวนครั้งของการตอกต่อระยะที่จมลงไป ตัวอย่างเช่น 85/4 นิ้ว หมายถึงตอกทดสอบ 85 ครั้งแล้วกระบอกจมลง 4 นิ้ว เป็นต้น

2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและ SPT-N

Terzaghi [2] ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวและค่า SPT-N ดังสมการที่ (1)

$$C_u = 6.25N \quad \text{(kPa)} \qquad (1)$$

Stroud [3] นำเสนอสมการความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวและค่า SPT-N สำหรับดินเหนียวในสหราชอาณาจักร แสดงดังสมการที่ (2)

$$C_u = f_1 N_{60} \quad \text{(kPa)} \qquad (2)$$

f_1 *คือค่าคงที่ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าสภาพความเป็นของแข็ง (Plasticity index. PI) โดยที่*

f_1 = 4.2 สำหรับค่า $PI > 30$

f_1 = 4 - 5 สำหรับค่า $20 < PI < 30$

f_1 = 6 -7 สำหรับค่า $PI < 20$

NAVFAC [4] ได้เสนอสมการอย่างง่ายในการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนจากค่า SPT-N ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$S_u = \frac{2}{3}N \quad \text{(t/m}^2\text{)} \qquad (3)$$

สำหรับดินเหนียวกรุงเทพ Pitupakorn (1983) [5] ได้เสนอสมการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินโดยจำแนกดินออกเป็นสองประเทศคือ Low Plasticity Clay, CL และ high Plasticity Clay, CH แสดงดังสมการที่ (4) และ (5) ตามลำดับ

$$S_u = 0.520N \quad \text{(t/m}^2\text{) สำหรับ CL} \qquad (4)$$

$$S_u = 0.685N \quad \text{(t/m}^2\text{) สำหรับ CH} \qquad (5)$$

สิรัญญา และปวริส [6] ได้ทำการศึกษาการทบทวนวิธีการออกแบบฐานรากเสาเข็มปัจจุบันในพื้นที่กรุงเทพมหานคร พบว่า สมการในการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนจากค่า SPT-N ซึ่งเป็นที่นิยมในประเทศไทยคือสมการของ NACFAC (1986)[4] รองลงมาคือสมการของ Stroud (1974) [3] และสมการของ Pitupakorn (1983) [5] ตามลำดับ

ในการศึกษาครั้งนี้จะใช้สมการทั้งสามในการแปลผลว่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนเพื่อใช้ในการคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม จากนั้นจะทำการเปรียบเทียบค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ได้จากการคำนวณและผลจากการทดสอบกำลังรับนำหนักบรรทุกแบบพลศาสตร์เพื่อเปรียบเทียบหาสมการการแปลงค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่เหมาะสมกับชั้นดินในพื้นที่จังหวัดประจวบคีรีขันธ์

2.3 การคำนวณกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว

กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัย (Ultimate pile capacity) ของเสาเข็มที่ความลึกใดๆ คือผลรวมระหว่างแรงเสียดทานประลัย (Ultimate skin friction) และแรงแบกทานประลัย (Ultimate end bearing) ดังแสดงในสมการที่ (6)

$$Q_{ult} = Q_f + Q_b \qquad (6)$$

โดยที่

Q_{ult} *คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม*

Q_f *คือ แรงเสียดทานประลัย (ตัน)*

Q_b *คือ แรงแบกทานประลัย (ตัน)*

แรงเสียดทานประลัย (Ultimate skin friction) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (7)

$$Q_f = \sum (f_s . \Delta L . \mathrm{P}) \qquad (7)$$

โดยที่

Q_f คือ แรงเสียดทานประลัย (ตัน)

f_s คือ หน่วยแรงเสียดทานประลัย (ตันต่อตารางเมตร)

ΔL คือ ความลึกของชั้นดินที่พิจารณา (เมตร)

P คือ เส้นรอบรูปของเสาเข็ม (เมตร)

หน่วยแรงเสียดทานประลัย (Unit skin friction) ของเสาเข็มตอกในชั้นดินเหนียวสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (8)

$$f_s = \alpha S_u \tag{8}$$

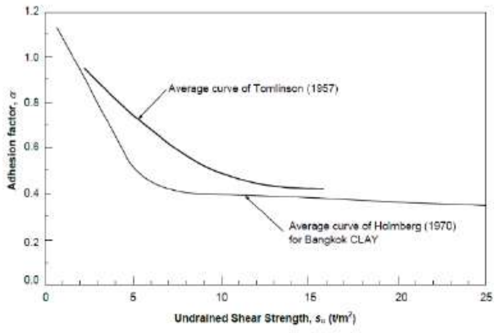
โดยที่

f_s *คือ หน่วยแรงเสียดทานที่ผิว (Unit skin friction)*

α *คือ แฟคเตอร์ยึดเกาะ (Adhesion factor)*

S_u *คือ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ*

ค่าแฟคเตอร์ยึดเกาะได้จากกราฟความสัมพันธ์เชิงประสบการณ์ระหว่าง Adhesion factor และ Undrained Shear Strengthสำหรับเสาเข็มตอก แสดงดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่าง Adhesion factor และ Undrained Shear Strength (Holmberg, 1970) [7]

หน่วยแรงเสียดทานผิว (Unit skin friction) ของเสาเข็มตอกในชั้นดินทรายคำนวณได้จากสมการที่ (9)

$$f_s = \sigma_v' K_s \tan\delta \tag{9}$$

โดยที่

f_s *คือ หน่วยแรงเสียดทานผิว (Unit skin friction)*

σ_v' *คือ ความเค้นกดทับประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักของมวลดิน (Effective overburden pressure) โดยพิจารณาที่จุดกึ่งกลางชั้น*

K_s *คือ ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง*

δ *คือ มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน*

ตารางที่ 1 ค่าของสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง ซึ่งขึ้นอยู่กับวิธีการก่อสร้าง (Tomlinson, 1995)[8]

วิธีการก่อสร้าง	K_s / K_0
เสาเข็มตอก ดินถูกแทนที่มาก	1.00 - 2.00
เสาเข็มตอก ดินถูกแทนที่น้อย	0.75 – 1.75
เสาเข็มเจาะและหล่อคอนกรีตในที่	0.70 – 1.00

แรงแบกทานประลัยสามารถคำนวณจากสมการที่ (10)

$$Q_b = q_b . A_b \tag{10}$$

โดย

Q_b *คือ แรงแบกทานประลัย (ตัน)*

q_b *คือ หน่วยแรงต้านประลัยที่ปลายเสาเข็ม*

A_b *คือ พื้นที่หน้าตัดของเสาเข็ม (ตารางเมตร)*

ตารางที่ 1 ค่าของมุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มกับดิน δ ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะพื้นผิว (Kulhawy, 1990)[9]

Pile/soil interface condition	ϕ
ผิวเรียบ -ผิวเหล็กเรียบกับทราย	$0.5\phi' - 0.7\phi'$
ผิวขรุขระ –ผิวเหล็กลอนลูกฟูกกับทราย	$0.7\phi' - 0.9\phi'$
ผิวเสาเข็ม คสล. สำเร็จรูปกับทราย	$0.8\phi' - 1.0\phi'$
ผิวเสาเข็มเจาะและหล่อคอนกรีตในที่กับทราย	$1.0\phi'$
ผิวเสาเข็มไม้กับทราย	$0.8\phi' - 0.9\phi'$

หน่วยแรงต้านประลัยที่ปลายเสาเข็มตอกสำหรับชั้นดินเหนียวคำนวณได้จากสมการที่ (11) โดยค่า หาได้จากกราฟแสดงในรูปที่ 2

$$q_b = N_c S_u \tag{11}$$

โดยที่

q_b *คือ หน่วยแรงต้านประลัยที่ปลายเสาเข็ม*

N_c *คือ ตัวแปรกำลังรับแรงแบกทาน*

S_u *คือ กำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ*

เมื่อเสาเข็มมีความลึกมากกว่า 3 เท่าของหน้ากว้างเสาเข็ม ค่าตัวแปรกำลังรับแรงแบกทานจะไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกอีก ซึ่งในทางปฏิบัติเท่ากับ 9 ดังนั้นในกรณีของหน่วยแรงต้านที่ปลายเสาเข็มประลัยสำหรับชั้นดินเหนียวคือ

$$q_b = 9S_u \tag{12}$$

สำหรับกรณีปลายเสาเข็มตอกที่วางอยู่บนชั้นดินทราย หน่วยแรงต้านปลายเข็มประลัยคำนวณได้จากสมการของ Terzaghi (1943)[10]

$$q_b = N_q . \sigma_v' \tag{13}$$

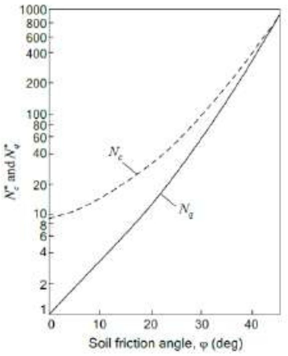
โดยที่

q_b *คือ หน่วยแรงต้านประลัยที่ปลายเสาเข็ม*

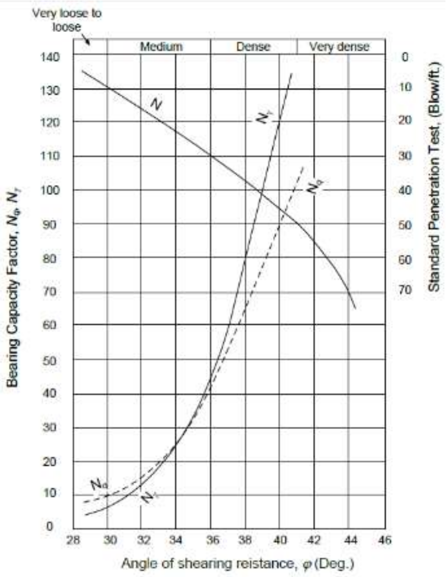
N_q *คือ ค่า Bearing capacity factor*

σ_v' *คือ ความเค้นกดทับประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักของมวลดิน (Effective overburden pressure) โดยพิจารณาที่ปลายเสาเข็ม*

ค่า N_q นั้นหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N กับ Angle of shearing resistance และ Bearing capacity factor กับ Angle of shearing resistance เสนอโดย Peck และคณะ (1974) โดยอ้างอิงค่า N_q มาจากสมการของ Terzaghi แสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่าง Bearing capacity factor กับ friction angle (Meyerhof, 1974)[11]



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N กับ Angle of shearing resistanceและ Bearing capacity factor (Peck, Hanson and Thornburn, 1974)[12]

2.4 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบพลศาสตร์

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบพลศาสตร์ (Dynamic Pile Load Test) เป็นการทดสอบหากำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มโดยใช้ตุ้มน้ำหนักปล่อยกระแทกที่หัวเสาเข็ม เมื่อหัวเสาเข็มถูกตอกด้วยอุปกรณ์ตอกทดสอบจะเกิดคลื่นหน่วยแรงขึ้นภายในเสาเข็ม คลื่นหน่วยแรงนี้จะเดินทางจากหัวเสาเข็มไปสู่ปลายเสาเข็มและเกิดการสะท้อนจากปลายเสาเข็มกลับสู่หัวเสาเข็มนอกจากการสะท้อนที่ปลายเสาเข็มแล้วในระหว่างที่คลื่นหน่วยแรงเดินทางไปตามความยาวของเสาเข็มอาจเกิดการสะท้อนกลับได้ด้วย สัญญาณคลื่นสะท้อนที่วัดได้เมื่อนำมาเปรียบเทียบกันระหว่างคลื่นสะท้อนที่ได้จากเสาเข็มที่มีแรงต้านทานจากชั้นดินต่ำกับเสาเข็มที่มีแรงต้านทานจากชั้นดินสูงจะพบว่ามีความแตกต่างกัน โดยคลื่นที่เดินทางผ่านชั้นดินที่มีแรงต้านทานสูงมีแนวโน้มที่จะสูญเสียพลังงานมากกว่า ดังนั้นความแรงของคลื่นสะท้อนที่วัดได้จึงเป็นดัชนีที่บ่งชี้ถึงแรงต้านทานของชั้นดินหรือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มได้

วิธีทฤษฎีคลื่นหน่วยแรงใช้ค่าความเครียดและความเร็วของอนุภาคเสาเข็มที่วัดได้จากเหตุการณ์ตอกเป็นข้อมูลหลักเพื่อประเมินพฤติกรรมสภาพ หรือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม โดยพิจารณาความแรงของสัญญาณและเวลาที่คลื่นหน่วยแรงสะท้อนกลับจากตำแหน่งต่างๆ ตามความยาวเสาเข็มเปรียบเทียบกับผลการคำนวณโดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ [13]

3. ขั้นตอนการศึกษา

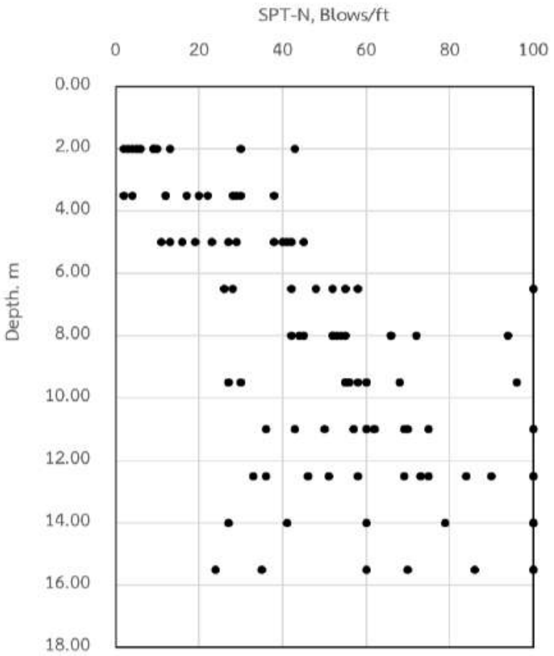
3.1 ลักษณะชั้นดิน

ลักษณะชั้นดินโครงการก่อสร้างรถไฟทางคู่ช่วงหัวหิน – ประจวบคีรีขันธ์ ช่วง กม.233+387 ถึง กม.270.629 ในพื้นที่ อ.ปราณบุรี อ.สามร้อยยอด และ อ.กุยบุรี โดยในช่วง 5 เมตรแรกเป็นชั้นดินเหนียวแข็งมาก (Low plasticity Clay, CL) มีส่วนประกอบของน้ำในมวลดินใกล้เคียงกับค่าสภาพความเป็นของแข็ง (Plastic Limit) ของดินเหนียว จากนั้นในช่วง 5 – 10 เมตร จะมีกะเปาะชั้นทรายแน่นมากแทรกอยู่ในชั้นดินเหนียว และในช่วง 10 –15 เมตร จะเป็นชั้นทราย แผ่กว้างอยู่ในชั้นดินเหนียวแข็ง คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินแสดงดังตารางที่ 3 ค่า SPT-N ของหลุมเจาะจำนวน 13 หลุมเจาะแสดงดังรูปที่ 5

ตารางที่ 3 คุณสมบัติทางวิศวกรรมของดิน

Depth (m)	Soil description	Natural water content (%)	Unit Weight (T/m^3)	PI (%)	SPT-N (Blows/Ft)
0 - 5.0	Medium to stiff CLAY (CL)	12.53 - 46.20	1.87 - 2.17	8.84 - 16.93	2 - 45
5.0 - 10.0	Hard CLAY (CL)	8.87 - 32.65	1.90 - 2.29	9.00 - 16.82	24 - 50/6"
10.0 - 15.0	Very dense SAND (SC)	8.19 - 27.96	1.92 - 2.21	8.20 - 14.84	24 - 50/6"

รูปที่ 4 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบพลศาสตร์



รูปที่ 5 ค่า SPT-N ที่ระดับความลึกต่างๆ ของทั้ง 13 หลุมเจาะ

3.2 เสาเข็มที่ทำการทดสอบ

โครงการก่อสร้างรถไฟทางคู่ช่วงหัวหิน – ประจวบคีรีขันธ์ วิศวกรโครงสร้างได้ออกแบบ ขนาดและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มไว้ ดังแสดงในตารางที่ 4 การศึกษาครั้งนี้นำข้อมูลการทดสอบเสาเข็มตอกขนาด 52.5x52.5 ซม. ที่ออกแบบไว้เพื่อรองรับสะพานคอนกรีต จำนวน 13 ต้น โดยเสาเข็มทุกต้นอยู่ในชั้นดินเหนียว

ตารางที่ 4 เสาเข็มของโครงการก่อสร้างรถไฟทางคู่ช่วงหัวหิน – ประจวบคีรีขันธ์

ขนาดเสาเข็ม (ซม.)	การใช้งานของเสาเข็มตอกคอนกรีต	น้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ตัน)	ความยาวเสาเข็ม (เมตร)
35x35	สะพานเหล็กหรือถนนยกระดับ	50	8 -15
40x40	ทางลาดของสะพานหรือถนนยกระดับ	60	7 – 17
52.5x52.5	สะพานคอนกรีต	100	8 - 19

3.3 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

จากข้อมูลการเจาะสำรวจชั้นดินในบริเวณที่ทำการติดตั้งเสาเข็ม จำนวน 13 หลุม พบว่าไม่ได้ทำการเก็บตัวอย่างแบบไม่รบกวน (Undisturbed) เนื่องจากดินในบริเวณดังกล่าวเป็นดินเหนียวแข็ง ค่ากำลังรับรับแรงเฉือนของดินเหนียวจึงต้องอาศัยการแปลผลจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า SPT-N และกำลังรับแรงเฉือนของดิน ด้วยสมการของ Terzaghi (1967) NAVFAC (1986) Stroud (1974) และ Pitupakorn (1983) จากนั้นนำค่ากำลังรับแรงเฉือนมาวิเคราะห์หาค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม ส่วนผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มภายหลังจากการติดตั้งเสาเข็ม (Restrike) ประมาณ 30 วัน พบว่าค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของเสาเข็มทุกต้นผ่านเกณฑ์ตามที่วิศวกรได้ออกแบบไว้ ค่าแรงเสียดทานผิวประลัย ค่าแรงต้านทานปลายเข็มประลัย และกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินที่ได้จากสมการของ Terzaghi (1967) NAVFAC (1986) Stroud (1974) และ Pitupakorn (1983) มาใช้ในการคำนวณหาค่าแรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็มตอกตามสมการที่ 8 และค่ากำลังแรงต้านทานปลายเข็มประลัยของเสาเข็มตอกตามสมการที่ 12 ผลลัพธ์ที่ได้แสดงดังตารางที่ 5 ถึงตารางที่ 7

ตารางที่ 5 แรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็มตอก

BH	Pile Tip (m)	Skin friction (t)				
		Terzaghi	NAVFAL	Stroud	Putipakorn	DLT
BH-12	10	110.0	212.0	122.0	170.0	102.5
BH-25	12	137.0	252.0	147.0	199.0	161.3
BH-28	12	145.0	290.0	172.0	232.0	154.1
BH-35	8	87.0	158.0	94.0	127.0	63.4
BH-36	8	102.0	197.0	111.0	154.0	101.7
BH-40	8	86.0	161.0	93.0	128.0	92.6
BH-41	10	169.0	332.0	187.0	261.0	92.9
BH-42	9	93.0	156.0	101.0	131.0	71.7
BH-45	11	160.0	318.0	176.0	249.0	176.6
BH-46	12	143.0	287.0	158.0	225.0	108.7
BH-48	14	133.0	239.0	142.0	189.0	183.4
BH-51	12	143.0	261.0	155.0	210.0	116.9
BH-57	11	125.0	236.0	139.0	190.0	121.4

ตารางที่ 6 แรงต้านทานปลายเข็มประลัยของเสาเข็มตอก

BH	Pile Tip (m)	End Bearing (t)				
		Terzaghi	NAVFAL	Stroud	Putipakorn	DLT
BH-12	10	54.0	113.0	61.0	88.0	233.5
BH-25	12	35.0	74.0	40.0	58.0	156.7
BH-28	12	36.0	78.0	55.0	67.0	117.0
BH-35	8	42.0	88.0	47.0	68.0	195.6
BH-36	8	52.0	109.0	59.0	85.0	236.3
BH-40	8	41.0	86.0	46.0	67.0	209.6
BH-41	10	70.0	147.0	79.0	115.0	220.1
BH-42	9	48.0	100.0	53.0	78.0	196.3
BH-45	11	79.0	165.0	89.0	129.0	218.6
BH-46	12	55.0	115.0	61.0	89.0	231.5
BH-48	14	47.0	99.0	53.0	77.0	246.9
BH-51	12	40.0	84.0	45.0	65.0	203.1
BH-57	11	55.0	116.0	62.0	90.0	285.4

ตารางที่ 7 กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็มตอก

BH	Pile Tip (m)	Ultimate Pile Capacity (t)				
		Terzaghi	NAVFAL	Stroud	Putipakorn	DLT
BH-12	10	164.0	325.0	183.0	258.0	336.0
BH-25	12	172.0	326.0	187.0	257.0	318.0
BH-28	12	181.0	368.0	227.0	299.0	271.1
BH-35	8	129.0	246.0	141.0	195.0	259.0
BH-36	8	154.0	306.0	170.0	239.0	338.0
BH-40	8	127.0	247.0	139.0	195.0	302.2
BH-41	10	239.0	479.0	266.0	376.0	313.0
BH-42	9	141.0	256.0	154.0	209.0	268.0
BH-45	11	239.0	483.0	265.0	378.0	395.2
BH-46	12	198.0	402.0	219.0	314.0	340.2
BH-48	14	180.0	338.0	195.0	266.0	430.3
BH-51	12	183.0	345.0	200.0	275.0	320.0
BH-57	11	180.0	352.0	201.0	280.0	406.8

3.4 การเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

ตัวแปรทางสถิติที่ใช้ในการระบุความถูกต้อง (Accuracy) และแม่นยำ (Precision) .ในการเปรียบเทียบค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มโดยวิธีสถิตศาสตร์และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์ ได้แก่ ค่าความเอนเอียง (Bias) ซึ่งหาค่าได้จากสมการที่ (14)

$$\lambda = \frac{Q_p}{Q_m} \tag{14}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\sum \lambda_i}{N} \tag{15}$$

โดยที่

λ *คือ ความเอนเอียง*

Q_m *คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากการทดสอบแบบพลศาสตร์*

Q_p *คือ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกจากวิธีสถิตศาสตร์*

จากนั้นทำการวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ยเลขคณิต (Arithmetic Mean) ค่าความเอนเอียง และหาค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Sample Standard Deviation) ของความเอนเอียงจากสมการที่ (16) เพื่อนำมาวิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผัน (Coefficient of Variation, COV) จากสมการที่ (17)

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(\lambda_i - \bar{\lambda})^2}{N-1}} \quad (16)$$

$$\mathrm{COV} = \frac{\sigma}{\bar{\lambda}} \quad (17)$$

โดยที่

COV *คือ สัมประสิทธิ์ความแปรผัน*

$\bar{\lambda}$ *คือ ค่าเฉลี่ยเลขคณิตของความเอนเอียง*

σ *คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของความเอนเอียง*

ในการระบุความถูกต้องของการทำนายจะพิจารณาจากค่าความเอนเอียง (Bias) ซึ่งการทำนายจะถูกต้องเมื่อมีค่าเข้าใกล้ 1 และความแม่นยำในการทำนายจะพิจารณาจากค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผัน (COV) โดยหากค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันมีค่าน้อยๆ แสดงถึงการทำนายนั้นมีความแม่นยำสูง

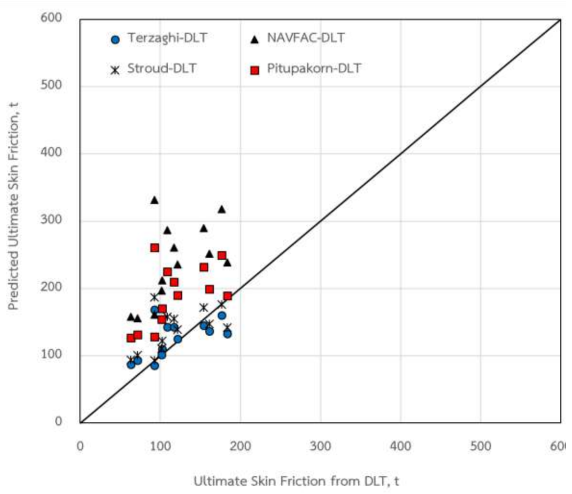
4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการเปรียบเทียบแรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็ม

จากการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินโดยสมการที่แตกต่างกัน 4 สมการ พบว่าทั้ง 4 สมการให้ค่าการทำนายกำลังรับแรงเสียดทานประลัยสูงกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบเสาเข็มในสนาม โดยสมการของ Terzaghi (1967) ให้ค่ากำลังรับแรงเสียดทานประลัยที่ใกล้เคียงกับการทดสอบในสนามมากที่สุด ผลการเปรียบเทียบแสดงดังตารางที่ 8 และรูปที่ 6

ตารางที่ 8 ผลการเปรียบเทียบแรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็ม

SPT-N Interpretation	Average Bias	Standard Deviation	COV
Terzaghi	1.11	0.29	0.26
NAVFAC	2.10	0.57	0.27
Stroud	1.22	0.32	0.26
Pitupakorn	1.68	0.45	0.27



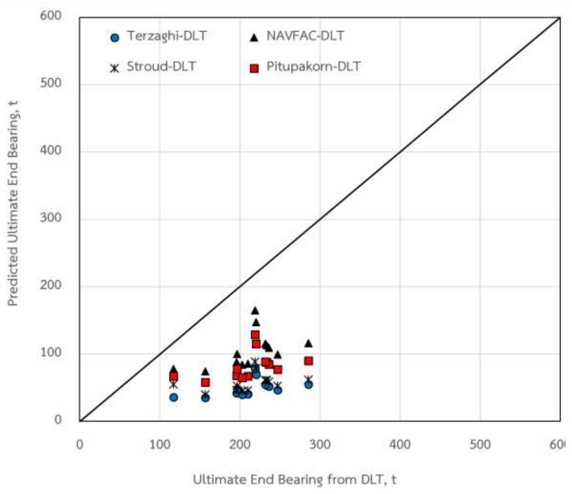
รูปที่ 6 ผลการเปรียบเทียบแรงเสียดทานผิวประลัยของเสาเข็ม

4.2 ผลการเปรียบเทียบแรงต้านทานปลายเข็มประลัย

กำลังรับแรงต้านทานปลายเข็มประลัยที่ได้จากการทำนายจากวิธีสถิตศาสตร์ โดยสมการแปลผลค่า SPT-N ทั้งสี่สมการให้ค่ากำลังรับแรงต้านทานปลายเข็มประลัยต่ำกว่าการทดสอบในสนาม โดยหากใช้สมการของ NAVFAC (1986) ในการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินในการทำนายค่ากำลังรับแรงต้านทานปลายเสาเข็มจะให้ค่ากำลังต้านทานปลายเสาเข็มเพียงครึ่งหนึ่งของผลการทดสอบแบบพลศาสตร์ในสนาม ผลการเปรียบเทียบของกำลังต้านทานปลายเสาเข็มจากวิธีสถิตศาสตร์และการทดสอบในสนามโดยวิธีพลศาสตร์ แสดงดังตารางที่ 9 แสดงดังรูปที่ 7

ตารางที่ 9 ผลการเปรียบเทียบแรงต้านทานปลายเข็มประลัย

SPT-N Interpretation	Average Bias	Standard Deviation	COV
Terzaghi	0.24	0.05	0.23
NAVFAC	0.51	0.12	0.23
Stroud	0.28	0.08	0.29
Pitupakorn	0.40	0.10	0.25



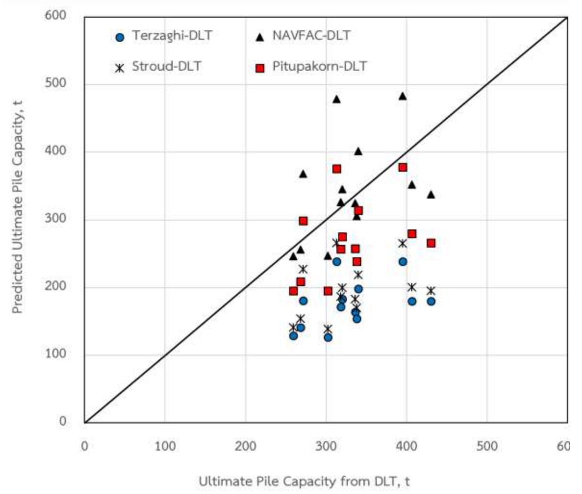
รูปที่ 7 ผลการเปรียบเทียบแรงต้านทานปลายเข็มประลัย

4.3 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

ในภาพรวมของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสาเข็ม สมการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของ NAVFAC (1986) มีความถูกต้อง (Accuracy) ในการทำนายค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยเมื่อเปรียบเทียบกับการทดสอบในสนามมากที่สุด ส่วนสมการแปลผลค่า SPT-N เป็นกำลังรับแรงเฉือนของดินของ Terzaghi (1967) สามารถทำนายค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม ได้เพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่ได้จากการทดสอบแบบพลศาสตร์ในสนาม ผลการเปรียบเทียบแสดงดังตารางที่ 10 และรูปที่ 8

ตารางที่ 10 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

SPT-N Interpretation	Average Bias	Standard Deviation	COV
Terzaghi	0.54	0.10	0.19
NAVFAC	1.05	0.22	0.21
Stroud	0.60	0.13	0.21
Pitupakorn	0.83	0.17	0.21



รูปที่ 8 ผลการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม

5. บทสรุป

ผลการศึกษาการเปรียบเทียบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มจากการคำนวณด้วยวิธีสถิตศาสตร์และจากผลการทดสอบแบบพลศาสตร์สำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. สมการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินของ Terzaghi (1967) มีความถูกต้องและแม่นยำมากที่สุดในการทำนายค่ากำลังรับแรงเสียดทานของเสาเข็มตอกสำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ โดยมีความเอนเอียงเฉลี่ยเท่ากับ 1.11 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.26

2. สมการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินของ NAVFAC (1986) มีความถูกต้องมากและแม่นยำมากที่สุดในการทำนายค่ากำลังรับแรงต้านทานปลายเสาเข็มตอกสำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ โดยมีความเอนเอียงเฉลี่ยเท่ากับ 0.51 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.23

3. สมการแปลผลค่า SPT-N เป็นค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินของ NAVFAC (1986) มีความถูกต้องมากและแม่นยำมากที่สุดในการทำนายค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มตอกสำหรับชั้นดินจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ โดยมีความเอนเอียงเฉลี่ยเท่ากับ 1.05 และมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรผันเท่ากับ 0.19

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณข้อมูลทดสอบชั้นดินและข้อมูลการทดสอบเสาเข็มจาก บริษัท อิตาเลียนไทย ดีเวล๊อปเมนต์ จำกัด (มหาชน) บริษัท อันเดอร์กราวน์อินเวสติเกชั่น จำกัด และบริษัท เมกะไพ จำกัด

เอกสารอ้างอิง

[1] ASTM D1586. *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.*

[2] Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice,* Second Edition, John Wiley, New York, 729p

[3] Stroud, M. A. (1974). *The standard penetration test in insensitive clays and soft rock*, Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Sweden: Stockholm, vol. 2, No. 2, pp. 367-375.

[4] NAVFAC (1986) *Soil Mechanics: Design Manual 7.01*, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia.

[5] Pitupakorn, W. (1983). *Prediction of pile carrying capacity from standard penetration test in Bangkok metropolis subsoil*, Master thesis, Chulalongkorn University, Bangkok.

[6] สิรัญญา ทองชาติ และปวริส รื่นนุสาร (2019). *การทบทวนวิธีการออกแบบฐานรากเสาเข็มปัจจุบันในพื้นที่กรุงเทพมหานคร.* Naresuan University Engineering Journal, Vol.14 1(2019), หน้า 11-28.

[7] Holmberg, S. (1970). *Load testing of driven piles in Bangkok clay.* Journal of South East Asian Society of Soil Engineering, Vol. 1, No.2, pp. 61-78.

[8] Tomlinson, M. J. (1995). *Foundation Design and Construction:* 6th edition, Longman.

[9] Kulhawy, F.H., and Mayne, P.W. (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, USA.

[10] Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.

[11] Meyerhof, G.G. (1974) *Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay.* Canadian Geotechnical Journal, 11, 223-229.

[12] Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1953). *Foundation Engineering*, New York: John Wiley & Sons.

[13] มยผ. 1252-51 และ มยผ. 1551-51 (2551). มาตรฐานการรับน้ำหนักของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ Dynamic Load Test และตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธี Seismic Test. กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย

กำลังอัดแกนเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าชานอ้อย

Unconfined Compressive Strength of Bagasse Ash Geopolymer Admixed in Soft Bangkok Clay

วีรวัฒน์ ดีสวัสดิ์[1], ชยกฤต เพชรช่วย[2], เชิดศักดิ์ สุขศิริพัฒนพงศ์[3] และจักษดา ธำรงวุฒิ[4]

[1,2,3,4] *สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน*

E-mail address: weerawat.jane@gmail.com, chayakrit.ph@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษากำลังอัดแกนเดียวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพปรับปรุงด้วยเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์ที่แปรผันตัวแปรต่าง ๆ เพื่อหาความเป็นไปได้ในการใช้ปรับปรุงดินเหนียวอ่อนทดแทนการใช้ปูนซีเมนต์ เถ้าชานอ้อยเป็นวัสดุเหลือทิ้งที่ได้มาจากของเสียจากโรงงานอุตสาหกรรมซึ่งถูกนำมาใช้เป็นวัสดุตั้งต้นของจีโอโพลิเมอร์ สารอัลคาไลน์ที่ใช้ได้มาจากโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) และโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) งานวิจัยนี้ทำการศึกษาอัตราส่วนที่เหมาะสมของสารอัลคาไลน์ และความเข้มข้นของโซเดียมไฮดรอกไซด์ ใช้ปริมาณความชื้นของดินที่พิกัดเหลวของดิน และใช้ปริมาณเถ้าชานอ้อยที่ร้อยละ 30 ที่อายุบ่มต่าง ๆ จากการศึกษาพบว่าค่ากำลังอัดแกนเดียวที่อายุบ่ม 28 วัน มีค่าสูงสุดที่อัตราส่วนโซเดียมไฮดรอกไซด์ต่อโซเดียมซิลิเกตที่ 60:40 ปริมาณความเข้มข้นของโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ 7.5 โมลาร์ ปริมาณเถ้าชานอ้อยที่ร้อยละ 30 ของน้ำหนักดินแห้งและปริมาณความชื้นของดินที่ขีดจำกัดเหลว

คำสำคัญ: ดินเหนียวอ่อน, เถ้าชานอ้อย, กำลังอัดแกนเดียว, จีโอโพลิเมอร์

Abstract

This research presents the unconfined compressive strength of the bagasse ash geopolymer admixed in soft clay Bangkok. The study on varies according to variables to find the possibility of using geopolymer improvement soft soil instead of using cement. Bagasse ash (BA), an industrial by-product, was used as a precursor of geopolymer. A mixture of sodium hydroxide (NaOH) and sodium silicate (Na_2SiO_3) was used as a liquid alkaline activator. This research was studied the suitable ratio between alkaline activator and sodium hydroxide concentration. The soil moisture content at the liquid limit and bagasse ash content at 30% per weight of dry soil were used in this research. The study found the highest 28 days unconfined compressive strength at the ratio of sodium hydroxide to sodium silicate at 60:40, the sodium hydroxide concentration at 7.5 molars, bagasse ash content at 30% and Liquid Limit (LL) of soil.

Keywords: Soft clay, Bagasse ash, Unconfined compressive strength, Geopolymer.

1. บทนำ

การพัฒนาโครงสร้างพื้นฐาน หรือระบบสาธารณูปโภค เช่น โครงสร้างคันดิน โครงสร้างฐานราก และโครงสร้างถนนบนชั้นดินเหนียวอ่อนในเขตกรุงเทพฯ และปริมณฑลมักประสบกับปัญหาทางด้านวิศวกรรมเนื่องจากดินเหนียวอ่อนมีปริมาณความชื้นในมวลดินสูง (ประมาณร้อยละ 60-140) และมีค่าอัตราส่วนช่องว่างสูง (Void ratio ประมาณ 2.0) [1],[2] ทำให้ความสามารถในการรับกำลังต่ำ และมีการทรุดตัวสูง จึงได้มีการปรับปรุงดินเหนียวอ่อนเพื่อทำให้มีการรับกำลังได้ดีขึ้น โดยทั่วไปนิยมใช้วิธีการผสมซีเมนต์ในอัตราส่วนที่เหมาะสมเพื่อใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุเชื่อมประสาน เทคนิคการปรับปรุงดินแบบนี้ช่วยเพิ่มความต้านทานการอัดตัวและการรับกำลังอัด [3],[4],[5],[6] แต่เทคนิคการใช้ปูนซีเมนต์นั้นก่อให้เกิดผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ซึ่งขบวนการผลิตปูนซีเมนต์จะปลดปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ทำให้เกิดสภาวะเรือนกระจกสู่ชั้นบรรยากาศ [7]

จากปัญหาที่กล่าวมา ผู้วิจัยจึงศึกษาการใช้จีโอโพลีเมอร์ประยุกต์ใช้ในการพัฒนากำลังของดินเหนียวอ่อน วัสดุจีโอโพลีเมอร์สามารถผลิตได้จากวัสดุที่มีองค์ประกอบของ SiO_2 และ Al_2O_3 และกระตุ้นด้วยสารละลายที่มีความเป็นด่าง (Liquid alkaline) เช่น โซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3), โซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) และ โปแตสเซียมไฮดรอกไซด์ (KOH) ซึ่งจะทำให้มีโครงสร้างจับตัวกันเป็นสารประกอบอะลูมิโนซิลิเกตเป็นโครงสร้างกึ่งผลึกมีความแข็งแรงเมื่อแข็งตัวสามารถรับกำลังได้เช่นเดียวกับซีเมนต์ [8]

อีกทั้งงานวิจัยนี้จะศึกษาความเป็นไปได้ในการใช้เถ้าชานอ้อยซึ่งเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากโรงงานไฟฟ้ามาใช้เป็นวัสดุตั้งต้นของจีโอโพลีเมอร์ ในการปรับปรุงกำลังรับแรงอัดของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ เพื่อรองรับงานโครงสร้างพื้นฐาน โดยพิจารณาตัวแปรควบคุม (ตารางที่1) ได้แก่ ปริมาณเถ้าชานอ้อย ปริมาณความชื้น ปริมาณสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ อัตราส่วนโซเดียมซิลิเกตและโซเดียมไฮดรอกไซด์ อายุบ่ม และการจำลอง

อุณหภูมิในสภาวะอากาศฤดูร้อนที่ 38±2 องศาเซียลเซียส เพื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบดินผสมซีเมนต์เพียงอย่างเดียวตามมาตรฐานกรมทางหลวง (กำลังอัดที่สภาวะไม่ระบายน้ำ (Su) 500 กิโลปาสกาล) [9]

2. วัสดุและการเตรียมตัวอย่างการทดสอบ

2.1 วัสดุและสารละลาย

2.1.1 ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (Bangkok clay)

ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพได้มาจากโครงการก่อสร้างโดยเก็บที่ความลึกประมาณ 3-10 เมตร มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.68 ขีดจำกัดความเหลว (LL) เท่ากับร้อยละ 63.93 ขีดจำกัดพลาสติก (PL) เท่ากับร้อยละ 25.49 ดัชนีพลาสติก (PI) เท่ากับร้อยละ 34.88 เมื่อนำมาจำแนกตามระบบ Unified Soil Classification จัดอยู่ในกลุ่มดินเหนียวที่มีพลาสติกสูง (CH)

2.1.2 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ธรรมดาประเภทที่ 1 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมปูนซีเมนต์ มอก. 15-2547 และมาตรฐาน ASTM C-150 มีค่าถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 และมีความละเอียดเท่ากับ 2,900 ตารางเซนติเมตรต่อกรัม ปูนซีเมนต์ประกอบด้วยวัสดุเชื่อมประสานหลัก ร้อยละ 90 ถึง 95 จำนวน 4 ชนิด ได้แก่ C_3S, C_2S, C_3A และ C_4AF [10]

2.1.3 เถ้าชานอ้อย

เถ้าชานอ้อยได้รับความอนุเคราะห์จากโรงงานผลิตไฟฟ้าที่อำเภอครบุรี จังหวันนครราชสีมา โดยการเผากากอ้อยที่อุณหภูมิประมาณ 600 ถึง 800 องศาเซลเซียสเพื่อผลิตกระแสไฟฟ้า ก่อนนำมาใช้ในการทดสอบได้ทำการบดโดยเครื่องบด (Los Angeles Machine) เป็นเวลา 30 นาที เถ้าชานอ้อยที่ได้มีความละเอียดอยู่ในช่วงระหว่าง 2,800 ถึง 3,000 ตารางเซนติเมตรต่อกรัม อนุภาคของเถ้าชานอ้อยที่ผ่านการบดจะมีรูปร่างเป็นเหลี่ยมมุมไม่สม่ำเสมอ [11]

2.1.4 สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH)

NaOH เป็นสารเคมีของแข็งรูปเม็ด (bead) หรือแผ่นเกล็ด (flake) มีมวลโมเลกุล 40 กรัม/โมล ใช้กระบวนการอิเล็กโตไลซิสของเกลือในการผลิต เมื่อนำมาละลายน้ำมีฤทธิ์เป็นด่างแก่ คือสามารถแตกตัวให้อิออนโซเดียม (Na+) และอิออนไฮดรอกไซด์ (OH-) ได้หมด โซเดียมไฮดรอกไซด์มีความ ถ่วงจำเพาะประมาณ 2.12 ที่อุณหภูมิ 20 °C และมีจุดหลอมเหลว 318 °C [12]

2.1.5 สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3)

โซเดียมซิลิเกตเป็นสารประกอบของโซเดียมออกไซด์ (Na_2O) และซิลิกอนไดออกไซด์หรือซิลิกา (SiO_2) มีสถานะเป็นได้ทั้งของแข็งและของเหลว ในการใช้งานหากเป็นของแข็งต้องละลายน้ำก่อนใช้ โดยทั่วไปมักจำหน่ายอยู่ในรูปของสารละลายโซเดียมซิลิเกต [12]

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมและจำนวนตัวอย่าง

ตัวแปร	จำนวน	หมายเหตุ
อัตราส่วนเถ้าชานอ้อย	1	30% (ต่อน้ำหนักดินแห้ง)
ปริมาณความชื้นของดินเหนียวอ่อน	1	1.0LL (LL คือขีดจำกัดเหลว)
อัตราส่วนของโซเดียมซิลิเกต/โซเดียมไฮดรอกไซด์ (Na_2SiO_3/NaOH)	4	70:30, 60:40, 50:50, 40:60
ปริมาณสารละลาย/เถ้าชานอ้อย	1	(L/BA = 1)
ความเข้มข้นขอโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH)	6	2.5, 5, 7.5, 10, 12.5, 15 โมลาร์
อัตราส่วนปูนซีเมนต์	7	3%, 6%, 9%, 12%, 15%, 20%, 30%
อายุบ่ม	3	7, 14, 28 วัน
อุณหภูมิการบ่ม	2	อุณหภูมิห้อง และ 38±2 องศาเซียลเซียส
จำนวนตัวอย่างต่อ 1ส่วนผสม	3	ตัวอย่าง

2.2 การเตรียมตัวอย่างการทดสอบ

2.2.1 การเตรียมตัวอย่าง

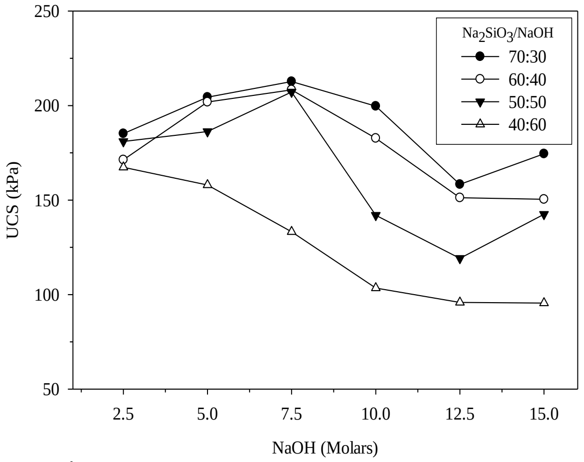
ตัวอย่างดินเหนียวจะถูกนำมาหาปริมาณความชื้นเตรียมไว้เพื่อนำมาปรับความชื้นด้วยการผสมเข้ากับน้ำตามปริมาณความชื้นที่กำหนดไว้ผสมดินเหนียวกับน้ำให้เข้ากันทิ้งไว้เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นนำมาผสมกับเถ้าชานอ้อยและสารละลาย ที่อัตราส่วนที่กำหนด โดยทำการผสมในหม้อผสมจนกระทั่งส่วนผสมเข้ากันดีโดยใช้ระยะเวลาผสม 3 ถึง 5 นาที จากนั้นเทตัวอย่างลงในท่อพีวีซีที่มีขนาด 38 มม. และสูง 76 มม. บ่มตัวอย่างไว้ในแบบหล่อประมาณ 24 ชั่วโมงเพื่อให้ความชื้นสม่ำเสมอและแข็งตัว จากนั้นแกะตัวอย่างออกจากแบบแล้วนำไปหุ้มด้วยแผ่นพลาสติกใสเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น [13] และในการศึกษางานวิจัยนี้มีการจำลองสภาพอากาศในประเทศไทยในฤดูร้อนโดยใช้อุณหภูมิเฉลี่ยที่ประมาณ 38±2 °C ในงานวิจัยนี้จึงได้นำตัวอย่างไปอบที่อุณหภูมิ 38±2 °C ตลอดจนอายุการบ่มครบตามกำหนดหลังการนั้นจึงแกะพลาสติกใสออก วัดขนาดและชั่งน้ำหนักตัวอย่าง นำไปทดสอบกำลังอัดแกนเดียวแบบไม่ถูกจำกัด (Unconfined compressive strength) [14]

2.2.2 การทดสอบกำลังอัดแกนเดียวแบบไม่ถูกจำกัด

เมื่อตัวอย่างที่เตรียมไว้มีอายุบ่มครบตามที่กำหนด จึงนำตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่างมาทดสอบ แล้วนำค่าเฉลี่ยมาเป็นผลการทดสอบการทดสอบแรงอัดแกนเดียวแบบไม่ถูกจำกัดเป็นไปตามมาตรฐาน

ทล.ท.105/2525 หรือ ASTM D, 2166-06 [9] ในการทดสอบกำลังอัดแกนเดียวกำหนดอัตราการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งเท่ากับ 1 มิลลิเมตรต่อนาทีจนกว่าตัวอย่างจะวิบัติโดยค่ากำลังที่ต้องการมีค่า Undrained Shear Strength ที่หาจาก Unconfined Compression Test ต้องไม่น้อยกว่า 500 กิโลปาสกาล ที่ 28 วัน [9]

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผลทดสอบ

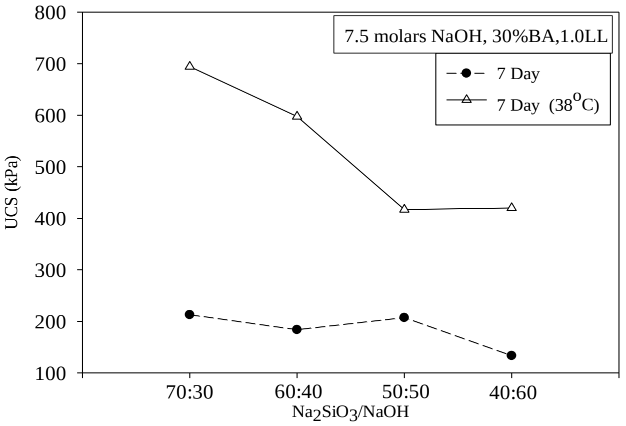


รูปที่ 1 อิทธิพลของความเข้มข้นของ NaOH ต่อกำลังอัดของดินเหนียวอ่อนผสมเถ้าชานอ้อยจีโอโพลีเมอร์ ที่มีปริมาณความชื้น 1.0LL ที่อายุบ่ม 7 วัน

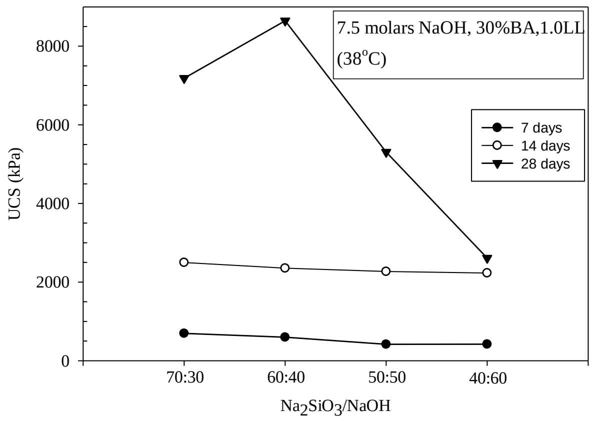
จากรูปที่ 1 กราฟแสดงอิทธิพลของอัตราส่วนปริมาณสารละลาย Na_2SiO_3/NaOH ต่อ กำลังอัดของดินเหนียวอ่อนผสมเถ้าชานอ้อย จีโอโพลีเมอร์ ที่ปริมาณความชื้นของดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 1.0LL อัตราส่วนผสมเถ้าชานอ้อยร้อย 30 ต่อน้ำหนักดินแห้ง อัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 70:30, 60:40, 50:50, และ 40:60 ที่แปรผันตามความเข้มข้นของ NaOH จะพบว่าเมื่อเพิ่มความเข้มข้นของสารละลาย NaOH จะทำให้กำลังอัดเพิ่มขึ้นจนมีค่าสูงสุดที่ 7.5 โมลาร์ เป็นจุดเหมาะสมที่อัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 70:30, 60:40, และ 50:50 หลังจากนั้นค่ากำลังอัดมีค่าลดลงเมื่อมีความเข้มข้นของ NaOH มากกว่า 7.5 โมลาร์

จากรูปที่ 2 กราฟแสดงตัวอย่างดินเหนียวอ่อนที่ปรับปรุงด้วยเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์ ที่มีความเข้มข้นสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เท่ากับ 7.5 โมลาร์ ที่อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (Na_2SiO_3/NaOH) เท่ากับ 70:30, 60:40, และ 50:50 ของตัวอย่างที่ไม่ได้นำไปอบมีค่ากำลังรับแรงอัดใกล้เคียงกันโดยพบค่าสูงสุดที่อัตราส่วน(Na_2SiO_3/NaOH=70:30) เท่ากับ 212 กิโลปาสคาล สำหรับตัวอย่างที่ถูกนำไปอบด้วยอุณหภูมิ 40 องศาเซลเซียส พบว่ากำลังอัดมีค่าสูงสุดที่อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (Na_2SiO_3/NaOH) เท่ากับ 70:30 มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 694 กิโลปาสคาล และพบว่าตัวอย่างที่ได้ถูกนำไปอบยังมีกำลังมากกว่าตัวอย่างที่ไม่ได้ถูกนำไปอบทุกอัตราผสมสารละสาร Na_2SiO_3/NaOH ในระยะเวลาการบ่มที่อายุ 7 วัน

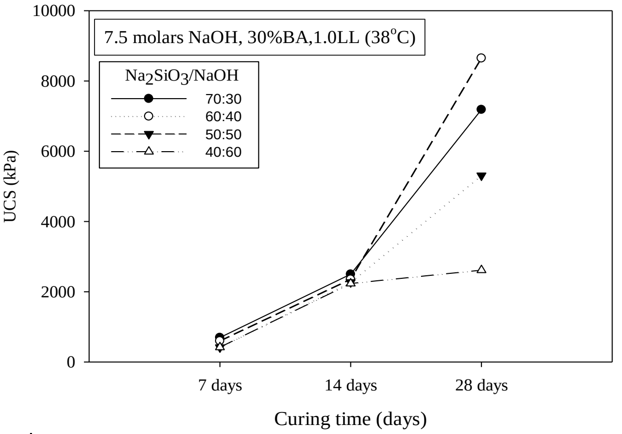
อิทธิพลของสารละลาย Na_2SiO_3/NaOH ต่อกำลังอัด แสดงให้เห็นว่าอัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 70:30 ที่ให้กำลังอัดสูงในช่วง 7-14 วัน แต่อัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 60:40 มีกำลังอัดสูงที่สุดที่อายุบ่ม 28 วัน ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 2 อิทธิพลของอัตราส่วนสารละลาย Na_2SiO_3/NaOH ต่อค่ากำลังอัดที่ NaOH 7.5 โมลาร์, ปริมาณความชื้อ 1.0LL อายุบ่ม 7 วัน ของตัวอย่างดินที่บ่มแบบอบกับไม่อบ

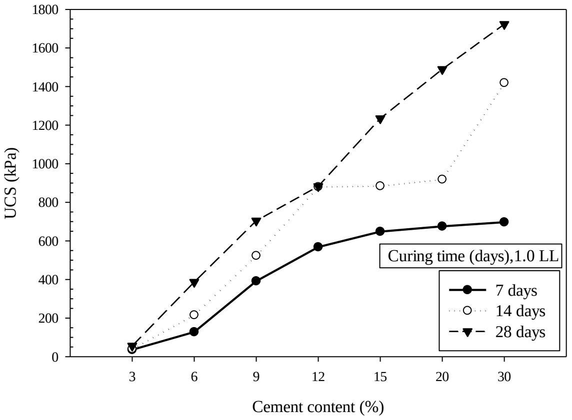


รูปที่ 3 อิทธิพลของสารละสาร Na_2SiO_3/NaOH ต่อกำลังอัดของดินเหนียวอ่อนผสมเถ้าชานอ้อย จีโอโพลีเมอร์ ที่อบด้วยอุณภูมิ 38 °C



รูปที่ 4 การพัฒนากำลังของตัวอย่างดินเหนียวอ่อนผสมเถ้าชานอ้อย จีโอโพลีเมอร์ ปริมาณความชื้น 1.0LL ที่อบด้วยอุณภูมิ 38 °C

จากรูปที่ 4 กำลังอัดมีแนวโน้มสูงขึ้นในช่วงอายุบ่ม 7 ถึง 14 วัน กำลังอัดมีความใกล้เคียงกันทุกอัตราส่วนผสมของสารละลาย Na_2SiO_3/NaOH เมื่ออายุบ่ม 28 วัน จะเห็นได้ชัดว่า อัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 60:40 ให้กำลังอัดสูงสุดเท่ากับ 8,647 กิโลปาสคาล และ 7,185 กิโลปาสคาล ที่อัตราส่วนอัตราส่วน Na_2SiO_3/NaOH เท่ากับ 70:30 ของตัวอย่างดินดินเหนียวอ่อนผสมเถ้าชานอ้อย จีโอโพลีเมอร์ ปริมาณความชื้น 1.0LL ที่อบด้วยอุณภูมิ 38 °C



รูปที่ 5 กราฟการพัฒนากำลังตามปริมาณของปูนซีเมนต์

จากรูปที่ 5 แสดงกำลังอัดของดินเหนียวอ่อนผสมกับปูนซีเมนต์ ที่ปริมาณความชื้นของดินเหนียวอ่อนเท่ากับ 1.0 LL ที่อายุบ่ม 7 14 และ 28 วัน โดยใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ร้อยละ 3, 6, 9, 12, 15, 20, และ 30 ต่อน้ำหนักดินแห้ง ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังอัดมีแนวโน้มสูงขึ้น ตามปริมาณของปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ทุกช่วงอายุบ่ม เนื่องจากปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันเพิ่มขึ้นทำให้มีกำลังอัดเพิ่มขึ้น แต่เมื่อทำการเปรียบเทียบกับกำลังอัดของดินเหนียวผสมเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์ในรูปที่ 4 พบว่าที่อายุบ่ม 28 วัน ดินเหนียวผสมเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์มีค่ากำลังอัดที่สูงกว่า

4. สรุปผลการทดสอบ

บทความนี้ศึกษากำลังอัดของดินเหนียวผสมเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์เพื่อทดแทนการใช้ซีเมนต์ในงานเสาเข็มดินซีเมนต์ตามมาตรฐานกรมทางหลวงที่ต้องการกำลังอัดแกนเดียวที่ 28 วัน เท่ากับ 1,000 kPa (500 kPa undrain shear strength) โดยสามารถสรุปผลการทดสอบได้ดังนี้

1) ความเข้มข้นของ NaOH ที่สูงขึ้นสามารถชะล้างซิลิก้าและอลูมินาจากเถ้าชานอ้อยเพื่อมาทำปฏิกิริยาโพลิเมอร์ไลเซชั่นได้มากขึ้นแต่จะเพิ่มขึ้นจนถึงแค่จุดเหมาะสมค่าหนึ่ง เนื่องจากปริมาณซิลิก้า อลูมินา และ Na_2SiO_3 ในระบบมีปริมาณที่จำกัดเมื่อเพิ่มความเข้มข้นของ NaOH มากเกินไปทำให้มี Na^+ และ OH^- อิสระมากเกินไปจนขัดขวางการทำปฏิกิริยา

2) อัตราส่วนผสมของสารละลาย Na_2SiO_3/NaOH ที่เหมาะสมจะส่งผลต่อการพัฒนาค่ากำลังอัดโดยค่าเหมาะสม ได้แก่ค่า 60:40 ค่าอัตราส่วนสารละลายนี้อาจเปลี่ยนแปลงได้เนื่องจากอิทธิพลของอุณหภูมิสภาพแวดล้อม อุณหภูมิที่สูงขึ้นจะช่วยแร่งการทำปฏิกิริยาโพลิเมอร์เซชั่นของจีโอโพลิเมอร์ได้ดีขึ้น

3) เมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดที่ 28 วัน กับดินซีเมนต์พบว่าดินเหนียวผสมเถ้าชานอ้อยจีโอโพลิเมอร์มีค่ากำลังอัดที่สูงกว่าดินเดียวผสมซีเมนต์ โดยมีส่วนผสมที่ให้ค่ากำลังอัดที่ผ่านมาตรฐานกรมทางหลวงตั้งแต่อายุบ่ม 14 วัน มีค่าความเข้มข้นของ NaOH ที่เหมาะสมอยู่ที่ 7.5 molars อัตราส่วนสารอัลคาร์ไลน์ (Na_2SiO_3/NaOH) ที่เหมาะสมอยู่ที่ 60:40 ได้กำลังอัด 2,500 kPa

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนจากสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษา และสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย และขอขอบคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐานและการขนส่งทางราง สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

เอกสารอ้างอิง

[1] เกษม เพชรเกตุ, พินิจ ตั้งบุญเติม (2536). การใช้เสาเข็มดินซีเมนต์กับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ข่าวช่างฉบับที่ 254, น.41-45

[2] ชยานันท์ ศรีเจริญ, รุ้งลาวัลย์ ราชัน และสุขสันติ์ หอพิบูลสุข (2557). การพัฒนากำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์และเสาเข็มดินซีเมนต์ผสมเถ้าลอยในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ. ปีที่ 37 ฉบับที่ 2, น.151-164

[3] Horpibulsuk, S., Miura, N., Koga, H., and Nagaraj, T.S., (2004). Analysis of strength development in deep mixing – a field study. Ground Improve. 8 (2), pp. 59–68.

[4] Horpibulsuk, S., Rachan, R., Chinkulkijniwat, A., and Raksachon, Y. (2010). Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations, Construction and Building Materials 24 (2010), pp. 2011-2021

[5] Horpibulsuk, S., Yangsukaseam, N., Chinkulkijniwat, A., Du, YJ. (2011) Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite, Apply Clay Sci, pp. 150–9.

[6] Horpibulsuk, S., Phojan, W., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., and Liu, M, D. (2011) Strength development in blended cement admixed saline clay, Applied Clay Science.

[7] Malhota, VM., (2002). Introduction: Sustainable development and concrete technology. ACI Concrete international, 24, pp. 7-22

[8] Davidovits J. (1999) Chemistry of geopolymer systems, terminology, Geopolyme 1999.

[9] กรมทางหลวง (2550). *คู่มือการควบคุมงานก่อสร้างทางหลวง*. หน้า 189-208.

[10] Jamsawang, P., Poorahong, H., Yoobanpot, N., Songpiriyakij, S, & Jongpradist, P. (2017). Improvement of soft clay with cement and bagasse ash waste. Construction and Building Materials, 154, 61--71.

[11] Yoobanpot, N., Jamsawang, P., & Horpibulsuk, S. (2017). Strength behavior and microstructural characteristics of soft clay stabilized with cement kiln dust and fly ash residue. Applied Clay Science, 141(June), 146-156.

[12] อุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ (2560). วัสดุจีโอโพลีเมอร์, สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย

[13] Güllü, H. (2014). Factorial experimental approach for effective dosage rate of stabilizer: Application for fine-grained soil treated with bottom ash. *Soils and Foundations, 54*(3), 462-477.

[14] Phetchuay, C., Horpibulsuk, S., Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Arulrajah, A., Disfani, M.M., 2014. Calcium carbide residue: alkaline activator for clay-fly ash geopolymer. Constr. Build. Mater. 69, 285–294.

อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดและปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์
Effects of Fine Content and Cement Content on Unconfined Compressive Strength of Lateritic Soil-Cement

สุทธิพงศ์ คำดี[1*] สุริยะ ทองมุณี[2] และ พีรพงศ์ จิตเสงี่ยม[3,]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: sutti2525@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดและปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังผสมซีเมนต์ ดินลูกรังที่มีคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐานชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวงจากอำเภอดอยสะเก็ด จังหวัดเชียงใหม่ ได้ถูกนำมาเป็นวัสดุตัวอย่างในการศึกษา โดยนำมาปรับให้มีปริมาณเม็ดละเอียดเท่ากับร้อยละ 0, 20, 30 และ 40 ของน้ำหนักดินแห้งรวม จากนั้นทำการปรับปรุงเสถียรภาพดินแต่ละตัวอย่าง โดยการผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในอัตราส่วนร้อยละ 0, 4, 6 และ 8 ของน้ำหนักดินแห้งรวม เตรียมตัวอย่างโดยการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมและบ่มที่อายุ 7, 14 และ 28 วัน ตามลำดับ จากนั้นทำการทดสอบหากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างทั้งหมดตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ผลการศึกษาพบว่า ที่ปริมาณเม็ดละเอียด 20% เป็นจุดแบ่งของคุณลักษณะการเปลี่ยนแปลงค่ากำลังอัดแกนเดียว เทียบกับร้อยละปริมาณเม็ดละเอียด โดยค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างที่ผสมซีเมนต์อัตราส่วนร้อยละ 4 มีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อปริมาณเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้นจากร้อยละ 0 ถึง 20 จากนั้นค่ากำลังลดลงและแสดงค่าแนวโน้มที่ค่อนข้างจะคงที่ ส่วนตัวอย่างที่ผสมซีเมนต์อัตราส่วนร้อยละ 6 และ ร้อยละ 8 พบว่าค่ากำลังอัดแกนเดียวลดลงอย่างรวดเร็ว เมื่อปริมาณเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้นจากร้อยละ 0 ถึง 20 จากนั้นค่ากำลังลดลงและแสดงค่าแนวโน้มที่ค่อนข้างจะคงที่ เมื่อปริมาณดินเม็ดละเอียดเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ปริมาณซีเมนต์ และอายุบ่มที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่ากำลังอัดแกนเดียวเพิ่มสูงขึ้นโดยเฉพาะตัวอย่างที่มีสัดส่วนดินเม็ดละเอียด ร้อยละ 0

คำสำคัญ: ดินลูกรัง, ดินเม็ดละเอียด, ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์, การปรับปรุงคุณสมบัติของดิน, กำลังอัดแกนเดียว

Abstract

This study aimed to investigate the effects of fine contents and cement contents on the unconfined compressive strength (UCS) of the lateritic soil-cement mixtures. The sub-standard lateritic soil used in the study was collected from a local borrow pit site, Doi Saket, Chiangmai, Thailand. A series of the fine contents of 0, 20, 30, and 40% of a dry mass and the cement contents of 0, 4, 6, and 8% of a dry soil mass were targeted. For the sample preparation, lateritic soil-cement test samples were fabricated based on the modified proctor compaction test results (at optimum moisture contents and 100% maximum dry unit weight) and curing periods of 7, 14, and 28 days. The UCS tests were carried out following the Department of Highway (DOH) standard. The results revealed that at the fine content of 20%, the trend of UCS against fine contents separates into two characteristics. Firstly, the UCS of 4% cement content samples increases when the fine content increased up to 20% and gradually decreases beyond that. Secondly, the UCS of 6% and 8% cement content samples dramatically decrease with an increase in the fine contents from 0 to 20% and then, a gradually decreases. Furthermore, UCS will increase significantly relating to the cement content and curing period especially at 0% fine content.

Keywords: Lateritic Soil, Fine-Grain Soil, Portland Cement, Soil Stabilization, Compressive Strength

1. บทนำ

ดินลูกรังเป็นวัสดุธรรมชาติ ซึ่งเป็นวัสดุหลักที่นำมาใช้ทำการก่อสร้างชั้นรองพื้นทางของโครงสร้างทาง โดยต้องมีคุณสมบัติทางวิศวกรรมตามมาตรฐานที่กรมทางหลวงกำหนด การก่อสร้างในพื้นที่ห่างไกลจากแหล่งลูกรังที่ได้มาตรฐานนั้นจะเกิดค่าใช้จ่ายในการขนส่งวัสดุ และระยะเวลาก่อสร้างเพิ่มขึ้น ส่งผลทำให้มูลค่าการก่อสร้างทางเพิ่มมากขึ้น ดังนั้นจึงเกิดแนวคิดที่จะพัฒนาวิธีการออกแบบและปรับปรุงชั้นโครงสร้างทาง รวมไปถึงทำการปรับปรุงคุณสมบัติของดินลูกรังใกล้พื้นที่ก่อสร้างที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมต่ำกว่ามาตรฐาน ให้มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมใกล้เคียงกับดินลูกรังมาตรฐานซึ่งจะช่วยลดค่าใช้จ่ายจากการขนส่งวัสดุจากแหล่งอื่น ช่วยแก้ปัญหาในการขาดแคลนวัสดุ และเป็นการใช้แหล่งวัสดุธรรมชาติให้เกิด

ประโยชน์สูงสุด แนวคิดการปรับปรุงวัสดุชั้นรองพื้นทางที่ต่ำกว่ามาตรฐานสามารถทำได้โดยการผสมสารผสมเพิ่มเติม (Stabilizing Agent) ซึ่งเป็นการปรับปรุงดินด้วยวิธีการทางเคมี โดยส่วนมากแล้วสารที่ผสมเข้าไปในดินเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติของดินนั้นจะใช้ซีเมนต์เป็นสารผสมเพิ่มหรือที่เรียกว่าการปรับปรุงเสถียรภาพด้วยซีเมนต์ (Cement Stabilization) และเรียกดินที่ถูกปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์ว่า ดินซีเมนต์ (Soil-Cement) [1],[2]

การออกแบบส่วนผสมดินซีเมนต์ของกรมทางหลวง ทั้งในชั้นพื้นทางและชั้นรองพื้นทางนั้นต้องทำการตรวจสอบคุณสมบัติเบื้องต้นของดินที่จะนำมาใช้ทำดินซีเมนต์ โดยการพิจารณาจากปริมาณสัดส่วนของดินเม็ดละเอียดเป็นอันดับแรก โดยการทดลองหาร้อยละที่ร่อนผ่านตะแกรงขนาด 0.075 มิลลิเมตร (เบอร์200) ซึ่งกำหนดไว้ไม่เกินร้อยละ 40 สำหรับวัสดุชั้นรองพื้นทางและการทดสอบหาค่าขีดจำกัดเหลว (Liquid Limit) และขีดจำกัดพลาสติก (Plastic Index) ก่อนที่จะนำดินไปทดลองหาปริมาณปูนซีเมนต์ที่เหมาะสมโดยวิธีทดลองหาส่วนผสม (Trial Mixed) เพื่อให้ได้กำลังรับแรงอัดตามมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ของกรมทางหลวงคือต้องที่ค่าไม่น้อยกว่า 6.9 ksc. ที่อายุการบ่ม 7 วัน [4] ซึ่งที่ผ่านมีการศึกษาเกี่ยว ปริมาณดินเม็ดละเอียด และการแนะนำปริมาณซีเมนต์ สำหรับการปรับปรุงคุณภาพดินให้มีความเหมาะสมกับประเภทดิน

Davidson et al. [5] ได้ทำการทดลองโดยใช้ทรายผสมดินเหนียวในอัตราส่วนทรายต่อดินเหนียว 100:0, 75:25, 50:50, 25:75 และ 0:100 พบว่าปริมาณดินเหนียวที่เกินกว่าร้อยละ 25 เมื่อผสมกับดินจำพวกที่ไม่มีความเชื่อมแน่น (Cohesionless Soil) จะทำให้กำลังของดินซีเมนต์ลดลงอย่างเด่นชัด และที่ปริมาณปูนซีเมนต์ร้อยละ 8 ปริมาณสัดส่วนของทรายต่อดินเหนียว75:25 ให้กำลังอัดสูงสุด

Robbins และ Mueller [6] แนะนำว่าดินที่ปริมาณผ่านตะแกรงเบอร์ 200 ระหว่างร้อยละ 5 – 35 เหมาะสมสำหรับนำมาใช้ทำดินซีเมนต์

Portland Cement Association [7] ได้แนะนำช่วงปริมาณซีเมนต์ที่ต้องการใช้สำหรับดินประเภทต่างๆ จำแนกประเภทกลุ่มดินตามวิธีการของ AASHTO ปริมาณซีเมนต์ที่ต้องการใช้จะอยู่ในช่วง 3-16% ของน้ำหนักดินแห้ง ซึ่งขึ้นอยู่กับประเภทของดินและคุณสมบัติของดินที่ต้องการ โดยทั่วไปปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นจะสอดคล้องกับปริมาณดินเหนียวที่เพิ่มขึ้นในดิน

จากการศึกษาที่ผ่านจะเห็นได้ว่าปริมาณดินเม็ดละเอียด และ ปริมาณซีเมนต์นั้นมีผลต่อค่ากำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ ดังนั้นบทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาถึงอิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดและปริมาณซีเมนต์ต่อกำลังอัดแกนเดียว ที่เกิดขึ้นในดินลูกรังที่ถูกปรับปรุงเสถียรภาพด้วยซีเมนต์สำหรับนำมาใช้เป็นวัสดุโครงสร้างชั้นรองพื้นทาง

2. การเตรียมวัสดุและคุณสมบัติของวัสดุ

2.1 ดินลูกรัง

ดินตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษานี้จะใช้ดินลูกรังที่ต่ำกว่ามาตรฐานชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวง จากแหล่งดินธรรมชาติอำเภอดอยสะเก็ด จังหวัดเชียงใหม่ นำมาร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (ขนาดช่องเปิด 0.075 มม.) แบบล้าง เพื่อแยกสัดส่วนระหว่างดินเม็ดละเอียดกับดินเม็ดหยาบเพื่อนำมาปรับให้ได้สัดส่วนของดินเม็ดละเอียดในปริมาณร้อยละ 0, 20, 30 และ 40 ของน้ำหนักดินแห้ง ดังตารางที่ 1 โดยดินเม็ดหยาบที่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 200 นั้น จะถูกนำไปอบให้แห้งด้วยตู้อบ จากนั้นจะนำไปบรรจุไว้ในถุงพลาสติกเพื่อป้องกันความชื้น ส่วนดินเม็ดละเอียดที่ล้างผ่านตะแกรงเบอร์ 200 จะถูกปล่อยให้ตกตะกอน ก่อนนำไปอบแห้ง เมื่ออบแห้งเสร็จดินเม็ดละเอียดจะมีลักษณะยึดเกาะเป็นแผ่น ก่อนนำไปเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบจะต้องทำการบดดินเม็ดละเอียดให้คืนสภาพเป็นผงแห้งโดยใช้เครื่องบดแร่ Batch Rod Mill ดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 การบดดินเม็ดละเอียดอบแห้งด้วยเครื่อง Batch Rod Mill

2.2 ซีเมนต์

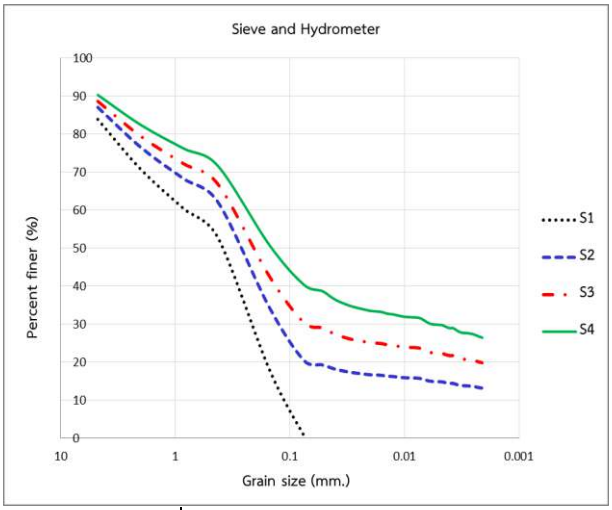
ใช้ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง ทำการร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40 (ขนาดช่องเปิด 0.425 มม.) ก่อนนำมาทำการผสมดินตัวอย่าง ปริมาณปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการผสมคือร้อยละ 0, 4, 8 และ 12 ของน้ำหนักดินแห้งในแต่ละตัวอย่าง

ตารางที่ 1 คุณสมบัติดินตัวอย่าง

คุณสมบัติของดิน	ดินตัวอย่าง			
	S1	S2	S3	S4
ปริมาณที่ผ่านตะแกรง เบอร์ 200, %	0	20	30	40
Specific Gravity	2.74	2.70	2.71	2.73
Liquid limit , %	NP	24.43	26.23	32.30
Plastic limit , %	NP	23.67	16.83	15.26
Plastic Index , %	NP	0.76	9.40	17.04
การจำแนกประเภทดิน USCS AASHTO	SP A-3	SM A-2-4	SC A-2-4	SC A-6
Optimum Moisture Content , %	7.8	8.3	10.6	11.7
Maximum Dry Density , kg/m^3	1,908	2,120	2,031	2,032

2.3 คุณสมบัติทางกายภาพดินตัวอย่าง

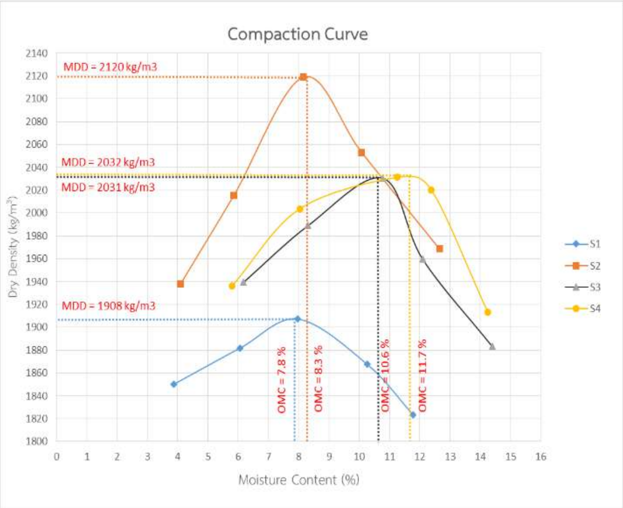
คุณสมบัติทางด้านกายภาพของดินมีผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรม ซึ่งจะมีคุณสมบัติแตกต่างกันออกไปขึ้นอยู่กับสัดส่วนระหว่างดินเม็ดหยาบและดินเม็ดละเอียด การทดสอบประกอบด้วย การทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะ, การทดสอบหาขนาดเม็ดดินโดยผ่านตะแกรงแบบล้าง, การทดสอบขนาดเม็ดดินโดยใช้ Hydrometer, การทดสอบหาค่า Liquid Limit (LL) และ การทดสอบหาค่า Plastic Limit (PL) เพื่อหาการกระจายตัวขนาดเม็ดดิน และ จำแนกประเภทดิน ตามระบบของ USCS และ AASHTO ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพแสดงตามตารางที่ 1 อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดมีผลต่อค่า Plastic Index (PI) โดยที่ปริมาณสัดส่วนดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20% มีค่า PI ต่ำที่สุด และเพิ่มสูงขึ้นเมื่อสัดส่วนดินเม็ดละเอียดเพิ่มมากขึ้น การจำแนกประเภทดิน ที่ปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 , 20, 30 และ 40 ตาม Unified Soil Classification สามารถจำแนกได้เป็น SP , SM , SC และ SC ตามลำดับ และจำแนกประเภทดินตาม AASHTO ได้เป็น A-2 , A-2-4 , A-2-4 และ A6 ตามลำดับ โดยมีลักษณะการกระจายตัวขนาดคละของเม็ดดินแสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขนาดคละของขนาดเม็ดดินตัวอย่าง

2.4 คุณสมบัติการบดอัดดินตัวอย่าง

การทดสอบหาค่าการบดอัดของดินแต่ละตัวอย่างที่ไม่ผสมซีเมนต์ เพื่อหาค่า Maximum Dry Density (MDD) และ Optimum Moisture Content (OMC) โดยทำการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง (2530) การทดลองที่ ทล.-ท. 108/2517 แบบที่ใช้มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 101.6 มม. (4 นิ้ว) สูง 116.8 มม. (4.584 นิ้ว) บดอัดจำนวน 5 ชั้น ใช้จำนวนการบดอัด 25 ครั้งต่อชั้น ผลของการทดสอบการบดอัดของดินสามารถเขียนกราฟการบดอัด ดังแสดงในรูปที่ 3 พบว่าปริมาณดินเม็ดละเอียดที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า OMC เพิ่มสูงขึ้น และตัวอย่างดินที่มีปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20 ให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงที่สุดที่ปริมาณน้ำ OMC



รูปที่ 3 กราฟการบดอัดดินตัวอย่าง

ตารางที่ 2 อัตราการผสมตัวอย่างสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงอัด

ร้อยละปริมาณดินเม็ดละเอียด	ร้อยละปริมาณซีเมนต์	สัญลักษณ์ตัวอย่างตามระยะเวลาอายุบ่ม (จำนวนตัวอย่าง)		
		7 วัน	14 วัน	28 วัน
0	0	S1C0D7 (3)		
20	0	S2C0D7 (3)		
30	0	S3C0D7 (3)		
40	0	S4C0D7 (3)		
0	4	S1C4D7 (3)	S1C4D14 (3)	S1C4D28 (3)
20	4	S2C4D7 (3)	S2C4D14 (3)	S2C4D28 (3)
30	4	S3C4D7 (3)	S3C4D14 (3)	S3C4D28 (3)
40	4	S4C4D7 (3)	S4C4D14 (3)	S4C4D28 (3)
0	6	S1C6D7 (3)	S1C6D14 (3)	S1C6D28 (3)
20	6	S2C6D7 (3)	S2C6D14 (3)	S2C6D28 (3)
30	6	S3C6D7 (3)	S3C6D14 (3)	S3C6D28 (3)
40	6	S4C6D7 (3)	S4C6D14 (3)	S4C6D28 (3)
0	8	S1C8D7 (3)	S1C8D14 (3)	S1C8D28 (3)
20	8	S2C8D7 (3)	S2C8D14 (3)	S2C8D28 (3)
30	8	S3C8D7 (3)	S3C8D14 (3)	S3C8D28 (3)
40	8	S4C8D7 (3)	S4C8D14 (3)	S4C8D28 (3)

3. การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบกำลังรับแรงอัด

3.1 การเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบกำลังรับแรงอัด

ในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างดินบดอัดนี้จะแบ่งตัวอย่างดินออกเป็น 2 ส่วนคือ ดินที่ไม่ผสมซีเมนต์ และดินที่ผสมซีเมนต์ ซึ่งมีรายละเอียดอัตราการผสมแสดงดังตารางที่ 2 ทำการผสมตัวอย่างโดยใช้ปริมาณน้ำ Optimum Moisture Content (OMC) ที่ได้จากการทดสอบในข้อ 2.4 ทำการบดอัดในแบบหล่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 101.6 มม. (4 นิ้ว) สูง 116.8 มม. (4.584 นิ้ว) ใช้ค้อนหนัก 10 ปอนด์ ระยะยก 1.5 ฟุต แบ่ง

จำนวนชั้นเป็น 5 ชั้น กระทุ้งชั้นละ 25 ครั้ง ตัวอย่างที่นำออกจากแบบหล่อจะถูกห่อเก็บไว้ในถุงพลาสติก และนำไปบ่มในระยะเวลา 7, 14 และ 28 วัน

3.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังการรับแรงอัดแกนเดียว ทำตามมาตรฐานของกรมทางหลวงการทดลองที่ ทล.-ท. 105/2515 โดยการนำตัวอย่างที่บ่มครบอายุทดสอบมา ทำการชั่งน้ำหนัก วัดความสูงและขนาดเส้นเส้นผ่านศูนย์กลางของแท่งตัวอย่าง จากนั้นจึงนำตัวอย่างเข้าเครื่องกดโดยกดด้วยอัตราเร็ว 1 เปอร์เซ็นต์ของความสูง/นาที ในระหว่างการทดสอบให้บันทึกขนาดของน้ำหนักกดและความสูงที่เปลี่ยนแปลง โดยมี Proving Ring สำหรับใช้วัดแรงกระทำและมาตรวัดระยะการเคลื่อนตัว (Dial Gauges) ขนาดอ่านละเอียด 0.01 มม. สำหรับวัดการยุบตัวของตัวอย่างดิน นำค่าที่ได้จากการทดสอบมาเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกดกับความเครียดในแนวดิ่งเพื่อหาค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

4. ผลการทดสอบ วิเคราะห์ วิจารณ์

4.1 อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียด และปริมาณซีเมนต์ ต่อกำลังอัดแกนเดียว

ผลการทดสอบการรับแรงอัดแบบแกนเดียวได้แสดงให้เห็นในตารางที่ 4 เมื่อนำผลการทดสอบ มาทำกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเม็ดดินละเอียดและค่ากำลังแรงอัดแบบแกนเดียว ที่ปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 0, 4, 6 และ 8 แสดงดังรูปที่ 4, 5 และ 6

ตารางที่ 4 ค่ากำลังอัดแกนเดียว

ดินตัวอย่าง	ค่ากำลังอัดแกนเดียว (ksc.)		
	D7	D14	D28
S1C0	0	-	-
S2C0	5	-	-
S3C0	4	-	-
S4C0	4	-	-
S1C4	23	25	29
S2C4	32	33	52
S3C4	25	25	32
S4C4	24	24	34
S1C6	53	67	74
S2C6	42	48	68
S3C6	37	38	51
S4C6	35	36	53
S1C8	96	113	128
S2C8	53	56	83
S3C8	45	45	59
S4C8	46	45	63

4.1.1 อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียด

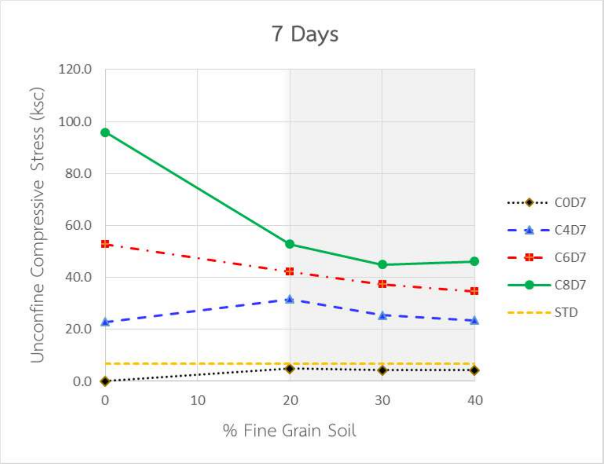
ตัวอย่างที่ไม่ผสมซีเมนต์ พบว่า ที่ปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 ไม่สามารถทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดได้เนื่องจากดินตัวอย่างไม่สามารถก่อตัวได้ ที่ปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20, 30, และ 40 มีค่ากำลังรับแรงอัดที่ใกล้เคียงกัน ซึ่งมีค่าต่ำกว่า 6.9 ksc. ที่ปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20 ให้ค่ากำลังอัดสูงสุด สอดคล้องกับผลค่าความหนาแน่นจากการทดสอบการบดอัด

สำหรับดินตัวอย่างที่ผสมซีเมนต์นั้น อิทธิพลของปริมาณดินเม็ดละเอียดที่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดจะขึ้นอยู่กับปริมาณซีเมนต์ด้วยซึ่งมีลักษณะแนวโน้มที่เหมือนกัน ทุกอายุการบ่ม จากรูปที่ 4, 5 และ 6 จะเห็นได้ว่า ที่ปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 4 ปริมาณดินเม็ดละเอียดที่เพิ่มขึ้นส่งผลทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มสูงขึ้น จนถึงที่ปริมาณสัดส่วนดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20 จะมีค่ากำลังอัดสูงสุด จากนั้นจะค่ากำลังอัดจะลดลง

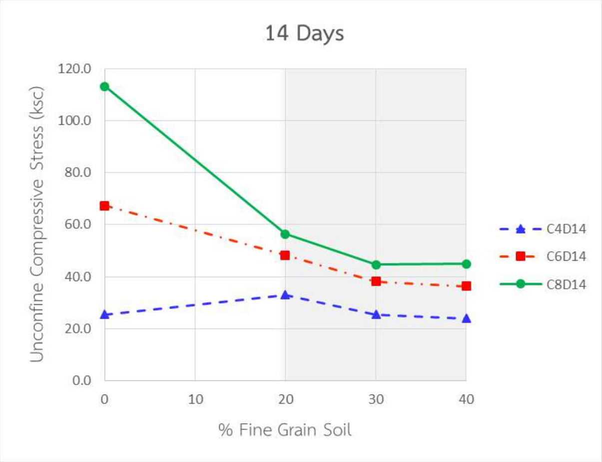
ตัวอย่างที่ผสมซีเมนต์ปริมาณร้อยละ 6 และ 8 นั้นพบว่าเมื่อปริมาณดินเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้น จะทำให้กำลังรับแรงอัดลดลงอย่างเห็นได้ชัด จนถึงปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 30

จากผลการทดสอบจะเห็นได้ว่า ในช่วงปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 – 20 ปริมาณดินเม็ดละเอียดที่เพิ่มขึ้นนั้นมีผลต่อการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังอัด ที่ปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 4 แต่ค่ากำลังอัดจะลดลงเมื่อมีปริมาณซีเมนต์สูงขึ้น

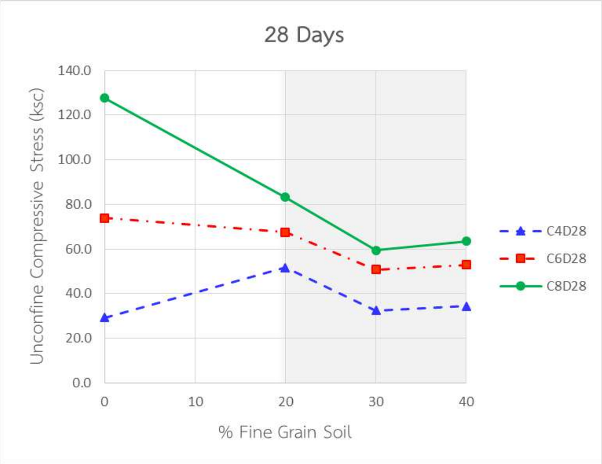
เมื่อพิจารณาจากปริมาณดินเม็ดละเอียดที่มากกว่าร้อยละ 20 ขึ้นไปซึ่งอยู่ในเกณฑ์ต่ำกว่ามาตรฐานวัสดุดินลูกรังชั้นรองพื้นทาง [2] และ เป็นช่วงปริมาณที่สามารถนำไปปรับปรุงด้วยซีเมนต์ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มการเปลี่ยนที่เหมือนกันทุกปริมาณซีเมนต์ และ ทุกอายุบ่ม โดยมีค่าลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อปริมาณดินเม็ดละเอียดมากกว่าร้อยละ 20 จนถึง ร้อยละ 30 จากนั้นค่ากำลังจะมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย ในช่วงปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 30 – 40



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่าง ที่อายุบ่ม 7 วัน



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่าง ที่อายุบ่ม 14 วัน



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่าง ที่อายุบ่ม 28 วัน

4.1.2 อิทธิพลของปริมาณซีเมนต์

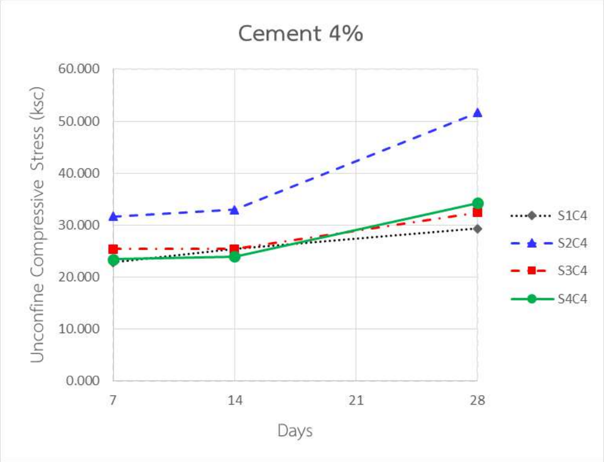
ตัวอย่างที่ผสมปริมาณซีเมนต์ตั้งแต่ร้อยละ 4 ขึ้นไปนั้นมีคุณสมบัติผ่านมาตรฐานดินซีเมนต์สำหรับวัสดุชั้นรองพื้นฐานของกรมทางหลวง

ปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มสูงขึ้น จะส่งผลให้กำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นที่สัดส่วนดินเม็ดละเอียดเท่ากัน โดยเฉพาะตัวอย่างที่มีปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 จะมีการเพิ่มของค่ากำลังที่สูงเมื่อเปรียบกับค่ากำลังก่อนทำการปรับปรุงด้วยซีเมนต์

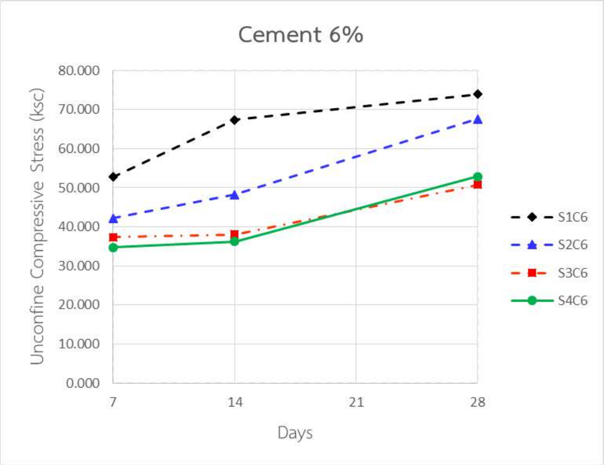
4.2 การพัฒนากำลังรับแรงอัด

จากรูปที่ 7 , 8 และ 9 จะเห็นได้ว่าเมื่ออายุบ่มเพิ่มขึ้น จะทำให้กำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น

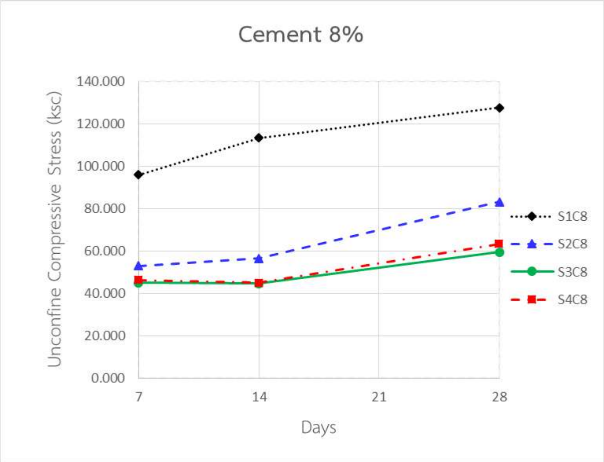
ดินตัวอย่างปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 เมื่อผสมปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 4 จะมีการพัฒนากำลังเล็กน้อยแบบต่อเนื่อง แต่เมื่อมีปริมาณซีเมนต์สูงขึ้นที่ร้อยละ 6 และ 8 นั้น การพัฒนากำลังจะเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วในช่วง 7-14 วัน



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุการบ่มและค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างที่ผสมปริมาณซีเมนต์ ร้อยละ 4



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุการบ่มและค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างที่ผสมปริมาณซีเมนต์ ร้อยละ 6



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุการบ่มและค่ากำลังอัดแกนเดียวของตัวอย่างที่ผสมปริมาณซีเมนต์ ร้อยละ 8

ดินตัวอย่างปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20 มีแนวโน้มการพัฒนากำลังในลักษณะเหมือนกันที่ปริมาณซีเมนต์ต่าง ๆ คือในช่วงอายุบ่ม 7 – 14 วัน การพัฒนากำลังรับแรงอัดจะเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ และหลังจากอายุบ่ม 14 วัน การพัฒนากำลังรับแรงอัดจะเพิ่มสูงขึ้น

ดินตัวอย่างปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 30 และ ร้อยละ 40 มีแนวโน้มการพัฒนากำลังในลักษณะเหมือนกันคือในช่วงอายุบ่ม 7 – 14 วัน กำลังจะคงที่ และหลังจากอายุบ่ม 14 วัน กำลังรับแรงอัดจะเริ่มการพัฒนาเพิ่มสูงขึ้น

5. สรุปผลการศึกษา

จากการทดสอบกำลังอัดแกนเดียวของดินลูกรังที่มีสัดส่วนของดินเม็ดละเอียดในปริมาณร้อยละ 0, 20, 30 และ 40 ของน้ำหนักดินแห้ง ผสมกับซีเมนต์ปริมาณร้อยละ 0, 4, 8 และ 12 ของน้ำหนักดินแห้งในแต่ละตัวอย่างที่อายุบ่ม 7, 14 และ 28 วัน ผลการศึกษามีดังนี้

- ปริมาณดินเม็ดละเอียดในช่วงร้อยละ 0 - 20 เมื่อปริมาณดินเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้น ทำให้กำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นที่ปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 4 แต่กำลังอัดจะลดลงสำหรับตัวอย่างที่ผสมปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 6 และ 8
- ปริมาณดินเม็ดละเอียดในช่วงร้อยละ 20 - 40 เมื่อปริมาณดินเม็ดละเอียดเพิ่มขึ้นตั้งแต่ร้อยละ 20 ขึ้นไป ทำให้กำลังรับแรงอัดลงลดทุกปริมาณซีเมนต์ที่ผสม
- ที่ปริมาณซีเมนต์ร้อยละ 4 ทำให้ดินที่มีปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 0 – 40 มีค่ากำลังรับแรงอัดที่ผ่านมาตรฐานรองพื้นทางดินซีเมนต์ของกรมทางหลวง โดยปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้นมีผลทำให้มีค่ากำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้น
- เมื่ออายุบ่มเพิ่มขึ้น ทำให้ทุกสัดส่วนดินเม็ดละเอียดมีค่ากำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้น โดยปริมาณดินเม็ดละเอียดร้อยละ 20-40 มีการหน่วงการพัฒนากำลังในช่วง 7-14 วัน

นอกจากการทดสอบค่ากำลังอัดแล้ว ควรมีการทดลองหาค่า CBR เป็นข้อมูลเพิ่มเติม เพื่อเป็นแนวทางการเลือกใช้ปริมาณดินเม็ดละเอียดต่อปริมาณซีเมนต์สำหรับดินซีเมนต์ชั้นรองพื้นทางได้อย่างเหมาะสม และการศึกษาการวิเคราะห์เชิงลึกของดินตัวอย่าง เช่นตรวจสอบองค์ประกอบของแร่ธาตุด้วยวิธี X-Ray fluorescence (XRF), การตรวจโครงผลึกด้วยวิธี X-Ray Diffraction (XRD) และ การตรวจการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างจุลภาค ด้วยวิธีกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด (Scanning Electron Microscope – SEM) เพื่อเป็นองค์ความรู้เชิงลึก ทำให้ทราบถึงประเภทและปริมาณของสารประกอบที่มีอยู่ในตัวอย่าง รวมถึงการเปลี่ยนแปลงของโครงสร้าง ซึ่งส่งผลต่อการพัฒนากำลังอัดของดินซีเมนต์ตามช่วงอายุการบ่มต่างๆ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ให้การสนับสนุนวัสดุและอุปกรณ์สำหรับงานทดสอบ รวมทั้ง คุณจักรพันธ์ ตรีจรูญ , คุณธนพล วงค์กำไร และ คุณนครินทร์ นาคอ้าย ที่ช่วยเหลือการเก็บรวบรวมข้อมูล และ งานทดสอบในห้องปฏิบัติการ ทำให้งานทดสอบดังกล่าวสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] จุฑา สุนิตย์สกุล ศุภกร วชิราภรณ์ และธันวิน สวัสดิศานต์ (2549). *คุณสมบัติของดินซีเมนต์*. รายงานฉบับที่ วพ. 229 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม. กทม.

[2] ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดใส (2543). *คุณสมบัติความเค้นความเครียดของวัสดุปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงอัดแนวดิ่ง*. รายงานฉบับที่ วพ. 179 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม. กทม.

[3] กรมทางหลวง (2532). *มาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม, ทล.-ท. 205/2532*. กองวิเคราะห์และวิจัย.

[4] กรมทางหลวง (2532). *มาตรฐานรองพื้นดินซีเมนต์, ทล.-ท. 205/2532*. กองวิเคราะห์และวิจัย.

[5] Davidson, D.T., Piter, G.L., Mateos, M. and George, K.P., (1962). Moisture-Density, Moisture-Strength and Compaction Characteristics of Cement Treated Soil Mixtures. *Highway Research Board*, 353, pp. 42-63.

[6] Robbins, E.G. and Mueller, P.E., (1960). Development of a Test for a Test for Identifying Poorly Reaction Sandy Soils Encountered in Soil-Cement Construction. *Highway Research Board*, 267, pp. 46-50.

[7] Portland Cement Association-PCA, (1959). *Soil-Cement Laboratory Handbook*. Skokie, Portland Cement Association, pp. 0-242

การจำลองสถานการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก
CONSTRUCTION PROCESS SIMULATION OF WET BORED PILE

ภิรมย์ญา ถิ่นนุช (Phiromya Thinnut) [1]
ธรรมศักดิ์ รุจิระยรรยง (Thammasak Ruijirayanyong)[2]
วิสูตร จิระดำเกิง (Wisoot Jiradamkerng)[3]

[1] นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยรังสิต, ปทุมธานี
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยรังสิต, ปทุมธานี
[3]รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยรังสิต, ปทุมธานี

**Corresponding author; E-mail address: phiromya.yung@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการจำลองสถานการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อรูปแบบการจัดสรรทรัพยากรที่เหมาะสมและวิเคราะห์หาค่าอัตราผลผลิต โดยใช้โครงการก่อสร้างโครงการอาคารศูนย์บริหารการทางพิเศษแห่งประเทศ จังหวัดกรุงเทพมหานคร เป็นกรณีศึกษา โดยเริ่มจากการศึกษาขั้นตอนการก่อสร้าง ซึ่งสามารถแบ่งกิจกรรมออกได้เป็น 5 กิจกรรม หลังจากนั้นทำการเก็บข้อมูลเวลาที่ใช้ในการทำงานของแต่ละกิจกรรม จากนั้นมาจำลองสถานการณ์ด้วยวิธี ABC (Activity-Based Construction) โดยใช้ข้อมูลเวลาที่เก็บมาเป็นระยะเวลาของกิจกรรมพร้อมทั้งปรับเปลี่ยนรูปแบบการจัดสรรทรัพยากรให้เหมาะสม เพื่อหาค่าอัตราผลผลิตโดยคำนึงถึงทั้งด้านต้นทุนและเวลา จากการจำลองสถานการณ์ก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกพบว่าการจัดสรรทรัพยากรที่ส่งผลให้ได้ระยะเวลาและต้นทุนที่เหมาะสมของการก่อสร้าง คือใช้ Drilling Rig 4 เครื่อง Service Crawler crane 3 เครื่อง คนงาน 1 ทีม ซึ่งใช้เวลาในการทำงาน 74.83 วัน โดยมีต้นทุนทั้งหมด 13,544,230 บาท

Abstract

This paper presents a simulation process of a wet bored pile to find a set of resource allocation that result for optimum duration and cost by using the construction project of The Expressway Administration Center Building Project in Bangkok. The working process can be divided into five activities after that activity duration will be collected. The process was then modeled using ABC (Activity-Based Construction) method with the collected activity duration data. Process durations with regard to both duration and cost were analyzed by changing a set of resources needed in the process. From the present, a simulation process of a wet bored pile, the appropriate resource allocation that results for optimum duration and cost is a set of four drilling rigs, three service crawler cranes and one crew takes 74.83 days with a cost of 13,544,230 baths.

1. บทนำ

การก่อสร้างเสาเข็มเจาะแบบเปียกเป็นงานอีกประเภทหนึ่ง ที่ต้องมีการจัดสรรทรัพยากรให้เหมาะสมกับปริมาณงาน รวมไปถึงการเลือกใช้เทคนิคและวิธีการก่อสร้างที่ก่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดในการทำงาน เนื่องจากลักษณะของงานก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกที่มีลักษณะเฉพาะจึงไม่สามารถเลือกใช้วิธีการทำงานโดยการลองผิดลองถูก ดังนั้นในการบริหารการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกจึงจำเป็นต้องมีการวางแผนการทำงานและกำหนดวิธีการก่อสร้างก่อนที่จะเริ่มดำเนินการ เทคนิคการทำการจำลองสถานการณ์ได้พัฒนาขึ้นและเริ่มนำมาใช้ในการวางแผนงานก่อสร้างนั้น วิธีการคือทำการจำลองสถานการณ์บนคอมพิวเตอร์ โดยผู้วิเคราะห์สามารถปรับเปลี่ยนเงื่อนไขการจัดสรรทรัพยากรและการวางแผนงานก่อสร้างที่เหมาะสมที่สุดทั้งในด้านเวลาและต้นทุน โดยมีการจัดเก็บข้อมูลจากกิจกรรมย่อยในภาคสนาม และการวิเคราะห์ด้วยวิธีการที่น่าเชื่อถือ เพื่อทำให้เกิดผลการจำลองสถานการณ์ใกล้เคียงกับความเป็นจริง งานวิจัยนี้ผู้ศึกษาได้เลือกเทคนิคการจำลองสถานการณ์ก่อสร้างที่ใช้กิจกรรมเป็นหลัก (Activity–Based Construction) หรือ ABC มาใช้เป็นเครื่องมือในการจำลองสถานการณ์การก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก โดยใช้โครงการก่อสร้างโครงการอาคารศูนย์บริหารการทางพิเศษแห่งประเทศ เขตห้วยขวาง กรุงเทพมหานคร เป็นกรณีศึกษาเพื่อหาจำนวนเครื่องจักร และคนงานที่เหมาะสม โดยคำนึงถึงต้นทุน เวลา และการจัดสรรทรัพยากร

2. เทคนิคการจำลองสถานการณ์ด้วย ABC

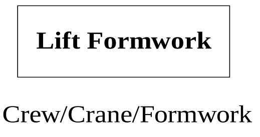
ABC[5] ถูกพัฒนาขึ้นโดย Jonathan J. Shi เป็นเทคนิคการวางแผนงานด้วยวิธีการจำลองสถานการณ์ที่พัฒนาต่อเนื่องมาจากเทคนิคการจำลอง

สถานการณ์กระบวนการก่อสร้างวิธีอื่นๆ โดยใช้กิจกรรมเป็นพื้นฐานในการสร้างแบบจำลอง หากพิจารณาแบบจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วย ABC แล้วจะพบว่าเป็นการสร้างผังโครงข่ายงานของกิจกรรมต่างๆ ที่มีการเชื่อมต่อกันด้วยลูกศร โดยรวมแล้วเมื่อกระบวนการก่อสร้างถูกจำลองเสร็จแล้วจะมีลักษณะเหมือนกับผังโครงข่ายของกิจกรรมบนปม (Activity-on-Node) สัญลักษณ์ที่ใช้ในการจำลองจะมีแค่กิจกรรมอย่างเดียวเท่านั้นในการจำลองกระบวนการก่อสร้าง ซึ่งต่างจากการจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วยวิธีอื่นที่มีสัญลักษณ์ต่างๆ มากมาย จากที่กล่าวมาข้างต้นนั้นพอที่จะกล่าวได้ว่า ถ้าใครสามารถเขียนผังโครงข่ายงานในการวางแผนงานได้ ก็สามารถสร้างแบบจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วย ABC ได้อย่างไม่ยาก ส่วนประกอบสำคัญของเทคนิคการจำลองสถานการณ์และจำลองกระบวนการก่อสร้างด้วย ABC มีรายละเอียดดังนี้

1. *การกำหนดกิจกรรมในแบบจำลอง* กิจกรรมจะถูกกำหนดขึ้นตามลักษณะทางกายภาพของกระบวนการพร้อมทั้งเขียนผังโครงข่ายความสัมพันธ์ของกิจกรรมทั้งหมด และทรัพยากรที่ต้องการใช้ในกิจกรรมนั้นจะถูกกำหนดตามมาเสมอ เหมือนกันกับวิธีวางแผนด้วยผังโครงข่ายงานถ้าหากต้องการวางแผนการใช้ทรัพยากร

2. *การจัดการทรัพยากรในแบบจำลอง*

2.1 การจำลองทรัพยากรในกิจกรรม ต้องกำหนดทรัพยากรที่ต้องการใช้ในกิจกรรม โดยทรัพยากรใน ABC จะถูกพิจารณาว่าเป็นคุณสมบัติส่วนหนึ่งของของกิจกรรม ในแบบจำลองกิจกรรมจะถูกแทนด้วยสี่เหลี่ยม ตัวอย่างเช่น กิจกรรมยกไม้แบบ (Lift Formwork) พร้อมด้วยทรัพยากรที่ต้องใช้คือ Crane Crew และ Formwork ดังแสดงในรูปที่ 1

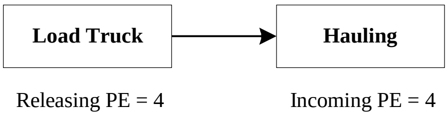


รูปที่ 1 การจำลองกิจกรรม Lift Formwork ใน ABC

2.2 การกำหนดค่าเริ่มต้นของทรัพยากรในกิจกรรม ในกระบวนการก่อสร้างโดยทั่วไปทรัพยากรใดๆจะถูกใช้ในหลายๆกิจกรรมซ้ำๆกัน ดังนั้นในการจำลองสถานการณ์จะต้องมีการกำหนดว่าทรัพยากรจะถูกกำหนดให้เริ่มต้นที่กิจกรรมใดเสมอ

2.3 การจำลองการส่งต่อทรัพยากร เมื่อกิจกรรมใดๆในกระบวนการได้เริ่มและกระทำจนเสร็จแล้วจะต้องมีการส่งต่อทรัพยากร ซึ่งมีอยู่ 3 ทางเลือก กล่าวคือ ส่งต่อให้กิจกรรมถัดไป เก็บไว้ที่กิจกรรมโดยไม่ต้องส่งต่อ และสุดท้ายส่งกลับไปที่ทรัพยากรส่วนกลาง (Resource Pool) ทรัพยากรที่ถูกส่งไปที่ส่วนกลางส่วนมากจะเป็นทรัพยากรที่ต้องใช้ในหลายๆกิจกรรมเช่น เครน หรือ คนงาน เป็นต้น จากส่วนกลางทรัพยากรจะถูกส่งไปให้กิจกรรมที่ได้มีการลงทะเบียนการใช้ทรัพยากรไว้เมื่อมีการเรียกใช้ แต่อย่างไรก็ตามในบางกระบวนการอาจจะมีการใช้เงื่อนไขช่วยในการตัดสินใจในการส่งต่อทรัพยากร ทั้งนี้การตัดสินใจจะขึ้นอยู่กับสภาวะของกระบวนการในขณะที่โปรแกรมกำลังทำงานอยู่ ตัวอย่างเช่นในกระบวนการขนส่งคอนกรีตไปที่สถานที่ก่อสร้างที่มาจากหลายๆโรงงาน ในที่นี้กำหนดให้มีแค่ 2 โรงงานคือ โรงงาน A และโรงงาน B ถ้าหลังจากรถขนส่งคอนกรีตส่งคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว ก็ต้องมีการตัดสินใจว่าจะกลับไปรับคอนกรีตที่โรงงานไหน การตัดสินใจก็จะอยู่บนพื้นฐานที่ว่า จำนวนรถที่อยู่ในเส้นทางของโรงงานใดน้อยกว่า รถคอนกรีตก็ควรจะกลับไปรับคอนกรีตที่โรงงานนั้น

3. *หน่วยกระบวนการ (Processing Entity, PE)* หน่วยกระบวนการจะเป็นตัวช่วยในการกำหนดการเริ่มทำงานของกิจกรรม โดยเฉพาะในกิจกรรมที่ไม่ต้องใช้ทรัพยากร หรือเป็นการใช้แทนทรัพยากรที่ต้องใช้ตลอดกระบวนการเช่น คอนกรีต ดินขุด ดินถม เป็นต้น เทคนิคการใช้ PE เพื่อให้กิจกรรมเริ่มงานอาจจะมีสองแบบคือ แบบรวมจำนวน PE และแบบแยกจำนวน PE ตัวอย่างเช่น รถตักดินต้องตักดินใส่รถบรรทุก 4 ครั้งจึงจะเต็มรถ แล้วจึงเคลื่อนออกไปได้ ตัวอย่างเช่น กิจกรรม Load Truck ดังแสดงในรูปที่ 2 ต้องส่ง PE เป็นจำนวน 4 หน่วยจึงจะเสร็จงาน และในขณะเดียวกันกิจกรรม Hauling จะต้องได้รับ PE จากกิจกรรม Load Truck เป็นจำนวน 4 หน่วยก่อนจึงจะสามารถเริ่มงานได้



รูปที่ 2 การส่งหน่วยงานระหว่างกิจกรรมใน ABC

4. *แบบจำลองความสัมพันธ์ ใน ABC* จะแบ่งเป็นความสัมพันธ์ก่อนหน้า (Proceeding) กิจกรรม ซึ่งจะมี 2 แบบคือ AND กับ OR และความสัมพันธ์ตามหลัง (Succeeding) กิจกรรม ซึ่งจะมี 2 แบบเช่นกัน คือ AND กับ PROBABILITY ที่ใช้ในการกำหนดโอกาสที่จะเกิดขึ้นของกิจกรรมต่อไป

5. *ลักษณะการทำงานของกิจกรรม* ในส่วนนี้จะเป็นเทคนิคที่ช่วยในการกำหนดลักษณะการทำงานของกิจกรรม ซึ่งจะมีอยู่ 3 ลักษณะคือ ความสำคัญก่อนของกิจกรรม(Activity Priority) การทำงานพร้อมกัน (Concurrent Operation) ภายในกิจกรรม และจำนวนครั้งที่มากที่สุดในการทำงานของกิจกรรมใดๆ (Maximum Operation of Activity)

ในกระบวนการจำลองสถานการณ์การที่กิจกรรมใดๆในแบบจำลองจะสามารถเริ่มทำงานได้จะต้องมีเงื่อนไขดังนี้ คือผ่านความสัมพันธ์ตามลำดับงานในแบบจำลอง และต้องได้รับทรัพยากรที่ต้องการในกิจกรรมนั้นๆ ณ ที่เวลาใดๆกิจกรรมอาจจะอยู่ในสภาวะทำงาน(Active) หรือว่าง (Idle) ทั้งนี้สภาวะของทรัพยากรจะเหมือนกันกับสภาวะของกิจกรรม เพราะทรัพยากรเป็นส่วนหนึ่งของกิจกรรมใน ABC

3. กระบวนการศึกษา

กระบวนการศึกษาคือการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียกในการก่อสร้างโครงการอาคารศูนย์บริหารการทางพิเศษแห่งประเทศ ซึ่งมีลักษณะเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 28 ชั้น มีชั้นใต้ดิน 1 ชั้น พื้นที่ทำงาน

ประมาณ 10,400 ตารางเมตร ใช้เสาเข็มเจาะระบบเปียกทั้งหมด 4 ขนาด มีจำนวนเสาเข็มรวมทั้งหมด 469 ต้น รายละเอียดดังแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ตารางแสดงปริมาณและขนาดของเสาเข็ม

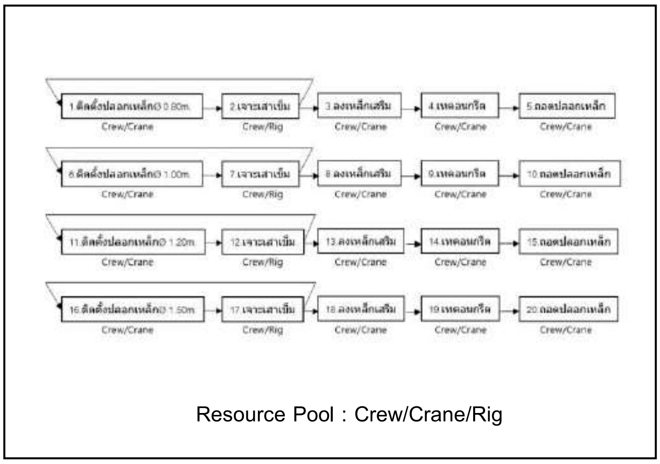
ลำดับ	ขนาดของเสาเข็ม	จำนวน (ต้น)
1	Ø 0.80 m. x 56 m. (Safe Load 400 ตัน)	83
2	Ø 1.00 m. x 56 m. (Safe Load 625 ตัน)	127
3	Ø 1.20 m. x 56 m. (Safe Load 785 ตัน)	22
4	Ø 1.50 m. x 64 m. (Safe Load 1,025 ตัน)	237

ทรัพยากรที่ใช้ในการทำงานประกอบไปด้วย Drilling Rig พร้อมคนขับ Service Crawler crane พร้อมคนขับ ชุดคนงาน (40 คน) โดยขั้นตอนในการก่อสร้างสามารถแบ่งออกได้เป็น 5 กิจกรรมย่อยดังนี้ เริ่มจากติดตั้งปลอกเหล็ก เจาะเสาเข็ม ลงเหล็กเสริม เทคอนกรีต และถอดปลอกเหล็กจึงแล้วเสร็จ ในการวิจัยได้มีการเก็บข้อมูลระยะเวลาการทำงานของแต่ละกิจกรรมในภาคสนามทั้งหมด 60 รอบการทำงาน จากนั้นทำการตรวจสอบช่วงแห่งความเชื่อมั่น (Confidence Interval) ที่ร้อยละ 95 พบว่าจำนวนข้อมูลที่เก็บจากภาคสนามมีจำนวนมากกว่าจำนวนข้อมูลที่ต้องการ โดยผลที่ได้ดังแสดงในตารางที่ 2 และเลือกใช้การแจกแจงแบบสามเหลี่ยมเพื่อจำลองระยะเวลาของแต่ละกิจกรรม

ตารางที่ 2 การแจกแจงระยะเวลาของแต่ละกิจกรรม

กิจกรรม	ชนิดการแจกแจงระยะเวลา พร้อมค่าตัวแปร (นาที)
1.ติดตั้งปลอกเสาเข็มขนาด Ø 0.80m.	Triangular (30,39.63,48)
2.เจาะเสาเข็มขนาด Ø 0.80m.	Triangular (166,233.55,320)
3.ลงเหล็กเสริมเสาเข็มขนาด Ø 0.80m.	Triangular (33,51.43,75)
4.เทคอนกรีตเสาเข็มขนาด Ø 0.80m.	Triangular (40,66.28,105)
5.ถอดเหล็กปลอกเสาเข็มขนาด Ø 0.80m.	Triangular (8,10.80,15)
6.ติดตั้งปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.00m.	Triangular (32,38.40,48)
7.เจาะเสาเข็มขนาด Ø 1.00m.	Triangular (180,252.55,355)
8.ลงเหล็กเสริมเสาเข็มขนาด Ø 1.00m.	Triangular (51,64.43,95)
9.เทคอนกรีตเสาเข็มขนาด Ø 1.00m.	Triangular (60,82.50,127)
10.ถอดเหล็กปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.00m.	Triangular (8,11.03,14)
11.ติดตั้งปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.20m.	Triangular (35,39.82,50)
12.เจาะเสาเข็มขนาด Ø 1.20m.	Triangular (236,275.68,338)
13.ลงเหล็กเสริมเสาเข็มขนาด Ø 1.20m.	Triangular (63,78.91,90)
14.เทคอนกรีตเสาเข็มขนาด Ø 1.20m.	Triangular (61,76.91,86)
15.ถอดเหล็กปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.20m.	Triangular (8,9.50,12)
16.ติดตั้งปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.50m.	Triangular (37,48.73,60)
17.เจาะเสาเข็มขนาด Ø 1.50m.	Triangular (225,325.63,450)
18.ลงเหล็กเสริมเสาเข็มขนาด Ø 1.50m.	Triangular (60,81.77,120)
19.เทคอนกรีตเสาเข็มขนาด Ø 1.50m.	Triangular (93,150.97,247)
20.ถอดเหล็กปลอกเสาเข็มขนาด Ø 1.50m.	Triangular (9,13.40,19)

โดยที่เสาเข็มแต่ละขนาดจะมีขั้นตอนที่เหมือนกัน กล่าวคือมี 5 กิจกรรม ดังนั้น สามารถเขียนเป็นแบบจำลองกระบวนการการดำเนินการก่อสร้างของเสาเข็มทุกขนาดด้วย ABC ได้ดังแสดงในภาพที่ 3 ซึ่งมีลักษณะเหมือนกับโครงข่ายในสายงานวิกฤต แต่มีการระบุทรัพยากรที่ต้องการในการทำงานของแต่ละกิจกรรมไว้ด้วย



รูปที่ 3 แบบจำลองกระบวนการก่อสร้างเสาเข็มเจาะระบบเปียก

4. ผลจากการจำลองสถานการณ์

เพื่อต้องการหาผลที่เหมาะสมที่สุดทั้งในแง่ของเวลา ต้นทุน และอัตราผลผลิตจากการจำลองสถานการณ์นั้นได้นำสภาพหน้างานมาพิจารณา กล่าวคือจากข้อจำกัดของพื้นที่ก่อสร้างนั้น จำนวน Drilling Rig ที่สามารถนำมาใช้งานได้มากที่สุดคือ 4 เครื่อง แบ่งเป็น 2 เครื่อง สำหรับเสาเข็มขนาด 1.50 ม. และ 2 เครื่อง สำหรับเสาเข็มที่เหลือ โดยในการศึกษาจึงกำหนดเป็นทรัพยากรที่ไม่มีการปรับเปลี่ยนจำนวน ส่วน Service Crawler crane ในงานจริงมีการใช้งาน 2 เครื่อง ในการจำลองจะมีการปรับเพิ่มจำนวนเป็น 3 และ 4 เครื่อง ตามลำดับ โดยรวมสามารถแยกการจำลองสถานการณ์ได้เป็น 3 กรณี อย่างไรก็ตามในการจำลองสถานการณ์นั้นลักษณะการดำเนินงานนั้นเป็นไปในลักษณะที่ทำงานต่อเนื่องกันจนแล้วเสร็จ แต่ในการทำงานจริงนั้น การทำงานเป็นไปในลักษณะที่ไม่ต่อเนื่องมีการหยุดพักด้วยสาเหตุต่างๆ เช่นฝนตก เครื่องจักรเสีย หรือพักรอด้วยเหตุอื่นๆ ดังนั้นเพื่อให้สะท้อนความเป็นจริง ผู้วิจัยจึงได้บวกเพิ่มระยะเวลาในการทำงานอีก 30 เปอร์เซ็นต์ [3] และในการศึกษาครั้งนี้ใช้เวลาในการทำงาน 1 วัน เท่ากับ 12 ชั่วโมง รวมการทำงานล่วงเวลาเพื่อให้สอดคล้องกับการทำงานจริงหน้างาน เนื่องจากเป็นกระบวนการทำงานที่มีความต่อเนื่องในการก่อสร้าง ส่วนข้อมูลต้นทุน และการใช้ทรัพยากรแต่ละชนิดได้จากการสอบถามผู้ควบคุมงานโดยมีรายละเอียดดังนี้

ค่าเช่า Service Crawler crane(รวมค่าแรงคนขับ) 18,000.00 บาท/วัน
ค่าเช่า Drilling Rig(รวมค่าแรงคนขับ) 20,000.00 บาท/วัน
ค่าแรงคนงาน 1 ทีม (40 คน รวมค่าล่วงเวลา) 32,000.00 บาท/วัน

ค่าดำเนินการในการก่อสร้าง 15,000.00 บาท/วัน

จากการประมวลผลการจำลองสถานการณ์ 40 รอบการทำงานนั้นใช้กิจกรรมสุดท้ายและจำนวนเสาเข็มของเสาเข็มแต่ละขนาดเป็นตัวควบคุมการหยุดของการจำลองสถานการณ์ โดยผลการจำลองแยกตามกรณีดังแสดงในตารางที่ 3 และตารางที่ 4 ตามลำดับ

ตารางที่ 3 ผลการจำลองสถานการณ์

กรณีที่	Service Crane		Drilling Rig (Ø0.80-1.20m)		Drilling Rig (Ø1.50 m)		ระยะเวลาเฉลี่ยจากการจำลอง 40 รอบ (วัน)
	จำนวนเครื่องจักร (เครื่อง)	อัตราการทำงาน (%)	จำนวนเครื่องจักร (เครื่อง)	อัตราการทำงาน (%)	จำนวนเครื่องจักร (เครื่อง)	อัตราการทำงาน (%)	
1	2	99.77	2	50.46	2	66.61	108.65
2	3	96.14	2	70.67	2	95.26	74.83
3	4	74.01	2	74.72	2	98.96	72.11

ตารางที่ 4 ระยะเวลาและต้นทุนในการก่อสร้าง

กรณีที่	ระยะเวลา (วัน)	ต้นทุนเสาเข็มเจาะต่อวัน (บาท/วัน)	ต้นทุนทั้งหมด รวมค่าดำเนินการ(บาท)
1	108.65	163,000.00	17,709,950.00
2	74.83	181,000.00	13,544,230.00
3	72.11	231,000.00	16,657,410.00

จากตารางที่ 3 กรณีที่ 1 ซึ่งใช้รูปแบบการจัดสรรทรัพยากรตามหน้างานจริงผลการจำลองใช้เวลา 108.65 วัน การก่อสร้างจริงใช้เวลา 122 วัน ซึ่งความแตกต่างนั้นมีผลมาจากการทำงานความต่อเนื่องในการจำลอง และการทำงานจริงที่มีการหยุดพักจากเหตุต่างๆที่กล่าวมาก่อนหน้านี้ นอกจากนี้ในตารางที่ 3 พบว่าระยะเวลาการทำงานนั้นจะเพิ่มขึ้นตามจำนวนทรัพยากรที่เพิ่มขึ้น โดยมี Service Crawler crane เป็นทรัพยากรหลักของกระบวนการที่มีผลต่ออัตราผลผลิต ในกรณีที่ 2 ซึ่งมี Service Crawler crane 3 เครื่อง Drilling Rig (Ø0.8-1.2m) 2 เครื่อง Drilling Rig (Ø1.5m) 2 เครื่อง คนงาน 1 ทีม มีอัตราผลผลิตเพิ่มขึ้นอย่างมากเมื่อเทียบกับกรณีที่ 1 ส่วนในกรณีที่ 3 ซึ่งมี Service Crawler crane 4 เครื่อง Drilling Rig (Ø0.8-1.2m) 2 เครื่อง Drilling Rig (Ø1.5m) 2 เครื่อง คนงาน 1 ทีม มีอัตราผลผลิตเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อเทียบกับกรณีที่ 2 ทั้งนี้เนื่องจากมี Service Crawler crane 4 เครื่อง ไม่ต้องมีการรอคอยเครื่องจักรเหมือนกรณีที่ 2 ในตารางที่ 4 จะพบว่า ต้นทุนทั้งหมดที่รวมค่าดำเนินการแล้ว กรณีที่ 2 จะมีต้นทุนที่ต่ำที่สุด ดังนั้นหากผู้วางแผนงานให้ความสำคัญทั้งในต้นทุนและระยะเวลาในการทำงานที่เหมาะสมแล้ว ดังนั้นกรณีที่ 2 จึงน่าจะเป็นทางเลือกที่เหมาะสม

5. บทสรุป

จากกรณีศึกษาการจำลองสถานการณ์เสาเข็มเจาะระบบเปียกนั้น พบว่าการจำลองสถานการณ์สามารถนำมาใช้ในการวางแผนงานจัดรูปแบบการจัดสรรทรัพยากรให้มีความเหมาะสมกับกระบวนการทั้งในระยะเวลา ต้นทุน และอัตราผลผลิต ซึ่งผลที่ได้จากการประมวลผลนั้นสามารถใช้เป็นแนวทางในการตัดสินใจว่าจะจัดสรรทรัพยากรอย่างไร ทั้งนี้ในการทำงานจริงนั้นผู้วางแผนจะต้องเลือกว่า ในการตัดสินใจนั้นจะให้ความสำคัญเรื่องใด ระยะเวลา หรือ ต้นทุน อย่างไรก็ตามการวางแผนการจำลองสถานการณ์นั้นจะต้องเสียเวลาในการเก็บข้อมูลระยะเวลาของกิจกรรมต่าง ๆ เพื่อนำมาหาการแจกแจงที่เหมาะสม โดยการเก็บข้อมูลจะต้องเก็บจากสถานที่จริง หรือถ้าหากไม่มีก็ต้องใช้ข้อมูลในอดีตของลักษณะกิจกรรมที่มีลักษณะใกล้เคียงกันกับกิจกรรมที่จะดำเนินการ อีกส่วนหนึ่งจะต้องคำนึงถึงคือ หากทำการวางแผนกระบวนการใด ๆ ด้วยการจำลองสถานการณ์ที่จะต้องใช้ระยะเวลาในการดำเนินงานหลายวันแล้ว จะต้องคำนวณถึงผลของความไม่ต่อเนื่องจนแล้วเสร็จกระบวนการ ดังนั้นก่อนที่จะนำผลไปใช้จะต้องมีการปรับแก้ตามความเหมาะสมสอดคล้องกับความเป็นจริงให้มากที่สุด

6. กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ บริษัท อิตัลไทย เทรวี่ จำกัด ที่กรุณาเอื้อเฟื้อความช่วยเหลือให้คำแนะนำในการเก็บข้อมูลภาคสนาม

7. เอกสารอ้างอิง

[1] ธรรมศักดิ์ รุจิระยรรยง, 2548. การทำเลียนแบบด้วย ABC : การทำเลียนแบบในการเจาะดินในแนวนอน (ABC Simulation system : A Simulation of A Horizontal earth-boring operation). ปทุมธานี : มหาวิทยาลัยรังสิต.

[2] วินัย อวยพรประเสริฐ และ สถาบันวิจัยวัสดุวิศวกรรม, 2543. การทดสอบภาวะเข้ารูปสนิทสำหรับการแจกแจงต่อเนื่องที่ใช้กันอย่างสามัญในงานด้านวิศวกรรมโยธา (Goodness -–of – fit Test for continuous distribution commonly used in civil Engineering. ปทุมธานี : มหาวิทยาลัยรังสิต.

[3] วัชระ สุวรรณห้อย, 2550. การจัดสรรทรัพยากรของงานตอกเสาเข็มด้วยการทำเลียนแบบ (Resource allocation of A piling driving operation using simulation). วิทยานิพนธ์ วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต, ปทุมธานี : มหาวิทยาลัยรังสิต.

[4] Halpin and Riggs, 1992. Planning and Analysis of Construction Operations. New York: Wiley & Sons Inc.

[5] Shi. J, 1999 Activity – Based Construction (ABC) Modelling and Simulation Method ASCE Journal of Construction Division and Management, 125(5). 354-360.

การวิเคราะห์อัตราการทรุดตัวของชั้นดินของกรุงเทพมหานครด้วยข้อมูล InSAR
Subsidence Rate Analyzing of Bangkok Soil Profile with InSAR Data

ชยณัฐ คีรีนารถ*, อังคณา พุ่มพวง, อนิรุทธ์ ลดาวดี, สรวิศ สุภเวชย์ และ อนุเผ่า อบแพทย์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตบางเขน
**Corresponding author; E-mail address: Chayanut_k@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การสำรวจรังวัดระดับการทรุดตัวของแผ่นดินบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้ดำเนินการมาตั้งแต่ปี 2521 กรมทรัพยากรน้ำบาดาลได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับดิน รวมทั้งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดการยุบตัว การอัดตัวและติดตามการรังวัดหาระดับความสูงจากหมุดหลักฐานในระยะเวลาต่าง ๆ ที่ดำเนินการโดยกรมแผนที่ทหาร ในการสำรวจระดับชั้นที่ 1 โดยใช้วิธีการเดินระดับเครือข่ายหมุดหลักฐานในแต่ละปี ซึ่งสถานีวัดการยุบตัวหรือการอัดตัวของชั้นดินในระดับความลึกต่าง ๆ จะตั้งอยู่ในบริเวณใกล้เคียงหมุดหลักฐาน โดยข้อมูลจากการสำรวจเหล่านี้สามารถนำมาใช้เป็นตัวแทนในการคำนวณปริมาณการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง เพื่อแสดงค่าการทรุดตัวโดยรวมของกรุงเทพมหานครและปริมณฑลได้ แต่ความหนาแน่นของตำแหน่งหมุดหลักฐานเมื่อเทียบกับขนาดพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล ยังมีความหนาแน่นไม่มากพอที่จะนำมาใช้แสดงถึงการทรุดตัวเป็นพื้นที่ที่สอดคล้องกับลักษณะของชั้นดินที่อยู่ใต้ดิน งานวิจัยนี้ได้เสนอแนวทางในการประยุกต์ใช้ข้อมูลจากเทคโนโลยีอนุกรมเวลาจากอินซาร์ (Time-Series InSAR) ซึ่งสามารถตรวจวัดอัตราการทรุดตัวของแผ่นดินที่มีความหนาแน่นของจุดสำรวจเพียงพอต่อการแสดงความสัมพันธ์เชิงพื้นที่ได้และยังได้เสนอวิธีการคำนวณเพื่อประมาณอัตราการทรุดตัวของแต่ละชั้นดินในระดับที่ลึกลงไป โดยวิธีการจำแนกอัตราการเคลื่อนตัวของชั้นดินจากการสกัดข้อมูล Time-Series InSAR แล้วแบ่งข้อมูลตามชนิดของความลึกฐานรากของอาคาร ซึ่งในพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้นแบ่งระดับความลึกของฐานรากออกได้เป็น 3 กลุ่ม คือ ความลึก 20 40 และ 80 เมตร ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษาที่ช่วงระดับความลึก 20 เมตร ถึง 40 เมตร ได้ผลอัตราการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งจากการศึกษาด้วยข้อมูลจากเทคนิค Time-Series InSAR เป็น 0.350 มิลลิเมตรต่อปี

คำสำคัญ : การทรุดตัวของแผ่นดิน, กรุงเทพมหานคร, เทคนิคอนุกรมเวลาอินซาร์

Abstract

The monitoring of land subsidence in Bangkok and its vicinity area has been conducted since 1978. The activities include the follow-up of the class one leveling survey technique as operated by the Royal Thai Survey Department (RTSD). The RTSD conducts surveying by using benchmarks in which the depressions or soil compression compartments at various depths located in the vicinity of the reference benchmarks. The data from these surveying techniques can serve as a substitute for calculating the amount of vertical movement to show the total subsidence of Bangkok and its vicinity area. However, the density of the observation points related to the coverage area was not dense enough to be used to indicate subsidence as an area consistent with the characteristics of the soil layer underground. This research presents a guideline for applying data from Time-Series InSAR technology. With the advantage of the technique, it can detect the rate of subsidence with the density of the observation points sufficient to display spatial relationships. We also propose a calculation method to estimate the subsidence rate of each soil layer at a deeper level by classifying the subsidence rate from the Time-Series InSAR data and dividing the data according to the type of depth of the foundation of the building. In Bangkok and its vicinity areas, we divide the depth of the foundation into three groups, which are the depths of 20, 40, and 80 meters. In this research, we study at the depth range of 20 meters to 40 meters. Finally, the final result of a vertical movement from our analysis with Time-Series InSAR data is 0.350 millimeters per year.

Keywords: Land Subsidence, Bangkok, Time-Series InSAR

1. บทนำ

การทรุดตัวของแผ่นดินในบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลเป็นปัญหาที่เกิดมาต่อเนื่องยาวนานหลายทศวรรษจากข้อมูลการติดตามการทรุดตัวของแผ่นดินของกรมแผนที่ทหาร กรมทรัพยากรน้ำบาดาลและสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย (Asian Institute of Technology, AIT) ที่ดำเนินการมาตั้งแต่ปี พ.ศ. 2521 การสำรวจและติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑลนั้น จะทำการสำรวจโดยเทคนิคการสำรวจ

รังวัดระดับเป็นหลัก กรมแผนที่ทหารเป็นหน่วยงานที่รับผิดชอบในการสำรวจรังวัดระดับทุก ๆ ปี โดยมีหมุดระดับที่ยึดโยงเป็นโครงข่ายครอบคลุมพื้นที่กรุงเทพมหานครและปริมณฑล จำนวน 2,000 กว่าหมุด ซึ่งในการสำรวจแต่ละครั้งนั้นจะมีค่าใช้จ่าย ทั้งในเรื่องของอัตรากำลังคนและเวลาที่ใช้ในการดำเนินงานค่อนข้างมาก งานวิจัยนี้จึงเลือกที่จะใช้ประโยชน์จากเทคโนโลยี Time-Series InSAR ซึ่งในปัจจุบันได้มีการประยุกต์ใช้ในการติดตามการทรุดตัวของแผ่นดินกันอย่างแพร่หลาย เนื่องจากการสำรวจข้อมูลครอบคลุมพื้นที่กว้าง รวมไปถึงพื้นที่ที่เข้าถึงได้ยาก มีปริมาณจุดตรวจสอบมากและหนาแน่นพอที่จะแก้ปัญหาจำนวนจุดตรวจสอบน้อย มีความละเอียดในการตรวจวัดได้ถึงระดับมิลลิเมตร และมีข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมที่สามารถนำมาประมวลผลให้ใช้ได้โดยไม่มีค่าใช้จ่าย โดยต้องใช้ซอฟท์แวร์และฮารดแวร์ที่มีคุณสมบัติและศักยภาพสูงในการวิเคราะห์และประมวลผล

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

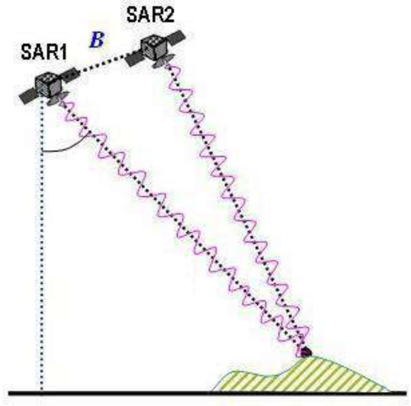
เพื่อศึกษาอัตราการทรุดตัวในแต่ละชั้นดินของกรุงเทพมหานครโดยใช้ข้อมูลจากเทคนิค Time-Series InSAR

3. แนวคิดและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.1 Interferometic Synthetic Aperture Radar (InSAR)

ภาพ Synthetic Aperture Radar (SAR) คือภาพที่บันทึกด้วยระบบเรดาร์ซึ่งในแต่ละจุดภาพนั้นจะบันทึกค่าแอมพลิจูดและเฟส โดยค่าทั้งสองนั้นมาจากผลรวมแบบเวคเตอร์ของการสะท้อนกลับ (Backscattering) ที่เกิดจากวัตถุ (Scatterers) ต่าง ๆ ที่คลื่นไปมีปฏิสัมพันธ์ด้วย Time-Series InSAR เป็นเทคนิคที่มีหลักการวิเคราะห์ผลต่างเฟสของภาพ SAR ตั้งแต่สองภาพขึ้นไป (Phase Differential) ซึ่งภาพทั้งสองจะถูกบันทึกในตำแหน่งต่างกันเล็กน้อยและมีการบันทึกภาพ SAR อย่างต่อเนื่องเป็นเวลานานพอสมควร ดังเช่นตัวอย่างใน [2] ที่ใช้ภาพดาวเทียม ERS2 ทั้งหมด 16 ภาพ เป็นระยะเวลาทั้งสิ้น 5 ปีผลต่างเฟสนี้สามารถศึกษาถึงรูปแบบการเปลี่ยนแปลง (Deformation Pattern) ในลักษณะต่างๆ ที่เกิดขึ้นบนโลก เทคนิค Time-Series InSAR เป็นเครื่องมือในการติดตามการเปลี่ยนแปลงที่ให้ระดับความถูกต้องถึงในระดับมิลลิเมตร และสามารถวิเคราะห์พื้นที่ที่ยากต่อการเข้าถึง เช่น พื้นที่ที่มีความลาดชัน เป็นต้น ทำให้ได้ข้อมูลในการวิเคราะห์ที่ต่อเนื่องและทั่วถึงพื้นที่ศึกษา [1]

เทคนิค Time-Series InSAR ยังมีข้อจำกัดอยู่บ้าง เช่นเมื่อเวลาผ่านไปวัตถุในจุดภาพนั้นเปลี่ยนไปมากหรืออาจจะหายไปหรือเปลี่ยนเป็นวัตถุอย่างอื่นเข้ามาแทนที่ ซึ่งอาจทำให้ค่าเวกเตอร์ผลรวมของค่าแอมพลิจูดและเฟสเปลี่ยนไปมากจนทำให้ไม่สามารถนำมาประมวลผลได้ ซึ่งข้อจำกัดนี้เรียกว่า การไม่มีสหสัมพันธ์ (decorrelation) กันของข้อมูล ซึ่งในภาพ interferogram พื้นที่ส่วนใหญ่ในภาพจะไม่มีค่าสหสัมพันธ์ซึ่งจะทำให้ไม่สามารถตรวจวัดค่าได้ และอีกหนึ่งข้อจำกัดที่สำคัญคือการคลาดเคลื่อนของสัญญาณอันเนื่องมาจากชั้นบรรยากาศ ซึ่งปัญหานี้จะทำให้ค่าเฟสที่ตรวจวัดได้ผิดเพี้ยนไป[2]



รูปที่ 1 ลักษณะเรขาคณิตของ InSAR โดยเป็นการถ่ายภาพ SAR ณ เวลาที่ต่างกัน

3.2 Global Navigation Satellite System (GNSS)

Global Navigation Satellite System (GNSS) หรือ ระบบนำทางด้วยดาวเทียม คือ ระบบดาวเทียมที่ใช้ในการระบุตำแหน่งเชิงพื้นที่ที่ครอบคลุมทั่วโลก โดยใช้เครื่องรับสัญญาณอิเล็กทรอนิกส์ขนาดเล็กเพื่อตรวจสอบตำแหน่ง (ละติจูด ลองจิจูดและความสูง) โดยใช้ข้อมูลจากสัญญาณที่ถูกส่งมาจากดาวเทียมมาถึงเครื่องรับสัญญาณ หลังจากนั้นอุปกรณ์ประมวลผลจะทำการคำนวณเวลาและตำแหน่งได้อย่างแม่นยำซึ่งสามารถนำมาใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงสำหรับการทดลองทางวิทยาศาสตร์ [3]

3.2.1 GNSS Continuously Operating Reference Station Network (GNSS CORS Network)

เป็นการประยุกต์ใช้เทคโนโลยี GNSS โดยการสร้างโครงข่ายสถานีอ้างอิงค่าพิกัด ค่าระดับ และเวลามาตรฐานประเทศไทย แบบรับสัญญาณดาวเทียมต่อเนื่องถาวร ซึ่งสถานีอ้างอิงแบบรับสัญญาณดาวเทียมต่อเนื่องถาวรนี้ จะส่งสัญญาณค่าปรับแก้ในรูปแบบโครงข่าย ทำให้ได้ค่าประมวลผลเชิงตำแหน่งที่มีความถูกต้องแม่นยำสูงในเวลารวดเร็ว [5]

GNSS CORS Network ในประเทศไทย ดังแสดงในรูปที่ 2 ที่ติดตั้งและให้บริการแล้ว คือ กรมที่ดิน กรมโยธาธิการและผังเมือง และโครงการความร่วมมือ ระหว่าง กรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย สถาบันมาตรวิทยาแห่งชาติ และ สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร (องค์การมหาชน) และกำลังดำเนินการติดตั้งเพิ่มเติมโดยกรมแผนที่ทหาร เป็นต้น [5]

รูปที่ 2 สถานี GNSS CORS NETWORK ในประเทศไทย (ที่มา: กรมแผนที่ทหาร)

3.2.2 *การรังวัดและการประมวลผลแบบจุดเดี่ยวความละเอียดสูง*

การรังวัดสัญญาณดาวเทียมระบบ GNSS ให้ได้ความละเอียดถูกต้องสูงต้องใช้วิธีการรังวัดสัญญาณคลื่นพาห์ (carrier phase) หลายความถี่เป็นเวลานาน ใช้ข้อมูลประกอบคุณภาพสูงและการคำนวณที่ซับซ้อน จึงจะสามารถคำนวณเป็นค่าพิกัดที่มีความถูกต้องทางตำแหน่งในระดับเซนติเมตรได้ [6]

วิธีการประมวลผลแบบจุดเดี่ยวรายละเอียดสูงมีเทคนิคการปรับแก้ความคลาดเคลื่อนในการรังวัด ที่มีการใช้ค่าแก้สัญญาณนาฬิกาดาวเทียมและความคลาดเคลื่อนของวงโคจรดาวเทียมจากโครงข่ายสถานีอ้างอิงทั่วโลก International GNSS Service (IGS) Stations [6]

3.2.3 RINEX (Receiver Independent Exchange Format)

ข้อมูลจากการรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS สำหรับใช้ในการประมวลผลแบบ post-process ซึ่งมีรูปแบบเป็นไฟล์ข้อความที่มีโครงสร้างสำหรับเป็นมาตรฐานกลาง (ไม่ขึ้นกับผู้ผลิตอุปกรณ์รังวัดสัญญาณ) ซึ่งจะมีการพัฒนากำหนดเป็นเวอร์ชั่นตามการพัฒนาของระบบ/อุปกรณ์บันทึกและระบบดาวเทียมที่พัฒนาขึ้นใหม่ [6]

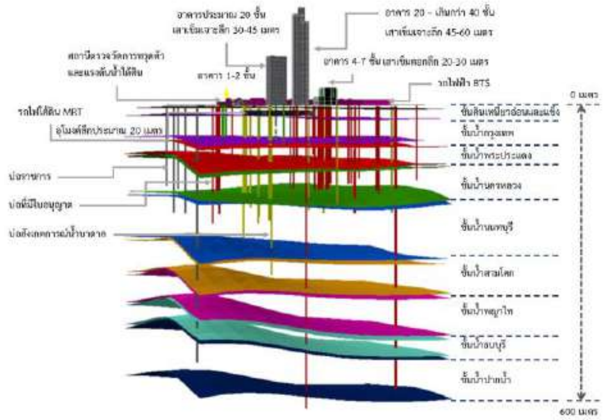
3.2.4 Australia’s Online GPS Processing System (AUPOS)

เป็นระบบประมวลผลข้อมูล GPS ออนไลน์ที่ให้บริการแบบไม่มีค่าใช้จ่าย โดย Geoscience Australia

การประมวลผลออนไลน์เพียงส่งไฟล์ RINEX จากการรังวัดที่ต้องเป็นการรังวัดแบบสองความถี่ที่มีระยะเวลาอย่างน้อย 2 ชั่วโมง[6] พร้อมกับระบุ e-mail ที่ต้องการให้ระบบส่งผลการประมวลผลกลับมาให้ ผลค่าพิกัดที่ได้จะเป็นค่าพิกัดใน 2 พื้นหลักฐาน คือ Geocentric Datum of Australia 1994 (GDA1994) และพื้นหลักฐาน ITRF (International Terrestrial Reference Frame) [7]

3.3 ลักษณะชั้นดินชั้นหินของพื้นที่กรุงเทพมหานคร

องค์ประกอบของเนื้อดินในระดับความลึกต่าง ๆ ของชั้นดินในบริเวณกรุงเทพฯและปริมณฑล ซึ่งโดยทั่วไปประกอบด้วยชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) จากระดับพื้นดินจนถึงความลึกประมาณ 15 เมตร ต่อมาเป็นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) จนถึงระดับความลึกประมาณ 20 เมตร ตามด้วยชั้นดินทรายชั้นแรก (First Sand Layer) ซึ่งพบได้ถึงระดับความลึกประมาณ 30 เมตร ถัดลงมาพบดินเหนียวแข็งมาก(Hard Clay) จนถึงความลึกประมาณ 45 เมตร ก็จะพบชั้นทรายชั้นที่สอง (Second Sand Layer) ลึกลงไปจนถึงระดับประมาณ 60 เมตร ต่อจากนั้นไปจะเป็นชั้นดินเหนียวสลับกับชั้นดินทรายและกรวด (Gravel) ลงไปจนกระทั่งถึงความลึกประมาณ 1,000 เมตร จึงจะถึงชั้นหินดาน (Bed Rock) โดยมีความลึกของโครงสร้างใต้ดินและชั้นน้ำบาดาล[4] ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 แสดงความลึกของโครงสร้างใต้ดินในบริเวณกรุงเทพมหานคร (ที่มา: กรมทรัพยากรน้ำบาดาล)

4. วิธีดำเนินการศึกษา

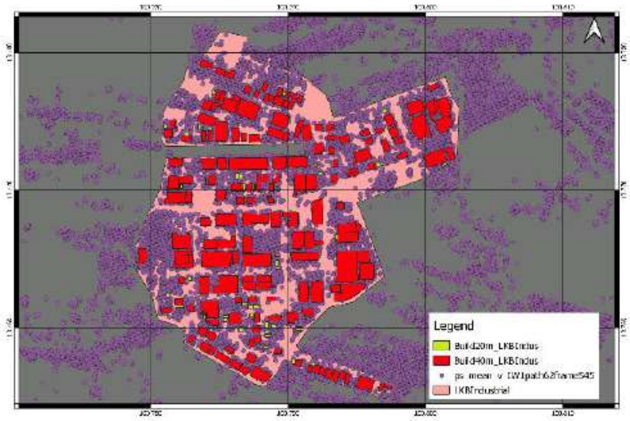
4.1 การเคลื่อนตัวจากข้อมูลเทคนิค Time-Series InSAR

การวิจัยนี้ได้เลือกที่จะศึกษาการเคลื่อนตัวของชั้นดินด้วยข้อมูลเทคนิค Time-Series InSAR ในพื้นที่อุตสาหกรรมลาดกระบัง เนื่องจากเป็นเขตอุตสาหกรรมที่อยู่ในกรุงเทพมหานคร เป็นบริเวณที่มีอาคารรวมอยู่มาก ซึ่งจะมีผลของน้ำหนักที่กดทับชั้นดินลงไปและรวมไปถึงปริมาณการใช้น้ำบาดาลที่อาจจะส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในชั้นดินและโครงสร้างชั้นดินในปริมาณที่มากกว่าบริเวณอื่น ๆ

ขั้นตอนการวิเคราะห์นั้น จะเริ่มจากการสร้างโพลิกอน (polygon) พื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบังโดยพิจารณาจากข้อมูลนิคมอุตสาหกรรมแห่งประเทศไทย (กนอ.) และข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม โดยมีพื้นที่ 4.231 ตารางกิโลเมตร (รูปที่ 4)

รูปที่ 4 สร้าง polygon พื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง

หลังจากนั้นจะทำการตรวจสอบข้อมูลจากการประมวลผลเทคนิค Time-Series InSAR (ps_mean_v_IW1path62frame545) ของชุดภาพดาวเทียม Sentinel-1 ระหว่างวันที่ 30/10/2561 ถึง 15/06/2562 จำนวนจุดทั้งหมด 3,901,339 จุด จากนั้นก็จะทำการศึกษาสภาพพื้นที่และอาคารภายในนิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง ที่มีจุดสังเกต (observation point) อยู่ในพื้นที่มาก และมีความหนาแน่นสูง ดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 จุดสังเกต (observation point) จากการประมวลผลด้วยเทคนิค Time-Series InSAR ของภาพดาวเทียม Sentinel-1 ภายในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง

ในงานวิจัยนี้จะศึกษาอาคารที่มีลักษณะของฐานรากเพียงสองแบบ คือ อาคารที่มีขนาดฐานรากลึกลงไป 20 เมตร และ อาคารที่มีฐานรากลึกลงไป 40 เมตร เพื่อที่จะนำมาหาค่าการเคลื่อนตัวในทางดิ่งของจุดสังเกต (observation point) ที่ตกลงบนอาคารแต่ละประเภทแล้วน่าจะมีความสัมพันธ์กับการเคลื่อนตัวของชั้นดินที่รองรับฐานรากอยู่

การแยกจุดสังเกต (observation point) ของพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง โดยการครอบพื้นที่อาคารที่มีฐานราก 20 เมตร และพื้นที่อาคารที่มีฐานราก 40 เมตร จะได้จำนวนจุด 230 จุด และ 8,479 จุด ตามลำดับ

4.2 การเคลื่อนตัวจากวิธีการทาง GNSS

ในการวิจัยนี้ได้เลือกศึกษาสถานี SBKK ซึ่งเป็นสถานีแบบ GNSS CORS Network ที่อยู่บนอาคารกองคลังแผนที่ส่วนที่ 2 ของกรมแผนที่ทหาร มีขั้นตอนดังนี้

4.2.1 *ข้อมูล*

สำหรับข้อมูลตำแหน่งสถานี SBKK นั้น ได้นำข้อมูลจากเว็บไซต์กรมแผนที่ทหารที่เป็นข้อมูล RINEX มาสัปดาห์ละหนึ่งค่าเป็นระยะเวลา 23 สัปดาห์ (ตั้งแต่วันที่ 2 ตุลาคม พ.ศ.2562 ถึง 6 มีนาคม พ.ศ.2563)

4.2.2 *การประมวลผล*

การประมวลผลนี้ใช้บริการประมวลผลออนไลน์ของ AUPOS โดยส่งไฟล์ RINEX จากการรังวัดของสถานีทั้ง 23 สัปดาห์ไปประมวลผลออนไลน์ แล้วเก็บรวบรวมผลที่ได้จากการการประมวลผลไว้

4.2.3 *การวิเคราะห์*

นำข้อมูลทั้ง 23 สัปดาห์มาเรียบเรียง ใช้ชุดคำสั่ง (Python) ช่วยในการพล็อต (plot) และคำนวณหาการเคลื่อนตัวของหมุดสถานี โดยทำให้มีหน่วยของการเปลี่ยนแปลงเป็น มิลลิเมตรต่อปี เหมือนกับหน่วยที่ได้จากเทคนิค Time-Series InSAR

การคำนวณให้มีหน่วยของการเปลี่ยนแปลงเป็น มิลลิเมตรต่อปีใช้วิธี Least Square ทำให้เป็น linear (Polynomial degree 1) ดังสมการที่ (1)

$$y = a_0 + a_1 x \qquad (1)$$

โดย y หมายถึง ค่าระดับหรือค่าพิกัด, a_0 และ a_1 หมายถึง ค่าสัมประสิทธิ์ของสมการ linear ที่จะได้จากการ least square และ x หมายถึง ช่วงเวลาของข้อมูล y นั้นๆ

เมื่อได้ a_0 และ a_1 แล้วสามารถแทนค่า x กลับไปยังสมการเพื่อหาค่า y ในช่วงเวลาที่ต้องการ เป็นค่าการทำนายระดับหรือพิกัด จะทำนายค่าในช่วงวันแรกและวันสิ้นปี โดยแทน x ด้วย 1 และ 365 แล้วนำค่า y ที่ได้ทั้งสองค่ามาหาผลต่าง ก็จะเป็นค่าการเคลื่อนตัวรายปีในหน่วยมิลลิเมตร หรือเขียนในรูปแบบสมการดังสมการที่ (2)

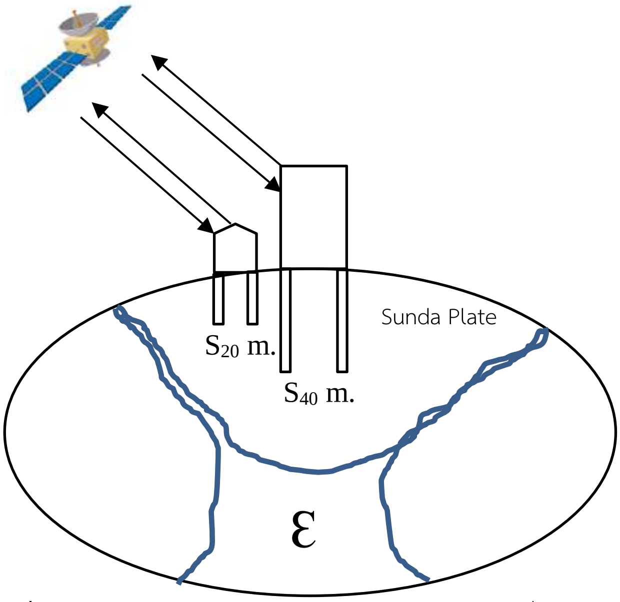
$$h_t = h_{365} - h_1 \qquad (2)$$

เมื่อ h_t หมายถึง ค่าการเปลี่ยนแปลงของระดับหรือพิกัดที่เปลี่ยนแปลงไปในหนึ่งปี, h_{365} หมายถึง ค่าระดับหรือพิกัดในวันที่ 365 ของปี และ h_1 หมายถึง ค่าระดับหรือพิกัดในวันที่ 1 ของปี

5. ผลการศึกษา

5.1 การทรุดตัวจากข้อมูล InSAR

ข้อมูลจุดสังเกต (observation point) จากการแยกออกตามขนาดของฐานรากจะนำไปวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวของชั้นดินตามขนาดความลึกของฐานราก ดังสมการที่ (3) ซึ่งเป็นสมการที่สร้างขึ้นบนพื้นฐานของการทรุดตัวบนผิวดินและรวมไปถึงการทรุดตัวหรือการคืนตัวของแผ่นดินอันเนื่องมาจากสาเหตุอื่น ๆ เช่น แผ่นเปลือกโลก เป็นต้นดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ภาพรวมของการทรุดตัวหรือการคืนตัวของแผ่นดินตามสมการที่ 3

ซึ่งค่าเหล่านี้เป็นค่าที่มีอยู่จริงและหากต้องการทราบ ก็จะต้องศึกษาโครงข่าย GNSS ที่ครอบคลุมพื้นที่ในบริเวณกว้างและติดตามเป็นระยะเวลานาน ซึ่งในปัจจุบันนั้นข้อมูลเหล่านี้ โดยเฉพาะภาคพื้นเอเชียตะวันออก

เฉียงใต้ ก็ได้มีการติดตาม (monitor) โดยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีแห่งเดลฟ์ ประเทศเนเธอร์แลนด์ ซึ่งสมการที่สร้างขึ้นมาจะสามารถทำให้มองปัญหาการทรุดตัวของแผ่นดินได้อย่างครบถ้วนที่สุดเท่าที่เคยมีมาในอดีต

$$S_{total} = (S_{20} - S_{40}) + \varepsilon \tag{3}$$

โดยที่ S_{total} หมายถึง ค่าเฉลี่ยรวมทั้งการทรุดตัวหรือคืนตัวทั้งหมด ส่วน $S_{20} - S_{40}$ หมายถึง ผลต่างค่าเฉลี่ยการทรุดตัวหรือคืนตัวที่ความลึก 20 เมตรกับ 40 เมตร และ ε หมายถึง ค่าการทรุดตัวหรือค่าคืนตัวอื่น ๆ ที่ยังไม่ทราบค่า โดยในรูปที่ 7 จะแสดงจุด Point-total ,Point-20 และ Point-40 ในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง

Point-total	Point-20	Point-40
ค่าเฉลี่ย = -1.273565	ค่าเฉลี่ย = -1.429939	ค่าเฉลี่ย = 0.193487

รูปที่ 7 แสดงจุด Point-total ,Point-20 และ Point-40 ในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบัง

จากการคำนวณเฉลี่ยของแต่ point โดยได้ค่าเฉลี่ยดังต่อไปนี้

$Point(S_{total})$ มีค่าเฉลี่ย subsidence เท่ากับ -1.273565 mm/year

$Point(S_{20})$ มีค่าเฉลี่ย subsidence เท่ากับ -1.429939 mm/year

$Point(S_{40})$ มีค่าเฉลี่ย subsidence เท่ากับ 0.193487 mm/year

$$S_{20} - S_{40} = Point(S_{20}) - Point(S_{40})$$
$$= -1.429939 - 0.193487$$
$$= -1.623426 \text{ mm/year}$$

สมการ $S_{total} = (S_{20} - S_{40}) + \varepsilon$ จะได้

S_{total} = -1.273565 mm/year

$S_{20} - S_{40}$ = -1.623426 mm/year

ε = (-1.273565) – (-1.623426)

= 0.349861 mm/year

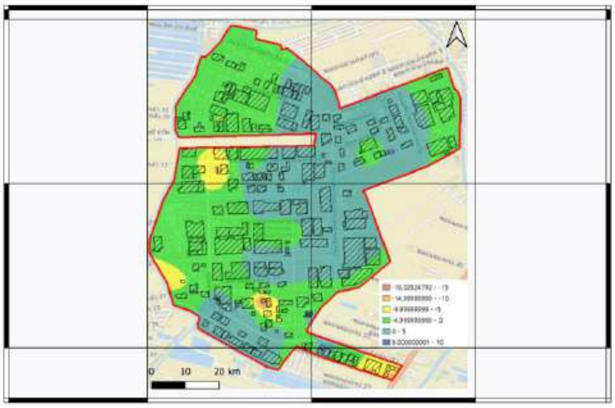
ดังนั้น สามารถสรุปค่าเฉลี่ยการทรุดตัวของแต่ละความลึกฐานราก ได้ดังต่อไปนี้

S_{total} มีค่าเฉลี่ยการทรุดตัวเท่ากับ -1.274 มิลลิเมตรต่อปี

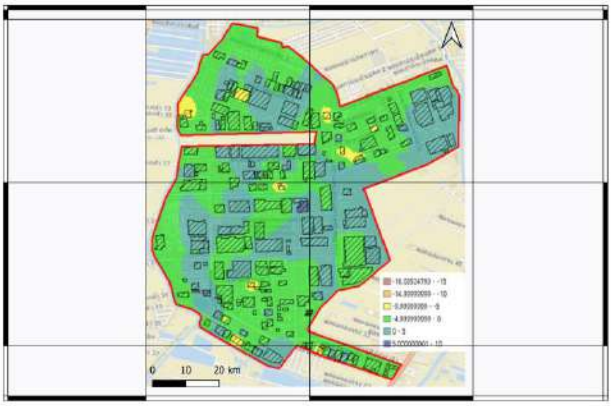
S_{20} มีค่าเฉลี่ยการทรุดตัวเท่ากับ -1.430 มิลลิเมตรต่อปี (รูปที่ 8)

S_{40} มีค่าเฉลี่ยการยกตัว (uplift) เท่ากับ 0.193 มิลลิเมตรต่อปี (รูปที่ 9)

จากการคำนวณในสมการที่ (3) ได้ค่าทรุดตัวหรือค่าคืนตัวอื่น ๆ (ε) ในพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมลาดกระบังเป็น 0.350 มิลลิเมตรต่อปี



รูปที่ 8 ค่าเฉลี่ยการทรุดตัว (subsidence) พื้นที่อาคารที่มีฐานราก 20 เมตร

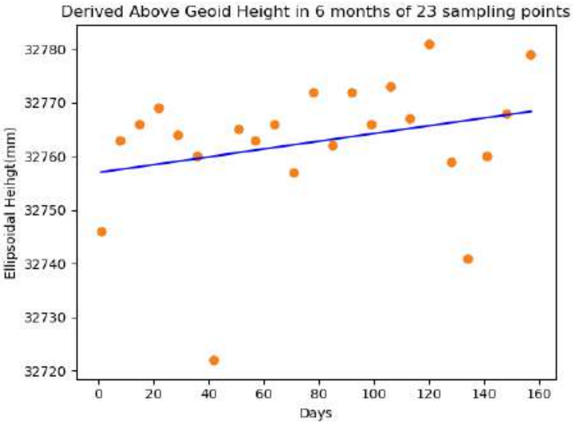


รูปที่ 9 ค่าเฉลี่ยการทรุดตัว (subsidence) พื้นที่อาคารที่มีฐานราก 40 เมตร

5.2 การเคลื่อนตัวจากวิธีการทาง GNSS

5.2.1 *การเคลื่อนตัวในทางดิ่ง*

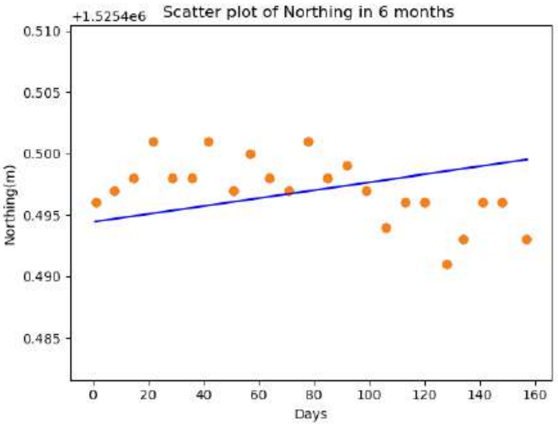
การเคลื่อนตัวในทางดิ่งของหมุดสถานี SBKK ในระยะเวลา 23 สัปดาห์ เมื่อคำนวณตามสมการที่ (3) จะได้เป็น 13.308 มิลลิเมตรต่อปี (รูปที่ 10)



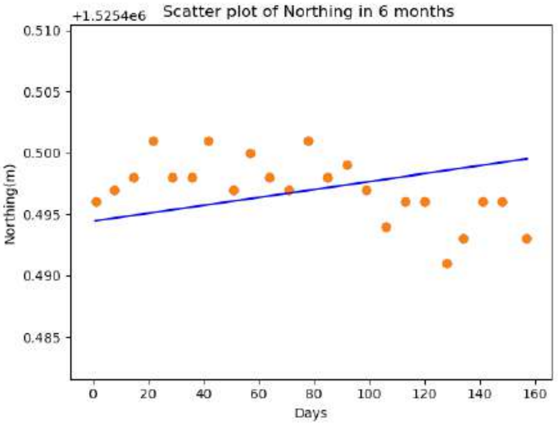
รูปที่ 10 ค่าระดับสถานี SBKK และเส้นสมการ linear

5.2.2 *การเคลื่อนตัวในทางราบ*

การเคลื่อนตัวในทางทิศตะวันออกและทิศใต้ของหมุดสถานี SBKK ในระยะเวลา 23 สัปดาห์ เมื่อคำนวณตามสมการที่ (3) จะได้เป็น 0.022 และ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี ตามลำดับ (รูปที่ 11 และ 12)



รูปที่ 11 ค่าพิกัดหมุด SBKK ในแนวตะวันออก-ตะวันตกและเส้นสมการ linear



รูปที่ 12 ค่าพิกัดหมุด SBKK ในแนวเหนือ-ใต้และเส้นสมการ linear

6. บทสรุป

6.1 สรุปผลการวิจัย

การศึกษาจำแนกอัตราการทรุดตัวของชั้นดินของกรุงเทพมหานครด้วยข้อมูลจากเทคนิค Time-Series InSAR จากฐานรากของอาคารที่มีความลึก 20 เมตร ถึง 40 เมตร ได้อัตราการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งของชั้นดินในช่วงความลึก 20 เมตรถึง 40 เมตรของพื้นที่ศึกษาอยู่ที่ 0.350 มิลลิเมตรต่อปี หรือช่วงชั้นทรายชั้นแรกถึงชั้นดินเหนียวแข็งมากมีการคืนตัวขึ้นมา 0.350 มิลลิเมตรต่อปี

6.2 อภิปรายผลการวิจัย

การที่มีการเคลื่อนตัวของหมุด SBKK ณ อาคารกองคลังแผนที่ส่วนที่ 2 ของกรมแผนที่ทหารจากการรังวัดด้วยเทคนิคทาง GNSS ที่มีความถูกต้องสูง โดยมีการเคลื่อนตัวในทางดิ่ง,ทางทิศตะวันออก และทางทิศใต้ มีค่าการเคลื่อนตัว 13.308, 0.022 และ 0.012 มิลลิเมตรต่อปี ตามลำดับ โดยพบว่าในช่วงเวลาที่นำข้อมูลมาศึกษานั้น บริเวณดังกล่าวมีการก่อสร้างและตอกเสาเข็มซึ่งส่งผลโดยตรงต่อการเคลื่อนตัวที่รังวัดได้

6.3 ข้อเสนอแนะ

การเก็บรวบรวมข้อมูลต่อเนื่องในระยะยาวจะทำให้การติดตามและวิเคราะห์หาการเคลื่อนตัวเห็นการเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจนขึ้น โดยใช้การจัดเก็บข้อมูลต่อเนื่องเป็นระยะเวลานานและเก็บไว้เป็นระบบฐานข้อมูลเพื่อการนำมาประมวลผลวิเคราะห์และใช้งานในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ European Space Agency (ESA) สำหรับข้อมูลจากดาวเทียม Sentinel-1 ที่ให้บริการแบบไม่คิดมูลค่า และงานวิจัยนี้มีการปรับปรุงและดัดแก้ข้อมูล Copernicus Sentinel นอกจากนี้ขอขอบคุณกรมแผนที่ทหารสำหรับข้อมูล GNSS และข้อมูลชั้นน้ำบาดาลจากกรมทรัพยากรน้ำบาดาล

เอกสารอ้างอิง

[1] สรศักดิ์ ชัยทวี, อิทธิ ตริสิริสัตยวงศ์ และอนุเผ่า อบแพทย์ (2557). การติดตามการทรุดตัวของแผ่นดินในพื้นที่ฝั่งตะวันออกของกรุงเทพมหานครและปริมณฑลโดยเทคนิค Time-Series InSAR. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557

[2] ปวัน ภิรมย์ทอง, อิทธิ ตริสิริสัตยวงศ์ และอนุเผ่า อบแพทย์ (2558). การตรวจหาอัตราการทรุดตัวของแผ่นดินในช่วงปี ค.ศ.1996-2000 และแนวโน้มการทรุดตัวบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑลด้วยเทคนิคอนุกรมเวลาอินซาร์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20, ชลบุรี, 8-10 กรกฎาคม 2558

[3] ปิติภูมิ โพสาวัง, สถิตย์โชค โพธิ์สะอาด และวสันต์ ภัทรอธิคม (2560). ก้าวสู่โลกแห่งการระบุตำแหน่งที่แม่นยำ: พัฒนาการในปัจจุบันและอนาคตของระบบดาวเทียมนำทางทั่วโลกหลายระบบ. วารสารวิชาการ วิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยราชภัฏนครสวรรค์. ปีที่ 9,ฉบับที่ 10

[4] บริษัท เซเว่น แอสโซซิเอต คอนซัลแตนส์ จำกัด.(2555). โครงการศึกษาผลกระทบต่อโครงสร้างใต้ดินเนื่องจากการคืนตัวของแรงดันน้ำในชั้นน้ำบาดาลบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. รายงานผู้บริหาร. กรมทรัพยากรน้ำบาดาล

[5] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (2562). ระบบนำทางด้วยดาวเทียม. สืบค้นข้อมูลเมื่อ 14 พฤษภาคม 2563. https://www.hii.or.th/%E0%B8%87%E0%B8%B2%E0%B8%99%E0%B8%82%E0%B8%AD%E0%B8%87%E0%B9%80%E0%B8%A3%E0%B8%B2/2019/10/02/%E0%B8%A3%E0%B8%B0%E0%B8%9A%E0%B8%9A%E0%B8%99%E0%B8%B3%E0%B8%97%E0%B8%B2%E0%B8%87%E0%B8%94%E0%B9%89%E0%B8%A7%E0%B8%A2%E0%B8%94%E0%B8%B2

%E0%B8%A7%E0%B9%80%E0%B8%97%E0%B8%B5%E0%B8%A2%E0%B8%A1-gnss-glob/

[6] สรวิศ สุภเวทย์. เอกสารประกอบการสอน หัวข้อ:การประมวลผลแบบจุดเดี่ยวความละเอียดสูง (PPP: Precise Point Positioning). วิชา Advanced Satellite Surveying(01203563). 2563

[7] สมชาย เกรียงไกรวศิน.การประมวลผลข้อมูลจีพีเอส. วิศวกรรมสาร มก. ฉบับที่ 82. ปีที่ 25. หน้า 61-68

การศึกษาการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับในดินอ่อนด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย

Investigation Load Transfer on Piled Embankments over Soft Soil by Digital Image Correlation

ชัยสิทธิ์ เพ็งจันทร์[1] นิพันธ์ อินสุข[2] อภิวิชญ์ ทองรักษา[3] กรกฎ นุสิทธ์[4] และสุริยาวุธ ประอ้าย[5]

[1,2,5] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
[3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมเทคนิคธรณี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพมหานคร
[4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร จ.พิษณุโลก

บทคัดย่อ

ความต้องการที่เพิ่มขึ้นสำหรับการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานทำให้วิศวกรจำเป็นต้องออกแบบโครงสร้างบนชั้นดินอ่อน แรงกระทำภายนอกที่พื้นผิวดินจะทำให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างกันอย่างมาก การทรุดตัวเหล่านี้จะเป็นจะต้องถูกจำกัดเพื่อให้เกิดเสถียรภาพและความมั่นคงของโครงสร้าง ในบรรดาวิธีการต่าง ๆ ของวิธีการปรับปรุงดิน วิธีการปรับปรุงดินโดยใช้เสาเข็มซึ่งเป็นทางเลือกที่น่าสนใจสำหรับเทคนิคแบบดั้งเดิมมากขึ้นถูกนำมาใช้อย่างกว้างขวาง บทความนี้นำเสนอการศึกษากลไกการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นในชั้นดินถมที่วางอยู่บนชั้นดินอ่อนที่เสริมกำลังด้วยเสาเข็มภายใต้หน่วยแรงคงที่และแบบวัฏจักร โดยใช้แบบจำลองแบบสามมิติในห้องปฏิบัติการ แบบจำลองที่ใช้ศึกษาจะประกอบไปด้วยเสาเข็มขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 ซม. จำนวน 20 ต้น ฝังในชั้นดินอ่อนเสมือน การประยุกต์ใช้วิธีการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของภาพถ่าย (Digital Image Correlation, DIC) จะถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์กลไกในการถ่ายแรง จากการทดสอบพบว่าการทรุดตัวสะสมและการเพิ่มขึ้นของแรงที่ถูกถ่ายไปยังหัวเสาเข็มในระหว่างการให้แรงแบบวัฏจักรสามารถตรวจวัดได้ การวิเคราะห์ภาพถ่ายช่วยให้สามารถเข้าใจถึงการเคลื่อนที่ในชั้นถ่ายแรง

คำสำคัญ: แบบจำลองทางกายภาพ, การถ่ายแรงของดินคันทาง, ความสัมพันธ์ของภาพถ่าย, แรงวัฏจักร

Abstract

The rapid growth in infrastructure development has forced the engineers to design their structures on compressible soils. The structural load applied to the surface of a compressible ground introduces large total and differential settlement. These settlements have to be limited in order to maintain the stability and the durability of the concerned structures. Among various methods of soil improvement, the technique of employing the vertical rigid piles is widely implemented. It is an interesting alternative to more traditional techniques. This research focuses on the mechanistic behaviors of granular top soil supported by piles embedded in soft soil layer under the monotonic and cyclic loadings. An original three-dimensional laboratory model was developed. The model contains 20 rigid piles, and the compressible soil is explicitly simulated by a soft material. A Digital Image Correlation (DIC) technique was used to analyze the force and displacement taking place in the load transfer platform. It was found that the settlement accumulation and an increase in the load transmitted to the piles were observed during the loading cycles. The image analysis provides the access to the displacement field within the granular platform.

Keywords: Physical modeling, Load Transfer Platform, Digital Image Correlation, Cyclic Loading

คำนำ

การใช้เสาเข็มช่วยเสริมกำลังของดินอ่อนนั้นเป็นอีกหนึ่งเทคนิคที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในการปรับปรุงดินในการก่อสร้าง เนื่องจากเป็นวิธีที่รวดเร็วและประหยัดงบประมาณ ([2],[3],[4],[5],[6],[8],[9],[10]) เมื่อเทียบกับวิธีการปรับปรุงดินอ่อนด้วยวิธีการอื่น ๆ รูปแบบของการเสริมกำลังของดินอ่อนด้วยเสาเข็มนั้น เป็นการใช้เสาเข็มเข้าไปช่วยรับแรงที่จะมากระทำต่อดินอ่อนโดยตรง โดยแรงที่ถูกถ่ายลงสู่เสาเข็มจะบอกถึงประสิทธิภาพของการเสริมกำลัง วิธีการนี้จะทำให้ดินอ่อนนั้นรับแรงที่มากระทำน้อยลงเนื่องจากกลุ่มของเสาเข็มและดินถมจะทำให้เกิดปรากฏการที่เรียกว่ากลไก

การถ่ายแรงแบบเส้นโค้ง (Arcing Effect) ซึ่งเป็นรูปแบบกลไกการถ่ายโอนแรงของดินคันทาง (Load Transfer Platform) สู่เสาเข็มในลักษณะของเส้นโค้ง โดยลักษณะของเส้นโค้งที่เกิดขึ้นนั้นจะเกิดแบบเต็มรูปแบบ (Full Arching) หรือเกิดแค่บางส่วน (Partial arching) ก็ขึ้นอยู่กับระยะห่างของเสาเข็ม ขนาดหน้าตัดของเสาเข็ม และความสูงของดินคันทาง ลักษณะกลไกการถ่ายแรงแบบเส้นโค้งแบบเต็มรูปแบบนั้นจะให้ประสิทธิภาพของการเสริมกำลังที่ดีกว่ากลไกการถ่ายแรงแบบเส้นโค้งแบบไม่เต็มรูปแบบ

โดยเทคนิคการปรับปรุงดินด้วยเสาเข็มนั้นสามารถนำไปใช้ได้กับสิ่งปลูกสร้างทุกรูปแบบ ทั้งยังปรับใช้ได้เป็นอย่างดีกับโครงสร้างที่มีแรงมากระทำอย่างสม่ำเสมอ เช่น ถนน ทางรถไฟ โรงงานอุสาหกรรม และอาคารพาณิชย์ เป็นต้น ทั้งนี้พื้นฐานของการเสริมกำลังของดินอ่อนด้วยเสาเข็มนั้นมีความคล้ายคลึงกับการสร้างฐานราก ซึ่งดินอ่อนบางส่วนนั้นยังจะได้รับแรงอยู่ การศึกษาการเสริมกำลังของดินอ่อนด้วยเสาเข็มได้รับความนิยมจากนักวิจัยอย่างมากมาย ทั้งในห้องปฏิบัติการแบบย่อส่วน ([1],[4],[5],[7],[9],[10]) ในภาคสนาม และการใช้แบบจำลองเชิงตัวเลข ([5]) อย่างไรก็ตามการศึกษาที่ผ่านมามุ่งที่จะอธิบายพฤติกรรมของการเสริมกำลังของดินอ่อนด้วยเสาเข็มเพื่อรองรับน้ำหนักแบบคงที่ (Monotonic loading) ในขณะที่การรองรับน้ำหนักแบบวัฏจักรที่มีจำนวนวงรอบมาก ๆ (A large number of cyclic loadings) การศึกษาด้วยวิธีการนี้ยังมีการเผยแพร่ไม่มาก ([3],[11])

การใช้เทคนิคการถ่ายภาพเป็นอีกวิธีหนึ่งที่จะช่วยใช้สามารถศึกษาลักษณะของการเกิดกลไกการถ่ายแรงแบบเส้นโค้งได้ในมิติของการวัดการกระจัดและอัตราการเพิ่มของหน่วยแรง โดยการถ่ายภาพหลายๆ ภาพแล้วนำมาวิเคราะห์ในลักษณะของการไล่ระดับสีตามขอบเขตการเปลี่ยนแปลงของตัวอย่างทดสอบเมื่อเทียบกับภาพเริ่มต้น จะทำให้เห็นถึงพฤติกรรมของการเกิดเส้นโค้งหน่วยแรงที่จะเกิดขึ้นได้ ดังนั้นวิธีการที่ถูกเรียกว่า การเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของภาพถ่าย (Digital Image Correlation, DIC: [2],[12]) ซึ่งเป็นการถ่ายภาพของตัวอย่างชิ้นเดียวกัน หลาย ๆ ภาพในแต่ละช่วงเวลาเพื่อเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้น จากนั้นใช้โปรแกรม NCorr ที่เป็นโปรแกรมเสริมของ MATLAB ในการวิเคราะห์ภาพถ่ายเหล่านั้นออกมาในรูปแบบของการไล่ระดับความเข้มข้นของหน่วยแรงหรือการกระจัด

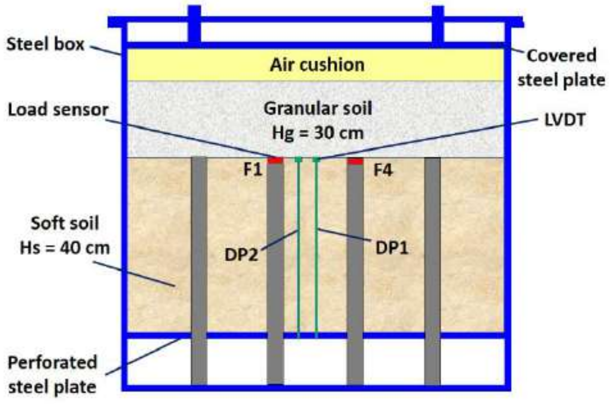
งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ในการศึกษารูปแบบของการถ่ายแรงของดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับที่ถูกฝังอยู่ในชั้นของดินอ่อนภายใต้หน่วยแรงแบบคงที่ (Monotonic loading) และแบบวัฏจักร (Cyclic loading) โดยวิธีการถ่ายภาพและประมวลผลเพื่อให้ง่ายต่อการอธิบายรูปแบบของการถ่ายแรงที่เกิดขึ้น ในแบบจำลองย่อส่วนในห้องปฏิบัติการ

เครื่องมือ วัสดุและอุปกรณ์

แบบจำลองทางกายภาพ

การทดลองในงานวิจัยนี้ทำการทดสอบโดยใช้แบบจำลอง 3มิติ โมเดลสเกล 1 g ลักษณะของแบบจำลองประกอบด้วยแผ่นเหล็กหนาที่ถูกทำให้เป็นกล่องลูกบาศก์ขนาด กว้าง 1 เมตร x ความยาว 1 เมตร x สูง 1 เมตร (รูปที่ 1) ภายในติดตั้งแท่งเหล็กกลมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มิลลิเมตร และสูง 600 มิลลิเมตร เพื่อใช้จำลองเป็นเสาเข็ม ระยะห่างระหว่างกึ่งกลางเสาเข็มเป็น 200 มิลลิเมตร พร้อมทั้งติดตั้งโหลดเซ็นเซอร์ และ ทรานสดิวเซอร์เซ็นเซอร์เพื่อวัดน้ำหนักที่ถูกถ่ายลงสู่เสาเข็มและวัดระยะการทรุดตัวที่เกิดขึ้นระหว่างเสาเข็ม โดยภายในแบบจำลองระหว่างการทดสอบนั้นจะประกอบไปด้วยชั้นของดินอ่อนเสมือนที่มีความสูงเท่ากับ 400 มิลลิเมตร ที่ล้อมรอบเสาเข็ม ข้างบนของชั้นดินเหนียวอ่อนเสมือนนั้นจะเป็นชั้นของคันทางจำลองที่มีความสูง 300 มิลลิเมตร ซึ่งเป็นชั้นของการส่งถ่ายแรง (LTP) และบนชั้นของดินคันทางจำลองนั้นจะเป็นเบาะลมที่มีขนาดกว้าง และ ยาว 1 เมตร สูง 10 มิลลิเมตร เพื่อใช้เป็นเครื่องมือในการให้แรงที่จะมากระทำต่อคันทางจำลอง โดยในส่วนของการให้แรงกระทำนั้นจะเป็นการอัดแรงดัน (Surface pressure, P_m) เข้าไปในเบาะลมในระหว่างการทำการทดสอบ (รูปที่ 2)

รูปที่ 1 แบบจำลอง 3 มิติ



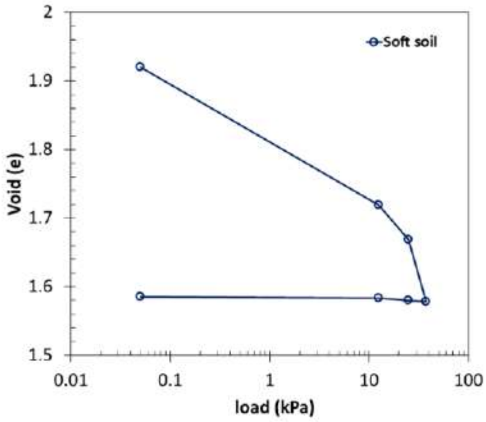
รูปที่ 2 ส่วนประกอบภายในแบบจำลอง

วัสดุ

ในการทดลองนั้นจะใช้ดินเหนียวอ่อนเสมือน (รูปที่ 3) ที่ได้จากการผสมกันระหว่าทรายและเม็ดโฟมโดยมีน้ำเป็นตัวประสานแทนการใช้ดิน

เหนียวอ่อนจริง โดยมีการใช้อัตราส่วนระหว่าง ทราย : น้ำ : โฟม คือ 40 : 4 : 1 โดยทรายที่ใช้เป็นส่วนผสมนั้นเป็นทรายละเอียดที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ #30 ค้างเบอร์ #50 ซึ่งการใช้ดินเหนียวอ่อนเสมือนนี้จะสนใจเฉพาะในส่วนของการยุบตัวให้เสมือนดินเหนียวอ่อนจริง ([4],[5],[9],[10]) และจากการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวอ่อนเสมือนได้ค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัว (Compression Index) เท่ากับ 0.5159 ที่ความหนาแน่นของดินเสมือนเท่ากับ 0.55 t/m^3 (รูปที่ 4)

รูปที่ 3 ดินเหนียวอ่อนเสมือน



รูปที่ 4 กราฟการทดสอบการอัดตัวคายน้ำของตัวอย่างดินอ่อนเสมือน

ในส่วนของวัสดุคัดเลือกคันทางจำลองนั้นจะใช้ทรายที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #8 ค้างเบอร์ #30 ที่ความหนาแน่น 1.7 t/m^3 มุมเสียทานภายในเท่ากับ 43° และหินใช้ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ #4 ค้างเบอร์ #16 ที่ความหนาแน่น 1.56 t/m^3 มุมเสียทานภายในเท่ากับ 37° ในการจำลองเป็นดินคันทางถมกลบหน้าดินอ่อนเสมือน

เครื่องมือในการบันทึกภาพ

การถ่ายภาพตัวอย่างการทดสอบนั้นจะใช้กล้อง Sony a7 เลนส์ซูมกำลังขยายที่ x70 เท่า ในการเก็บภาพตัวอย่าง ซึ่งจะมีฉากกั้นแสงเพื่อช่วยในการลดแสงจากภายนอกที่จะเข้ามารบกวนการถ่ายภาพ และยังใช้ไฟ LED สปอตไลท์สีขาวเข้ามาช่วยเพื่อให้แสงแก่ตัวอย่างสม่ำเสมอกันตลอดทั้งการทดลอง

ขั้นตอนการทดสอบ

ในตารางที่ 1 แสดงการทดสอบเบื้องต้นในการให้หน่วยแรงที่ต่างกันและโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ผล โดยขั้นตอนในการเตรียมตัวอย่างในการทดสอบมีดังนี้

- ทำการเตรียมตัวอย่างดินเสมือนในแบบจำลอง
- สร้างชั้นคันทางจำลอง
- วางเบาะลมไว้บนคันทางจำลอง
- ปิดฝาแบบจำลองและล็อคให้สนิท
- ติดตั้งฉากกั้นแสงและติดตั้งไฟให้แสงสว่าง
- ตั้งกล้อง
- หลังจากทำการปิดฝาแบบจำลองจะปล่อยให้ตัวอย่างเกิดการยุบตัวด้วยน้ำหนักของคันทางจำลองเป็นเวลา 12 ชั่วโมง
- ให้แรงดันพื้นผิว (Surface pressure, P_m) พร้อมถ่ายภาพ
- วิเคราะห์ภาพถ่าย

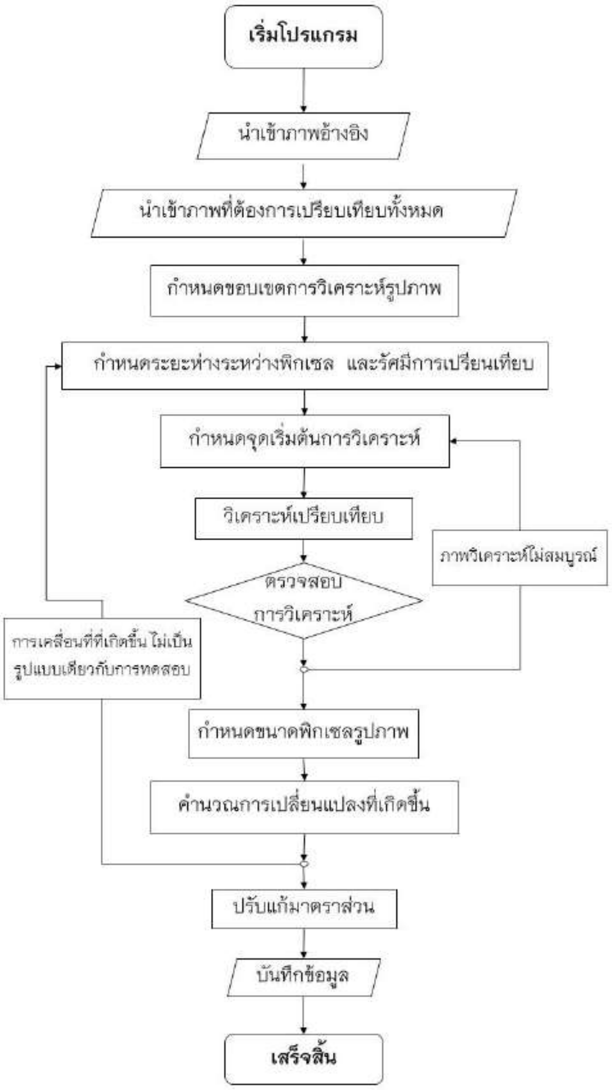
ในการทดสอบแบบหน่วยแรงคงที่นั้นจะทำการให้แรงดันแก่ตัวอย่างเป็น 3 ระดับคือ P_m = 5, 15 และ 25 kPa โดยทุกระดับการให้แรงดันพื้นผิวนั้นจะทำการปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลา 3 ชั่วโมง และในส่วนของการทดสอบแบบวัฏจักรจะมีการให้แรงดันแก่ตัวอย่างแบบการทดสอบหน่วยแรงคงที่ก่อนหลังจากนั้นจะทำการให้แรงแบบวัฏจักร ซึ่งจะทำการให้วงรอบแก่การทำวัฏจักรเป็น 5-15 kPa พร้อมทั้งถ่ายภาพของตัวอย่างทุกระดับการให้แรงและจำนวนวงรอบวัฏจักรตามที่กำหนด

การแปลความหมายวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย ด้วยโปรแกรม NCorr

NCorr เป็นโปรแกรมเสริมของ MATLAB ในรูปแบบของการใช้งานได้ฟรี ที่สามารถวิเคราะห์ภาพถ่าย 2 มิติ ที่มีอยู่หลาย ๆ ภาพเรียงต่อกัน ให้ออกมาในรูปแบบของระดับสีได้ โดยระดับสีที่เกิดขึ้นนั้นเกิดจากการประมวลผลของการเปลี่ยนแปลงในแต่ละพิกเซลของภาพแรกแล้วนำไปเปรียบเทียบกับภาพต่อ ๆ ไป และผลการวิเคราะห์ของโปรแกรมที่ออกมานั้นจะถูกประมวลผลให้อยู่ในรูปแบบของความเครียดซึ่งเป็นลักษณะเฉพาะของแต่ละตัวอย่างการทดสอบที่เกิดขึ้นในระหว่างการทดสอบ (รูปที่ 5) โดยการใช้งานโปรแกรม NCorr นั้นจำเป็นจะต้องมีโปรแกรม MATLAB และโปรแกรมที่สามารถอ่านค่าภาษา C++ ได้ ในที่นี้จะใช้โปรแกรม Microsoft Visual Studio ในการใช้งานร่วมกับ MATLAB

ตารางที่ 1 การทดสอบ

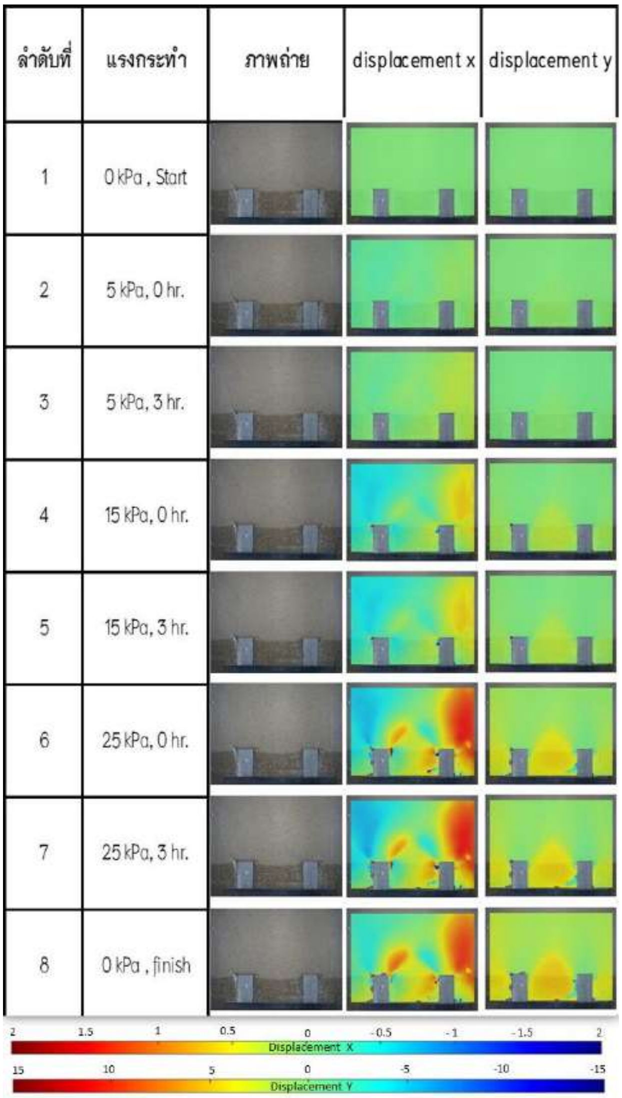
ชื่อการทดลอง	ชนิดคันทางจำลอง	รูปแบบการทดสอบ (P_m)	จำนวนวงรอบ	โปรแกรมวิเคราะห์
M_s	ทราย	คงที่ (5,15,25)	-	NCorr
Cyc_s_5-15		วัฏจักร (5-15)	500	NCorr
M_g	หิน	คงที่ (5,15,25)	-	NCorr
Cyc_g_5-15		วัฏจักร (5-15)	500	NCorr



รูปที่ 5 แผนผังการทำงานของ NCorr

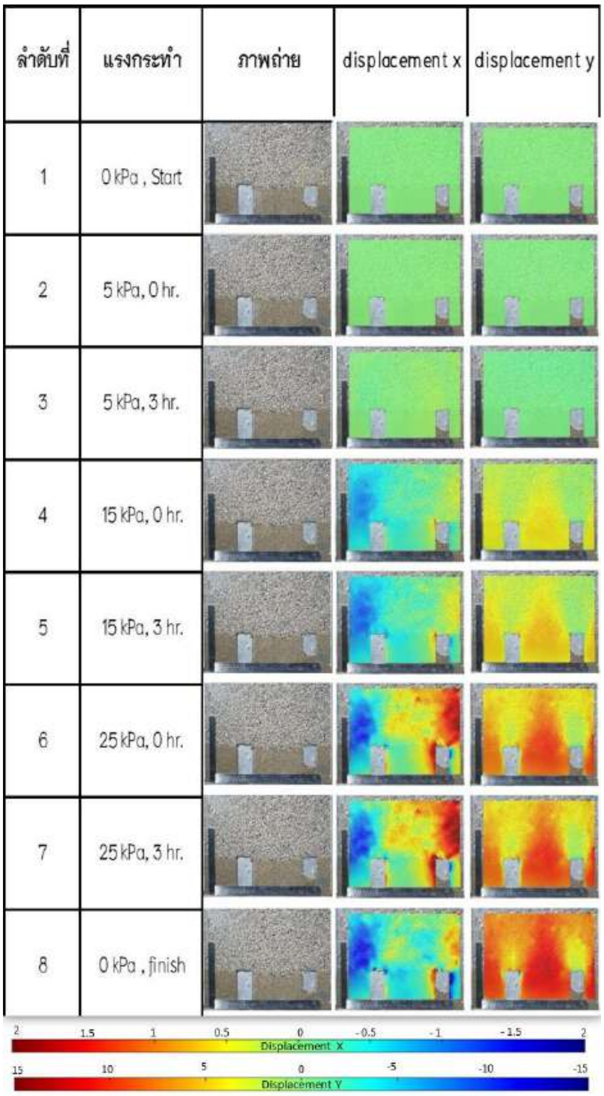
ผลการทดสอบ

การทดสอบในครั้งนี้เป็นศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงของคันทางจำลอง ที่ใช้วัสดุคัดเลือกที่แตกต่างกัน ภายใต้แรงกระทำแบบคงที่ และแรงกระทำแบบวัฏจักร จากการสังเกตพบว่า พฤติกรรมการเคลื่อนที่ของวัสดุคัดเลือกทั้ง 2 ชนิดนั้น ในช่วงแรกที่มีการให้แรง 0 ถึง 5 kPa นั้นมีความคล้ายคลึงกันเป็นอย่างมาก ทั้งการให้แรงแบบคงที่และแบบวัฏจักร ไม่ว่าจะเป็นการเคลื่อนที่ในแนวระนาบ (displacement -X) หรือ การเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง (displacement – Y) แต่หลังจากให้แรง 5 ถึง 15 kPa ไปแล้วนั้น พบว่าพฤติกรรมการถ่ายแรงมีความแตกต่างกันไปในแต่ละวัสดุ และในวัสดุชนิดเดียวกันการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นยังคงคล้ายกันอยู่ หลังจากให้แรงกระทำถึง 15 kPa ผ่านแล้วนั้น รูปแบบการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นในแต่ละการทดสอบนั้นมีความแตกต่างกันโดยสิ้นเชิง (รูปที่ 6, 7, 8, 9)

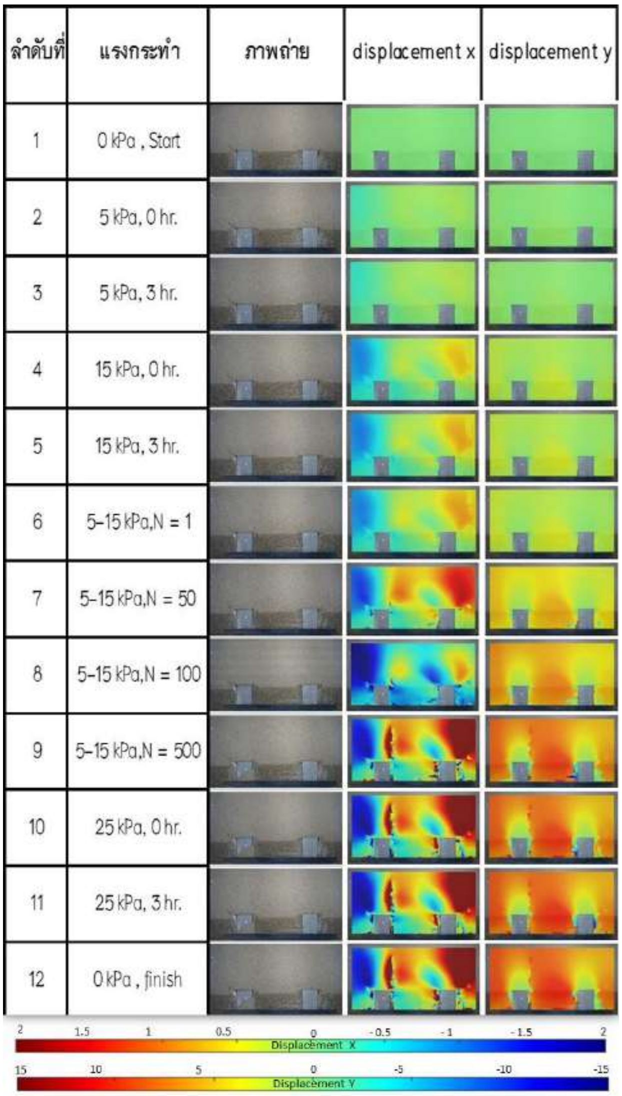


รูปที่ 6 ผลการศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย การทดสอบ M_s

โดยการถ่ายแรงที่เกิดขึ้นแตกต่างกันนั้น อาจเป็นผลมาจากรูปแบบของแรงกระทำที่แตกต่างกันรวมถึงชนิดของวัสดุคัดเลือกที่แตกต่างกัน โดยจากการทดสอบนั้นพบว่า การเคลื่อนที่สูงสุดในแนวระนาบ และ แนวดิ่ง ในการทดสอบการให้แบบคงที่ของทั้งทราย (M_s) และ หิน (M_g) นั้นพบว่าการเคลื่อนที่ในแนวระนาบ จะมีค่าไม่เกิน 2 มิลลิเมตร ทั้งทางซ้ายและทางขวา (ค่าบวก เคลื่อนที่ไปทางซ้าย, ค่าลบ เคลื่อนที่ไปทางขวา) ส่วนการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งนั้นเมื่อทดสอบเสร็จสิ้นแล้วจะมีค่าไม่สูงไปกว่า 10 มิลลิเมตร ในทิศทางลง (ค่าบวก เคลื่อนที่ลง, ค่าลบ เคลื่อนที่ขึ้น) (รูปที่ 5, 6)

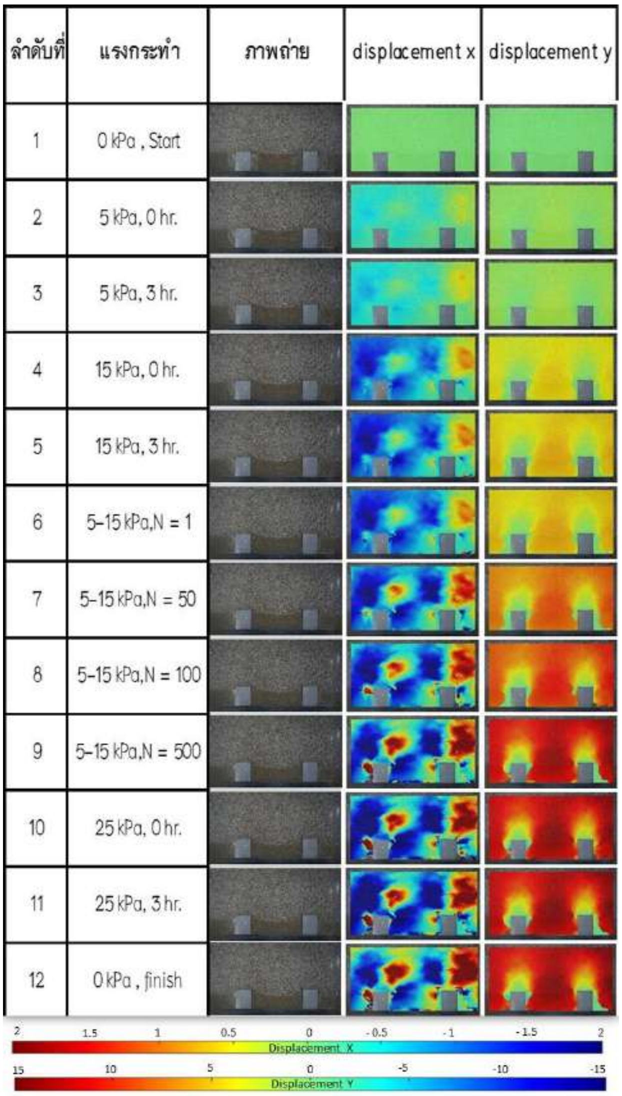


รูปที่ 7 ผลการศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย การทดสอบ M_g



รูปที่ 8 ผลการศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย การทดสอบ Cyc_s_5-15

การทดสอบแบบวัฏจักรนั้นพบว่า การเคลื่อนที่ในแนวระนาบของวัสดุทั้ง 2 ชนิดนั้นจะมีค่าเกินว่า 2 มิลลิเมตร ทั้งทางซ้ายและทางขวา เมื่อมีวงรอบของแรงกระทำมากระทำมากขึ้น และการเคลื่อนที่ในแนวระนาบจะเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ และการการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งนั้นจะแต่ต่างกัน โดยผลการทดสอบของทราย (Cyc_s_5-15) นั้นพบว่า เมื่อมีวงรอบของแรงมากระทำมากขึ้นจนถึงสิ้นสุดการทดสอบ การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งนั้นจะอยู่ในช่วง 10 ถึง 15 มิลลิเมตรเท่านั้น (รูปที่ 8) หากแต่การทดสอบของหิน (Cyc_g_5-15) นั้น เมื่อมีวงรอบของแรงมากระทำมากขึ้นจนถึงสิ้นสุดการทดสอบ การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งนั้นจะมีค่ามากกว่า 15 มิลลิเมตร ในทิศทางลง (รูปที่ 9) และในการทดสอบแบบวัฏจักรนั้นยังสังเกตเห็นได้ว่า เมื่อทำการทดสอบตัวอย่างครบ 500 วงรอบไปแล้ว จากนั้นให้แรงแก่ตัวอย่างเพิ่มขึ้นจาก 15 kPa ไป 25 kPa และทิ้งไว้เป็นเวลา 3 ชั่วโมง พบว่า การเคลื่อนที่ที่เกิดขึ้นของตัวอย่างนั้นไม่ได้มีความแตกต่างเพิ่มขึ้นมากนัก



รูปที่ 9 ผลการศึกษาพฤติกรรมการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่าย การทดสอบ Cyc_g_5-15

สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

การศึกษาการถ่ายแรงจากดินคันทางสู่เสาเข็มรองรับในดินอ่อน ด้วยวิธีความสัมพันธ์ทางภาพถ่ายในครั้งนี้ใช้แบบจำลองทางกายภาพแบบย่อส่วนในการทดสอบ และใช้โปรแกรมเสริมของ MATLAB ที่ชื่อว่า NCorr ในการวิเคราะห์ผลของภาพถ่าย

การใช้ความสัมพันธ์ทางภาพถ่ายมาช่วยศึกษาพฤติกรรมของตัวอย่างในการทดสอบนั้น ทำให้เราสามารถเห็นถึงรูปแบบการเปลี่ยนแปลงการถ่ายโอนแรงในแต่ละระดับการให้แรงได้อย่างชัดเจน โดยสังเกตุได้จากแถบสีที่เกิดขึ้น

จากการทดสอบในครั้งนี้ จะเห็นได้ว่ารูปแบบการให้แรงแบบวัฏจักรนั้นจะส่งผลให้ตัวอย่างทดสอบได้รับแรงที่มากระทำมากกว่าการให้แรงแบบคงที่อย่างเห็นได้ชัดเมื่อสิ้นสุดการทดสอบ ทั้งนี้วัสดุที่ต่างชนิดกันยังส่งผลให้การถ่ายแรงที่เกิดขึ้นแตกต่างกันไปอีกด้วย

จากการวิเคราะห์ผลการทดลองด้วยโปรแกรม NCorr ทำให้เห็นถึงลักษณะพฤติกรรมการเคลื่อนที่และถ่ายแรงของวัสดุที่นำมาทำเป็นคันทางจำลอง โดยจากผลการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่า การเคลื่อนที่ในแนวระนาบนั้นเกิดการเคลื่อนที่ไปทั้งทางซ้ายและทางขวาทุกการทดลอง แต่การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งนั้นจะเกิดขึ้นเฉพาะทิศทางลงเท่านั้น เป็นผลมาจากการให้แรงดันพื้นผิวแก่ตัวอย่างทดสอบที่เพิ่มมากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบระหว่างการทดสอบการให้แรงแบบคงที่ของทรายกับหิน และการทดสอบการให้แรงแบบวัฏจักรของทรายกับหิน จะเห็นได้คันทางจำลองที่เป็นทรายนั้นจะมีการเคลื่อนที่ในทิศทางลงในแนวดดิ่งน้อยกว่าคันทางจำลองที่เป็นหิน

การศึกษาครั้งนี้เป็นการประยุกต์ใช้วิธีการของงานวิจัยต่างประเทศที่เคยมีการทดลองมาแล้วมาปรับใช้ให้มีรูปแบบตามที่ต้องการ โดยจะใช้ทรายผสมกับโฟมเพื่อจำลองเป็นดินเหนียวอ่อน และ ปรับเปลี่ยนรูปแบบการให้แรงแก่ตัวอย่างทดสอบเพื่อให้มีความใกล้เคียงกับการใช้งานจริงมากที่สุด ในส่วนของการวิเคราะห์ผลการทดสอบด้วยภาพถ่ายนั้น เป็นวิธีการที่เริ่มจะเป็นที่นิยมเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่ายต่อการสังเกตุผลและเปรียบเทียบของการทดสอบ และยังเป็นวิธีที่มีความแม่นยำค่อนข้างสูง

และการศึกษาครั้งนี้ได้นำค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ผลจากภาพถ่ายมาเปรียบเทียบกับผลของค่า LVDT ในการทดสอบเป็นที่เรียบร้อยแล้ว พบว่ามีความใกล้เคียงกันเป็นอย่างมาก หากแต่ไม่ได้นำผลของ LVDT มานำเสนอในรายงานนี้ด้วย

ในอนาคตควรมีการเปรียบเทียบผลของภาพถ่าย ภายใต้การทดสอบเดียวกันทั้ง 4 ด้านของแบบจำลองทางกายภาพว่ารูปแบบการถ่ายโอนแรงที่เกิดขึ้นนั้นมีความคล้ายคลึงกันหรือไม่ และควรมีการปรับเปลี่ยนค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัวของดินเหนียวอ่อนเสมือนให้มีความใกล้เคียงกับดินเหนียวอ่อนจริงตามที่ต้องการทดสอบ เพื่อให้ผลของการทดสอบนั้นมีความแม่นยำมากยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้ได้รับการสนับสนุนงบประมาณจาก มหาวิทยาลัยพะเยา สัญญาหมายเลข RD61091 และทางผู้วิจัยยังขอขอบคุณ โครงการ Junior Fellowship Program 2019 โดย Campus France Thailand อีกทั้ง 3SR Laboratory, Grenoble สำหรับการช่วยเหลือทางด้านเทคนิคและคำแนะนำในการทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] Blanc M., Rault G., Thorel L., and Almeida M., Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. Geotext and Geomembrane, Vol 36, 2013, pp. 92–105.

[2] Houda M., Jenck O. and Emeriault F., Physical evidence of the effect of vertical cyclic loading on soil

improvement by rigid piles: a small-scale laboratory experiment using digital image correlation. Acta Geotechnica, Vol. 11, Issue 2, 2016, pp. 325–356.

[3] Houda M., Jenck O. and Emeriault F. Rigid pile improvement under vertical cyclic loading: 1g laboratory small-scale modelling. Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics, 19(2), 2019, pp. 89-103.

[4] Jenck O., Dias D. and Kastner R., Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile-supported earth platform over soft soil. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, Issue 3, 2007, pp. 295–305.

[5] Jenck O., Dias D. and Kastner R., Three dimensional numerical modelling of a piled embankment. International Journal of Geomechanics, Vol. 9, Issue 3, 2009, pp. 102-112.

[6] Kongkitkul W., Chaiyaporn U., Youwai S. and Jongpradist P., Role of geogrids in load transfer of pile-supported embankments. Ground Improvement, Vol. 165, Issue G14, 2012, pp. 239-248.

[7] Okyay U.S., Dias D., Thorel L. and Rault G., Centrifuge modeling of a pile-supported granular earth-platform. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 140, Issue (2), 2014.

[8] Nunez M., Dias D., Kastner R., Poilpre C., Soft ground improved by rigid vertical piles. Experimental and numerical study of two real cases in France. Proc. of the 6th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington VA. 2008. p.1-10

[9] Van Eekelen S.J.M., Bezuijen A., and Van Tol A.F., Model experiments on piled embankments. Part I. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 32, 2012, pp. 69–81.

[10] Van Eekelen S.J.M., Bezuijen A. and Van Tol A.F., Model experiments on piled embankments. Part II. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 32, pp. 82–94.

[11] Heitz C., Luking J. and Kempfert H.G., Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic Loading. Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference Euro-Geo4, Edinburgh, UK. UK Chapter of the International Geosynthetic Society, Blackburn, UK, paper number 215.

[12] Gou Q., Wang H., Gao Y.,Jiao Y.,Liu F. and Dong Z., Investigation of the low-temperature properties and cracking resistance of fiber-reinforced asphalt concrete using the DIC technique. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 229, 2020.

การปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินด้วยเสาเข็ม กรณีศึกษา ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ อำเภอจอมทอง จังหวัดเชียงใหม่

Stabilization of earth slopes with micro piles : A case study on highway No. 1009 Chomthong - Doi Inthanon Chomthong District, Chiang Mai

ปรัชญา แสนแปง[1,*] พงษ์พินันท์ บูรณะกิติ[2] ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์ [3] และ สุริยาวุธ ประอ้าย[4]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา

[2]สำนักงานทางหลวงที่ 1 จ.เชียงใหม่

[3,4]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา

** E-mail address: pratyasaenpaeng1711@hotmail.com*

บทคัดย่อ

ทางหลวงในพื้นที่ภูเขาสูงโดยเฉพาะทางภาคเหนือของประเทศไทย มักจะเจอปัญหาของการพังทลายและการเคลื่อนตัวเชิงลาดถนนเป็นอย่างมาก ดังนั้นการศึกษาเสถียรภาพของลาดดิน รวมถึงการออกแบบโครงสร้างและการบำรุงรักษาเชิงลาดของทางหลวงในพื้นที่ดังกล่าว จึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก ความละเอียดของลักษณะภูมิประเทศมีความสำคัญเมื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน ความก้าวหน้าของเทคโนโลยีใหม่ ๆ ช่วยทำให้เราสามารถมีข้อมูลด้านภูมิประเทศที่มีความแม่นยำสูงรวมถึงข้อมูลความชันโดยละเอียดสำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน งานวิจัยนี้นำเสนอรูปแบบการปรับปรุงเสถียรภาพของเชิงลาดด้วยเสาเข็มขนาดเล็กของทางหลวง หมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ ระหว่าง กม.19+585.00 – 19+750.00 โดยการนำเสนอวิธีการที่รวมระบบนำทางด้วยดาวเทียม (Global Positioning System : GPS) และวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 3 มิติ ทำการศึกษารูปแบบการกระจายแรงในดินและการเคลื่อนตัวของดิน ผลของการสร้างแบบจำลองแสดงให้เห็นว่าความละเอียดของการเลือกตัวอย่างพื้นผิวมีผลกระทบต่อความแม่นยำในการคาดการณ์พื้นที่ของการพิบัติของลาดดินที่อาจเกิดขึ้น ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยเพิ่มขึ้นจากการเสริมกำลังด้วยเสาเข็ม และค่าการเคลื่อนตัวของลาดดินของการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับรายงานการตรวจวัดในสนาม

คำสำคัญ: วิเคราะห์เสถียรภาพลาดดิน, วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์, การเคลื่อนตัวของดิน, เสาเข็มขนาดเล็ก

Abstract

Many highways in mountainous areas, particularly the Northern region of Thailand, inevitably confront the problems of excessive movement and slope failure. Therefore, slope stability analysis including highway design, construction and maintenance area are very important. Detailed surface topography is important when analyzing the stability of slopes. Recent advances in new technologies have allowed us to obtain high-precision profiles of slope information for three-dimensional (3D) slope stability analysis. This research presents a slope reinforced by micro piles of highway No. 1009 Chom Thong - Doi Inthanon, between km 19 + 585.00 - 19 + 750.00, Chiang Mai Province. A comprehensive approach that integrates Global Positioning System (GPS) and 3D finite element method for slope stability analysis. The soil behavior and soil movement were investigated. The modelling results show that the surface sampling resolution can affect the prediction accuracy of the potential failure zones. The reinforced slope showed an increase in safety factor. The numerical modeling was capable to reproduce satisfactorily the horizontal displacements of slope reinforced by micro piles.

Keywords: Slope Stability Analysis, Finite element method, Soil movement, Micro piles

1. บทนำ

การก่อสร้างทางหลวงในพื้นที่ภูเขาสูง โดยเฉพาะทางภาคเหนือของประเทศไทยมีการชะล้างพังทะลายและการเคลื่อนตัวเชิงลาดถนนเป็นอย่างมาก ส่งผลกระทบต่อความสะดวก ความปลอดภัยแก่ผู้ใช้ทาง บางครั้งทำให้เกิดความเสียหายแก่ทรัพย์สินรวมถึงการเสียชีวิตของประชาชนซึ่งไม่สามารถประเมินเป็นมูลค่าได้ ย่อมส่งผลก่อให้เกิดความเสียหายต่อเศรษฐกิจ การขนส่งและการเดินทางของประชาชนผู้ใช้เส้นทางสัญจรไปมาด้วย สำหรับความเสียหายที่เกิดขึ้นมีสาเหตุหลายประการ ยกตัวอย่างเช่น สภาพของชั้นดินที่รองรับลาดดิน การกัดเซาะตามธรรมชาติ การซึมผ่านชั้นดินของน้ำฝนซึ่งทำให้คุณสมบัติของดินเปลี่ยนแปลง การเกิดแผ่นดินไหว หรือการพังทลายเนื่องจากน้ำหนักของดินถมเอง ปัญหาสภาพแวดล้อมที่เปลี่ยนแปลงไปอย่างมาก ปัญหาป่าไม้ถูกทำลายทำให้เกิดน้ำไหลหลากอย่างรุนแรงเมื่อฝนตกหนัก ดังนั้นการศึกษาเสถียรภาพของลาดดิน, การบำรุงรักษาเชิงลาดของทางหลวงในพื้นที่ดังกล่าว รวมถึงการออกแบบโครงสร้างเพื่อป้องกันการพังทลายของเชิงลาด จึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก

ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนควบคุม 0100 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ ลักษณะของเส้นทางเป็นถนนสองช่องจราจร ลัดเลาะไปตามริมเขาค่อนข้างคดเคี้ยว เป็นเส้นทางสัญจรท่องเที่ยว ในแต่ละปีจำนวนนักท่องเที่ยวเดินทางผ่านเส้นทางนี้เป็นจำนวนมาก อีกทั้งยังเป็นเส้นทางที่ใช้สัญจรขนถ่ายผลิตผลทางการเกษตรของเกษตรกรในพื้นที่ตลอดทั้งปี ในช่วงฤดูฝนการเคลื่อนตัวของเชิงลาดบริเวณ กม.19+585.00 – 19+750.00 มีมากเกินไปทำให้เกิดรอยแตกร้าวที่สามารถสังเกตเห็นด้วยสายตาและน้ำผิวดินที่ไหลไปตามผิวทำให้เกิดความเสียหายบริเวณเชิงลาดที่มีความชันมาก รูปที่ 1 เหตุการณ์ดังกล่าว สำนักทางหลวงที่ 1 เชียงใหม่จึงได้ทำการปรับปรุงเชิงลาดบริเวณดังกล่าวโดยการเสริมกำลังแบบใช้เสาเข็มขนาดเล็กและเพื่อเป็นการบำรุงรักษาแบบเชิงป้องกัน

รูปที่ 1 แสดงการพิบัติของลาดดิน (a)การสัญจรบริเวณดังกล่าว,(b)รอยแตกของถนน, (c)การพิบัติของลาดดิน, (d)การกัดเซาะของน้ำ

การวิเคราะห์เสถียรภาพของความชันได้รับความสนใจอย่างกว้างขวางเพื่อให้ได้พื้นที่ลาดชันที่มั่นคงและปลอดภัยที่สุด ความเสถียรภาพจะพิจารณาจากความสมดุลของแรงเฉือนและความต้านทานแรงเฉือน ลาดชันนั้นจะมีเสถียรภาพหากความต้านทานการเคลื่อนไหวนั้นมีค่ามากกว่าแรงขับเคลื่อนที่ได้ ความล้มเหลวของลาดชันอาจนำไปสู่การสูญเสียชีวิตและทรัพย์สิน ดังนั้นจึงจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องตรวจสอบเสถียรภาพของทางลาด ด้วยการพัฒนาวิธีการที่ทันสมัยในการทดสอบดินและการวิเคราะห์เสถียรภาพทำให้การออกแบบทางลาดที่ปลอดภัยและประหยัด วิศวกรธรณีเทคนิคควรมีความรู้อย่างละเอียดของวิธีการต่าง ๆ ในการตรวจสอบความมั่นคงของทางลาดและข้อจำกัดของพวกเขา ในการวิบัติของความลาดชันส่วนใหญ่เกิดขึ้นจากการกระทำของกำลังแรงโน้มถ่วงและกำลังของความลาดชันภายในดิน นอกจากนั้นยังอาจเกิดการวิบัติได้จากการขุดหรือการกัดเซาะด้านใต้มวลดินเนื่องจากการสลายตัวของโครงสร้างของดินอย่างค่อยเป็นค่อยไป การสไลด์อาจเกิดขึ้นได้ทุกรูปแบบ ทั้งในแบบค่อยเป็นค่อยไปหรือทันทีทันใดและมีหรือไม่มีแรงกระทำที่ชัดเจน ([1],[2])

วิธีวิเคราะห์เสถียรภาพมีหลากหลายวิธี ซึ่งแต่ละวิธีมีข้อจำกัดที่แตกต่างกันไป โดยวิธี (Limit Equilibrium Method : LEM) มีสมมติฐานว่าวัสดุเป็นเนื้อเดียวกัน (Rigid Material) ซึ่งในความเป็นจริงวัสดุไม่ได้เป็นนั้น แต่วิธีนี้เป็นวิธีที่ง่ายสำหรับการหาค่า (Factor of Safety : F.S.) จึงเป็นที่นิยมกันอย่างแพร่หลาย ส่วนวิธี (Finite Element Method : FEM) เป็นวิธีใหม่ที่นำมาใช้ในงานวิศวกรรมปฐพี นอกจากจะสามารถทราบค่า F.S. ยังสามารถแสดงค่าอื่นได้อีกหลายอย่าง เช่น ค่า Shear Strain และ Displacement เป็นต้น แต่วิธีนี้จำเป็นต้องเข้าใจแบบจำลองและมีค่าตัวแปรที่ถูกต้องใน
การวิเคราะห์การใช้คอมพิวเตอร์และแอพพลิเคชั่นในการวิเคราะห์ความชันความมั่นคง การวิเคราะห์องค์ประกอบ (Finite Element)ที่ครอบคลุมมากขึ้น ([3],[4],[5]) อย่างไรก็ตามวิธีการดั้งเดิม (Limit Equilibrium) ยังคงสามารถสร้างความแม่นยำได้ และผลลัพธ์ที่น่าเชื่อถือทั้งสองมีข้อได้เปรียบข้อเสียเปรียบ การเลือกวิธีที่จะใช้ขึ้นอยู่กับการพิจารณาบางส่วนที่อธิบายไว้ด้านล่าง วิธีการที่ผู้ใช้เลือกควรเป็นไปตามความซับซ้อนหรือที่ต้องมีการวิเคราะห์การไหลซึมการรวมตัวและพฤติกรรมทางกลอื่น ๆ (แรงดันน้ำของรูพรุนที่กกเกิดจากการตอบสนองของดินเชิงกลที่ซับซ้อนมากขึ้นอาจใช้ในการวิเคราะห์ FE ได้ดีขึ้น) ([6])

วารุณีและสุทธิศักดิ์,2553 ศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดงานขุดโดยเปรียบเทียบวิธีสมดุลจำกัด, ไฟไนต์อิลิเมนต์และสมดุลจำกัดร่วมกับการพิจารณาหน่วยแรงในมวลดิน ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดงานขุดในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ โดยเปรียบเทียบผลที่ได้จากทั้ง 3 วิธีได้แก่ LEM, FEM, SBM ศึกษา2 กรณีได้แก่1) การศึกษาความอ่อนไหวของตัวแปร ได้แก่ ความลึกความกว้างและความลาดชัน 2) การศึกษาความปลอดภัยเนื่องจากรูปแบบการรับแรงเฉือนของชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ผลการศึกษาพบว่าดินที่มีค่าความเชื่อมแน่นระหว่างเม็ดดิน Cohesion ≥ 2.5 t/m^2

การขุดที่ความลึก 3.0 เมตร มีความปลอดภัยสำหรับดินที่มีค่า C ‹ 2.5 t/m^2 พบว่าค่าF.S.ขึ้นอยู่กับความลึกและความลาดชันของการขุดโดยตรง นอกจากนี้พบว่าความกว้างปากบ่อขุดไม่มีผลต่อเสถียรภาพของลาดดิน และการมีชั้น Weathered Crust ช่วยให้ชั้นดินที่มีพฤติกรรมการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนตามความลึก นอกจากนี้กรณีวิธีการวิเคราะห์พบว่า SBM_FE อาจทำให้เข้าใจผิดถึงจุดวิบัติ (Yield Point) ที่แท้จริง ซึ่งจากวิธี FEM ตำแหน่งการเกิด Yield Point มีระยะไกลกว่าวิธี SBM_FE เป็นเหตุผลว่าเมื่อวิเคราะห์โดยวิธี FEM จะสามารถขุดได้ลึกกว่าวิธีอื่น([7])

Wang et al, 2017 ได้ทำการศึกษาโดยการใช้ 3D laser scanning สำรวจพื้นที่ landslide ของเมือง Hongxi จุดข้อมูล (Point Cloud) ที่ได้จาก 3D laser scanning นำมาสร้างแบบจำลองที่มีขนาดความละเอียดพื้นผิวแตกต่างกันที่ 1.5, 2, 3, 4 และ 5 เมตร วิเคราะห์อัตราส่วนความปลอดภัยโดยใช้โปรแกรม Plaxis พบว่า อัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ระหว่าง 1.722 – 1.808 แสดงการเคลื่อนตัว โดยที่ขนาดความละเอียดพื้นผิว 1.5 เมตร ให้ค่าน้อยสุด ขนาดความละเอียดพื้นผิว 5 เมตร ให้ค่าสูงสุดแบบจำลองขนาดความละเอียดพื้นผิว 1.5 เมตร ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพของความลาดชันภายใต้สถานการณ์ฝนตก 6 วัน ปริมาณน้ำฝนรวมที่ใหญ่ที่สุดในช่วง 6 วัน ค่า FS ของความชันที่ตรวจสอบจะลดลงเมื่อฝนยังคงดำเนินต่อจากค่าเริ่มต้น 1.722 ถึง 1.425 ในวันที่ 6 ([1])

Sun et al, 2014 ได้ศึกษาแบบจำลองสามมิติวิเคราะห์เสถียรภาพของความชันที่เป็นเนื้อเดียวกันเสริมด้วย Micro piles ซึ่งพฤติกรรมของดินถูกอธิบายโดยใช้เกณฑ์ Mohr – Coulomb วิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม PLAC 3D ค่าความปลอดภัยของความลาดเอียงที่ไม่เสริมกำลังมีค่าเท่ากับ 1.16 ซึ่งก็คือใกล้กับผลลัพธ์ของ Cai และ Uqai ด้านความปลอดภัย1.14 และ 1.13 วิธี Finite Element และวิธี Bishop's Simplified Method ตามลำดับ Micro pile ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.15 เมตร ถูกติดตั้งที่ตำแหน่งกึ่งกลางลาดเอียง Lx/L = 0.75 ระยะเรียง S = 3D ค่าความปลอดภัยของความลาดเอียงเท่ากับ 1.45 และวิเคราะห์ติดตั้ง Micro pile ตำแหน่ง Lx/L = 0.1, 0.3, 0.7 และ 0.9 ได้ค่าความปลอดภัยของความลาดเอียงตามลำดับ [2]

งานวิจัยนี้นำเสนอรูปแบบการปรับปรุงเสถียรภาพของเชิงลาดด้วยเสาเข็มขนาดเล็กของทางหลวง หมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ ระหว่าง กม.19+585.00 – 19+750.00 โดยการนำเสนอวิธีการที่รวมระบบนำทางด้วยดาวเทียม (Global Positioning System : GPS) และวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ แบบ 3 มิติด้วยโปรแกรม Plaxis 3D ทำการศึกษารูปแบบการกระจายแรงในดิน ค่าสัมประสิทธิ์ความปลอดภัจากการเสริมกำลังด้วยเสาเข็ม และค่าการเคลื่อนตัวของลาดดินของการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับรายงานการตรวจวัดในสนาม

2. วิธีการศึกษา

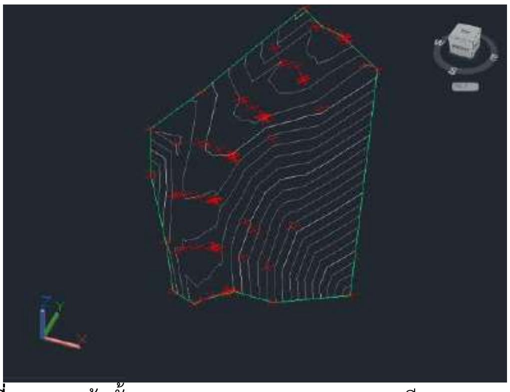
งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะทำการศึกษาการพฤติกรรมของลาดดิน รวมถึงการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของลาดดินในรูปแบบพื้นผิวสามมิติทั้งนี้เพื่อความเข้าใจในขั้นตอนและขอบเขตของงานวิจัยจึงทำการแบ่งขั้นตอนการดำเนินงานของงานวิจัยดังนี้

2.1 การสำรวจพื้นที่

การสำรวจพื้นที่เป็นส่วนที่สำคัญในการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน ในงานวิจัยทำการสำรวจพื้นที่ทางหลวง หมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ ระหว่าง กม.19+585.00 – 19+750.00 ดังรูปที่ 2 เพื่อให้ได้ทราบถึงค่าพิกัดตำแหน่งโดยระบบนำทางด้วยดาวเทียม (Global Positioning System : GPS) ครอบคลุมทั้งพื้นที่ที่จะนำไปวิเคราะห์

รูปที่ 2 แสดงการสำรวจพื้นที่ **(a)**เก็บข้อมูล, **(b)**วัดระยะพื้นที่, **(c)**การหาค่าพิกัดตำแหน่ง, **(d)**พื้นที่สำรวจ

หลังจากการสำรวจพื้นที่เก็บข้อมูล พื้นที่ลาดดิน ทำการนำค่าพิกัด (Survey point) ที่ได้นำสร้างเส้นชั้นความสูง(Contouring) ในโปรแกรม Autodesk AutoCAD Civil 3D โดยใช้ความละเอียดของชั้นความสูงความละเอียดทุก 1 เมตร แสดงดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 แสดงเส้นชั้นความสูง(Contouring) ความละเอียดทุก 1 เมตร

2.2 การทดสอบคุณสมบัติดินทางวิศวกรรม

ในการทดสอบการบดอัดดิน (Compaction Test) จะต้องทดลองบดอัดตัวอย่างดินด้วยวิธีการตามมาตรฐาน เช่น ASTM D698, ASTM D1557 เป็นต้น ที่ปริมาณความชื้นต่าง ๆ กันประมาณ 4-5 ค่า คำนวณความชื้นและความหนาแน่นแห้งของดินในการบดอัดตัวอย่างดินแต่ละครั้ง แล้วพล็อตเส้นโค้งเรียบผ่านจุดที่ได้จากการทดลอง เพื่อหาความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum dry density) และความชื้นที่เหมาะสม (Optimum water content) เพื่อใช้ในการเตรียมตัวในการทดสอบ Triaxial Test และการทดสอบ Permeability Test จะทำการทดสอบทั้งวิธี Standard และวิธี Modified

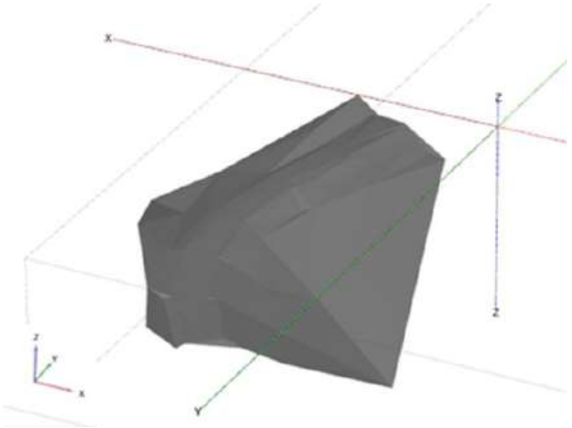
การทดสอบ Triaxial Test ผู้ทดลองได้ทำการเตรียมตัวอย่างจากโมลที่สร้างขึ้นมาขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 เซนติเมตร ความสูงของโมลตัวอย่าง 10 เซนติเมตร ทำการบดอัดให้ได้ตัวอย่างในการทดสอบ แล้วจึงทำการทดสอบในรูปแบบ Unconsolidated Undrained Test (UU - Test) ตามมาตรฐาน ASTM D 2850 เพื่อหาค่าอิลาสติกโมดูลัส E'

การทดสอบ Permeability Test เป็นการหาค่าความสามารถการซึมผ่านของน้ำในดินชนิดต่าง ๆสามารถดำเนินการได้เร็วหรือช้าแตกต่างกันตามลักษณะการกระจายขนาดของเม็ดดินหากเป็นดินเม็ดหยาบการทดสอบจะกระทำได้รวดเร็ว เพราะดินมีช่องโพรงต่อเนื่องขนาดใหญ่ทำให้น้ำสามารถซึมผ่านได้ง่าย แต่หากดินเป็นดินเม็ดละเอียดเช่น ตะกอนทรายหรือดินเหนียว หรือดินที่มีมวลละเอียดปะปนอยู่มาก การทดสอบเพื่อหาค่า k กระทำได้ยาก ใช้เวลานาน และหากมีการบดอัดดินทำให้ช่องว่างในดินลดลงและขาดความต่อเนื่อง การทดสอบจะกระทำได้ยากยิ่งขึ้นและใช้เวลานาน

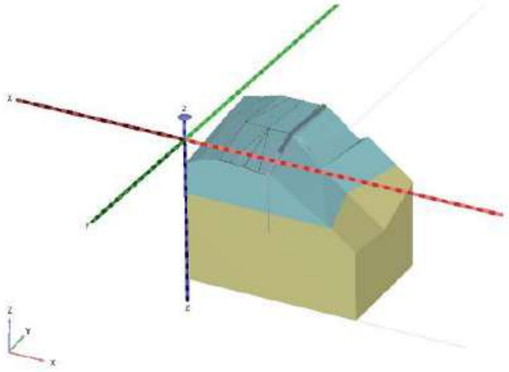
ในการทดสอบการซึมผ่านในงานวิจัยนี้ได้ทำการบดอัดตัวอย่างดินให้ได้ค่าความหนาแน่นที่ต้องการในโมลแบบมาตรฐาน เมื่อได้ความหนาแน่นที่ต้องการแล้วจะทำการหาค่าการซึมผ่านทดลอง โดยปรับความดันให้ได้ความดันที่ต้องการโดยใช้ปั๊มเป็นตัวควบคุมความดัน หลังจากนั้นเปิดวาล์วน้ำให้ไหลผ่านโมลตัวอย่าง รอจนกระทั่งอัตราการไหลคงที่แล้วเริ่มวัดอัตราการไหลพร้อมจับเวลา โดยที่ความดันเดียวกันจะทำการทดลอง 3 ครั้งและหาค่าเฉลี่ย ตามมาตรฐาน ASTM D 2484 – 68

2.3 สร้างแบบจำลองพื้นผิวสามมิติ (3D Surface)

เพื่อให้ได้ลักษณะภูมิประเทศที่ถูกต้อง การสร้างแบบจำลองพื้นผิวสามมิติ (3D Surface) จะเริ่มจากการนำเส้นชั้นความสูง(Contouring) ในโปรแกรมAutodesk AutoCAD Civil 3D เข้าสู่โปรแกรม Plaxis 3D ดังรูป 4 และทำเพิ่มความลึกลงไปเพื่อสร้างโมเดลพื้นผิวของลาดดินที่จะวิเคราะห์และทำการแบ่งชั้นดินดังรูป 5 ตามด้วยการป้อนค่าพารามิเตอร์ตามข้อมูลการทดสอบ

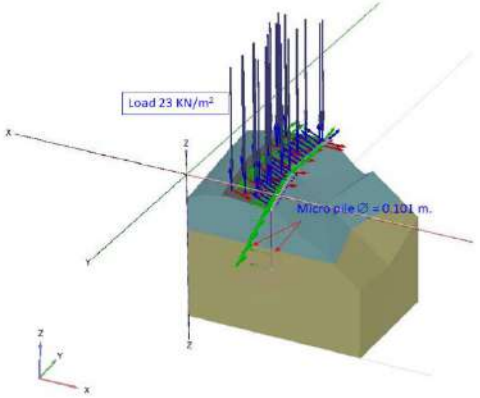


รูปที่ 4 พื้นผิวของลาดดินในโปรแกรม Plaxis 3D



รูปที่ 5 พื้นผิวของลาดดินที่จะวิเคราะห์และทำการแบ่งชั้นดิน ในแบบจำลอง plaxis3D

เมื่อได้โมเดลพื้นผิวทำการให้แรงกระทำตามสภาวะจริงที่มีแรงกระทำจากน้ำหนักของยานพาหนะที่แล่นผ่านถนนโดยน้ำหนักที่ใช้อยู่ที่ 23 KN/m^2 ซึ่งค่าใกล้เคียงกับ [10] Highways (live load) และได้ติดตั้งเสาเข็ม (micro pile) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.101 m. ความยาวของเสาเข็ม 10 m. ระยะห่างของเสาเข็มอยู่ที่ 0.5 m. ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 พื้นผิวของลาดดินที่มีน้ำหนักกระทำอยู่ที่ 23 KN/m^2 และเสริมกำลังด้วยเสาเข็มในแบบจำลอง plaxis3D

2.4 การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวทางด้านข้างของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มขนาดเล็ก

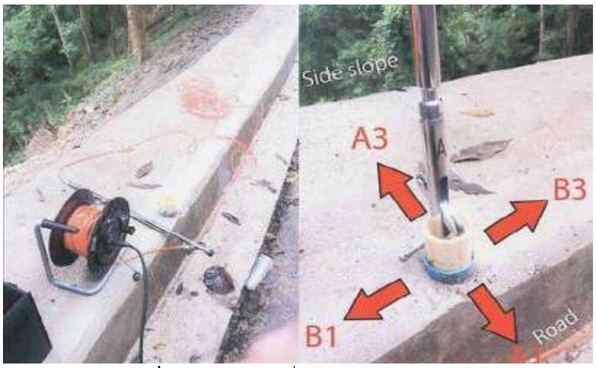
ในการวิจัยนี้จะทำการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของลาดดินในโปรแกรม Plaxis 3D เปรียบเทียบผลการวัดการเคลื่อนตัวภาคสนามด้วยเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค Inclinometer *และคาดการณ์การเคลื่อนตัวของลาดดินที่ 1ปี และ3ปี*

2.5 วิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาดดินที่เสริมเสถียรภาพด้วยเสาเข็มขนาดเล็ก

วิเคราะห์เสถียรภาพของเชิงลาดหาอัตราส่วนความปลอดภัย F.S ด้วยโปรแกรม Plaxis 3D แบ่งเป็น กรณีก่อนการเสริมกำลังด้วยเสาเข็มขนาดเล็ก และหลังการเสริมกำลังด้วยเสาเข็มขนาดเล็ก ทั้งสองกรณีจะทฤษฎีวิเคราะห์ Mohr-Coulomb Model และทฤษฎีวิเคราะห์ Hardening Soil Model

2.6 การตรวจวัดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวด้วยเครื่องมือทางธรณีเทคนิค (Inclinometer)

การตรวจวัดพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของลาดดินของทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนควบคุม 0100 ตอน จอมทอง - อินทนนท์ ระหว่าง กม. 19+585 – กม. 19+750 การดำเนินการตรวจวัดต้องการทราบพฤติกรรมของพื้นดินบริเวณดังกล่าว จุดที่มีการวางหลุมสำรวจเฝ้าระวังมีเสถียรภาพหรือการเคลื่อนตัวไปในทิศทางใด ด้วยเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค (Inclinometer) ดังเสดงดังรูปที่ 7 โดยจะวัดในทิศทางตามแนวเชิงลาดและทิศทางตั้งฉากกับเชิงลาดดังรูปที่ 8 งานวิจัยนี้จึงนำข้อมูลที่ได้มาเปรียบเทียบผลการเคลื่อนตัวที่วิเคราะห์ได้จากโปรแกรม Plaxis 3D เพื่อนำข้อมูลที่ได้มาวิเคราะห์ประเมินสถานะภาพของพื้นที่เฝ้าระวัง



รูปที่ 7 การวัดการเคลื่อนตัว (Inclinometer)

รูปที่ 8 การวัดการเคลื่อนในภาคสนาม

3. ผลการศึกษา

3.1 ค่าคุณสมบัติของดินของดินทางวิศวกรรม ในการวิเคราะห์งานวิจัยนี้ จะแบ่งเป็นการวิเคราะห์ด้วย Hardening soil Model และ Mohr-Coulomb Model ดังตารางที่ 1 และ 2

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Mohr-Coulomb

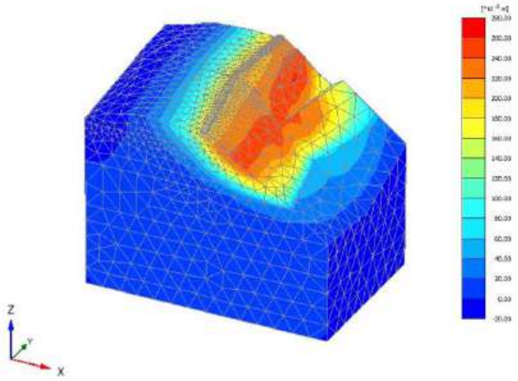
Property	Clayey SAND	Silty SAND	Unit
General			
Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type	Drained	Drained	-
γ_{unsat}	15.8	15.8	KN/m^3
γ_{sat}	19.1	19.1	KN/m^3
Parameters			
E'	10000	20000	KN/m^2
ν'	0.3	0.3	KN/m^2
c_{ref}'	1	1	KN/m^2
φ	32	34	o
ψ	0	0	o

ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ Hardening soil

Property	Clayey SAND	Silty SAND	Unit
General			
Model	Hardening soil	Hardening soil	-
Type	Drained	Drained	-
γ_{unsat}	15.8	15.8	KN/m^3
γ_{sat}	19.1	19.1	KN/m^3
Parameters			
E_{50}^{ref}	2000	3000	KN/m^2
E_{oed}^{ref}	2000	3000	KN/m^2
E_{ur}^{ref}	10000	12000	KN/m^2
m	1	1	-
c_{ref}'	1	1	KN/m^2
φ	32	34	o
ψ	0	0	o

โดยที่ค่าพารามิเตอร์ $E^{'}$, E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} และ E_{ur}^{ref} เป็นค่าที่หาได้จากเส้นความชันของกราฟ stress และ strain ในการทดสอบ Unconsolidated Undrained Test (UU - Test) ซึ่งมีความคาดเคลื่อนค่อนข้างมากผู้วิจัยจึงกำหนดใช้ค่าดังตาราง 1และ2 ส่วนค่าพารามิเตอร์ c_{ref} , และ φ ได้มาจากการความสัมพันธ์ของ Mohr-Coulomb

3.2. สร้างแบบจำลองพื้นผิวสามมิติ (3D Surface) โดยการใช้ค่าพิกัดสำรวจของระบบนำทางด้วยดาวเทียม (Global Positioning System : GPS) สามารถวิเคราะห์เสถียรภาพดังรูปที่ 9 วิเคราะห์ด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb Model และ Hardening Soil Model ได้อัตราส่วนความปลอดภัยดังตารางที่ 3



รูปที่ 9 แสดงตัวอย่างผลการวิเคราะห์เสถียรภาพแบบสามมิติ ในกรณีก่อนการเสริมเสาเข็ม

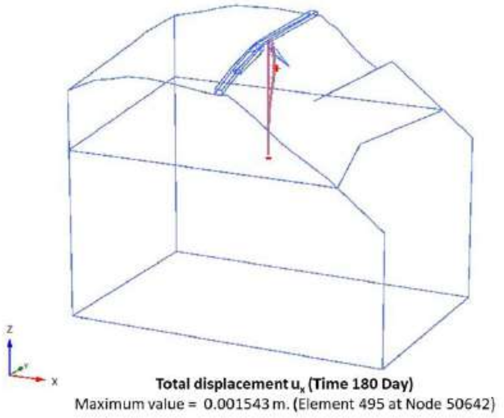
ตารางที่ 3 ค่าการวิเคราะห์เสถียรภาพที่เสริมด้วยเสาเข็มขนาดเล็ก

ค่าการวิเคราะห์	ก่อนการเสริมเสาเข็ม		หลังการเสริมเสาเข็ม	
	MC.	HS.	MC.	HS.
FS.	1.112	1.046	1.684	1.523

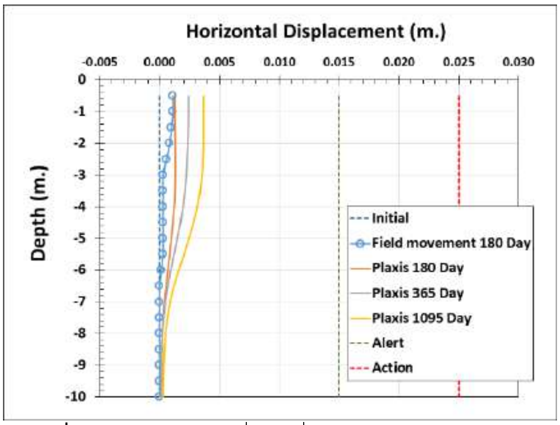
โดยที่ MC.. = Mohr-Coulomb Model, HS. = Hardening Soil Model

3.3 การเคลื่อนตัวที่ของลาดดินจากการวิเคราะห์เมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้จากสนามที่ระยะเวลา 180 วัน การเคลื่อนที่วัดได้ที่ความลึกจาพผิวดิน -0.5 m. ให้ค่าการเคลื่อน 0.001105 m.และค่าการเคลื่อนตัวลดลงตามความลึก เมื่อเทียบการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis3Dด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb ให้การเคลื่อนตัวระยะเวลา 180 วันที่ 0.001247 m.ดังรูปที่ 10 จากการวิเคราะห์ให้สามารถคาดคะเนค่าการเคลื่อนตัวที่ 365และ 1095 วัน โดยให้การเคลื่อนที่สูงสุดที่ 0.002417 m. และ 0.003664 m. ตามลำดับดังรูปที่ 11

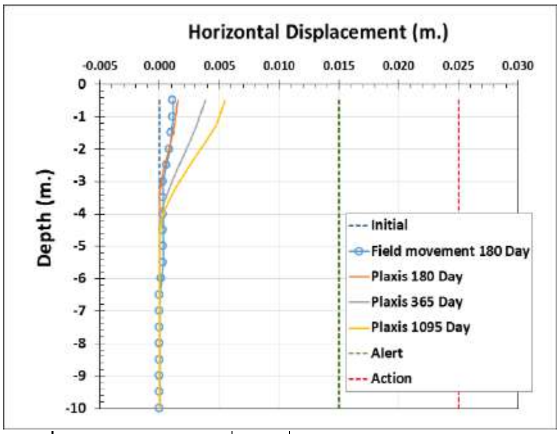
การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้วยทฤษฎี Hardening Soil ให้ค่าการเคลื่อนตัวระยะเวลา180วัน ที่ 0.001543 m. คาดคะเนการเคลื่อนตัวที่ระยะเวลา 365 และ 1095 วันโดยการเคลื่อนที่ 0.003758 m.และ 0.005440 m.ตามลำดับ ดังรูปที่ 12



รูปที่ 10 ตัวอย่างผลการเคลื่อนตัวของเสาเข็มจากโปรแกรม plaxis3D หลังการเสริมเสาเข็ม



รูปที่ 11 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวที่ของลาดดินจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis3D ด้วยทฤษฎี Mohr-Coulomb เมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้ จากสนาม



รูปที่ 12 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวที่ของเสาเข็มจากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis3D ด้วยทฤษฎี Hardening Soil เมื่อเทียบกับค่าที่วัดได้จากสนาม

4. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาการปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินด้วยเสาเข็ม กรณีศึกษา ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนจอมทอง – ดอยอินทนนท์ สามารถสรุปได้ดังนี้

1. การสำรวจด้วยพิกัดของระบบนำทางด้วยดาวเทียม (Global Positioning System : GPS) นำเข้าโปรแกรม Autodesk AutoCAD Civil 3D เพื่อสร้างพื้นผิวของลาดดิน ทำให้เราได้พื้นที่แท้จริงของลาดดินที่จะทำการวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัว

2. ผลการศึกษาเสถียรภาพของลาดดินดังกล่าวก่อนการเสริมกำลังด้วยเสาเข็มด้วยทฤษฎี Mohr-Coulombและทฤษฎี Hardening Soil ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย 1.112 และ 1.046 ตามลำดับ และหลังการเสริมกำลังให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย 1.684 และ 1.523

3. จากการเปรียบเทียบการเคลื่อนตัวของการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis3D กับการวัดการเคลื่อนตัวภาคสนามจากข้อมูลที่ได้ 180 วัน หลังการเสริมกำลังมีค่าใกล้เคียงทั้งทฤษฎี Mohr-Coulombและทฤษฎี Hardening Soil

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาครั้งนี้ได้รับความอนุเคราะห์ข้อมูลจากสำนักทางหลวงที่ 1 ขอขอบคุณ ดร.ชนา พุทธนานนท์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี สำหรับคำแนะนำการใช้ โปรแกรม plaxis3D ขอขอบคุณ ดร.กรกฎ นุสิทธิ์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยนเรศวร และภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยพะเยา สำหรับคำแนะนำและเครื่องมือทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] รัชพล คชาอนันต์ (2558). การศึกษาเสถียรภาพของลาดดินโดยคุณสมบัติทางวิศวกรรม: กรณีศึกษา เทพราช อำเภอสิชล, วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

[2] อดุลย์ ยะโก๊บ (2551). การศึกษาการปรับปรุงเสถียรภาพของลาดดินในทางหลวงหมายเลข 41 ตอน อ.ทุ่งสง - อ.ร่อนพิบูลย์, ภาคใต้ประเทศไทย,วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์

[3] Chang K., and Huang H.,(2015) Three-dimensional analysis of a deep-seated landslide in central Taiwan, Environ Earth Sci DOI 10.1007/s12665-015-4128-x

[4] Sun S., Zhu B., and Wang J.,(2013) Design method for stabilization of earth slopes with micropiles, Soils and Foundations, 53(4), pp.487–497

[5] Prat PC.,(2017) Numerical investigation into the failure of a micropile retaining wall. Computers and Geotechnics, 81, pp. 262–273

[6] พิทักษ์ชน ทันมัง และวีรยา ฉิมอ้อย (2559). การเปรียบเทียบการวิเคราะห์เสถียรภาพของคันดินด้วยวิธีสมดุลขีดจำกัดและวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์, วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี, ปีที่ 24, ฉบับที่ 1, หน้า 185-196

[7] วารุณี กะการดี และสุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ (2553). การศึกษาความเหมาะสมของการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน โดยวิธีสมดุลจำกัดและวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ : กรณีศึกษางานขุดดินในพื้นที่ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 15

[8] Wang M., Liu K., Yang M., and Xie J. (2017) Three-dimensional slope stability analysis using laser scanning and numerical simulation, Geomatics, Natural Hazards and Risk, 8:2, 997-1011

[9] Sun S, Wang W, and Zhao F, (2014). Three-Dimensional Stability Analysis of a Homogeneous Slope Reinforced with Micro piles, Hindawi Publishing Corporation Mathematical Problems in Engineering, Article ID 864017, 11 pages

[10] วุฒิชัย ชาติพัฒนานันท์ ,ธนาดล คงสมบูรณ์ และ สันติ กวินวงศ์ไพบูลย์ (2559).การตรวจสอบเสถียรภาพทางลาดของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งสองด้าน: กรณีศึกษาโครงการทางหลวงในประเทศไทย, วารสารวิศวกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยรังสิต

คุณลักษณะการหดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย
Shrinkage characteristic of soft Bangkok clay stabilized by cement and fly ash

อนุพงศ์ คำปลอด[1] ธนกร ชมภูรัตน์[2] อภิชาต บัวกล้า[3,*]

[1] นักศึกษาปริญญาโท คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
[2] รองศาสตราจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
[3] อาจารย์ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา
**Corresponding author; E-mail address: apichat_bk@hotmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอพฤติกรรมการหดตัว โดยการใช้เทคนิคภาพถ่ายของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่ปรับปรุงคุณสมบัติด้วยปูนซีเมนต์และเถ้าลอย วัสดุที่ใช้ในการศึกษาประกอบไปด้วยดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 และเถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ สัดส่วนการผสมของดินผสมปูนซีเมนต์จะกำหนดไว้ที่ อัตราส่วนเปอร์เซ็นต์ระหว่างปูนซีเมนต์ต่อน้ำในดิน (C/W_c) เท่ากับ 0.3 และ 0.4 และการแทนที่ด้วยเถ้าลอยปริมาณ 0 15 30 45 และ 60 เปอร์เซ็นต์ การวิเคราะห์การหดตัวจะใช้วิธีภาพถ่ายแบบ 2 มิติรวมกับการใช้โปรแกรม PCAS และ ImageJ ซึ่งสามารถคำนวณค่าจำนวนรอยแตก ความยาวรอยแตกเฉลี่ย ความกว้างรอยเฉลี่ย พื้นที่รอยแตก และค่าความเข้มรอยแตก สุดท้ายของงานวิจัยนี้จะสรุปอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมสำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอยสำหรับนำไปใช้การปรับปรุงคุณภาพดิน

คำสำคัญ: ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ, ปูนซีเมนต์, เถ้าลอย, เทคโนโลยีภาพถ่าย

Abstract

This article is to present the shrinkage characteristic of soft Bangkok clay stabilize with cement and fly ash by using image processing technique. The law materials consist of soft Bangkok clay, Portland cement type 1, and fly ash from Mae Moh Power Plant. The mix ratio of soft clay blended with cement is shown in term of the cement/clay-water ratio which are 0.3 and 0.4. From each mix ratio, fly ash is replaced in the amount of 0, 15, 30, 45, and 60%. For shrinkage analysis, the image processing method of 2D is used together with the PCAS and ImageJ software. The programs can analyze the number of cracks segment, crack length, crack width, and crack area as well as crack intensity factor. Finally, this study will suggest the optimum mix ratio of soft Bangkok clay admixed with cement and fly ash for applying soil improvement practices.

Keywords: soft Bangkok clay, cement, fly ash, image processing technology

1. คำนำ

ปัจจุบันการก่อสร้างอาคารและสิ่งปลูกสร้างต่างๆ ภายในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑลประสบปัญหาในการรับน้ำหนักของดินเนื่องจากชั้นดินเป็นดินเหนียวอ่อน (soft clay) ดินเหนียวดังกล่าวมีชื่อเรียกว่า ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ (soft Bangkok clay) เป็นดินที่ถูกพัดพาสู่ทะเลและน้ำทะเลก็หนุนกลับเข้ามาตกตะกอนเป็นชั้นๆ มีความลึกโดยประมาณ 15-25 เมตร [1] ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมีปริมาณความชื้นในมวลดินสูง จึงส่งผลให้กำลังต้านทานแรงเฉือน (shear strength) และการรับน้ำหนักของดินต่ำ ด้วยเหตุนี้จึงต้องมีการปรับปรุงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินเหนียวอ่อนก่อนนำใช้ในงานก่อสร้างฐานราก

การปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนในปัจจุบันนิยมใช้ วิธีการผสมลึก (deep mixing methods) โดยวิธีนี้ใช้สารเคมี คือ ปูนซีเมนต์ (cement) ผสมเข้ากับดินเหนียว วิธีการผสมลึกสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการทำเสาเข็มดินซีเมนต์ (soil cement column) โดยการทำเสาเข็มดินซีเมนต์จะใช้น้ำปูน (cement slurry) เข้าไปผสมกับดินแล้วหล่อเป็นเสาเข็มสำหรับใช้ในการรองรับน้ำหนักของสิ่งก่อสร้างต่างๆ ณ บริเวณที่สุ่มเสี่ยงต่อการเกิดความเสียหายเนื่องจากการก่อสร้างบนชั้นดินเหนียวอ่อน เช่น การก่อสร้างคอสะพาน และการก่อสร้างถนนบริเวณดินเหนียวอ่อน เป็นต้น โดยทั่วไปเสาเข็มดินซีเมนต์มีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 50-60 เซนติเมตร และความลึกประมาณ 2-15 เมตร [2] การก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์มีการใช้ปูนซีเมนต์ในปริมาณมาก จึงทำให้เปลืองค่าใช้จ่ายในงานก่อสร้าง จากการศึกษางานวิจัยของ ชยานนท์ และคณะ (2557) [1] ได้ทำการศึกษาการพัฒนากำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์และเสาเข็มดินซีเมนต์ผสมเถ้าลอยในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ โดยเถ้าลอย (fly ash) ที่ใช้เกิดจากกระบวนการผลิตกระแสไฟฟ้าจะถูกนำมาผสมและแทนที่ปริมาณปูนซีเมนต์ ในงานทำการก่อสร้างเสาเข็มดินซีเมนต์จริงในสนาม จากนั้นเจาะเก็บตัวอย่างดินแล้วนำมาทดสอบกำลังรับแรงอัดตามอายุการบ่มตัวในห้องปฏิบัติการ ผลการศึกษานี้สรุปว่าเถ้าลอยสามารถเพิ่มกำลังรับแรงอัดได้เทียบเท่ากับกำลังรับแรงอัดของเสาเข็มดินซีเมนต์ทั่วไป โดยใช้อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยที่

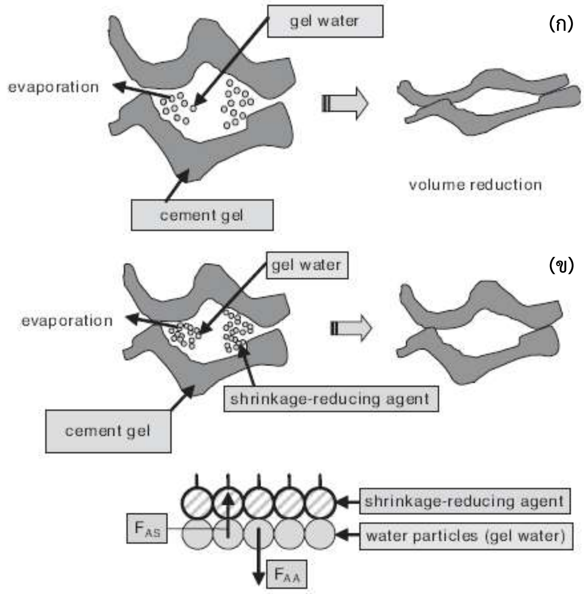
เหมาะสม และเถ้าลอยสามารถลดค่าใช้จ่ายปูนซีเมนต์ในงานก่อสร้างได้อยู่ที่ 12.75 เปอร์เซ็นต์

ต่อมาปัญหาสำคัญอีกอย่างหนึ่งที่เกิดขึ้นคือ การเกิดการหดตัว (shrinkage) เพราะดินเหนียวอ่อนกรุงเทพเป็นดินประเภทดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH) ซึ่งมีปริมาณน้ำในมวลดินสูงสามารถการหดตัวได้ง่าย เมื่อนำมาผสมกับปูนซีเมนต์ทำให้น้ำในมวลดินจะค่อยๆ ระเหยออกไปตามการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิอากาศ และความชื้นสัมพัทธ์ (relative humidity) ส่งผลให้เกิดรอยแตก (crack) ซึ่งน้ำในมวลดินและรอยแตกดังกล่าว อาจทำให้เกิดผลกระทบต่อโครงสร้างทางวิศวกรรมธรณีในภายหลังได้ จากการศึกษาของ Chompoorat and Likitlersuang (2016) [3] ได้ศึกษาพฤติกรรมการหดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย โดยงานวิจัยนี้ทำการศึกษาพฤติกรรมการหดตัวของดินเหนียวผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอยโดยการใช้วิธีภาพถ่าย (image processing method) แบบ 2 มิติ ในห้องปฏิบัติการ และการศึกษาพบว่าการผสมเถ้าลอยแทนที่ปริมาณปูนซีเมนต์สามารถลดการหดตัวในมวลดินได้ โดยปริมาณเถ้าลอยที่เหมาะสมเท่ากับ 15 เปอร์เซ็นต์ ต่อมา Tang et al. (2008) [4] ได้ศึกษาพฤติกรรมการหดตัวของดินเหนียว ภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงเปียกสลับแห้งโดยใช้วิธีภาพถ่ายแบบ 2 มิติ การวิเคราะห์การหดตัวและรอยแตกที่เกิดขึ้นในมวลดินใช้โปรแกรม particles and cracks analysis system (PCAS) ที่สามารถวิเคราะห์รอยแตกจากการหดตัวของตัวอย่างดินอย่างละเอียด ซึ่งโปรแกรมดังกล่าวแสดงผลลัพธ์ของค่าจำนวนรอยแตก ความยาว ความกว้าง พื้นที่ และค่าความเข้มรอยแตก (crack intensity factor, CIF) ในหน่วย พิกเซล ต่อมา El-Halim et al. (2017) [5] ได้ศึกษาพฤติกรรมการหดตัวของดินเหนียวผสมขานอ้อย ซึ่งเขาได้ทำการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายเช่นเดียวกันกับงานวิจัยของ Tang et al. แต่การวิเคราะห์การหดตัวและรอยแตกที่เกิดขึ้นใช้โปรแกรม ImageJ และผลลัพธ์ของโปรแกรมนี้ที่ได้คือค่าของจำนวนรอยแตก ความยาว ความกว้าง พื้นที่ และค่าความเข้มรอยแตกในหน่วย พิกเซล และในหน่วยเซนติเมตร

เมื่อการใส่ปูนซีเมนต์ในดินเหนียวมีผลทำให้เกิดการหดตัว และรอยแตก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาพฤติกรรมการหดตัวของดินเหนียวกรุงเทพผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย โดยการทดสอบการหดตัวจะใช้เทคโนโลยีการถ่ายภาพ (image processing) แบบ 2 มิติ มาวิเคราะห์การหดตัวอย่างละเอียด

2. กลไกการลดการหดตัวของดินผสมปูนซีเมนต์

Lee et al. (2006) [6] ได้อธิบายเกี่ยวกับกลไกการทำงานของตัวนำที่ลดการหดตัว (shrinkage-reducing agent) ซึ่งเป็นตัวออกฤทธิ์แบบพื้นผิวไม่มีประจุ (nonionic surface) สามารถลดแรงตึงผิวของน้ำในโพรงแคพิลลารี (capillary pores) ซึ่งโพรงแคพิลลารีเกิดขึ้นระหว่างชั้นของซีเมนต์เจล (cement gel) กับน้ำส่วนเกิน เมื่อตัวนำดังกล่าวถูกเพิ่มลงในซีเมนต์เจลทำให้เกิดการดูดอนุภาคความชื้นตามพื้นผิวของอนุภาคน้ำเจล (gel water) และสร้างแรง F_{AS} เพื่อดึงดูดอนุภาคพื้นผิวของน้ำไปยังตัวนำที่ลดการหดตัว แรง F_{AA} ที่เป็นแรงดึงน้ำออกจากโพรงแคพิลลารีจะลดลง ส่งผลโดยรวมทำให้แรงตึงผิวลดลงเมื่อการระเหยของน้ำส่วนเกินสิ้นสุดจึงทำให้การหดตัวลดลง ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยในงานวิจัยนี้ตัวนำที่ลดการหดตัวคือ เถ้าลอย



รูปที่ 1 กลไกของตัวนำที่ลดการหดตัว (ก) แบบไม่มีตัวนำที่ลดการหดตัว (ข) แบบที่มีตัวนำที่ลดการหดตัว (Lee et al., 2006) [6]

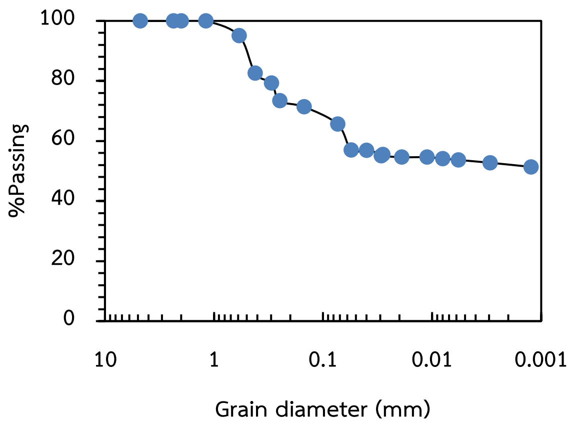
3. การเตรียมวัสดุและการทดสอบ

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

วัสดุที่นำมาใช้ในการทดสอบประกอบไปด้วย ดินเหนียวอ่อน ปูนซีเมนต์ และเถ้าลอย โดยตัวอย่างดินเหนียวที่นำมาใช้ในงานวิจัยคือ ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ระดับความลึกประมาณ 3-14 เมตรบริเวณถนนสายกาญจนาภิเษก-พุทธมณฑล สาย 2 และพื้นที่ใกล้เคียง สำหรับปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ในงานวิจัยคือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1 และเถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัยคือ เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ อ.แม่เมาะ จ.ลำปาง คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ดังแสดงในตารางที่ 1 และขนาดคละของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ ดังแสดงในรูปที่ 2

ตารางที่ 1 คุณสมบัติพื้นฐานของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

คุณสมบัติของดิน	ค่า
ความถ่วงจำเพาะ (specific gravity)	2.64
ขีดจำกัดเหลว (liquid limit)	77.80 %
ขีดจำกัดพลาสติก (plastic limit)	35.78 %
ขีดจำกัดแห้ง (shrinkage limit)	16 %
ดัชนีพลาสติก (plastic index)	42.02 %
ดัชนีเหลว (liquid limit)	0.63
ปริมาณความชื้นของดินในธรรมชาติ (natural water content)	62.24 %
หน่วยน้ำหนักรวม (total unit weight)	10.36 kN/m^3
เปอร์เซ็นต์การร่อนตะแกร่งผ่านเบอร์ 200	56.98 %
การจำแนกประเภทดิน (soil classification, USCS)	CH

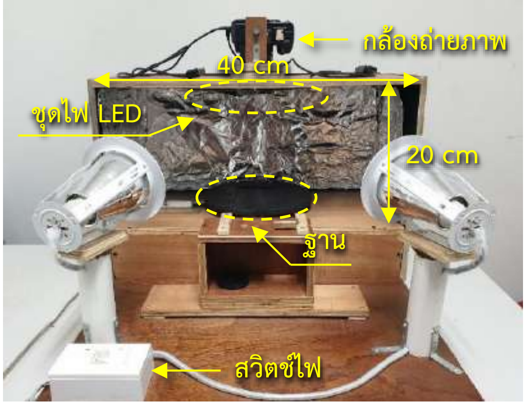


รูปที่ 2 กราฟการกระจายขนาดอนุภาคของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ

3.2 วิธีการทดสอบ

3.2.1 เครื่องมือถ่ายภาพตัวอย่างดิน (soil studio)

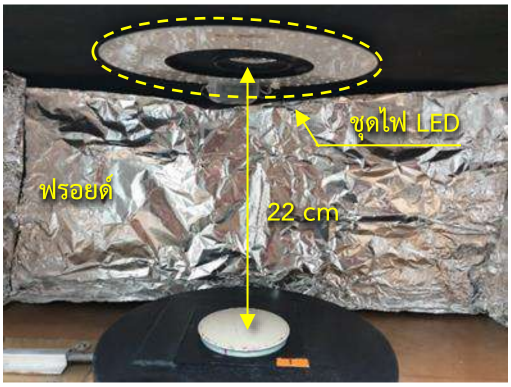
ผู้วิจัยมีแนวคิดที่ต้องการทำการถ่ายภาพตัวอย่างดินในแบบฝารูปวงกลมจากด้านบนของตัวอย่าง โดยที่ตัวอย่างดินต้องอยู่ในตำแหน่งเดิมของการถ่ายภาพเสมอ จึงเริ่มจากนำแผ่นไม้อัดทำเป็นโครงโดยมีขนาดความสูง 20 เซนติเมตร กว้าง 40 เซนติเมตร ทำการเจาะรูเป็นวงกลมสำหรับติดตั้งกล้องที่ไม้อัดแผ่นบน จากนั้นทำการติดตั้งกล้อง DSLR ต่อมาทำการติดตั้งหลอดไฟ LED กับแผ่นไม้อัดด้านบน ดังรูปที่ 3 จากนั้นได้การทำฐานวางตัวอย่างดินที่มีขอบเป็นมุมสี่เหลี่ยมเพื่อวางแผ่นอะคริลิค โดยได้ทำแผ่นแผ่นอะคริลิครูปสี่เหลี่ยม ขนาด 10 x 10 เซนติเมตร ซึ่งแผ่นอะคริลิคดังกล่าวเจาะรูตรงกลางขนาดเท่าแบบฝาวงกลมเพื่อให้สามารถวางตัวอย่างฝาวงกลมได้ ดังรูปที่ 4 (ก) ภายในเครื่องมือภาพถ่ายตัวอย่างดินจะมีการเปิดไฟระหว่างการถ่ายภาพตัวอย่างโดยแสงไฟจะตกกระทบกับตัวอย่างดินทำมุม 90 องศา และมีการนำกระดาษฟรอยด์ติดไว้ 3 ด้าน เพื่อให้การสะท้อนแสงไปตกที่ตัวอย่างดินและสามารถช่วยลบเงาได้ ระยะโฟกัสระหว่างกล้องด้านบนกับตัวอย่างดิน 22 เซนติเมตร ดังรูปที่ 4 (ข) ภายนอกเครื่องมือภาพถ่ายตัวอย่างดินได้มีการทำโครงท่อ PVC ที่มีขนาดใหญ่กว่าเครื่องมือภาพถ่ายตัวอย่างดิน แล้วใช้ผ้าสีดำคลุมโครงท่อ PVC เพื่อควบคุมแสงไม่ให้แสงภายนอกเข้าสู่ภายใน ส่วนการตั้งค่ากล้อง DSLR



รูปที่ 3 เครื่องมือภาพถ่ายตัวอย่างดิน

ทำการปรับโหมดการถ่ายภาพเป็นโหมด M ค่ารูรับแสงที่ F20 ค่าชดเชยแสง ISO100 ความเร็วชัตเตอร์อยู่ประมาณ 1/13 ตั้งระบบวัดแสงให้เฉลี่ยทั้งภาพ เพื่อทำให้ภาพคมชัดที่สุด

ก



ข

รูปที่ 4 ภายในเครื่องมือภาพถ่ายตัวอย่างดิน

3.2.2 การทดสอบการหดตัวด้วยวิธีภาพถ่าย (shrinkage test by image processing)

สำหรับการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายงานในวิจัยนี้จะใช้แบบฝาวงกลม ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 7 เซนติเมตร หนา 0.8 เซนติเมตร โดยในขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างจะนำดินเหนียวอ่อนมาอบให้แห้งแล้วบดเป็นผงนำมาผสมกับน้ำ ปูนซีเมนต์ และเถ้าลอย ตามส่วนผสมที่ได้ออกแบบไว้ดังตารางที่ 2 แล้วทำการหล่อตัวอย่างในแบบฝาวงกลม นำตัวอย่างไปถ่ายรูปเริ่มต้นใน soil studio หลังจากนั้นนำไปห่อด้วยพลาสติกแล้วนำไปบ่มตามอายุที่ต้องการนำไปทดสอบ แล้วนำไปถ่ายรูปหลังจากการบ่มตัว แล้วนำตัวอย่างไปอบที่อุณหภูมิ 105±5 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง นำตัวอย่างไปถ่ายรูปสุดท้ายหลังจากการอบ สำหรับอัตราส่วนผสมในการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายของดินเหนียวอ่อนผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย

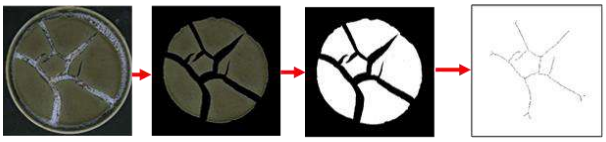
ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมในการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่าย

LI (W_c,%)	C/W_c	เปอร์เซนต์เถ้าลอยแทนที่ เปอร์เซ็นต์ปูนซีเมนต์	อายุการบ่มตัว
1.3, 1.6	0.3, 0.4	0, 15, 30, 45, 60	7, 28, 60

*LI คือ ดัชนีเหลว (liquidity index), C/W_c คือ เปอร์เซ็นต์ปูนซีเมนต์ต่อเปอร์เซ็นต์น้ำในมวลดิน, FA คือ เปอร์เซ็นต์เถ้าลอย (fly ash)

3.2.3 การประมวลผลภาพถ่าย (image processing)

หลังจากการถ่ายภาพตัวอย่างดิน ดังรูปที่ 5 (ก) แล้วนำภาพถ่ายมาเข้าในโปรแกรม Photoshop CS6 เพื่อทำการตัดรูปเฉพาะส่วนที่เป็นผิวดิน ดังรูปที่ 5 (ข) หลังจากนั้นนำภาพที่ตัดเสร็จแล้วไปเข้าโปรแกรม PCAS และโปรแกรม ImageJ เพื่อวิเคราะห์รอยแตกและการหดตัวของตัวอย่างดิน โดยนำภาพที่ตัดเสร็จไปแปลงภาพเป็นภาพไบนารี (Binary) ดังรูปที่ 5 (ค) เพื่อหาพื้นที่การหดตัว (A_{sk}) และพื้นที่รอยแตก (A_c) ของตัวอย่างดิน หลังจากนั้นนำภาพไบนารีไปแปลงเป็นภาพเส้นโครงรอยแตก ดังรูปที่ 5 (ง) เพื่อหาความยาวรอยแตก (L_c) และความกว้างรอยแตกเฉลี่ย ($W_{c,av}$) ของตัวอย่างดิน พารามิเตอร์ดังกล่าวสามารถนำไปคำนวณค่าปัจจัยความหนาแน่นรอยแตก (crack density factor, CDF) และ ปัจจัยความเข้มรอยแตก (crack intensity factor, CIF) ดังสมการที่ 1 และ 2 ตามลำดับ โดยอ้างอิงจากงานวิจัยของ K. Mukherjee and A. K. Mishra (2019) [7] ส่วนความกว้างรอยแตกเฉลี่ย (W_c) คำนวณจากสมการที่ 3 โดยอ้างอิงจากงานวิจัยของ El-Halim et al. (2017) [5]



(ก) (ข) (ค) (ง)

รูปที่ 5 ขั้นตอนการประมวลผลภาพ (ก) ภาพถ่ายจากกล้องดิจิตอล, (ข) ภาพตัดเฉพาะผิวดิน, (ค) ภาพไบนารี, (ง) ภาพเส้นโครงรอยแตก

$$CDF = \frac{A_{sk} + A_c}{A_i} \times 100\% \quad (1)$$

$$CIF = \frac{A_c}{A_r} \times 100\% \quad (2)$$

โดยที่ A_i คือ พื้นที่ผิวตัวอย่างดินเริ่มต้น (พิกเซล), A_r คือ พื้นที่ผิวตัวอย่างดินที่ลดลง (พิกเซล), A_c คือ พื้นที่รอยแตกของตัวอย่างดิน (พิกเซล), A_{sk} คือ พื้นที่การหดตัวของตัวอย่างดิน (พิกเซล)

$$W_{c,av} = \frac{A_c}{L_c} \quad (3)$$

โดยที่ $W_{c,av}$ คือ ความกว้างรอยแตกเฉลี่ย (เซนติเมตร), A_c คือ พื้นที่รอยแตก (ตารางเซนติเมตร), L_c คือ ความยาวรอยแตก (เซนติเมตร)

4. ผลงานวิจัย

4.1 ผลการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่าย

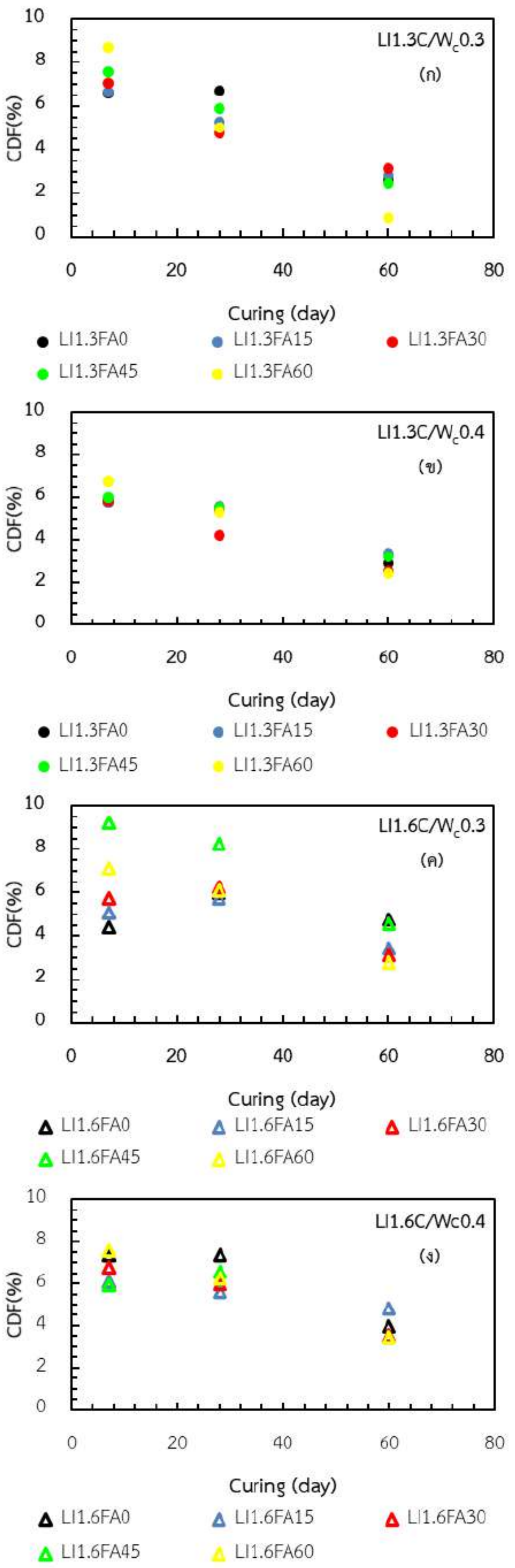
4.1.1 ปัจจัยความหนาแน่นรอยแตก (crack density factor, CDF)

เมื่อวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่าง CDF หรือเปอร์เซ็นต์การหดตัวกับอายุการบ่มตัว (curing) ที่อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเปอร์เซ็นต์น้ำในมวลดิน (C/W_c) ระหว่าง 0.3 กับ 0.4 ดัชนีเหลว (LI) 1.3 กับ 1.6 และแปรผันตามเปอร์เซ็นต์เถ้าลอยที่แทนที่ปูนซีเมนต์ 0 15 30 45 และ 60 จากผลการทดสอบในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ดังแสดงในรูปที่ 6 (ก) พบว่าค่า CDF สูงซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 9 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 6 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วันจากนั้นค่า CDF จะลดลงประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 8 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 5 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันค่า CDF ลดลงอย่างเห็นได้ชัดอยู่ประมาณ 5 เปอร์เซ็นต์ซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 3 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 0.8 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งอาจเป็นเพราะการทำปฏิกิริยาปอตโซลานิกของเถ้าลอย โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด

ในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.4 ดังแสดงในรูปที่ 6 (ข) พบว่ามีแนวโน้มการหดตัวที่ลดลงเหมือนกับส่วนผสม LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ซึ่งมีค่า CDF ต่ำกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ประมาณ 1 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัว 7 และ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันค่า CDF ลดลงอย่างเห็นได้ชัดอยู่ประมาณ 3 เปอร์เซ็นต์ซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 3 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 2 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งมีค่า CDF พอๆ กับส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 รวมถึงส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 มีการหดตัวตัวต่ำสุด ดังนั้นการเพิ่มปริมาณเถ้าลอยสามารถช่วยลดการหดตัวได้

ในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ดังแสดงในรูปที่ 6 (ค) พบว่าค่า CDF สูงซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 10 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 4 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งต่ำกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วันจากนั้นค่า CDF จะลดลงอยู่ประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 8 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 6 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 15 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันค่า CDF ลดลงอย่างเห็นได้ชัดอยู่ประมาณ 3 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 5 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 2 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งอาจเป็นเพราะการทำปฏิกิริยาปอตโซลานิกของเถ้าลอย โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด ซึ่งมีการหดตัวที่สูงกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 ประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์

สุดท้ายในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.4 ดังแสดงในรูปที่ 6 (ง) พบว่าค่า CDF สูงซึ่งค่ามากที่สุดอยู่ที่ 8 เปอร์เซ็นต์ และค่าน้อยที่สุดอยู่ที่ 6 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งต่ำกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วัน จากนั้นค่า CDF จะลดลงเล็กน้อยประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 15 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันค่า CDF ลดลงอย่างเห็นได้ชัดอยู่ประมาณ 2 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์มีค่าการหดตัวตัวต่ำสุด ซึ่งมีการหดตัวที่สูงกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 ประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่าง CDF กับอายุการบ่มตัว (curing) (ก) LI1.3C/W_c0.3 (ข) LI1.3C/W_c0.4 (ค) LI1.6C/W_c0.3 (ง) LI1.6C/W_c0.4

โดยสรุปแล้ว การเพิ่มปริมาณเถ้าลอยสามารถช่วยลดการหดตัวได้ในอายุการบ่มตัวที่เพิ่มขึ้นได้ ดังกลไลการลดการหดตัวในหัวข้อที่ 2 ซึ่งส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอยเท่ากับ 60 เปอร์เซ็นต์จะมีค่าการหดตัวที่ต่ำที่สุด เป็นเพราะการจัดเรียงตัวใหม่ของอนุภาคดินที่เกิดจากการแทนที่ปูนซีเมนต์โดยเถ้าลอย อนุภาคขนาดเล็กของเถ้าลอยช่วยลดขนาดของช่องว่างในมวลดินทำให้ลดอัตราการหดตัวตามขนาดของช่องว่างที่ลดลงไปด้วย (Chompoorat and Likitlersuang, 2016) [3] ต่อมา C/W_c เท่ากับ 0.3 จะมีการหดตัวน้อยกว่า 0.4 อยู่เล็กน้อย เพราะปริมาณซีเมนต์ที่มากขึ้นทำให้เกิดการหดตัวมากขึ้น ซึ่งการผสมปูนซีเมนต์ในดินเนื้อละเอียดเป็นอัตราการเกิดของรอยแตกหดตัว อย่างไรก็ตาม Chompoorat and Likitlersuang (2016) [3] ได้อธิบายว่าการเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์เป็นอีกสาเหตุที่ทำให้ลดการหดตัวลด เพราะการเพิ่มปูนซีเมนต์จะทำให้ตัวอย่างมีความแข็งแรงสูงขึ้นส่งผลให้ความเค้นแรงดึงภายในช่องว่างสูงจึงทำให้การหดตัวลดลง และที่ LI เท่ากับ 1.3 มีการหดตัวน้อยกว่า 1.6 อยู่เล็กน้อย ซึ่งผลการทดสอบตรงกับงานวิจัยของ Singh et al. (2017) [8] ที่ว่าค่า CDF ที่เพิ่มขึ้นเป็นผลจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นในดินเริ่มต้น

นอกจากนี้ยังพบว่า ดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ จะมีการหดตัวที่สูงมาก โดยที่อายุการบ่มตัว 7 วันที่ค่า CDF ประมาณ 34 เปอร์เซ็นต์สำหรับ LI เท่ากับ 1.3 และค่า CDF ประมาณ 37 เปอร์เซ็นต์ สำหรับ LI เท่ากับ 1.6 จากนั้นค่า CDF ลดลงประมาณ 1 ถึง 2 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัว 28 วัน จนอายุการบ่มตัวที่ 60 วันค่า CDF เพิ่มขึ้นเล็กน้อยจนแทบจะคงที่ประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งค่า CDF ประมาณ 36 เปอร์เซ็นต์สำหรับ LI เท่ากับ 1.3 และค่า CDF ประมาณ 36 เปอร์เซ็นต์ สำหรับ LI เท่ากับ 1.6 ซึ่งเมื่อเทียบกับดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพมีการหดตัวที่ต่ำมาก ซึ่งมีการหดตัวต่างกันอยู่ประมาณ 25 เปอร์เซ็นต์ สำหรับผลการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.3 จะแสดงในตารางที่ 3 และสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.6 จะแสดงในตารางที่ 4

4.1.2 ปัจจัยความเข้มรอยแตก (crack intensity factor, CIF)

สำหรับผลการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.3 จะแสดงในตารางที่ 3 และสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.6 จะแสดงในตารางที่ 4 ซึ่งค่าความเข้มรอยแตก (CIF) จะมีค่าเฉพาะตัวอย่างดินที่มีรอยแตกเท่านั้น ซึ่งมีอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเปอร์เซ็นต์น้ำในมวลดิน (C/W_c) ระหว่าง 0.3 กับ 0.4 ดัชนีเหลว (LI) 1.3 กับ 1.6 และแปรผันตามเปอร์เซ็นต์เถ้าลอยที่แทนที่ปูนซีเมนต์ 0 15 30 45 และ 60 จากผลการทดสอบในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 พบว่าไม่มีค่า CIF หรือไม่มีรอยแตก ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วัน จากนั้นมีเกิดรอยแตกเพียงแค่ 1 ส่วนผสมคือส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 เปอร์เซ็นต์มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.06 เปอร์เซ็นต์ซึ่งเป็นส่วนผสมที่มีค่าการหดตัวต่ำสุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบการหดตัวสำหรับดัชนีเหลวเท่ากับ 1.3

Mix	Curing (day)	CDF (%)	CIF (%)	Wc (cm)
LI1.3	7	34.096 ± 1.504	17.058 ± 0.559	0.135 ± 0.002
	28	33.714 ± 0.730	16.947 ± 1.763	0.121 ± 0.024
	60	36.456 ± 0.660	13.962 ± 0.564	0.137 ± 0.021
LI1.3C/W0.3FA0	7	6.556 ± 0.275	-	-
	28	6.703 ± 0.494	-	-
	60	2.620 ± 0.223	0.207 ± 0.171	0.008 ± 0.005
LI1.3C/W0.3FA15	7	6.641 ± 0.090	-	-
	28	5.298 ± 1.046	-	-
	60	2.853 ± 1.396	0.032 ± 0.032	0.002 ± 0.002
LI1.3C/W0.3FA30	7	7.037 ± 0.492	-	-
	28	4.767 ± 0.207	0.060 ± 0.039	0.005 ± 0.003
	60	3.159 ± 0.424	-	-
LI1.3C/W0.3FA45	7	7.588 ± 0.114	-	-
	28	5.898 ± 0.285	-	-
	60	2.466 ± 0.459	0.061 ± 0.040	0.011 ± 0.004
LI1.3C/W0.3FA60	7	8.706 ± 0.303	-	-
	28	5.019 ± 0.404	-	-
	60	0.876 ± 0.319	-	-
LI1.3C/W0.4FA0	7	5.783 ± 0.250	0.002 ± 0.001	0.004 ± 0.002
	28	5.387 ± 0.356	-	-
	60	2.871 ± 0.734	-	-
LI1.3C/W0.4FA15	7	5.760 ± 0.297	-	-
	28	5.543 ± 0.111	-	-
	60	3.341 ± 0.218	-	-
LI1.3C/W0.4FA30	7	5.807 ± 0.514	-	-
	28	4.209 ± 0.542	-	-
	60	2.509 ± 0.931	0.012 ± 0.009	0.002 ± 0.001
LI1.3C/W0.4FA45	7	5.965 ± 0.219	-	-
	28	5.506 ± 0.547	-	-
	60	3.227 ± 0.178	0.001 ± 0.001	0.001 ± 0.001
LI1.3C/W0.4FA60	7	6.777 ± 0.612	-	-
	28	5.306 ± 0.403	0.074 ± 0.039	0.004 ± 0.002
	60	2.403 ± 0.610	0.054 ± 0.035	0.003 ± 0.002

*หมายเหตุ ข้อมูลแสดงเป็นค่าเฉลี่ย ± 1ค่าความคลาดเคลื่อนมาตรฐาน (SE) ซึ่งได้มาจากตัวแปรอิสระซ้ำ 3 ค่า

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบการหดตัวสำหรับดัชนีเหลวเท่ากับ 1.6

Mix	Curing (day)	CDF (%)	CIF (%)	Wc (cm)
LI1.6	7	37.770 ± 1.016	10.336 ± 0.000	0.074 ± 0.000
	28	35.785 ± 0.073	21.313 ± 0.199	0.151 ± 0.008
	60	36.901 ± 0.774	14.162 ± 0.000	0.117 ± 0.000
LI1.6C/W0.3FA0	7	4.404 ± 0.604	-	-
	28	6.012 ± 0.698	-	-
	60	4.766 ± 0.294	0.046 ± 0.031	0.006 ± 0.004
LI1.6C/W0.3FA15	7	5.064 ± 0.347	0.012 ± 0.012	0.002 ± 0.002
	28	5.736 ± 0.115	-	-
	60	3.450 ± 0.087	-	-
LI1.6C/W0.3FA30	7	5.724 ± 0.792	-	-
	28	6.241 ± 0.517	0.040 ± 0.040	0.002 ± 0.002
	60	3.130 ± 0.153	-	-
LI1.6C/W0.3FA45	7	9.225 ± 0.439	0.008 ± 0.008	0.003 ± 0.003
	28	8.261 ± 0.125	-	-
	60	4.572 ± 0.481	0.097 ± 0.046	0.007 ± 0.002
LI1.6C/W0.3FA60	7	7.134 ± 0.111	-	-
	28	6.124 ± 0.301	-	-
	60	2.790 ± 0.098	0.002 ± 0.002	0.001 ± 0.001
LI1.6C/W0.4FA0	7	7.354 ± 0.581	-	-
	28	7.340 ± 0.369	-	-
	60	3.966 ± 0.125	-	-
LI1.6C/W0.4FA15	7	6.065 ± 0.618	-	-
	28	5.595 ± 0.162	-	-
	60	4.832 ± 0.474	-	-
LI1.6C/W0.4FA30	7	6.759 ± 0.181	0.011 ± 0.010	0.004 ± 0.002
	28	5.970 ± 0.336	0.001 ± 0.000	0.004 ± 0.000
	60	3.564 ± 0.144	-	-
LI1.6C/W0.4FA45	7	5.912 ± 0.093	0.002 ± 0.002	0.002 ± 0.002
	28	6.559 ± 0.393	-	-
	60	3.422 ± 0.191	0.008 ± 0.008	0.001 ± 0.001
LI1.6C/W0.4FA60	7	7.551 ± 0.108	-	-
	28	6.232 ± 0.096	0.087 ± 0.043	0.005 ± 0.002
	60	3.467 ± 0.161	0.067 ± 0.042	0.005 ± 0.001

*หมายเหตุ ข้อมูลแสดงเป็นค่าเฉลี่ย ± 1ค่าความคลาดเคลื่อนมาตรฐาน (SE) ซึ่งได้มาจากตัวแปรอิสระซ้ำ 3 ค่า

60 วันมีรอยแตกเพิ่มขึ้นมาเป็น 3 ส่วนผสมคือส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 0 15 และ 45 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีรอยแตกน้อยสุด คือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 15 มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.03 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งอาจเป็นเพราะการทำปฏิกิริยาปอตโซลานิกของเถ้าลอย

ในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.4 พบว่าเกิดรอยแตกเพียงแค่ 1 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่ไม่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.002 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วันจากนั้นเกิดรอยแตกเพียงแค่ 1 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.07 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันมีรอยแตกเพิ่มขึ้นมาเป็น 3 ส่วนผสมคือส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 45 และ 60 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีรอยแตกน้อยสุด คือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 45 มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.001 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์เท่ากันมีรอยแตกลดลงประมาณ 0.02 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งมีรอยแตกที่ต่ำกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.3 และ C/W_c เท่ากับ 0.3

ในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.3 พบว่าเกิดรอยแตกเพียง 2 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 15 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.01 เปอร์เซ็นต์และ 45 เปอร์เซ็นต์ มีค่า

CIF อยู่ประมาณ 0.007 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วันจากนั้นเกิดรอยแตกเพียงแค่ 1 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.04 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันมีรอยแตกเพิ่มขึ้นมาเป็น 3 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 0 45 และ 60 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีรอยแตกน้อยสุด คือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.002 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งอาจเป็นเพราะการทำปฏิกิริยาปอตโซลานิกของเถ้าลอย

สุดท้ายในส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.4 พบว่าเกิดรอยแตก 2 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.01 เปอร์เซ็นต์และ 45 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.002 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 วันจากนั้นเกิดรอยแตก 2 ส่วนผสมคือ ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 30 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.001 เปอร์เซ็นต์และ 60 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.08 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันมีรอยแตก 2 ส่วนผสมคือส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 45 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.008 เปอร์เซ็นต์และ 60 เปอร์เซ็นต์ มีค่า CIF อยู่ประมาณ 0.06 เปอร์เซ็นต์ โดยที่ส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย (FA) 60 เปอร์เซ็นต์เท่ากัน รอยแตกลดลงประมาณ 0.02 เปอร์เซ็นต์ ซึ่งมีรอยแตกที่ต่ำกว่าส่วนผสมที่มี LI เท่ากับ 1.6 และ C/W_c เท่ากับ 0.3

โดยสรุปแล้ว การเกิดรอยแตกในส่วนผสมจำนวนน้อยมากและส่วนใหญ่แทบจะไม่มีรอยแตกเลย ที่อายุการบ่มตัวที่ 7 และ 28 วัน จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันพบว่าการเกิดรอยแตกในแต่ละส่วนผสมเพิ่มขึ้นแต่ในส่วนผสมเดียวกันจะช่วยลดรอยแตกลงในอายุการบ่มตัวที่เพิ่มขึ้นนอกจากนี้ส่วนผสมที่มี C/W_c เท่ากับ 0.4 มีค่า CIF น้อยกว่า 0.3 และ LI เท่ากับ 1.3 จะมีค่า CIF น้อยกว่า 1.6 ที่อายุการบ่มตัว 60 วัน โดยค่า CIF ที่เพิ่มขึ้นเป็นผลจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นในดิน ซึ่งผลการทดสอบตรงกับ Singh et al. (2017) [8] ที่ว่าความเข้มรอยแตกจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นในมวลดินเริ่มต้น และจากผลการทดสอบการเพิ่มปริมาณเถ้าลอยอาจทำให้เกิดรอยแตกมากขึ้นในแต่ละส่วนผสมเมื่ออายุการบ่มตัวมากขึ้น แต่ในส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย 15 เปอร์เซ็นต์จะไม่พบรอยแตก หรือเกิดรอยแตกน้อยที่สุด เมื่อเทียบกับส่วนผสมที่ใส่ปริมาณเถ้าลอยมากขึ้น

นอกจากนี้ยังพบว่า ดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ จะเกิดรอยแตกจำนวนมาก โดยที่อายุการบ่มตัว 7 วันที่ค่า CIF ประมาณ 17 เปอร์เซ็นต์ สำหรับ LI เท่ากับ 1.3 จากนั้นค่า CIF ลดลงประมาณ 1 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัว 28 วัน จนอายุการบ่มตัวที่ 60 วันค่า CIF ลดลงประมาณ 4 เปอร์เซ็นต์ สำหรับ LI เท่ากับ 1.6 ที่อายุการบ่มตัว 7 วันมีค่า CIF ประมาณ 10 เปอร์เซ็นต์ จากนั้นค่า CIF จะเพิ่มขึ้นประมาณ 11 เปอร์เซ็นต์ ที่อายุการบ่มตัว 28 วัน จนอายุการบ่มตัวที่ 60 วันค่า CIF ลดลงประมาณ 7 เปอร์เซ็นต์ อาจเป็นเพราะมีความชื้นในมวลดินสูงทำให้รอยแตกเพิ่มขึ้นโดยรวมของรอยแตกเมื่อเทียบกับดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพพบว่าช่วยลดการเกิดรอยแตกลงประมาณ 14 เปอร์เซ็นต์

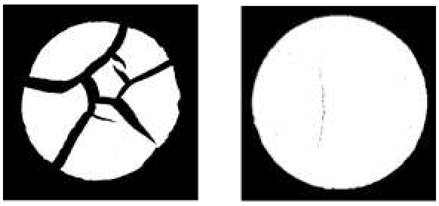
4.1.3 ความกว้างรอยแตกเฉลี่ย
(average crack width, $W_{c,av}$)

สำหรับผลการทดสอบการหดตัวโดยวิธีภาพถ่ายสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.3 จะแสดงในตารางที่ 3 และสำหรับดัชนีเหลว (LI) เท่ากับ 1.6 จะแสดงในตารางที่ 4 ซึ่งค่าความความกว้างรอยแตกเฉลี่ย ($W_{c,av}$) จะมีค่าเฉพาะตัวอย่างดินที่มีรอยแตกเท่านั้นซึ่งเหมือนกับค่าปัจจัยความเข้มรอยแตก ซึ่งมีอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อเปอร์เซ็นต์น้ำ (C/W_c) ระหว่าง 0.3 กับ 0.4 ดัชนีเหลว (LI) 1.3 กับ 1.6 และแปรผันตามเปอร์เซ็นต์เถ้าลอยที่แทนที่ปูนซีเมนต์ 0 15 30 45 และ 60 จากผลการทดสอบพบว่าพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงคล้ายกับค่า CIF กล่าวคือ เมื่อมีค่า CIF เพิ่มขึ้นจะทำให้มีค่า $W_{c,av}$ เพิ่มขึ้นเช่นกัน สอดคล้องการงานวิจัยของ Tang et. al. 2012 [9] ที่ว่าค่า CIF และ $W_{c,av}$ มีทิศทางเดียวกัน ซึ่งการเพิ่มปริมาณเถ้าลอยอาจทำให้เกิดความกว้างรอยแตกในแต่ละส่วนผสมมากขึ้นเมื่ออายุการบ่มตัวมากขึ้น แต่ในส่วนผสมเดียวกันยังช่วยลดความกว้างรอยแตกด้วยเมื่ออายุการบ่มตัวเพิ่มขึ้น นอกจากนี้ส่วนผสมที่มี C/W_c เท่ากับ 0.4 มีค่า $W_{c,av}$ น้อยกว่า 0.3 และ LI เท่ากับ 1.3 จะมีค่า $W_{c,av}$ น้อยกว่า 1.6 ที่อายุการบ่มตัว 60 วัน โดยค่า $W_{c,av}$ ที่เพิ่มขึ้นเป็นผลจากการเพิ่มขึ้นของความชื้นในดิน ซึ่งผลการทดสอบตรงกับ Singh et al. (2017) [8] ที่ว่าความกว้างรอยแตกจะเพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นในมวลดินเริ่มต้น โดยส่วนผสมที่มีปริมาณเถ้าลอย 15 เปอร์เซ็นต์จะไม่พบรอยแตก หรือเกิดความกว้างรอยแตกน้อยที่สุด เมื่อเทียบกับส่วนผสมที่ใส่ปริมาณเถ้าลอยมากขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า ดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ จะเกิดรอยแตกจำนวนมาก โดยที่อายุการบ่มตัว 7 วันที่ค่า $W_{c,av}$ ประมาณ 0.13 เซนติเมตร สำหรับ LI เท่ากับ 1.3 และค่า $W_{c,av}$ ประมาณ 0.074 เซนติเมตร สำหรับ LI เท่ากับ 1.6 จากนั้นค่า $W_{c,av}$ ลดลงหรือเพิ่มขึ้นเล็กน้อย จนอายุการบ่มตัวที่ 60 วันค่า $W_{c,av}$ ลดลงเล็กน้อยจนแทบจะคงที่ ซึ่งค่า $W_{c,av}$ ประมาณ 0.137 เซนติเมตร สำหรับ LI เท่ากับ 1.3 และค่า $W_{c,av}$ ประมาณ 0.117 เซนติเมตร สำหรับ LI เท่ากับ 1.6 ซึ่งเมื่อเทียบกับดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพพบว่าช่วยลดความกว้างรอยแตกประมาณ 0.1 เซนติเมตร นอกจากนี้ LI เท่ากับ 1.6 มีค่า $W_{c,av}$ น้อยกว่า LI เท่ากับ 1.3

4.2 ลักษณะรอยแตกของตัวอย่างดิน

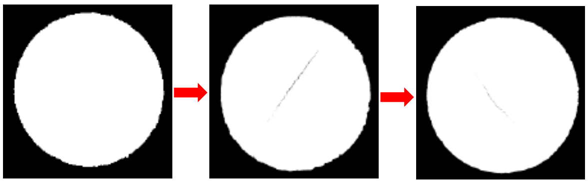
ลักษณะรอยแตกของดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพกับดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ ดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่าลักษณะรอยแตกของตัวอย่างมีความแตกต่างกันอย่างชัดเจน โดยตัวอย่างดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพจะมีรอยแตกเป็นจำนวนมาก ก้อนรอยแตกแยกออกจากกันอย่างชัดเจน ทำให้มีความยาวรอยแตก และความกว้างรอยแตกมาก โดยลักษณะรอยแตกจะมีลักษณะเป็นรูป “T” และ “Y” ซึ่งลักษณะรอยแตกรูปร่างตัว “T” มักจะมีจุดตัดที่เกิดขึ้นถูกครอบด้วยรูปร่าง “Y” ดังรูปที่ 7 (ก) และเมื่อเปรียบเทียบกับดินที่ปรับปรุงคุณภาพพบว่ามีรอยแตกน้อยกว่าดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ โดยลักษณะรอยแตกจะเป็นรอยแตกตามยาวมีความกว้างของรอยแตกเล็กน้อย ดังรูปที่ 7 (ข) ซึ่งผลการทดสอบดังกล่าวมีลักษณะคล้ายกับ

งานวิจัยของ Tang et al. (2012) [9] ที่ลักษณะรอยแตกการหดตัวแบบแห้งของดินเหนียวจะมีลักษณะเป็นรูปตัว “T” “Y” และ “+”



(ก) (ข)

รูปที่ 7 ลักษณะรอยแตก (ก) ดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ (ข) ดินที่ปรับปรุงคุณภาพ



(ก) (ข) (ค)

รูปที่ 8 การพัฒนารอยแตกของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ (ก) ที่อายุการบ่มตัว 7 วัน (ข) ที่อายุการบ่มตัว 28 วัน (ค) ที่อายุการบ่มตัว 60 วัน

การพัฒนารอยแตกของดินที่ปรับปรุงคุณภาพที่อายุการบ่มตัวที่เพิ่มขึ้นดังแสดงในรูปที่ 8 พบว่าเมื่อที่อายุการบ่มตัว 7 วันไม่พบรอยแตกหรือเกิดรอยแตกน้อยมาก ดังรูปที่ 8 (ก) จากนั้นได้เกิดรอยแตกเป็นเส้นตามยาว ซึ่งรอยแตกมีความยาวมากเกือบจะแบ่งพื้นที่ผิวตัวอย่างดินออกเป็นส่วนๆ และความกว้างรอยแตกหนาเล็กน้อยที่อายุการบ่มตัว 28 วัน ดังรูปที่ 8 (ข) จนอายุการบ่มตัวครบ 60 วันเกิดรอยแตกที่มีความยาวลดลงอย่างเห็นได้ชัดและมีความยาวน้อยกว่ารอยแตกที่อายุการบ่มตัว 28 วัน และความกว้างรอยแตกลดลงจนบางมาก อาจเป็นเพราะปฏิกิริยาปอตโซลานนิกของเถ้าลอย ดังรูปที่ 8 (ค) โดยที่อายุการบ่มตัว 7 วันไม่เกิดรอยแตกหรือมีรอยแตกเล็กน้อยนั้นคล้ายกับผลงานวิจัยของ Rafizul and Datta (2018) [10] เนื่องจากการผสมปูนซีเมนต์ทำให้รอยแตกลดลง หรือเกิดรอยแตกขึ้นเล็กน้อย ในช่วงการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นที่ยังไม่สมบูรณ์

5. บทสรุป

1. ความหนาแน่นรอยแตก (CDF) พบว่าดินเหนียวอ่อนผสมปูนซีเมนต์เมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอยทำให้การหดตัวลดลง และเมื่อค่า CDF เพิ่มขึ้นเมื่อมีปริมาณน้ำในมวลดินเริ่มต้นมาก นอกจากนี้ดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพพบว่าช่วยลดการหดตัวให้ต่ำมากประมาณ 25 เปอร์เซ็นต์เมื่อเทียบกับดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ

2. ความเข้มรอยแตก (CIF) พบว่าดินเหนียวอ่อนผสมปูนซีเมนต์เมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอยทำให้รอยแตกลดลง และทำให้แต่ละส่วนผสมเกิดรอยแตกมากขึ้น แต่ส่วนผสมที่เพิ่มปริมาณเถ้าลอย 15 เปอร์เซ็นต์สามารถลดรอยแตกได้ต่ำที่สุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 และ 60 วัน จึงเป็นปริมาณเถ้าลอยที่เหมาะสม และเมื่อค่า CIF เพิ่มขึ้นเมื่อมีปริมาณน้ำในมวลดินเริ่มต้นมาก นอกจากนี้ดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพพบว่าช่วยลดการเกิดรอยแตกประมาณ 14 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเทียบกับดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ

3. ความกว้างรอยแตกเฉลี่ย ($W_{c,av}$) พบว่ามีพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงคล้ายกับค่าความเข้มรอยแตก เมื่อค่า CIF มากขึ้นทำให้ค่า $W_{c,av}$ มากขึ้นด้วย ในดินเหนียวอ่อนผสมปูนซีเมนต์เมื่อเพิ่มปริมาณเถ้าลอยทำให้ความกว้างรอยแตกลดลง นอกจากนี้ในส่วนผสมที่เพิ่มปริมาณเถ้าลอย 15 เปอร์เซ็นต์สามารถลดความกว้างรอยแตกได้ต่ำที่สุด ที่อายุการบ่มตัวที่ 28 และ 60 วัน จึงเป็นปริมาณเถ้าลอยที่เหมาะสม และเมื่อค่า $W_{c,av}$ เพิ่มขึ้นเมื่อมีปริมาณน้ำในมวลดินเริ่มต้นมาก นอกจากนี้ดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพพบว่าช่วยลดความกว้างรอยแตกประมาณ 0.1 เซนติเมตรเมื่อเทียบกับดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ

4. ดินที่ปรับปรุงคุณภาพส่วนใหญ่จะไม่พบรอยแตกหรือมีรอยแตกน้อยกว่าดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพ โดยลักษณะของรอยแตกดินที่ไม่ได้ปรับปรุงคุณภาพมีลักษณะรอยแตกรูปร่างตัว “T” มักจะมีจุดตัดที่เกิดขึ้นถูกครอบด้วยรูปร่าง “Y”

5. การพัฒนารอยแตกของดินที่ปรับปรุงคุณภาพส่วนใหญ่จะเกิดรอยแตกเป็นเส้นตามยาว ซึ่งมีความยาวมาก และมีความกว้างรอยแตกที่หนาในอายุการบ่มตัวที่ 28 วัน จนเมื่ออายุการบ่มตัวที่ 60 วัน ความยาวรอยแตกและความกว้างรอยแตกจะลดลงอย่างเห็นได้ชัด

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากมหาวิทยาลัยพะเยา ภายใต้ทุนพัฒนาบัณฑิตศึกษาปี 2563

เอกสารอ้างอิง

[1] ชยานนท์ ศรีเจริญ, รุ้งลาวัลย์ ราชัน และ สุขสันติ์ หอพิบูลสุข (2557). การพัฒนากำลังของเสาเข็มดินซีเมนต์และเสาเข็มดินซีเมนต์ผสมเถ้าลอยในชั้นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ. *วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ. ปีที่ 37*, กรุงเทพมหานคร, 2 เมษายน – มิถุนายน, หน้า 151-164.

[2] ปิยะ รัตนสุวรรณ และ วรรณสิริ พันธ์อุไร (2555). การวิเคราะห์และออกแบบเสาเข็มดินซีเมนต์ระบบกำแพงกันดิน อาคารจอดรถ อิมแพ็ค อารีน่า เมืองทองธานี. วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา ปีที่ 23 ฉบับที่ 2.

[3] T. Chompoorat and S. Likitlersuang (2016). Assessment of shrinkage characteristic in blended cement and fly ash admixed soft clay. Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol 2 (6), pp. 311-316.

[4] Chaosheng Tang, Bin Shi, Chun Liu, Lizheng Zhao and Baojun Wang (2008). Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils. Engineering Geology, Vol 101, pp. 204-217.

[5] A.A. Abd El-Halim (2017). Image processing technique to assess the use of sugarcane pith to mitigate clayey soil cracks: Laboratory experiment. Soil & Tillage Research, Vol 169, pp. 138-145.

[6] Y. H. Cho, K. W. Lee, and S. W. Ryu (2006). Development of Cement-Treated Base Material for Reducing Shrinkage Cracks. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 1952(1), pp. 134-143

[7] K. Mukherjee and A. K. Mishra (2019). Hydro-Mechanical Properties of Sand-Bentonite-Glass Fiber Compositefor Landfill Application. KSCE Journal of Civil Engineering (2019), Vol 23(11), pp. 4631-4640.

[8] S. P. Singh, S. Rout & A. Tiwari (2017). Quantification of desiccation cracks using image analysis technique. International Journal of Geotechnical Engineering, Vol 12(4), pp. 383-388.

[9] Chao-Sheng Tang, Bin Shi, Yu-Jun Cui, Chun Liu, and Kai Gu (2012). Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber–reinforced clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal* 2012, Vol 49(9), pp. 1088-1101.

[10] I. M. Rafizul and D. Datta (2018). Quantification of Geometrical and Morphological Characteristics of Desiccation Crack and Shrinkage Behavior of Composite Clay Liner. Iranica Journal of Energy & Environment, Vol 9(4), pp.284-294

แบบจำลองความสัมพันธ์สำหรับพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างผิวเรียบ
Constitutive for granular soil-structure interface behavior

เอกรินทร์ สุดใจ[1*] สุริยาวุธ ประอ้าย[2] นิพันธ์ อินสุข[3] ขวัญสิรินภา ธนะวงศ์[4] และ ธีระวัชร เกี่ยงคำ[5]
[1,2,3,4] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา* [5]*โยธาธิการและผังเมือง จ.พะเยา*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างโดยใช้เครื่องมือ Direct shear test ทรายที่ใช้ทดสอบเป็นทรายแม่น้ำในสภาพแห้ง ซึ่งมีความหนาแน่นสูงสุดเท่ากับ γ_{max} = 17.90 kN/m^3 และความหนาแน่นต่ำสุดเท่ากับ γ_{min} = 15.50 kN/m^3 ในการทดสอบจะใช้ทรายที่มีความหนาแน่นเริ่มต้น 2 ความหนาแน่น (Dr = 35% และ Dr = 85%) โดยใช้หน่วยแรงกระทำขนาด (σ_n) 100 , 200 , 300 kPa ภายใต้สภาวะ Constant Normal Load (CNL) และ Constant Normal Stiffness (CNS) จากการศึกษาพบว่าการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยตรงแบบ CNL หน่วยแรงตั้งฉาก (σ_n) มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือน (τ) และการเคลื่อนที่เชิงปริมาตร (การยุบตัวหรือขยายตัว [u]) ขึ้นอยู่กับสภาพเริ่มต้นของตัวอย่าง ในขณะที่การทดสอบภายใต้สภาวะ CNS ค่าหน่วยแรงตั้งฉากจะเปลี่ยนแปลงเมื่อมีแรงเฉือนมากระทำ ทรายหลวมเมื่อมีการยุบตัวจะทำให้หน่วยแรงตั้งฉากลดลง ในขณะที่ทรายแน่นการขยายตัวจะทำให้หน่วยแรงตั้งฉากเพิ่มขึ้น จะเห็นได้ว่าค่า Stiffness(k) ทำให้หน่วยแรงตั้งฉากเปลี่ยนไป ในการทำแบบจำลองเชิงตัวเลข ตัวแปรต่าง ๆ ที่อธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างสามารถหาได้จากการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงไม่ว่าจะอยู่ในสภาวะใด ๆ แบบจำลองที่ได้สามารถอธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างทรายกับโครงสร้างได้เป็นที่น่าพอใจ

คำสำคัญ: “พฤติกรรมผิวสัมผัส”, “แบบจำลองพฤติกรรมผิวสัมผัส” , “การทดสอบแรงเฉือนโดยตรง”

Abstract

This study was carried out to investigate the behavior of granular soil structure interface under Constant Normal Load (CNL) and Constant Normal Stiffness (CNS) conditions by using Casagrande direct shear apparatus. Dry sand (γ_{max} = 17.90 kN/m^3 and γ_{max} = 15.50 kN/m^3) was used in this study. Two distinct initial densities (D_r = 35% and D_r = 85%) with three values of initial normal stress (σ_n = 100, 200, 300 kPa) were investigated. It was found that the initial normal stress, initial density and loading conditions (CNL and CNS) mainly influenced the interface behavior. Under CNS condition, the dilation or contraction provided the variation of normal stress depending on the initial density. A small variation of normal stress could be observed. A constitutive modeling of granular soil-structure interface for which the changes in stress state took place depending on the initial boundary condition was proposed. Relevant variables were discussed. The simulations showed a fairly good agreement with the results obtained from interface direct shear tests.

Keywords: “Interface behavior”, “Model of Interface behavior” , “Direct shear test”

1. คำนำ

ค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างเม็ดดินกับวัสดุโครงสร้างเป็นค่าที่จำเป็นค่าหนึ่งต่อผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักและเสถียรภาพของโครงสร้างใต้ดิน ยกตัวอย่างเช่น เสาเข็ม กำแพงกันดิน เป็นต้น ซึ่งค่าแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสระหว่างดินกับวัสดุโครงสร้างนั้นแสดงความต้านทานแรงเฉือน (τ) จากความสัมพันธ์

$$\tau = \sigma \tan\delta \quad (1)$$

โดยที่ σ แสดงถึงหน่วยแรงตั้งฉากที่มากระทำกับผิวสัมผัส และ $\tan\delta$ แสดงถึงมุมเสียดทานระหว่างทรายและวัสดุโครงสร้าง การศึกษาพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินทรายและวัสดุโครงสร้างได้รับความสนใจเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง (Airrey et al., 1992; Fakharian and Evgin, 1997) อีกทั้งการคาดการณ์ผลลัพธ์ของการทดสอบได้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องด้วยเช่นกัน แบบจำลองเชิงตัวเลขต่างๆได้ถูกพัฒนาเพื่อให้สามารถอธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้าง ซึ่งที่ผ่านมานั้นสามารถอธิบายถึงพฤติกรรมการยุบตัว การขยายตัวที่ระยะเฉือนต่างๆได้เป็นอย่างที่น่าพอใจ แต่อย่างไรก็ตามแบบจำลองพวกนี้ก็มีทั้งข้อดีละข้อเสียแตกต่างกันออกไป

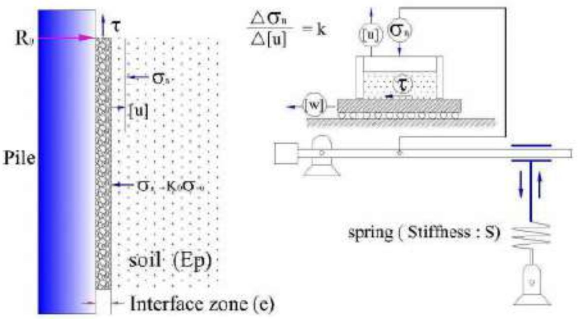
แบบจำลองความสัมพันธ์เชิงตัวเลขเพื่ออธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินและวัสดุโครงสร้างได้ถูกนำเสนอในรูปแบบต่างๆอย่างต่อเนื่อง Desai et al [1985] และ Desai and Nagaraj [1988] ได้นำเสนอทฤษฎีของความต่อเนื่อง (Continuum) แต่ปัญหาที่มักเจอนั่นคือการที่จำเป็น

จะต้องระบุความหนาที่แน่นอนของผิวสัมผัส ซึ่งความหนาของผิวสัมผัสจะมีค่าน้อยมากๆเมื่อเทียบกับชั้นดินบริเวณรอบๆโครงสร้าง

ที่ผ่านมาการศึกษาพฤติกรรมของผิวสัมผัสส่วนใหญ่จะใช้เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนโดยควบคุมหน่วยแรงตั้งฉากให้คงที่ตลอดช่วงเวลาที่มีแรงเฉือนมากระทำ (Constant normal load, CNL) ซึ่งเหมาะสมกับการศึกษากำแพงกันดิน การเสริมกำลังของที่ลาด เป็นต้น และเมื่อผิวสัมผัสมีแรงมากระทำแบบวัฏจักร ผิวสัมผัสจะแสดงถึงการเพิ่มขึ้นของความหนาแน่นเนื่องจากจำนวนรอบของแรงวัฏจักรที่มากระทำ ซึ่งจะทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงเฉือน (Fakharian and Evgin, 1997)

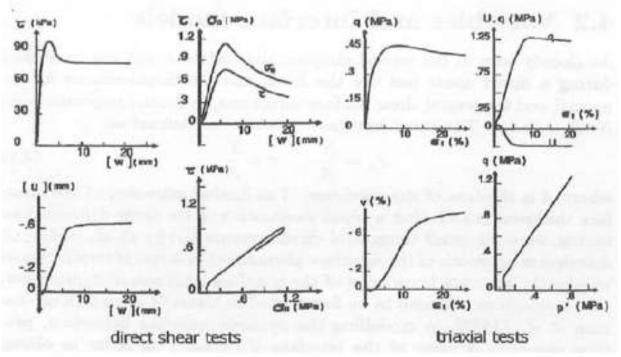
คุณลักษณะทางปริมาตรของผิวสัมผัสจะกำหนดความต้านทานแรงเฉือนระหว่างดินและโครงสร้าง ซึ่งรูปแบบของผิวสัมผัสภายใต้สภาวะ CNS (Constant normal stiffness) สามารถอธิบายได้ดังรูปที่ 1 โดยการกำหนดความแข็งแกร่งคงที่ (Stiffness, k) สำหรับเสาเข็มที่มีรัศมี R ฝังดินที่มีค่า shear modulus, G โดย e คือความหนาของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้างที่เกิดขึ้นเมื่อมีหน่วยแรงเฉือนมากระทำ $(e << R)$ ซึ่งความสัมพันธ์ของค่าความแข็งแกร่งจาก Boulon & Foray [1986] สามารถแสดงได้ดังนี้

$$k = \frac{\Delta\sigma}{\Delta u} = \frac{2G}{R} \qquad (2)$$



รูปที่ 1 การเปรียบเทียบระหว่างแรงเฉือนที่ผิวของเสาเข็มและการทดสอบแรงเฉือนโดยตรงภายใต้สภาวะ CNS (Boulon and Foray , 1986)

Boulon [1989] ได้นำเสนอทฤษฎีความต่อเนื่อง (Continuum) ในรูปแบบสองมิติสำหรับอธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสโดยไม่ได้พิจารณาความหนาของผิวสัมผัส (Zero thickness) หลังจากนั้น Boulon and Nova [1990] ได้ศึกษาเปรียบความเหมือนพฤติกรรมของการทดสอบทรายแบบแนวแรงสามแกน (Triaxail test) และการทดสอบแรงเฉือนแบบตรงของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้าง (Interface direct shear test) (รูปที่ 2) อีกทั้งได้อธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสโดยแบบจำลอง Elastoplastic และ Rate type (Incremental) ซึ่งแต่ละทฤษฎีต่างมีข้อดีข้อเสียต่างกันไป



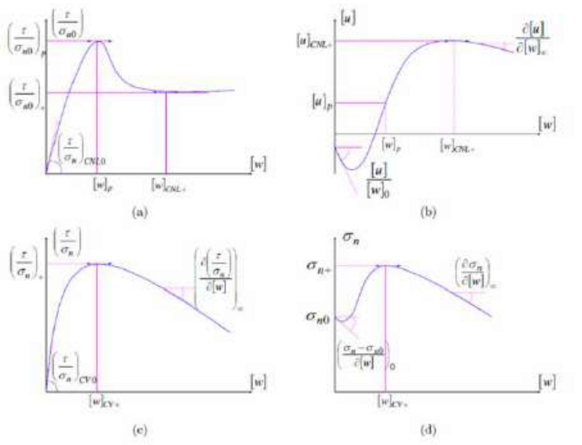
รูปที่ 2 ความคล้ายคลึงของพฤติกรรมที่สังเกตได้จากการทดสอบแรงเฉือนแบบสามแกนและผิวสัมผัสแบบตรง (Boulon and Nova , 1990)

โดยการวิเคราะห์แบบ Rate-type สามารถอธิบายพฤติกรรมของทรายระหว่างผิวสัมผัสกับวัสดุโครงสร้าง ที่ระยะการให้แรงเฉือนที่มีค่ามากได้ดี แต่ในขณะที่การวิเคราะห์แบบ Elastoplastic สามารถวิเคราะห์ได้เหมือนเช่นเดียวกับวิธีแบบ Rate type แต่จะอธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสได้ดีในช่วงระยะการเฉือนที่ไม่มาก

Boulon [1989] ได้นำเสนอได้นำเสนอหลักการพื้นฐานในการวิเคราะห์พฤติกรรมของแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสของทรายและโครงสร้าง โดยใช้ความสัมพันธ์แบบไม่เชิงเส้นระหว่างอัตราส่วนเพิ่มของแรงที่กระทำ (Incremental loading) โดยรูปที่ 3 ได้แสดงตัวแปรหลักที่ใช้อธิบายพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้าง ภายใต้สภาวะ CNL เมื่อพิจารณาแล้วจะแบ่งได้เป็น 2 ช่วง คือช่วงระยะการเฉือนเริ่มต้นจนถึงค่าสูงสุด ($[w] \le [w]_{CNL+}$) และช่วงระยะการเฉือนหลังจากค่าสูงสุด ($[w] \ge [w]_{CNL+}$) โดยที่ $[w]_{CNL+}$ คือระยะการเคลื่อนที่ในแนวแรงเฉือนที่หน่วยแรงเฉือนสภาวะวิกฤติ , $(\tau/\sigma_n)_+$ (Critical condition) ในขณะที่ $[w]_p$ และ $[u]_p$ คือระยะการเคลื่อนที่ในแนวแรงเฉือนและในแนวตั้งฉากที่อัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุดตามลำดับ

ภายใต้สภาวะ CV หรือ CNS เมื่อพิจารณาแล้วจะแบ่งได้เป็น 2 ช่วงเช่นกัน คือ $[w] \le [w]_{CV+}$ และช่วง $[w] \ge [w]_{CV+}$ โดยที่ $[w]_{CV+}$ คือระยะการเคลื่อนที่ในแนวแรงเฉือนที่หน่วยแรงเฉือนสภาวะวิกฤติ , $(\tau/\sigma_{n0})_+$

นอกเหนือจากค่าต่างๆที่เป็นตัวแปรที่อยู่ในช่วงก่อนและหลังหน่วยแรงเฉือนสภาวะวิกฤติแล้ว มุมที่เกิดขึ้นของก่อนและหลังหน่วยแรงเฉือนสภาวะวิกฤติ ก็เป็นตัวแปรที่สำคัญต่อการวิเคราะห์พฤติกรรมที่ผิวสัมผัสของทรายและโครงสร้างแบบ Rat-type เป็นอย่างมาก ยกตัวอย่างเช่น $(\tau/\sigma_n)_{CNL0}$ คือมุมที่เกิดขึ้นของอัตราส่วนหน่วยแรงก่อนที่จะถึงจุดอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุด และ $(\tau/\sigma_n)_{CNL+}$ คือมุมที่เกิดขึ้นของอัตราส่วนหน่วยแรงหลังจากจุดอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุด เป็นต้น โดยจะต้องหามุมทั้งหมด ทั้งในสภาวะ CNL และ CNS



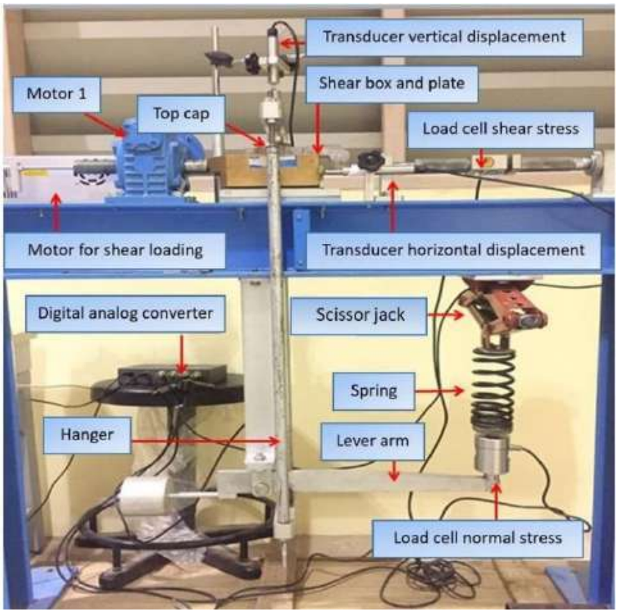
รูปที่ 3 ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบแรงเฉือนแบบตรงของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้าง ; (a),(b) ภายใต้สภาวะ CNL ; (c),(d) ภายใต้สภาวะ CNS และ CV , Boulon and Nova [1990]

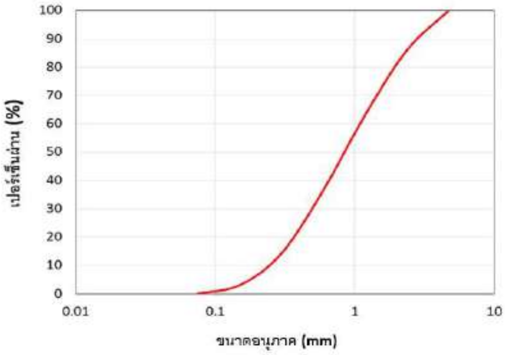
งานวิจัยนี้จะศึกษาพฤติกรรมของแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสของดินทรายกับวัสดุโครงสร้าง โดยการพัฒนาเครื่องมือ Direct Shear เพื่อทำการศึกษาแรงเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสของโครงสร้างกับเม็ดดิน พร้อมทั้งนำเสนอแบบจำลองความสัมพันธ์โดยวิธี Rate type เพื่อที่จะสามารถอธิบายพฤติกรรมต่าง ๆของผิวสัมผัสระหว่างดินและโครงสร้างได้ทุกสภาวะ

2. เครื่องมือและวัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้ เป็นเครื่องมือที่พัฒนาขึ้นมาทั้งหมด เพื่อให้สอดคล้องกับการทดสอบ เครื่องมือที่พัฒนาเพื่อทดสอบหาแรงเฉือนโดยตรงนั้นคือ Direct shear test ซึ่งได้ดัดแปลงเครื่องมือทดสอบแรงเฉือนโดยตรง (Direct shear device) (รูปที่ 4) โดยการดัดแปลง Shear box ด้านล่างเป็นแผ่นโลหะที่แสดงถึงโครงสร้าง สามารถทดสอบทั้งสภาวะ CNL และ CNS โดยการให้แรงผ่านแม่แรงและอ่านค่าแรงจาก Load cell การบันทึกระยะการเคลื่อนที่สามารถบันทึกได้โดยใช้อุปกรณ์ชนิดเปลี่ยนแปลงความเหนี่ยวนำเชิงเส้น (Linear Variable Displacement Transducer, LVDT) และใช้มอเตอร์ในการออกแรงเฉือนและมีการวัดระยะแรงเฉือนด้วย LVDT ในการให้แรงเฉือนจะใช้ความเร็วของมอเตอร์ 0.5 mm/min และการบันทึกข้อมูลจะบันทึกทุก ๆ 3 วินาที

ทรายที่นำมาใช้ในการทดสอบมาจากแม่น้ำกกในสภาพทรายแห้ง ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 16” ค้าง 100” (รูปที่ 3b) ทรายที่ใช้ในการทดสอบมีความหนาแน่นสูงสุดเท่ากับ $\gamma_{\max}$ = 17.90 kN/m^3 และความหนาแน่นต่ำสุดเท่ากับ $\gamma_{\min}$ = 15.50 kN/m^3 จะใช้ทรายหลวมที่ความหนาแน่นสัมพัทธ์ D_r = 35% และทรายแน่นที่ D_r = 85% แผ่นเหล็กโครงสร้าง (Steel plate) จะมีลักษณะเป็นผิวเรียบและมีขนาดความกว้าง 8.8 ซม. ความสูง 2.27 ซม. เปรียบเสมือนเป็นผิวสัมผัสของเสาเข็ม ในการเตรียมตัวอย่างจะทำการฉาบผิวด้านล่างของ Shear box ด้วย Silicone grease เพื่อลดการสัมผัสระหว่าง Shear box และแผ่นโครงสร้าง อีกทั้งยังช่วยไม่ให้เม็ดทรายลุดลอดออกจาก Shear box ในขณะที่ทำการให้แรงเฉือน





รูปที่ 4 (a) เครื่องมือทดสอบแรงเฉือนโดยตรงที่ถูกพัฒนาขึ้น (b) Grain size distribution ของทรายแม่น้ำกก

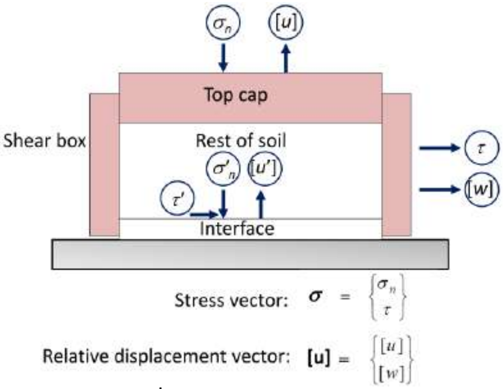
3. ผลการทดลอง

การศึกษาพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินทรายและโครงสร้าง จะทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนโดยทดสอบภายใต้สภาวะความเค้นตั้งฉากคงที่ (CNL) และภายใต้สภาวะความแข็งแกร่งคงที่ (CNS) โดยใช้เครื่องมือทดสอบ Direct shear ตารางที่ 1แสดงรายละเอียดการทดสอบของผิวสัมผัสแบบให้แรงเฉือนคงที่ (Monotonic test)

ตารางที่ 1 รายละเอียดการทดสอบ

Test	D_r (%)	σ_n (kPa)	k (kPa/mm)
CNL	35%	100 , 200 , 300	0
	85%	100 , 200 , 300	0
CNS	35%	100 , 200 , 300	200
	85%	100 , 200 , 300	200
	35%	100 , 200 , 300	625
	85%	100 , 200 , 300	625

สำหรับตัวแปรที่สำคัญสำหรับการศึกษาครั้งนี้สามารถแสดงได้ดังรูปที่ 5 โดย σ_n หน่วยแรงในแนวตั้งฉากกับผิวสัมผัส, τ คือหน่วยแรงเฉือน, $[u]$คือระยะการเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉาก(การยุบตัว $[u]<0$ หรือการขยายตัว $[u]>0$)



รูปที่ 5 ตัวแปรจากผลการทดลอง

3.1 แบบจำลองเชิงตัวเลขแบบ Rate type

การวิเคราะห์กราฟความสัมพันธ์แสดงพฤติกรรมของผิวสัมผัสระหว่างดินทรายกับวัสดุโครงสร้างด้วยวิธี Rate-type นั้นจะแบ่งเป็น 2 ช่วงก็คือ ช่วงก่อนอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุด (η_{peak}) และหลังจากค่าอัตราส่วนหน่วยแรงสูงสุด (η_{crit}) (รูปที่ 3) โดยขั้นตอนแรกคือ หาค่าสูงสุดของแต่ละตัวแปรเช่น $[w]_p, [u]_p, \tau_p, \sigma_{np}$ และหาค่าวิกฤติ Critical ของแต่ละตัวแปรเช่น $[w]_+, [u]_+, \tau_+, \sigma_{n+}$ หาความลาดชันช่วงก่อน Peak และความลาดชันช่วง Critical เมื่อได้ค่าแล้วนำมาพล็อตกับค่า Stiffness (k) จะได้ค่าความสัมพันธ์เชิงตัวเลขโดยจะเป็นฟังก์ชัน Polynomial เมื่อได้ค่าความสัมพันธ์เชิงตัวเลขมาจะแยกเป็นแต่ละตัวแปรตามสมการ แล้วนำมาพล็อตกับ Normal stress (σ_n) ก็จะได้ความสัมพันธ์เชิงตัวเลขที่นำมาเป็นพารามิเตอร์ในการสร้างแบบจำลอง โดยจะนำพารามิเตอร์ที่ได้ไปใช้กับสมการซึ่งมีอยู่ 2 ช่วง คือ ช่วงก่อนค่าสูงสุดและช่วงหลังค่าสูงสุด

สมการสุดท้ายช่วงก่อนค่าสูงสุด $[w]\le[w]_{peak}$

$$\tau/\sigma_n = \left(\frac{\alpha_0}{[w]^2_{\eta\,peak}} - 2\frac{\eta_{peak}}{[w]^3_{\eta\,peak}}\right)\cdot[w]^3 + \left(-2\frac{\alpha_0}{[w]_{\eta\,peak}} + 3\frac{\eta_{peak}}{[w]^2_{\eta\,peak}}\right)\cdot[w]^2 + \alpha_0\cdot[w] \quad (3)$$

$$\sigma_n = \left(\frac{\beta_0}{[w]^2_{\sigma\,peak}} - 2\frac{\sigma_{peak}-\sigma_n}{[w]^3_{\sigma\,peak}}\right)\cdot[w]^3 + \left(-2\frac{\beta_0}{[w]_{\sigma\,peak}} + 3\frac{\sigma_{peak}-\sigma_n}{[w]^2_{\eta\,peak}}\right)\cdot[w]^2 + \beta_0\cdot[w] + \sigma_n \quad (4)$$

$$[u] = \left(\frac{\omega_0}{[w]^2_{[u]crit}} - 2\frac{[u]_{crit}}{[w]^3_{[u]crit}}\right)\cdot[w]^3 + \left(-2\frac{\omega_0}{[w]_{[u]crit}} + 3\frac{[u]_{crit}}{[w]^2_{[u]crit}}\right)\cdot[w]^2 + \alpha_0\cdot[w] \quad (5)$$

สมการสุดท้ายช่วงหลังค่าสูงสุด $[w]\le[w]_{peak}$

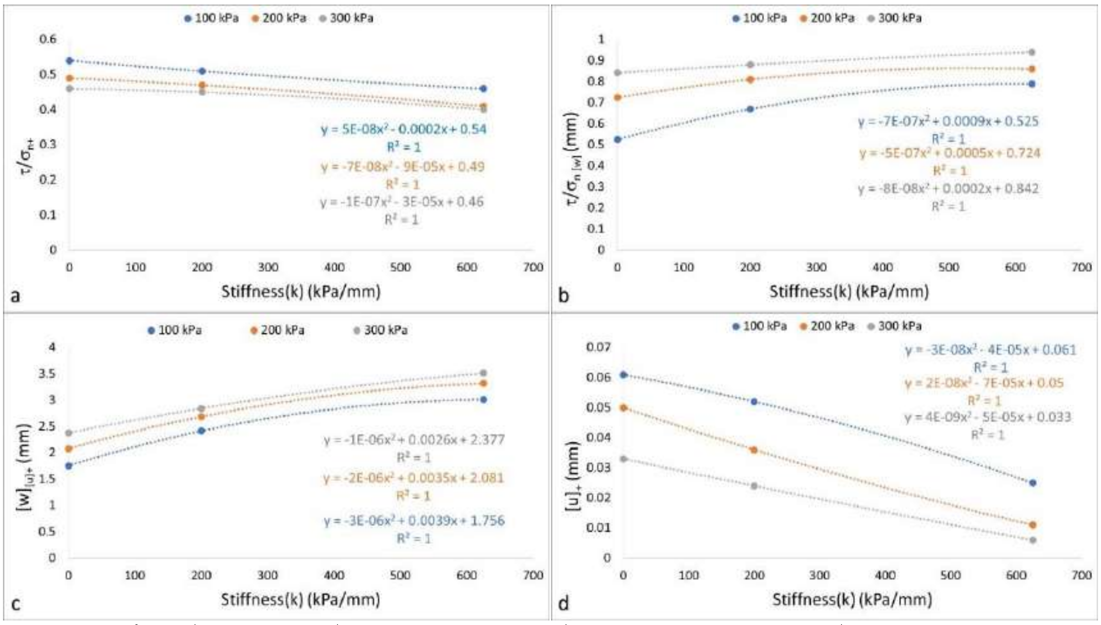
$$\tau/\sigma_n = \left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)_{crit} + \left[\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)_{peak} - \left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right)_{crit}\right]\cdot\exp\left(-\frac{\ln(0.02)}{\left(3[w]_{\eta\,peak}\right)^2}\right)\cdot\left([w]-[w]_{\eta\,peak}\right)^2 \quad (6)$$

$$\sigma_n = \sigma_{peak} + \beta_+\cdot\left([w]-[w]_{\sigma\,peak}\right) - \beta_+\cdot\left(\frac{[w]_{\sigma\,peak}}{2.9957}\right)\cdot\left[1-\exp\left(\left([w]-[w]_{\sigma\,peak}\right)\cdot\frac{2.9957}{[w]_{\sigma\,peak}}\right)\right] \quad (7)$$

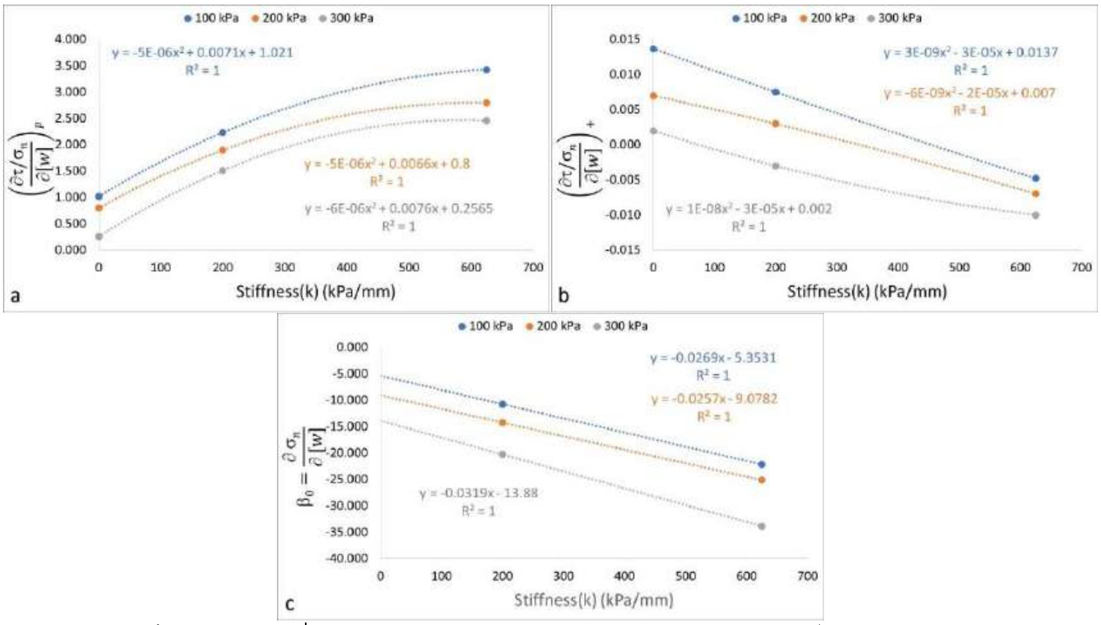
$$[u] = [u]_{crit} + \omega_+\cdot\left([w]-[w]_{[u]crit}\right) - \omega_+\cdot\left(\frac{[w]_{[u]crit}}{2.9957}\right)\cdot\left[1-\exp\left(\left([w]-[w]_{[u]crit}\right)\cdot\frac{2.9957}{[w]_{[u]crit}}\right)\right] \quad (8)$$

จากรูป 6a จะเห็นได้ว่าค่า Stress ratio หลังการวิบัติ $(\tau/\sigma_n)_+$ จะลดลงเมื่อค่า Stiffness (k) เพิ่มขึ้น ตามลำดับและค่า Stress ratio ของหน่อยแรงตั้งฉากที่น้อยจะมีค่ามากกว่า เนื่องจากมีค่า Normal stress (σ_n) ทำให้หน่วยแรงที่มากมีค่าน้อยลง เมื่อได้ค่า Stress ratio ก็ต้องมีค่าระยะก่อนการวิบัติ ของ Stress ratio $(\tau/\sigma_n)_{[w]}$ (รูปที่ 6b) จะเห็นได้ว่า ค่าระยะก่อนการวิบัติของหน่วยแรงที่หน่อยก็จะมีค่าน้อยและจะสูงขึ้นเมื่อใช้หน่วยแรงตั้งฉากมากขึ้น

จากรูป 6c จะเห็นได้ว่าระยะหลังการวิบัติของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่ง $[w]_{[u]+}$ จะมากขึ้นเมื่อค่า Stiffness (k) เพิ่มขึ้นตามลำดับและค่าระยะหลังการวิบัติของการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของหน่วยแรงตั้งฉากที่น้อยจะมีระยะที่น้อยและจะเพิ่มมากขึ้นเมื่อมีหน่วยแรงตั้งฉากมากขึ้น จากรูป 6d แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งฉาก (ยุบตัวหรือขยายตัว) ของทรายแน่นช่วงหลังจากการวิบัติ $[u]_+$ จะเห็นได้ว่าการขยายตัวจะขยายตัวได้น้อยลงเมื่อค่า Stiffness (k) เพิ่มขึ้น และหน่วยแรงตั้งฉากที่น้อยจะขยายตัวได้มากกว่าหน่วยแรงตั้งฉากที่มาก

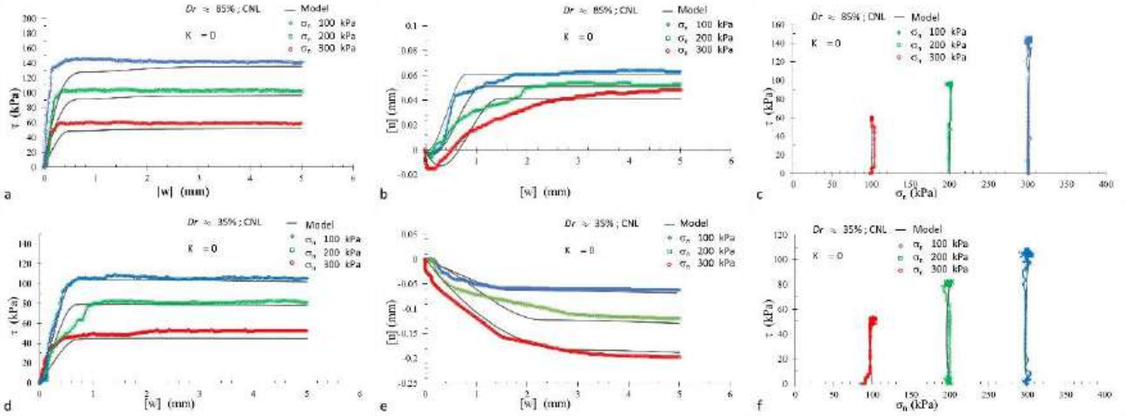


รูปที่ 6 ค่าที่จุด Peak และค่าที่จุด Critical ของพารามิเตอร์ที่สำคัญของทรายแน่น (Dr = 85%) ที่มีค่า k แตกต่างกัน



รูปที่ 7 ความลาดชันเริ่มต้นและความลาดชันหลังค่าสูงสุดของทรายแน่น (Dr = 85%) ที่มีค่า k แตกต่างกัน

นอกจากค่า Peak และค่า Critical ของแต่ละพฤติกรรมแล้ว ค่าความลาดชันช่วง Peak และความลาดชันช่วง Critical ก็ต้องนำมาพล็อตกับค่า Stiffness (k) โดยรูปที่ 7a แสดงความสัมพันธ์ของค่าความลาดชันช่วง Peak ของ Stress ratio กับค่า Stiffness (k) จะเห็นได้ว่าความชันของค่า Stress ratio จะเพิ่มขึ้นเรื่อยๆตามค่า Stiffness (k) ที่เพิ่มขึ้น โดยตัวอย่างที่ใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่น้อยจะมีค่าความชันของ Stress ratio ที่มากและจะน้อยเมื่อใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่น้อย รูปที่ 7b แสดงความสัมพันธ์ของค่าความลาดชันช่วง Critical ของ Stress ratio กับค่า Stiffness (k) จะเห็นได้ว่าความชันของค่า Stress ratio จะลดลงเรื่อยๆตามค่า Stiffness (k) ที่เพิ่มขึ้น โดยตัวอย่างที่ใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่น้อยจะมีค่าความชันของ Stress ratio ที่มากและจะน้อยเมื่อใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่มาก รูปที่ 7c แสดงความสัมพันธ์ของค่าความลาดชันช่วง Peak ของ Normal stress (σ_n) กับค่า Stiffness (k) จะเห็นได้ว่า ความชันของค่า Normal stress (σ_n) จะลดลงเรื่อยๆตามค่า Stiffness (k) ที่เพิ่มขึ้น โดยตัวอย่างที่ใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่น้อยจะมีค่าความชันของ Normal stress (σ_n) ที่มากและจะน้อยเมื่อใช้หน่วยแรงตั้งฉากที่มาก



รูปที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress (τ) กับ Horizontal displacement $[w]$ และความสัมพันธ์ระหว่าง Normal displacement $[u]$ กับ Horizontal Displacement $[w]$ และความสัมพันธ์ระหว่าง Shear Stress (τ) กับ Normal Stress (σ_n) ของทรายแน่น (a,b,c) และทรายหลวม (d,f,g)

3.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนภายใต้สภาวะหน่วยแรงคงที่ (CNL)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNL ได้กำหนดให้ความเค้นตั้งฉากมีค่าคงที่ โดยให้น้ำหนักที่กระทำ คือ 100, 200, 300 kPa ที่มีความหนาแน่นสัมพัทธ์ที่ (D_r=85%) และ (D_r =35%) ผลการทดสอบพบว่าค่า Normal stress (σ_n) มีผลต่อ Shear stress (τ) และ Normal displacement $[u]$ โดยจะเพิ่มขึ้นเมื่อค่า σ_n เพิ่มขึ้น

จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่างshear stress (τ) กับ Horizontal displacement $[w]$ (รูปที่ 8) ของทรายแน่นและทรายหลวม พบว่า Shear stress (τ) จะมีค่ามากขึ้นตาม Normal stress (σ_n) ที่มาก โดยเมื่อทำการเฉือน ค่า Shear stress (τ) จะเพิ่มขึ้นตามระยะ Horizontal displacement $[w]$ จน Shear stress (τ) สูงสุด แล้ว Shear stress (τ) จะมีค่าคงที่ตลอดระยะการเฉือน

จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่าง Normal displacement $[u]$ กับ Horizontal displacement $[w]$ (รูปที่ 8) ของทรายแน่นและทรายหลวม พบว่า ในกรณีของทรายแน่น (รูปที่ 8b) การเฉือนในช่วงแรกทรายจะมีการยุบตัวเล็กน้อยหลังจากนั้นทรายจะมีการขยายตัวเพิ่มขึ้นตามระยะการเฉือน $[w]$ ในกรณีของทรายหลวม (รูปที่ 8e) ในขณะเฉือน หากหน่วยแรงตั้งฉาก (σ_n) มีค่ามาก การยุบตัว$[u]$ ก็จะมากขึ้นตามไปด้วยและการยุบตัวก็มากขึ้นเรื่อย ๆตามระยะการเฉือน$[w]$

จากรูป 8 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress (τ) กับ Normal stress (σ_n) กรณีการเฉือนภายใต้สภาวะหน่วยแรงคงที่แม้ค่า Shear stress (τ) จะมากขึ้น ค่า Normal stress (σ_n) ก็จะมีค่าคงที่ตลอด

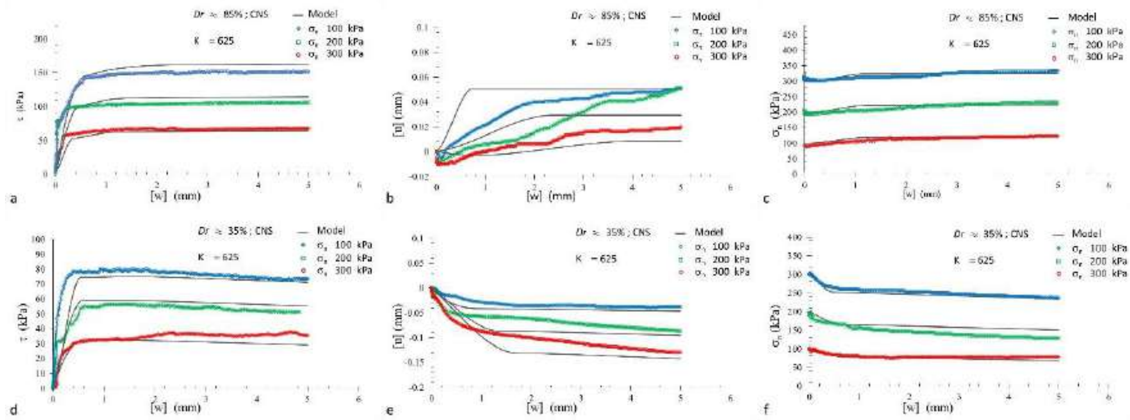
3.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนภายใต้สภาวะความแข็งแกร่งคงที่ (CNS)

การทดสอบกำลังรับแรงเฉือนแบบ CNS ได้กำหนดให้ความเค้นตั้งฉากมีค่าคงที่ โดยให้น้ำหนักที่กระทำ คือ 100, 200, 300 kPa ที่มีความหนาแน่นสัมพัทธ์ที่ (D_r=85%) และ (D_r =35%) ผลการทดสอบพบว่าค่า Normal stress (σ_n) มีผลต่อ Shear stress (τ) และ Horizontal displacement $[w]$ โดยในการทดสอบค่า σ_n จะมีค่าไม่คงที่

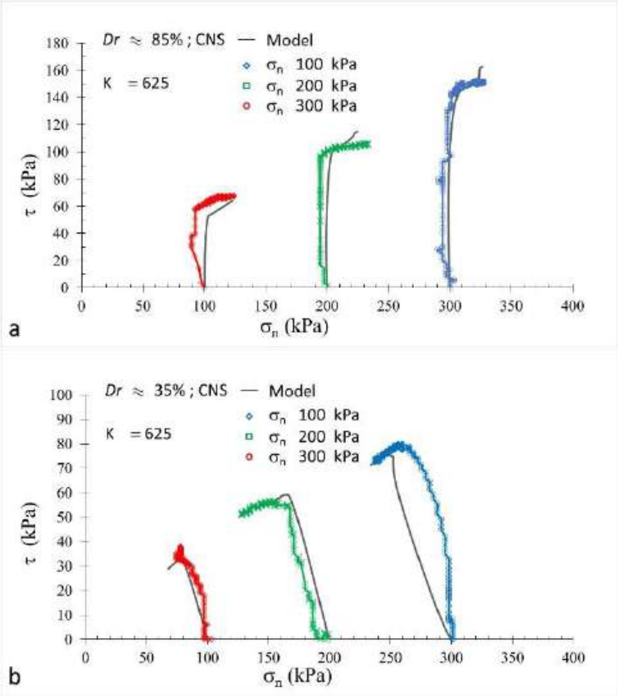
จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่าง shear stress (τ) กับ Horizontal displacement $[w]$ (รูปที่ 9) ของทรายแน่นและทรายหลวม พบว่าเมื่อแรงกระทำมีค่ามาก shear stress (τ) จะมีค่าสูง โดย Normal stress (σ_n) จะมีค่าไม่คงที่ ซึ่งส่งผลให้ shear stress (τ) มีค่าไม่คงที่ตามตลอดระยะ Horizontal displacement $[w]$

จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่าง Normal displacement $[u]$ กับ Horizontal displacement $[w]$ ของทรายแน่นและทรายหลวม ในกรณีของทรายแน่น (รูปที่ 9b) พบว่าเมื่อใส่ค่า Normal stress (σ_n) ทรายจะยุบตัวเล็กน้อย เมื่อทำการเฉือนทรายจะมีการขยายตัวส่งผลให้ค่า Normal displacement $[u]$ เพิ่มขึ้นตลอดระยะการเฉือน $[w]$ ในกรณีของทรายหลวม (รูปที่ 9e) พบว่าเมื่อใส่ค่า Normal stress (σ_n) มากการยุบตัว Normal displacement $[u]$ ก็จะมีค่ามาก เมื่อทำการเฉือน Normal displacement $[u]$ จะลดลงเรื่อย ๆตามระยะ Horizontal displacement $[w]$ ที่เพิ่ม

จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่าง Normal stress (σ_n) กับ Horizontal displacement $[w]$ ของทรายแน่นและทรายหลวม ในกรณีของทรายแน่น (รูปที่ 9c) ทรายจะมีการยุบตัวในช่วงแรกและขยายตัวในภายหลัง ทำให้หน่วยแรงตั้งฉาก Normal stress (σ_n) จะลดลงในช่วงแรกหลังจากนั้นจะเพิ่มมากขึ้นตามแรงเฉือน Shear stress (τ) ตามระยะ Horizontal displacement $[w]$ ที่เพิ่มขึ้น ในกรณีของทรายหลวม (รูปที่ 9f) เมื่อมีแรงเฉือน Shear stress (τ) มากระทำ ทำให้หน่วยแรงตั้งฉาก Normal stress (σ_n) ลดลง ตามระยะ Horizontal displacement $[w]$ ที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากทรายมีการยุบตัวเกิดขึ้น



รูปที่ 9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress (τ) กับ Horizontal displacement $[w]$ และความสัมพันธ์ระหว่าง Normal displacement $[u]$ กับ Horizontal Displacement $[w]$ และความสัมพันธ์ระหว่าง Normal Stress (σ_n) กับ Horizontal Displacement $[w]$ ของทรายแน่น (a,b,c) และทรายหลวม (d,f,g)



รูปที่ 10 กราฟความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress (τ) กับ Normal stress (σ_n) ของทรายแน่น (a) และทรายหลวม (b)

จากการทดลองความสัมพันธ์ระหว่าง Shear stress (τ) กับ Normal stress (σ_n) ของทรายแน่นและทรายหลวม ในกรณีของทรายแน่น (รูปที่ 10a) พบว่า เมื่อทำการเฉือนค่า Normal stress (σ_n) จะลดลง ทำให้ Shear stress (τ) มีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากในระหว่างการเฉือนทรายแน่นจะมีการพองตัวทำให้มุมเสียดทานมีค่ามากซึ่งเกิดจากมุม Dilatancy เส้นแนวโน้มที่ได้นี้จะเกิดจากการนำค่าสูงสุด (Peak) แล้วค่าคงที่ (Critical) ของแต่ละหน่วยแรงมาพล็อต ในกรณีของทรายหลวม (รูปที่ 10b) พบว่า ในระหว่างการเฉือน Normal stress (σ_n) จะมีค่าลดลง เนื่องจากค่า Shear stress (τ) ลดลง เป็นผลมาจากการที่ทรายมีการยุบตัว

4. บทสรุป

ผลลัพธ์ของแบบจำลองพฤติกรรมของทรายระหว่างผิวสัมผัสกับโครงสร้างผิวเรียบเป็นไปได้ดี คือเป็นไปในทิศทางที่ถูกต้องตามการศึกษาในการวิเคราะห์วิธีแบบ Rate-type ซึ่งแบบจำลองจะมีค่าที่แตกต่างจากค่าที่ได้จากเครื่อง Direct shear test ไม่มากนักสามารถยอมรับได้ ในการศึกษาแบบจำลองพฤติกรรมของทรายระหว่างผิวสัมผัสกับโครงสร้างผิวเรียบนั้นเป็นการเริ่มต้นที่จะศึกษาทำให้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆคลาดเคลื่อนไป ซึ่งจะต้องมีการปรับแก้ค่าต่างๆ ให้เหมาะสมกับค่าที่นำมาวิเคราะห์ถึงจะได้แบบจำลองที่สมบูรณ์และมีความแม่นยำ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานโยธาธิการและผังเมืองพะเยาและสาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยพะเยา สำหรับเครื่องมือทดสอบและสิ่งอำนวยความสะดวกในการวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Airey D, Al-Douri R, Poulos H, (1992). Esimation of pile friction degradation from shear box tests. ASTM Geotechnical Testing Journal, pp.388-392.

[2] Boulon M, (1989). Features of soil structure interface behavior. Computers and Geotechnics, pp.115-131.

[3] Boulon M, Foray P, (1986). Physical and numerical simulations of lateral shaft friction along offshore piles in sand, pp.127-147.

[4] Boulon M, Nova R, (1990). Modelling of soil-structure interface behaviour, a comparison between elastoplastic and rate type laws. Computer and Geotechnics, pp.21-46.

[5] Fakharian K, Evgin E, (1997). Cyclic simple shear behaviour of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition. ASCE JGGE, pp.1096-1105.

[6] Praai S, (2013). Essais et modélisation du cisaillement cyclique sol-structure à grand nombre de cycles: Application aux pieux. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

[7] Samtani N.C., Desai C.S., VullietAn L, (1996). Interface model to describe viscoplastic behavior. Int. Num J.. Anal. Meth. Geomech.

การใช้กันชนคาพิวลารีสำหรับควบคุมการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของน้ำใต้ดินเค็มในดิน

Use of capillary barrier for controlling upward movement of saline groundwater in soils

วิโรจน์ ล้อมวงษ์[1,*] และ สมใจ ยุบลชิต[2]

[1,2] สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา

**Corresponding author; E-mail address: wirojlom12@gmail.com*

บทคัดย่อ

กระบวนการคาพิวลารีเป็นสาเหตุสำคัญทำให้เกิดปัญหาดินเค็ม แรงคาพิวลารีในชั้นดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำทำให้น้ำใต้ดินเค็มเคลื่อนที่ในแนวดิ่งสู่ผิวดิน และเมื่อมีกระบวนการคายระเหยมากระตุ้นจึงทำให้เกิดการสะสมของความเค็มและคราบเกลือบริเวณผิวดิน ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ปัญหาดินเค็มคลอบคลุมพื้นที่กว่า 11.5 ล้านไร่หรือร้อยละ 18 ของพื้นที่ ส่งผลให้ผลผลิตทางการเกษตรในพื้นที่ดังกล่าวลดลง นอกจากนี้พื้นที่อีกกว่า 3 แสนไร่ถูกทิ้งร้างไม่สามารถทำกิจกรรมที่เป็นประโยชน์ต่างๆ ได้ ดังนั้น เพื่อเป็นแนวทางในการฟื้นฟูพื้นที่ที่ได้ผลกระทบจากปัญหาดินเค็ม งานวิจัยนี้จึงศึกษาการป้องกันการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มด้วยการใช้กันชนคาพิวลารีในห้องปฏิบัติการผ่านแบบจำลองการ 1 มิติ โดยจำลองชั้นดินในห้องปฏิบัติการด้วยการบดอัดดินตัวอย่างลงในหลอดอะครีลิคใสขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 ซม. การทดสอบแบ่งออกเป็น 2 การทดสอบ ได้แก่ 1) การทดสอบแบบที่ไม่มีกันชนแทรกในชั้นดิน และ 2) ใช้กรวดขนาด 2.38 มม. - 4.75 มม. หนา 5 cm เป็นกันชน ระดับน้ำใต้ดินเค็มในระหว่างการทดสอบถูกควบคุมไว้คงที่ที่ระดับ 70 ซม. จากผิวดิน ความเข้มข้นของสารละลายเกลือโซเดียมคลอไลด์ 2 กรัมต่อลิตร และติดตั้งเครื่องมือวัดความชื้นไว้ 5 ตำแหน่งของหลอดตัวอย่าง จากผลการทดสอบพบว่าความชื้นจากน้ำใต้ดินเค็มภายใต้กระบวนการคาพิวลารีสามารถเคลื่อนที่ขึ้นถึงผิวดินสำหรับการทดสอบที่ไม่มีกันชน แต่ความชื้นดังกล่าวไม่สามารถเคลื่อนที่ถึงผิวดินได้ในการทดสอบที่มีกันชน เนื่องจากโพรงของวัสดุที่ใช้ทำกันชนมีขนาดใหญ่กว่าดินตัวอย่าง แรงคาพิวลารีในชั้นกันชนจึงมีค่าต่ำไม่สามารถดึงความชื้นขึ้นทะลุผ่านชั้นดังกล่าวได้

คำสำคัญ: ดินเค็ม, คาพิวลารี, แท่งดิน, กันชนคาพิวลารี

Abstract

A capillary process is widely known as one of a key process inducing soil salinization. The capillary force in unsaturated soils results in upward movement of saline groundwater to the soil surface, and hence the salt concentration and salt crust can be gathered on the soil surface due to evapotranspiration process. In northeastern part of Thailand, salt-affected soils cover almost 1.78 million ha or 18% of agriculture area resulting in sharp decrease in soil productivity, vegetation cover and biodiversity. Moreover, almost 53,160 ha has led to be wasteland due to very high concentration of salt in the soils. In this study, Capillary barrier (CB) was used to prevent upward movement of saline groundwater in the soils subjected to the capillary process. Soil samples were compacted into 1-D physical model using acrylic tube with 15 cm in diameter. Two tests including 1) the soil column without CB layer, and 2) 5 cm CB-gravel layer 2.38 mm-4.75 mm diameters inserted in the soil column were performed. The saline groundwater table with NaCl concentration of 2 g/L was kept constant at 57.5 cm from soil surface. Five 5TE moisture sensors were used to demonstrate water content, salt concentration and temperature during the tests. The results showed that the movement of saline groundwater subjected to the capillary process can reach soil surface for the sample without CB layer, but cannot reach the surface for the soil column with the CB layer due to low capillary force in the CB layer.

Keywords: Soil-affected Soils, Capillary Barrier, Saline Groundwater

1. บทนำ

ภาคตะวันออกเฉียงเหนือเป็นพื้นที่ที่ประสบปัญหาดินเค็ม พื้นที่ดินเค็มประมาณ 17.8 ล้านไร่ หรือหนึ่งในสามของพื้นที่ทั้งภาค และพื้นที่มีศักยภาพในการแพร่กระจายของความเค็ม อีก 19.4 ล้านไร่ [1] เนื่องจากสภาพธรณีวิทยาภาคตะวันออกเฉียงเหนือมีเกลือหิน (หมวดหินมหาสารคาม) กระจายอยู่ทั่วไปในบริเวณตอนกลางของที่ราบสูงโคราช อยู่ในระดับความลึกตั้งแต่ 50 เมตร ไปจนถึง 1,000 เมตร เกลือหินนี้เป็นสาเหตุทำให้น้ำใต้ดินในระดับลึกมีความเค็มสูง ความเค็มถูกพาขึ้นมาในระดับตื้นจากการซึมขึ้นมาของน้ำใต้ดินเค็ม ซึ่งเกิดจากการละลายของเกลือที่อยู่ในเกลือหิน น้ำฝนที่ซึมลงในพื้นที่รับน้ำ (recharge area) สามารถซึมลงลึกถึงชั้นเกลือหิน และ

ละลายเอาเกลือไปด้วย เมื่อน้ำใต้ดินเค็มไหลซึมขึ้นมาใกล้ผิวดิน พื้นที่เกิดการไหลของน้ำ (discharge area) ซึ่งส่วนใหญ่ระดับน้ำใต้ดินอยู่ในระดับตื้น (5-10 ม.) น้ำใต้ดินที่เป็นน้ำเค็มซึ่งอยู่ในชั้นดินไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ และมีระดับน้ำใต้ดินระดับตื้นจะถูกแรงคาพิวลารี (capillary force) ในชั้นดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำเหนือชั้นอิ่มตัวด้วยน้ำ ดูดความชื้น และความเค็มขึ้นมาสะสมไว้ในช่องว่างและบางแห่งน้ำในดินที่เค็มจะถูกพาขึ้นมาสู่ผิวดินโดยการคายระเหยและทิ้งคราบเกลือไว้บนผิวดิน โดยเฉพาะในช่วงฤดูร้อน มีผู้เสนอทฤษฎีการเกิดขึ้นของดินเค็มไว้หลายทฤษฎี [2-5] เสนอว่า ความเค็มเกิดจากชั้นเกลือหิน (หมวดหินมหาสารคาม) ที่ลึกลงไปอย่างน้อย 60 เมตร เกลือหินนี้เป็นสาเหตุทำให้น้ำใต้ดินในระดับลึกเค็มจัด [6] และชั้นหินเกลือของหมวดหินมหาสารคามถูกดันตัวขึ้นมาเป็นโดมเกลือ หรือแท่งเกลือ ตามแนวเปราะบางของเปลือกโลก หรือรอยแตก โดยเฉพาะแนว ในทิศทาง เหนือ-ใต้ และแนวตะวันตกเฉียงเหนือตะวันออกเฉียงใต้ บริเวณดังกล่าวพบว่ามีเกลือ อยู่ที่ระดับลึกประมาณ 70-80 เมตร และได้รับอิทธิพลของน้ำบาดาลนำพาความเค็มขึ้นสู่ผิวดิน อิทธิผลของน้ำใต้ดินเค็มที่ระดับความลึกตื้นนั้น ได้รับการยอมรับว่าส่งผลกระทบต่อพื้นที่ชลประทานของโลก โดยเฉพาะอย่างยิ่งในเขตพื้นที่แห้งแล้ง และกึ่งแห้งแล้ง

จากการศึกษาของ [7] พบว่าคุณสมบัติทางกายภาพ และการไหลผ่านของน้ำเค็มในดินนั้นขึ้นอยู่กับปริมาณของเกลือที่อยู่ภายในมวลดิน สถานะของเกลือที่อยู่ภายในมวลดินยังส่งผลต่อคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินด้วย ทั้งนี้เนื่องจากเกลือที่ละลายจะเข้าแทรกอยู่ในช่องว่างเล็ก ๆ ระหว่างอนุภาคของดิน และจะมีการแตกตัวเพื่อแลกประจุบวก (cation) ซึ่งจะทำให้ดินเกิดการกระจายตัวและเกิดการไฮเดรชันขึ้น ทำให้การก่อสร้างบนชั้นดินเค็มหรือมีการขุดดินในพื้นที่ดินเค็มไปใช้ในงานทางวิศวกรรมโยธา จำเป็นต้องทำการปรับปรุงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินให้ดีขึ้น วิธีการปรับปรุงดินวิธีหนึ่งที่เหมาะสมคือการผสมกับปูนซีเมนต์ เนื่องจากเป็นวิธีที่ง่าย และกำลังอัดยังเพิ่มขึ้นในระยะสั้นอีกทั้งปูนซีเมนต์ยังเป็นวัสดุที่สามารถหาได้ง่ายในประเทศไทย แต่อย่างไรก็ตาม การใช้ปูนซีเมนต์ผสมในดินที่มีสารซัลเฟตหรือคลอไรด์ผสมอยู่จะทำให้เกิดการก่อตัวของผลึกบางชนิด เรียกว่า“Highly Hydration Sole” ในช่องว่างระหว่างมวลดินของส่วนผสมระหว่างดินและซีเมนต์ ซึ่งจะทำลายโครงสร้างของส่วนผสมลงได้ ทำให้มีผลต่อการปรับปรุงคุณภาพดิน ปัญหาอีกอย่างคือสารแคลเซียมในปูนซีเมนต์ จะทำปฏิกิริยากับสารซัลเฟตที่มีอยู่ในดินและสารอลูมิน่าทั้งในดินและสารผสมเพิ่ม ก่อให้เกิดผลึกที่เรียกว่า Ettringite ผลึกนี้จะส่งผลให้ดินมีการขยายตัวสูงมากขึ้นเมื่อเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน [8]

ดังนั้นการศึกษาเพื่อทำความเข้าใจปัจจัยกระบวนการ หรือตัวแปรที่ควบคุมการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินโดยแรงคาพิวลารีซึ่งเป็นต้นเหตุของการแพร่กระจายดินเค็ม จากงานศึกษาของ [9] และ [13]ที่ได้ศึกษาการตัดกระบวนการคาพิวลารีโดยการควบคุมความชื้นบนผิวดิน จึงเป็นประเด็นที่สนใจศึกษากระบวนการตัดกระบวนการคาพิวลารีโดยวิธีอื่น เพื่อนำไปสู่แนวทางป้องกันการแพร่กระจายของดินเค็ม โดยงานวิจัยนี้จะศึกษาการเคลื่อนที่ของน้ำในดินภายใต้กระบวนการคาพิวลารีในห้องปฏิบัติการ เพื่อศึกษาการตัดกระบวนการคาพิวลารีโดยการแทรกวัสดุ เพื่อเป็นกันชนในชั้นดินเพื่อลดการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มโดยวัสดุกันชนคือ แผ่นใยสังเคราะห์และกรวด

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวัดค่าความเค็ม

โดยทั่วไปการวัดค่าความเค็มของดินจะวัดทางอ้อมด้วยการวัดค่าการนำไฟฟ้า (electrical conductivity) เรียกย่อ ๆ ว่า EC เป็นค่าการนำไฟฟ้าของน้ำที่สกัดจากดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (electrical conductivity at saturation extract, Ec) การวัดค่าความเค็มของดินสามารถใช้เครื่องวัดการนำไฟฟ้าของดิน (electrical conductivity meter) เนื่องจากการนำไฟฟ้ามีความสัมพันธ์กับความเข้มข้นของเกลือในน้ำ การวัดค่าการนำไฟฟ้าจึงทำให้ประมาณค่าเกลือละลายในน้ำที่สกัดออกมาจากดินได้ ซึ่งจะใช้เป็นดัชนีของความเค็มดังตารางที่ 1 อย่างไรก็ดีค่าการนำไฟฟ้าไม่ได้บอกให้ทราบถึงชนิดของเกลือในสารละลาย บอกเพียงว่ามีการเพิ่มขึ้นหรือลดลงของเกลือในสารละลายเท่านั้น โดยคิดเทียบที่อุณหภูมิ 25 องศาเซลเซียส แต่ในปัจจุบันได้มีการพัฒนาหัววัดความเค็มในดินเพื่อความสะดวกในการวัดค่าความเค็มของดินในสนาม โดยสามารถวัดค่า EC ในดินจากสนามได้โดยตรง

ตารางที่ 1 ดินระดับความเค็มของและอิทธิพลต่อพืช [10]

ECe (dS/m)	ปริมาณเกลือ (%)	ระดับความเค็ม	อิทธิพลต่อพืช
<2	<0.1	ไม่เค็ม	ไม่กระทบกระเทือนต่อพืช
2-4	0.1-0.2	เค็มเล็กน้อย	พืชที่ไวต่อความเค็มการเจริญเติบโตลดลงบ้าง
4-8	0.2-0.4	เค็มปานกลาง	จำกัดการเจริญเติบโตของพืชหลายชนิด
8-16	0.4-0.8	เค็มมาก	พืชทนเค็มเท่านั้นที่เจริญเติบโตได้
>16	>0.8	เค็มจัด	พืชทนเค็มบางชนิดเท่านั้นที่เจริญเติบโตได้

2.2 กระบวนการคาพิวลารีในดิน (Capillary water in soil)

กระบวนการคาพิวลารี [11] ในดินเกิดขึ้นเหนือระดับน้ำใต้ดิน เป็นปรากฏการณ์ที่รู้จักกันเป็นอย่างดี ดังรูปที่ 2 โดยจะอธิบายในรูปของโค้งการกระจายตัวของความชื้น ซึ่งถูกเรียกว่า Capillary Moisture Distribution Curve : CMDC สังเกตได้ว่าเหนือระดับ น้ำใต้ดินจะมีช่วงอิทธิพลของแรงคาพิวลารีทำให้เกิดความชื้นเคลื่อนที่ขึ้น และยังแบ่งเป็นส่วนอิ่มตัวด้วยน้ำ (saturated zone) และ ส่วนเปลี่ยนผ่าน (transition zone)

แรงดึงดูดน้ำในดิน (total suction, ψ) คือ แรงดูดยึดที่ดินมีกับน้ำที่อยู่ในช่องว่างระหว่างอนุภาคดิน ซึ่งจะมีค่ามากขึ้นเมื่อความชื้นในดินลดลงและเมื่อช่องว่างระหว่างอนุภาคดินมีขนาดเล็กลง น้ำในช่องว่างดินที่อยู่เหนือระดับน้ำใต้ดิน จะอยู่ใต้สภาวะแรงดึงดูดที่เรียกว่า แรงดึงดูดเมทริกหรือแรงคาพิวลารี (matric or capillary suction, $(u_a - u_w)$) และแรงดึงดูดออสโมทิก (osmotic suction, π) คือความสามารถในการดูดน้ำเข้าหา

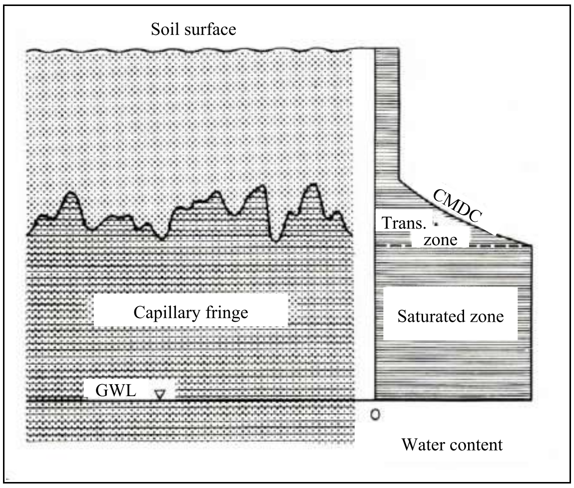
ตัวเองของดิน ซึ่งขึ้นอยู่กับปริมาณของสารละลายเกลือของน้ำในดินด้วย โดยดินที่มีสารละลายเกลือปนอยู่ในน้ำมากความสามารถในการดูดน้ำหาตัวเองด้วยได้มากด้วย [12] ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังสมการที่ 1 โดยที่ คือ u_a แรงดันอากาศในช่องว่างดิน และคือ u_w แรงดันน้ำในดิน

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1)$$

โดยสามารถหาแรงดึงดูดเมทริกหรือแรงคาพิวลารีได้ด้วยหม้อแรงดัน (Pressure plate) ตามมาตรฐาน ASTM D6836-02 ทดสอบหาค่าแรงคาพิวลารี เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและแรงคาพิวลารี (Soil Water retention Characteristic Curve : SWCC)

3. วิธีดำเนินการทดลอง

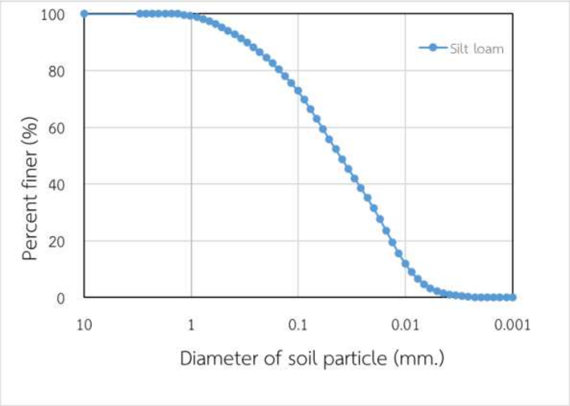
การเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินในแนวดิ่ง ภายใต้ปัจจัยทางชนิดดิน และระดับความเค็มของน้ำใต้ดิน ซึ่งได้ทำการศึกษาโดยการพัฒนาแบบจำลองการเคลื่อนที่ในห้องปฏิบัติการจากการศึกษาของ [9] และ [13] การจำลองการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งภายใต้กระบวนการคาพิวลารีของน้ำใต้ดินเค็ม ในห้องปฏิบัติการ แสดงดังรูปที่ 3 ได้ถูกออกแบบโดยการจำลองตัวอย่างดินอยู่ในกระบอกใสสูง 1 เมตร มีการควบคุมระดับน้ำใต้ดิน ด้วยถังควบคุมน้ำติดต่อหัววัดความชื้นและความเค็มที่แห่งดิน และข้อมูลจะถูกบันทึก ไว้ใน data logger หัววัด (sensor) รุ่น 5TE เป็นอุปกรณ์ที่สามารถวัดความชื้น ความเค็ม และอุณหภูมิของดิน ด้วยวิธี Frequency Domain Reflectometry (FDR) ซึ่งอาศัยหลักการความต่างศักย์ไฟฟ้า



รูปที่ 1 โค้งการกระจายตัวความชื้นเหนือระดับน้ำใต้ดิน และ CMDC [11]

3.1 การเตรียมตัวอย่างดินและตัวอย่างน้ำ

ตัวอย่างดินที่ใช้มี 2 ชนิดเป็นดินสังเคราะห์จาก ดินทราย (sand) และตัวอย่างดินที่เก็บมาจากบ้านโคกพรม ตำบลโนนไทย อำเภอโนนไทย จังหวัดนครราชสีมา โดยเมื่อผสมแล้วได้นำไปทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน ASTM D 854 ซึ่งได้ค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.67 และนำไปทดสอบหาขนาดของเม็ดดินโดยใช้เครื่องวิเคราะห์อนุภาคระบบเลเซอร์ ได้ลักษณะการคละขนาดของตัวอย่างดิน โดยดินที่มีสัดส่วนของทรายร้อยละ 45.5 ดินตะกอนร้อยละ 54.5 และดินเหนียวร้อยละ 0 แสดงดังรูปที่ 2 และเมื่อนำไปจำแนกตาม Triangular texture soil classification chart ตามระบบ USDA พบว่าดินตัวอย่างสามารถจำแนกได้เป็น Silt loam



รูปที่ 2 กราฟ particle size distribution ของดิน Silt loam

3.3 การจำลองการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินในห้องปฏิบัติการ

การเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินในห้องปฏิบัติการ ดังแสดงรูปที่ 3 มีขั้นตอนการปฏิบัติการดังนี้

(1) บดอัดดินและจำลองชั้น CB ลงในหลอดอะคลิลิคใส (Soil column) ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร สูง 130 เซนติเมตร ให้ดินมีความสูง 122.5 เซนติเมตร

(2) ทำการติดตั้งหัววัด (sensor) ที่ระดับ P1 ที่ 2.5 เซนติเมตร P2 ที่ 22.5 เซนติเมตร P3 ที่ 32.5 เซนติเมตร P4 ที่ 44.5 เซนติเมตร และ P5 ที่ 62.5 เซนติเมตร วัดจากผิวดิน

(3) ติดตั้งถังจ่ายน้ำเข้าไปในดินด้านใต้ของท่อทรงกระบอก กำหนดให้ระดับน้ำใต้ดินคงที่ที่57.5 เซนติเมตร จากผิวดิน โดยการทดลองตัวอย่างเป็นการศึกษาการเคลื่อนที่ของน้ำในแนวดิ่ง โดยมีการ กำหนดความเค็มของน้ำที่ 2 กรัม/ลิตร และมี CB เป็นกรวด ความหนา 5 เซนติเมตร ติดตั้งที่ 35 ซม วัดจากผิวดิน เพื่อต้องการทราบว่า การเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของน้ำเค็ม ผ่าน CB type ได้มากน้อยหรือไม่

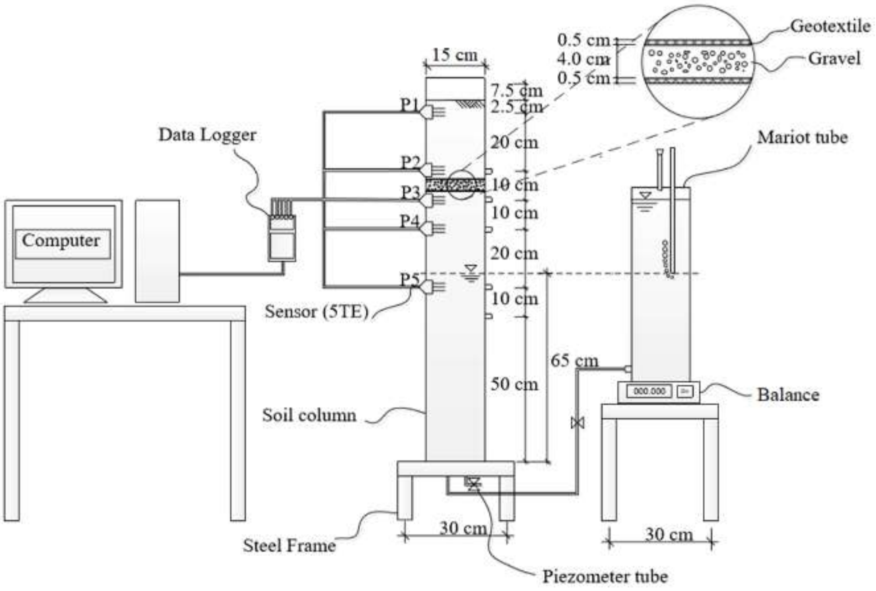
(4) นำน้ำตัวอย่างที่ผสมเกลือด้วยความเข้มข้นร้อยละ 2 โดยน้ำหนักมาเติมใส่ถังน้ำแล้วปล่อยน้ำเข้าไปในหลอดทดลองจนถึงระดับน้ำใต้ดินที่กำหนด 57.5 เซนติเมตร จากผิวดิน

(5) ปล่อยน้ำใต้ดินเข้าสู่แท่งดินโดย Marriot tube แล้วข้อมูลความชื้นความเค็ม และอุณหภูมิของดินทุก ๆ 1 นาที ข้อมูลทั้งหมดถูกบันทึกไว้ในเครื่องบันทึกข้อมูล (data logger) การจำลองการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินกรณีต่าง ๆ 4 กรณี ดังนี้ตารางที่ 2

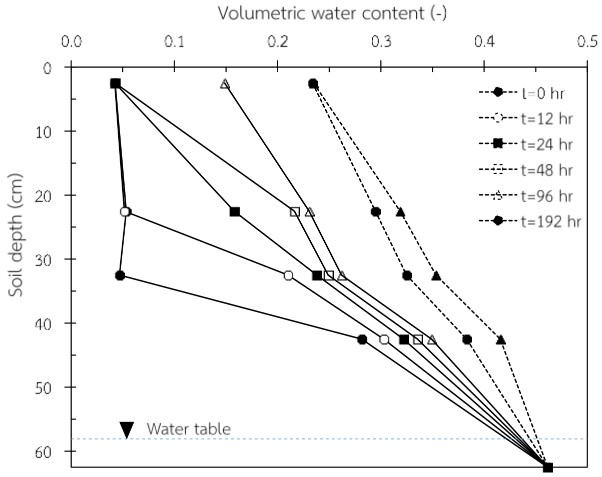
ตารางที่ 2 แสดงข้อกำหนดตัวอย่างการทดลอง

ชนิดแท่งดิน	ระดับน้ำใต้ดิน	ชนิดของกันชน
แท่งดิน I (NO-CB)	57.5	ไม่มี
แท่งดิน II (CB II)	57.5	Gravel + Geotextile

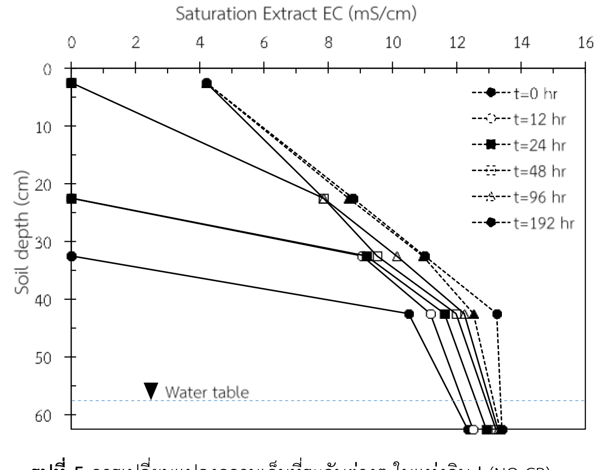
หมายเหตุ Gravel คือกรวดที่มีขนาด 2.38 – 4.75 มิลลิเมตร



รูปที่ 3 การจำลองการเคลื่อนที่ในแนวดิ่งของน้ำใต้ดิน ในห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 4 การเปลี่ยนแปลงความชื้นที่ระดับต่างๆ ในแท่งดิน I (NO-CB)



รูปที่ 5 การเปลี่ยนแปลงความเค็มที่ระดับต่างๆ ในแท่งดิน I (NO-CB)

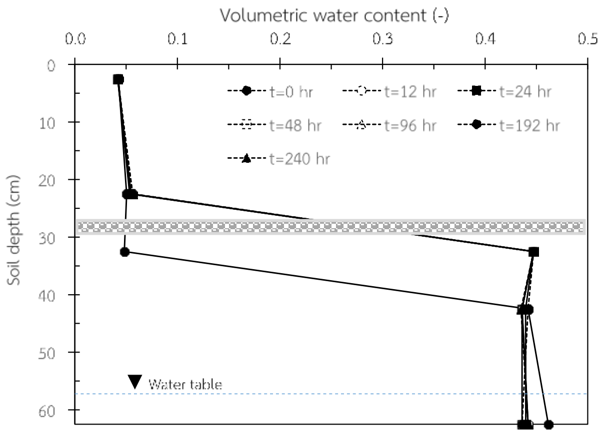
4. ผลการทดลอง

การเปลี่ยนแปลงความชื้นตามความลึกที่เวลาต่าง ๆ ในแท่ง I (NO-CB) จากรูปที่ 4 จะเห็นได้ว่า การเคลื่อนที่สูงขึ้น และค่าความชื้นมีค่ามากขึ้น จะเห็นได้ว่ามีการเปลี่ยนแปลงอย่างเห็นได้ชัดหลังการทดสอบตั้งแต่ 12 ชั่วโมง และเคลื่อนที่ไปเรื่อย ๆ ค่าความชื้นยังคงเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่องจึงหาค่าความชื้นสูงสุดไม่ได้ รูปที่ 5 การเปลี่ยนแปลงความเค็มตามความลึกที่เวลาต่าง ๆ ในแท่ง I (NO-CB) ซึ่งเห็นได้ว่าค่าความเค็มที่วัดได้มีความสัมพันธ์โดยตรงกับความชื้นเมื่อความชื้นสูงขึ้นค่าความเค็มที่วัดได้จะสูงตามไปด้วย แต่ค่าความเค็มค่อนข้างที่จะค่อยๆเพิ่มขึ้นคงที่กว่าความชื้น จึงทำให้แนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงความเค็มช้ากว่าแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงความชื้น

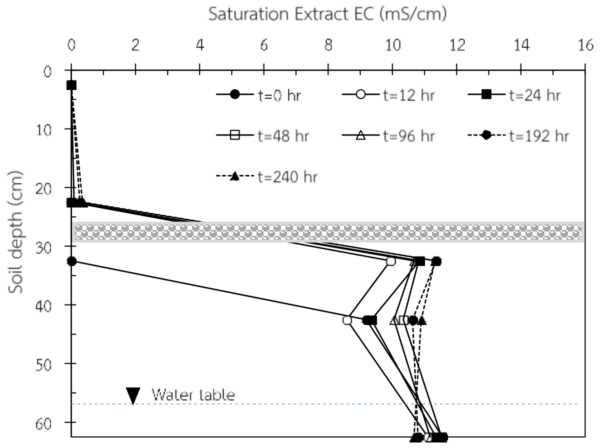
รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงความชื้นตามความลึกที่เวลาต่าง ๆ ในแท่งดิน II (CB II) เห็นได้ว่าการเคลื่อนที่ของความชื้นที่ระดับความลึก -32.5 เซนติเมตร จากผิวดินซึ่งอยู่ตำแหน่งใต้กันชน CB II จะมีการเปลี่ยนแปลงของค่าความชื้นที่เพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัดหลังจากทดสอบ 12 ชั่วโมง ความชื้นจะเริ่มมีค่าคงที่เวลาผ่านไป 24 ชั่วโมง ที่ความลึก -2.5 และ -22.5 เซนติเมตร จากผิวดินซึ่งอยู่ตำแหน่งเหนือกันชน CB II ความชื้นไม่มีการเปลี่ยนแปลงก่อนและหลังการทดสอบ จากรูปที่ 7 การเปลี่ยนแปลงความเค็มตามความลึกที่เวลาต่าง ๆ ในแท่ง CB II ซึ่งเห็นได้ว่าความเค็มที่วัดได้มีความสัมพันธ์โดยตรงกับความชื้น เมื่อความชื้นสูงขึ้นค่าความเค็มที่วัดได้จะสูงตามไปด้วย จึงทำให้แนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงทั้ง 2 คล้ายคลึงกัน กล่าวคือภายใต้กระบวนการคาพิวลารีจะนำพาความเค็มขึ้นไปสูงสุดบริเวณใต้กันชนคาพิวลารี จากการทดสอบประสิทธิภาพของกันชน CB II สามารถตัดกระบวนการคาพิวลารีได้

การเปรียบเทียบการเคลื่อนที่ของความชื้นและความเค็มในแท่งดินตัวอย่าง เมื่อทำการเปรียบเทียบความสูงของความชื้นสูงสุดกับความสูงของ

ความเค็มสูงสุดในแท่งตัวอย่างต่าง ๆ พบว่าในแท่งดิน1 (NO-CB) มีความสูงของความชื้นและความเค็มที่ยังสามารถเคลื่อนที่ในแนวดิ่งต่อไปได้ แต่สิ้นสุดเมื่อขึ้นมาถึงผิวดิน และตัวอย่างที่มีการใส่กันชนคาพิวลารีมีความสูงของความชื้นและความเค็มสิ้นสุดที่บริเวณใต้กันกันคาพิวลารี



รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงความชื้นที่ระดับต่างๆ ในแท่งดิน II



รูปที่ 7 การเปลี่ยนแปลงความเค็มที่ระดับต่างๆ ในแท่งดิน II

5. สรุปผลการทลอง

การศึกษาการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มในแนวดิ่งภายใต้กระบวนการคาพิวลารีแท่งตัวอย่างดินที่ไม่มีและมีชั้นกันชนคาพิวลารี (Capillary Barrier, CB) โดยชั้นกันชนคาพิวลารี แท่งดิน II คือชั้นกันชนคาพิวลารีกรวดขนาด 2.38- 4.75 มิลลิเมตร ที่ถูกประกบด้วยวัสดุใยสังเคราะห์ (Geotextile) ทั้งด้านบน และล่างของชั้นกรวด ความหนารวม 5 เซนติเมตร

ผลการจำลอง พบว่า ในแท่งดินที่ไม่มีชั้นกันชนคาพิวลารี แรงคาพิวลารีสามารถดึงความชื้น และความเค็มจากน้ำใต้ดินเค็มขึ้นจนถึงผิวดินได้ ในขณะที่ความชื้น และความเค็มดังกล่าวไม่สามารถเคลื่อนขึ้นสู่ผิวดินได้ในกรณีที่มีการจำลองชั้นกันชนคาพิวลารีแทรกเข้าไปในแท่งตัวอย่าง จากผลทดสอบในห้องปฏิบัติจึงสรุปได้ว่าวัสดุคัดเลือกที่นำมาใช้จำลองชั้นกันชนคาพิวลารี สามารถตัดกระบวนคาพิวลารีในชั้นดินได้ อย่างไรก็ตามวัสดุที่เลือกต้องเป็นวัสดุที่มีขนาดเม็ดใหญ่กว่าเม็ดดินในชั้นดินและการคละขนาดที่สม่ำเสมอ เพื่อให้เกิดช่องว่างในชั้นกันชนคาพิวลารี ขนาดใหญ่ทำให้แรงคาพิวลารีมีค่าต่ำ จึงไม่สามารถดึงความชื้นจากน้ำใต้ดินเค็มผ่านชั้นดังกล่าวไปได้ จากผลการศึกษานี้สามารถนำชั้นกันชนคาพิวลารี ไปประยุกต์ใช้แก้ไขปัญหาดินเค็มได้ โดยการขุดเปิดหน้าดินไปที่ระดับความลึกที่ต้องการและสร้างชั้นกันชนคาพิวลารี ที่มีความหนา 5 เซนติเมตร อย่างไรก็ตาม วิธีการนี้มีอาจไม่เหมาะสมกับพื้นที่ขนาดใหญ่มาก เนื่องจากในการสร้างชั้นกันชนคาพิวลารี อาจใช้ต้นทุนที่ค่อนข้างสูง ดังนั้นการใช้แนวทางนี้อาจเหมาะสำหรับพื้นที่จำกัด เช่น ในพื้นที่รกร้างจากดินเค็มจัดที่ต้องการฟื้นฟู และโรงเรือนเพาะปลูกที่มีพื้นที่ขนาดไม่ใหญ่มาก เป็นต้น

การศึกษาในครั้งนี้เป็นการศึกษาผ่านการจำลองในห้องปฏิบัติการ ซึ่งสามารถควบคุมปัจจัยรอบข้างได้อย่างเหมาะสม อย่างไรก็ตาม ควรมีการศึกษาต่อไปถึงปัจจัยตามธรรมชาติที่การเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มให้ครอบคลุมในทุกประเด็นมากขึ้น เช่น การเปลี่ยนแปลงฤดูกาล อุณหภูมิ และอิทธิพลของการคายระเหย เป็นต้น นอกจากนี้ ความหนาของชั้นกันชนคาพิวลารี ที่ใช้ในการศึกษานี้มีเพียงขนาดเดียว ดังนั้น จึงควรศึกษาอิทธิพลของความหนาของชั้นกันชนคาพิวลารี ต่อการเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มเพื่อให้ได้ความหนาที่เหมาะสมและใช้ต้นทุนต่ำที่สุดเมื่อนำไปประยุกต์ใช้แก้ปัญหาในพื้นที่จริง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน สำหรับการสนับสนุนสถานที่ในห้องปฏิบัติการณ์ และอุปกรณ์ในการทดลอง และขอขอบคุณกรมทางหลวง ที่สนับสนุนทุนในการศึกษาต่อระดับปริญญาโท

เอกสารอ้างอิง

[1] Arunin, S. (1992). Strategies for utilizing salt affected lands in Thailand, Bangkok : Department of Land Development, Ministry of Agriculture and Cooperatives.

[2] Sinanuwong, S., and Takaya, Y. (1994a). Saline soils in Northeast Thailand : Their possible origin as deduced from field evidence, Southeast Asian studies, 12, 105-120.

[3] Sinanuwong, S., and Takaya, Y. (1994b). Distribution of saline soils in Korat basin of Thailand, Southeast Asian studies, 12, 365-382.

[4] JICA. (1991). The master plan study on the integrated rural development of salted-affected land in Northeast Thailand.

[5] Kohyama, K., Wichaidit, P., Pramojanee, P., Sukchan, S., and Wada, H. (1993). Salinity in the watershed Of Northeast Thailand. In: Kokyama K. and Subhasaram T. (eds.), Salt-affected soil in Northeast Thailand, their salinity and amelioration, ADRC Technical paper No.12 pp.7-26.

[6] มหาวิทยาลัยขอนแก่น (2551) โครงการศึกษา HYDROGEOLOGICAL MODEL เพื่อคาดคะเนการกระจายดินเค็ม

และน้ำเค็มระยะยาว โครงการ โขง-ชี-มูล, รายงานฉบับสมบูรณ์กรมชลประทานฯ.

[7] Petrukhin, V.P. (1993). Construction of Structures on Saline Soils. A.A.Balkema Publishers, Brookfield.

[8] Sherwood, P.T. (1958). The effect of Sulphates on Cement Stabilization Clay. HighwayResearch Board, Bulletin. 198 : 45 – 54.

[9] หฤทัย มาศโค้ง, ฉัตรชัย โชติษฐยางกูร และ อวิรุทธิ์ ชินกุลกิจนิวัฒน์ (2544). การเคลื่อนที่ของน้ำใต้ดินเค็มภายใต้กระบวนการคาพิวลารีในดินทราย และดินร่วนปนทรายจากพื้นที่ดินเค็ม จ.นครราชสีมา. วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ, ปีที่ 2, ฉบับที่ 2, หน้า 30-40.

[10] United State Laboratory Staff. (1954). Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils, Agriculture Handbook No.60 USDA. 160 pp.

[11] Shingo, I., Toshio, T., and Benno, P.W. (1988). Soil water interactions mechanisms and applications, ISBN 0-8247-7767-0.

[12] Fredlund, D.G., and Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. New York: Wiley.

[13] Akudago, J.A., Nishigaki, M., Chegbeleh, L.P., Komatsu, M., and Alim, M.A. (2009). Capillary cut design for soil groundwater salinity control, Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology Okayama University, Vol.14 No 1:17-22.

อิทธิพลของการลดระดับน้ำต่อเสถียรภาพความลาดของเขื่อนดินแบบแบ่งส่วน
Influence of water level reduction on stability of zoned earth dam

มนชล ศรีชัยกูล[1,*] และ วีรยา ฉิมอ้อย[2]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี
[2]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี
**E-mail address: ridyee66@gmail.com*

บทคัดย่อ

เขื่อนดินแบบแบ่งส่วนเป็นเขื่อนประเภทหนึ่งที่ก่อสร้างมากในประเทศไทย เนื่องจากสามารถใช้เขื่อนได้ตามวัตถุประสงค์ โดยมีการติดตั้งเครื่องมือเพื่อตรวจวัดพฤติกรรมของเขื่อนในระหว่างการใช้งาน อย่างไรก็ตามการจำลองสถานการณ์ของระดับน้ำในเขื่อนซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญต่อเสถียรภาพของเขื่อนเป็นสิ่งจำเป็น ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงต้องการศึกษาสภาวะการลดระดับน้ำในเขื่อน โดยกำหนดอัตราการลดลงของระดับน้ำที่ 0.25, 0.50, 0.75 และ 1.00 ม./วัน และกำหนดการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในเขื่อนเทียบกับระดับกักเก็บปกติของเขื่อนที่ 1/2, 1/4, 1/8 และ 1/16 เท่าของความต่างของระดับกักเก็บปกติกับระดับน้ำต่ำสุด โดยใช้ข้อมูลกรณีศึกษา 2 กรณี ได้แก่ เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ จังหวัดลพบุรี และอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก จังหวัดสระบุรี ผลการศึกษาพบว่าการลดลงของระดับน้ำในเขื่อนส่งผลต่อเสถียรภาพความลาดชันของเขื่อน โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเขื่อนมีค่าลดลงอย่างมากเมื่อการลดลงของระดับน้ำเพิ่มขึ้น ในขณะที่อัตราการลดลงของระดับมีผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยไม่มากนัก โดยการลดลงของระดับน้ำไม่ควรเกิน 1/4 เท่าของความต่างของระดับกักเก็บปกติกับระดับน้ำต่ำสุด

คำสำคัญ: เขื่อนดินแบบแบ่งส่วน, เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์, อ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก, อัตราการลดลงของระดับน้ำในเขื่อน, ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย

Abstract

The zoned earth dam is the most type of dam that constructed in Thailand since it can be used as its purposes. With the installation of instruments, the behavior of dam can be measured for long term use. However, the simulation of water level reduction in the dam, which is an important factor for the stability of dam, is necessary. Therefore, the aim of this research is to study the rate of water level reduction at 0.25, 0.5, 0.75 and 1.00 m./day and the change of water level at 1/2, 1/4, 1/8 and 1/16 compared with difference of normal water level and minimum water level of dam. There are 2 cases study, Pasak Chonlasit Dam and Muak Lek Reservoir. From the results, it is found that the change of water level has much effect to the stability of dam. The factor of safety decreased with the increasing of reduction of water level. But for the rate of water level reduction has little effect to the factor of safety. The reduction of water level should not over than 1/4 time of the difference of normal water level and minimum water level of dam.

Keywords: zoned earth dam, Pasak Chonlasit Dam, Muak Lek Reservoir, rate of water level reduction, factor of safety

1. บทนำ

เขื่อนดิน (Earth fill Dam) เป็นเขื่อนประเภทหนึ่งที่ได้ความนิยมในการก่อสร้างในปัจจุบันเนื่องจากเป็นเขื่อนที่สามารถนำวัสดุในท้องที่มาใช้เป็นวัสดุหลักในการก่อสร้าง ทำให้ควบคุมปริมาณการใช้ ต้นทุนการก่อสร้าง (Cost Unit) และความสะดวกในการก่อสร้าง ดังนั้นจึงใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างที่น้อยกว่าเขื่อนประเภทอื่น ๆ โดยทั่วไปเขื่อนดิน (Earth fill Dam) ของประเทศไทยมักออกแบบและก่อสร้างโดยกรมชลประทาน ซึ่งเขื่อนดินนั้นยังถูกแบ่งออกเป็นหลายประเภทเพื่อการใช้งานที่แตกต่างกัน โดยเขื่อนดินที่ทางกรมชลประทานออกแบบและบำรุงรักษา มีอยู่ด้วยกัน 2 ขนาดหลัก ๆ ได้แก่ เขื่อนขนาดกลาง (อ่างเก็บน้ำ) และ เขื่อนขนาดใหญ่ โดยประเภทของเขื่อนทั้ง 2 ประเภทที่กล่าวมานั้น ถูกแบ่งตามปริมาตรความจุ (Storage) ความสูงของเขื่อน (Dam High) และพื้นที่รับน้ำ (Water shade Area) และยังมีลักษณะในการออกแบบและใช้วัสดุในการก่อสร้างที่คล้ายคลึงกัน โดยส่วนใหญ่เป็นเขื่อนดินประเภทแบ่งโซน (Zone Type Earth fill Dam) เนื่องจากสามารถออกแบบโดยใช้วัสดุที่ดีสำหรับแต่ละส่วนได้อย่างเต็มที่ ในส่วนของแกนเขื่อน (Core zone) ใช้ดินเหนียวที่มีความทึบน้ำเพื่อป้องกันการไหลซึมของน้ำ ในขณะที่ส่วนเปลือก (Shell) ใช้วัสดุที่เป็นกรวดหรือหินที่มีความแข็งแรงเพื่อทำให้เกิดความมั่นคงแก่ตัวเขื่อน เช่น เขื่อนกระเสียว เขื่อนแม่งัดสมบูรณ์ชล เขื่อนลำตะคอง เขื่อนลำปาว เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ และเขื่อนประแสร์

สำหรับค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเขื่อนดินมีกำหนดไว้ในหลายสภาวะ ซึ่งขึ้นอยู่กับความเสี่ยง อัตราการเกิดสภาวะนั้น ๆ (วรากร ไม้เรียง, 2542) โดยสภาวะการลดลงของระดับน้ำเก็บกักในตัวเขื่อนอย่างรวดเร็ว ก็เป็นสภาวะหนึ่งที่ทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยของเขื่อนลดลงและเป็นสาเหตุของการพิบัติของเขื่อนดินได้ เช่น ที่เขื่อนอุบลรัตน์ จังหวัดขอนแก่น เกิดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างมากกว่าปริมาณที่ออกแบบไว้ ทำให้ระดับน้ำสูงขึ้นจนเกือบล้นสันเขื่อนทำให้ต้องเร่งระบายน้ำออก จนพื้นที่ด้านท้ายน้ำนั้นท่วมและน้ำนั้นไหลข้ามผ่านชั้นแกนดินเหนียว แต่เขื่อนนั้นไม่เกิดการพิบัติหรือเสียหาย และเมื่อปี พ.ศ.2533 ที่เขื่อนมูลบน จังหวัดนครราชสีมา ได้เกิดพายุพายุดีเปรสชั่นสองลูก ในเดือนตุลาคม 2533 ทำให้ปริมาณน้ำเพิ่มขึ้นสูงกว่า 10.00 เมตร และพบรอยรั่วซึม 2 จุดบริเวณด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ จนทำให้เขื่อนต้องเร่งระบายน้ำออก เพื่อลดปริมาณน้ำลงอย่างเร่งด่วน ส่งผลทำให้เขื่อนเกิดการพิบัติ อีกทั้งตลอดจนสภาพเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณพื้นที่ที่ส่วนฐานรากนั้นเป็นดินทราย และยังพบปัญหาดินกระจายตัวบริเวณดังกล่าวอีก จึงเกิดปัญหาการรั่วซึม ส่งผลให้น้ำลอดใต้ฐานเขื่อนจนเกิดการพิบัติร่วมดังกล่าว (Dam Safety Project : Project preparation, 1996) ซึ่งที่ผ่านมามีงานวิจัยที่ศึกษาถึงสภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็วอยู่บ้าง (Fattah, et al., 2015, Abbas, et al., 2017 และ Htwe and Naing, 2017) แต่ในงานวิจัยฉบับนี้ต้องการศึกษาจากกรณีศึกษาสำหรับเขื่อนในประเทศไทยโดยศึกษาผลกระทบของระดับการลดลงของระดับน้ำกักเก็บ และอัตราการลดลงของระดับน้ำในเขื่อนต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของเขื่อน โดยใช้กรณีศึกษา คือ เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ และอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการบริหารจัดการเขื่อนในประเทศไทยต่อไป

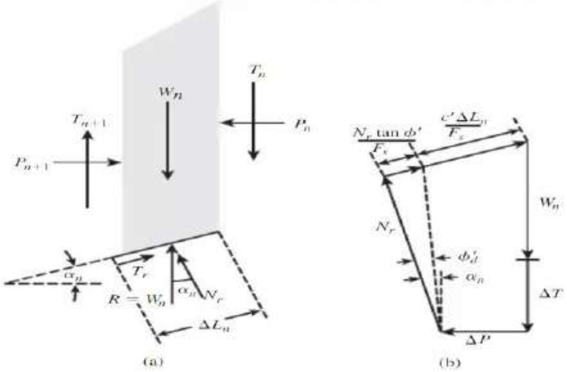
2. วิธีการศึกษา

ในงานวิจัยฉบับนี้ใช้วิธีการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของเขื่อนบนพื้นฐานของการวิเคราะห์ด้วยวิธีสมดุลขีดจำกัด (Limit Equilibrium Method) โดยใช้โปรแกรม GeoStudio ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์ทางวิศวกรรมธรณีเทคนิค โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีสมดุลขีดจำกัด ผู้วิจัยได้เลือกวิธีการคำนวณ จำนวน 2 วิธี มาใช้ในการวิเคราะห์ได้แก่

2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีสมดุลขีดจำกัด (Limit Equilibrium Method)

2.1.1 วิธีการ Bishop’s simplified Method

วิธีการนี้มีหลักการวิเคราะห์โดยสมมุติ พื้นที่ใต้ผิวโค้ง เป็นพื้นที่ที่เกิดการพังทลายของดินโดยพื้นที่อยู่เหนือเส้นโค้งจะถูกแบ่งออกเป็นชิ้นเล็ก ๆ ตามแนวดิ่ง โดยพิจารณาในความยาวหนึ่งหน่วย และในแต่ชิ้นส่วนย่อย ๆ นั้นจะมีแรงกระทำดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 การวิเคราะห์หน่วยแรงในชิ้นส่วนด้วยวิธี Bishop’s simplified Method of Slice (Braja M. Das, 2002)

โดยที่เมื่อผลรวมของแรง P และ W ที่เกิดขึ้นของทุกชิ้นส่วนนั้นจะไม่เท่ากับศูนย์ ดังนั้นเราจึงกำหนดให้ $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ และ $T_n - T_{n+1} = \Delta T$ ตามรูปที่ 1

สำหรับแรงเฉือนต้านที่เกิดขึ้นนั้น มีค่าตามสมการดังนี้

$$T_r = N_r(\tan \varnothing_d) + c_d \Delta L_n \quad (1)$$

และ

$$T_r = N_r(\frac{\tan \varnothing}{FS}) + \frac{c \Delta L_n}{FS}) \quad (2)$$

ผลรวมของแรงตามแนวดิ่ง มีค่า

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n (\frac{N_r \tan \varnothing}{FS}) + \frac{c_d \Delta L_n}{FS}) \sin \alpha_n \quad (3)$$

โดยเมื่อสภาวะสมดุลของมวล ABC เมื่อหาโมเมนต์รอบจุด O จะได้ว่า

$$\sum_{n=1}^{n=E} w_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (4)$$

และเมื่อ

$$T_r = \frac{1}{FS}(c + \tan \varnothing)\Delta L_\text{n} = \frac{1}{FS}\left(C \Delta L_n + N_r \tan \varnothing\right) \quad (5)$$

เมื่อแทนสมการ (3) และ (4) ลงในสมการ (5) พร้อมทั้งจัดรูปสมการใหม่จะได้สมการใหม่ ว่า

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan\varnothing + \Delta T \tan\varnothing)(\frac{1}{m_{a(n)}})}{\sum_{n=1}^{n=p} w_n \sin\alpha_n} \qquad (6)$$

และเมื่อกำหนดให้

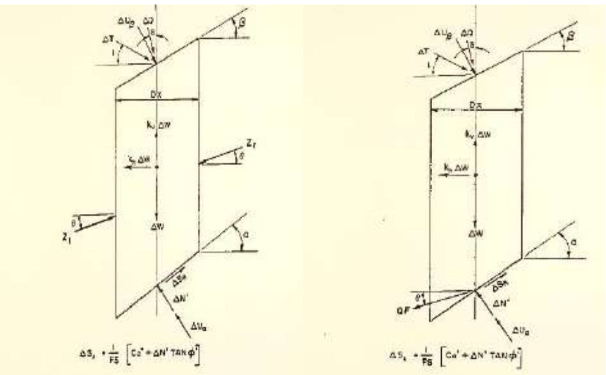
$$M_{a(n)} = \cos\alpha_n + \frac{\tan\varnothing \sin\alpha_n}{FS} \qquad (7)$$

และสมมุติให้ $\Delta E = 0$ จะได้สมการใหม่

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan\varnothing)(\frac{1}{m_{a(n)}})}{\sum_{n=1}^{n=p} w_n \sin\alpha_n} \qquad (8)$$

2.1.2 วิธีการ Spencer Method

สำหรับวิธีการ Spencer Method นั้นจะกำหนดให้แรงกระทำทั้งทางด้านข้างของมวลดินที่ขนานกัน ดังนั้นแรงทางด้านข้างนั้นทุกแรงมีมุมกระทำเป็นมุมเดียวกันหมด โดยวิธียังกำหนดให้แรงกระทำด้านล่างกระทำที่กึ่งกลาง Slice ด้วยสมมุติฐานของวิธีนี้ทำให้คำนวนได้ง่ายขึ้นและไม่ส่งผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ตามรูปที่ 2 โดยวิธีการนี้สามารหาคำตอบจากแนวการเคลื่อนพังได้ทั้ง 2 รูปแบบคือทั้ง Circular Slip และ Noncircular slip Surface โดยใช้วิธีการ Trail & Error จนกว่าที่ FS. ที่ได้จากการคำนวนด้วยสมดุลแรง และ สมดุลโมเมนต์ จะมีค่าเท่ากัน โดยเริ่มจากการกำหนดค่ามุม θ ก่อน



รูปที่ 2 การวิเคราะห์หน่วยแรงในชิ้นส่วนด้วยวิธี Spencer Method (Carpenter, J.R., 1985)

โดยสมการของแรงลัพท์ระหว่าง Slice จะได้ว่า

$$QF = \frac{\left[\frac{S_1}{FS + S_2}\right]}{\cos(\alpha-\theta)\left[1 + \frac{S_3}{FS}\right]} \qquad (9)$$

$$S_1 = C_a + t\tan\varnothing' \begin{bmatrix} \Delta W((1-k_v)\cos\alpha - k_h \sin\alpha) \\ -\Delta u_\alpha + \Delta u_\beta \cos(\alpha-\beta) \\ +\Delta Q\cos(a-\delta) + \Delta T\sin(\alpha - i) \end{bmatrix} \qquad (10)$$

$$S_2 = \Delta u_\beta \sin(\alpha-\beta) - \begin{bmatrix} \Delta W((1-k_v)\sin\alpha - k_h \cos\alpha) \\ +\Delta\sin(\alpha-\beta) + \Delta T\cos(\alpha - i) \end{bmatrix} \qquad (11)$$

$$S_3 = \tan\varnothing' \tan(\alpha-\theta) \qquad (12)$$

เมื่อ

$$C_a = Cohesion\ force = \frac{c'(dx)}{\cos\alpha} \qquad (13)$$

และสมการสมดุลโมเมนต์

$$\sum_{i=1}^{n} \left[Qf\cos(\alpha-\theta)\right] = 0 \qquad (14)$$

สมการสมดุลแรงระหว่าง Slice เมื่อแรงระหว่าง Slice ขนานกัน คือ

$$\sum_{i=1}^{n} \left[QF\right] = 0 \qquad (15)$$

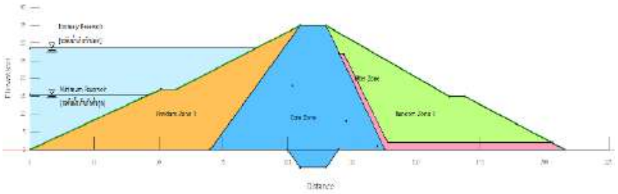
ซึ่ง ค่า FS. ที่ได้จากวิธีนี้จะมีค่าที่แม่นยำกว่า วิธี Bishop's simplified Method of Slice กล่าวมา เนื่องจากมีการคำนวนทั้งสมดุลแรงในแนวราบและสมดุลโมเมนต์ นอกจากนี้ก็ยังมีแรงระหว่างชิ้น Slice ก็นำมาใช้คำนวน แต่เนื่องจากวิธีการนี้เป็นวิธีการที่มีการคำนวนที่ค่อนข้างซับซ้อนทั้งสมการ และ Trail & Error เพื่อทายค่า ดังนั้นการคำนวนด้วยมือจึงแทบเป็นไปไม่ได้ จึงมีการใช้คอมพิวเตอร์มาช่วยในการคำนวนแทน

2.2 กรณีศึกษา

2.2.1 เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

เป็นเขื่อนขนาดใหญ่ ตั้งอยู่ที่ตำบลหนองบัว อำเภอพัฒนานิคม จังหวัดลพบุรี โดยเป็นเขื่อนดินแบบแบ่งส่วน ซึ่งมีความสูงของเขื่อน 35.00 เมตร และมีระดับเก็บกักปกติที่ 28.50 เมตร มีปริมาตรความจุที่ระดับเก็บกักปกติ 960.00 ล้าน ลบ.ม. หน้าตัดของเขื่อนดินที่ใช้ในการศึกษาแสดงในรูป

ที่ 3 ค่าคุณสมบัติของดินในแต่ละส่วนจากข้อมูลในรายงานการก่อสร้างเขื่อน แสดงได้ดังตารางที่ 1



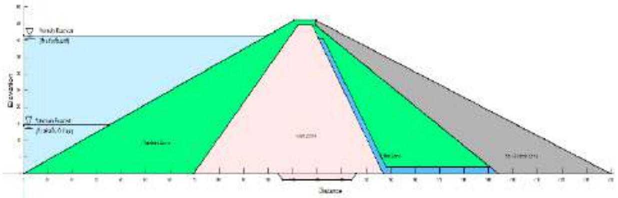
รูปที่ 3 แบบจำลองเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ด้วยโปรแกรม GeoStudio

ตารางที่ 1 รายละเอียดค่าคุณสมบัติของดินแต่ละโซนเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

ที่	ชั้นดิน (Zone Type)	ค่าคุณสมบัติของดิน				
		∅	C	γ	γ_{sat}	K
		๐	(kN/m²)	(kN/m³)	(kN/m³)	m/sec
1	Random Zone 1	11.97	34.25	16.98	18.50	1.10×10^{-8}
2	Random Zone 2	10.19	69.23	16.98	18.00	1.76×10^{-7}
3	Core Zone	5.36	84.33	14.80	16.00	3.24×10^{-8}
4	Filter Zone	10.96	24.51	16.98	18.00	1.58×10^{-6}

2.2.2 อ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก

เป็นเขื่อนขนาดกลาง ตั้งอยู่ที่ตำบลคำพราน อำเภอวังม่วง จังหวัดสระบุรี โดยเป็นเขื่อนดินแบบแบ่งส่วน มีความสูงของเขื่อนที่ 46.0 เมตร และมีระดับเก็บกักปกติ ที่ 41.50 เมตร มีปริมาตรความจุที่ระดับเก็บกักปกติ 61.00 ล้าน ลบ.ม. หน้าตัดของเขื่อนดินที่ใช้ในการศึกษาแสดงในรูปที่ 4 ค่าคุณสมบัติของดินจากข้อมูลในรายงานการก่อสร้างเขื่อน แสดงได้ดังตารางที่ 2



รูปที่ 4 แบบจำลองอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กด้วยโปรแกรม GeoStudio

ตารางที่ 2 รายละเอียดค่าคุณสมบัติของดินแต่ละโซนอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก

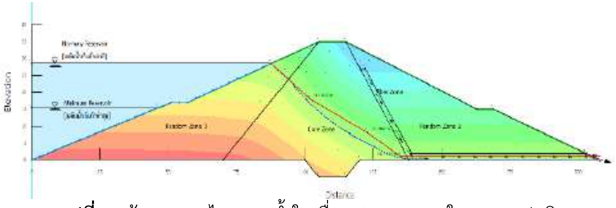
ที่	ชั้นดิน (Zone Type)	ค่าคุณสมบัติของดิน				
		∅	C	γ	γ_{sat}	K
		๐	(kN/m²)	(kN/m³)	(kN/m³)	m/sec
1	Random Zone	31.30	27.45	17.27	18.00	1.07×10^{-8}
2	Core Zone	22.34	21.57	15.74	16.00	2.68×10^{-9}
3	Filter Zone	18.75	26.48	16.31	18.00	1.86×10^{-7}
4	Soil & Rock	30.45	54.91	16.99	17.50	6.59×10^{-8}

2.3 การจำลองการไหลในสภาวะการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็ว

เนื่องจากข้อมูลแรงดันน้ำจากการตรวจวัดในสนามด้วย Piezometer ในสภาวะการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วไม่มี จึงจำเป็นต้องมีการจำลองการไหลของน้ำในสภาวะการลดระดับน้ำอย่างรวดเร็วด้วยโปรแกรม GeoStudio และเพื่อเป็นการตรวจสอบแบบจำลองจึงได้มีการจำลองการไหลของน้ำในสภาวะกักเก็บปกติเพื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลแรงดันน้ำจากการตรวจวัดในสนาม ซึ่งพบว่าต้องมีการปรับค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำของชั้น Random zone และชั้น Filter zone ให้มีค่ามากขึ้น โดยสำหรับเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำที่ปรับแสดงในตารางที่ 3 ซึ่งเส้นทางการไหลของน้ำจากการจำลองด้วยโปรแกรม GeoStudio เปรียบเทียบกับข้อมูลแรงดันน้ำจากการตรวจวัดในสนาม แสดงในรูปที่ 5

ตารางที่ 3 การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของน้ำในดิน (K) เขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

ที่	ชั้นดิน (Zone Type)	ค่าคุณสมบัติของดิน	
		$K_{เดิม}$	$K_{ปรับแก้}$
		m/sec	m/sec
1	Random Zone 1	1.10×10^{-8}	1.10×10^{-7}
2	Filter Zone	1.58×10^{-6}	1.58×10^{-4}

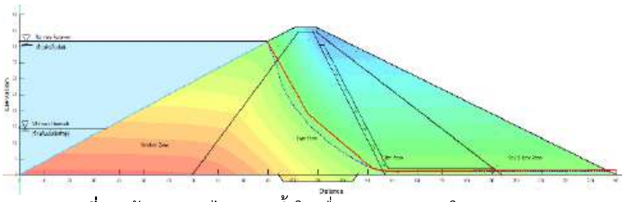


รูปที่ 5 เส้นทางการไหลของน้ำในเขื่อน (flowline) ในสภาวะปกติของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ ภายหลังปรับแก้ค่า K

สำหรับกรณีอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กก็เช่นเดียวกัน จำเป็นต้องมีการปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำในชั้น Filter และชั้น Soil and Rock โดยค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำที่ปรับแก้แสดงในตารางที่ 4 และเส้นทางการไหลของน้ำจากการจำลองด้วยโปรแกรม GeoStudio เปรียบเทียบกับข้อมูลแรงดันน้ำจากการตรวจวัดในสนาม แสดงในรูปที่ 6

ตารางที่ 4 การปรับแก้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของน้ำในดิน (K) อ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก

ที่	ชั้นดิน (Zone Type)	ค่าคุณสมบัติของดิน	
		$K_{เดิม}$	$K_{ปรับแก้}$
		m/sec	m/sec
3	Filter Zone	1.86×10^{-7}	3.24×10^{-4}
4	Soil & Rock	6.59×10^{-8}	6.59×10^{-5}



รูปที่ 6 เส้นทางการไหลของน้ำในเขื่อน (flowline) ในสภาวะปกติของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก ภายหลังปรับแก้ค่า K

เมื่อทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์การไหลซึมผ่านของน้ำของทั้งสองกรณีศึกษาเรียบร้อยแล้วจึงจำลองสภาวะการลดลงของระดับน้ำอย่างรวดเร็ว โดยมีขอบเขตการวิเคราะห์ของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์แสดงในตารางที่ 5 และขอบเขตการวิเคราะห์ของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กแสดงในตารางที่ 6

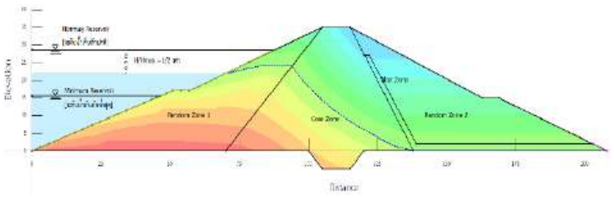
ตารางที่ 5 ขอบเขตการวิเคราะห์โดยจำลองการลดระดับน้ำลงของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

ที่	อัตราการลดลงของระดับน้ำ	ระดับเก็บกักปกติ	ระดับเก็บกักต่ำสุด	ระดับน้ำที่ลดลง	ลดลงเหลือ	วันที่ใช้วิเคราะห์
	ม./วัน	ม.	ม.	เท่า	ม.	วัน
1	0.25	28.50	15.50	1/2	22.00	26.00
				1/4	18.75	39.00
				1/8	17.13	45.50
				1/16	16.31	13.00
2	0.50			1/2	22.00	19.50
				1/4	18.75	22.75
				1/8	17.13	24.38
				1/16	16.31	13.00
3	0.75			1/2	22.00	8.67
				1/4	18.75	13.00
				1/8	17.13	15.17
				1/16	16.31	16.25
4	1.00			1/2	22.00	6.50
				1/4	18.75	9.75
				1/8	17.13	11.38
				1/16	16.31	12.19

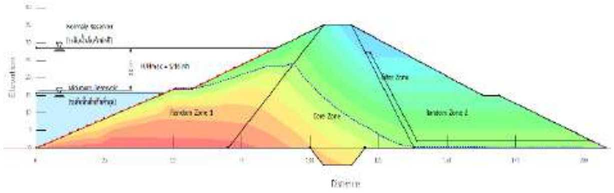
ตารางที่ 6 ขอบเขตการวิเคราะห์โดยจำลองการลดระดับน้ำลงของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก

ที่	อัตราการลดลงของระดับน้ำ	ระดับเก็บกักปกติ	ระดับเก็บกักต่ำสุด	ระดับน้ำที่ลดลง	ลดลงมาเหลือ	จำนวนวันที่ใช้วิเคราะห์
	ม./วัน	ม.	ม.	เท่า	ม.	วัน
1	0.25	41.50	14.00	1/2	27.75	55.00
				1/4	20.88	82.50
				1/8	17.44	96.25
				1/16	15.72	103.13
2	0.50			1/2	27.75	27.50
				1/4	20.88	41.25
				1/8	17.44	48.13
				1/16	15.72	51.56
3	0.75			1/2	27.75	18.33
				1/4	20.88	27.50
				1/8	17.44	32.08
				1/16	15.72	34.38
4	1.00			1/2	27.75	13.75
				1/4	20.88	20.63
				1/8	17.44	24.06
				1/16	15.72	25.78

รูปที่ 7 และ 8 แสดงการไหลของน้ำในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ในสภาวะระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 และ 1/16 เท่าของความต่างระดับน้ำกักเก็บปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด (ΔH_{max}) ตามลำดับ

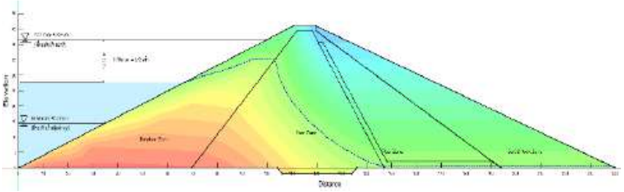


รูปที่ 7 การไหลของน้ำในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์เมื่อระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 เท่าของความต่างระดับน้ำเก็บกักปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด

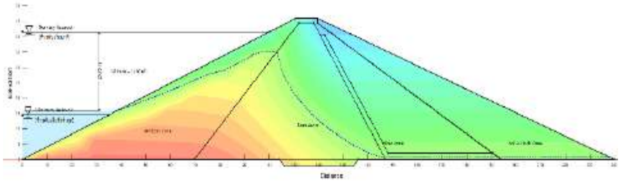


รูปที่ 8 การไหลของน้ำในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์เมื่อระดับน้ำลดลงเหลือ 1/16 เท่าของความต่างระดับน้ำเก็บกักปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด

รูปที่ 9 และ 10 แสดงการไหลของน้ำในอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กในสภาวะระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 และ 1/16 เท่าของความต่างระดับน้ำกักเก็บปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด (ΔH_{max}) ตามลำดับ



รูปที่ 9 การไหลของในอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กเมื่อระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 เท่า ของความต่างระดับน้ำเก็บกักปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด



รูปที่ 10 การไหลของในอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กเมื่อระดับน้ำลดลงเหลือ 1/16 เท่า ของความต่างระดับน้ำเก็บกักปกติกับระดับน้ำเก็บกักต่ำสุด

3. ผลการวิจัย

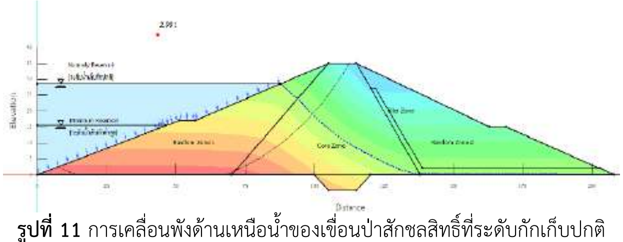
3.1 การวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันของเขื่อนที่ระดับเก็บกักปกติทั้ง 2 โครงการ

สำหรับผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของทั้ง 2 โครงการที่สภาวะเก็บกักปกติ พบว่ากรณีเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์มีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.991 และอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยเท่ากับ 2.712 ซึ่งผ่านเกณฑ์ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ ดังแสดงในตารางที่ 7 โดยมีวงของการเคลื่อนพังดังแสดงในรูปที่ 11 และ 12 ตามลำดับ

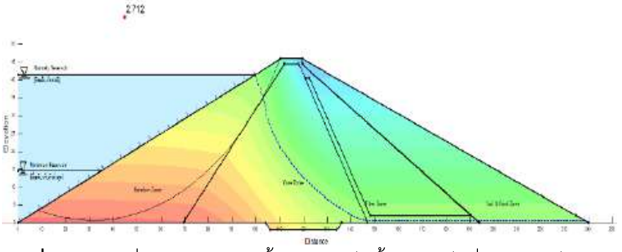
ตารางที่ 7 ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ในกรณีต่างๆ

ที่	สภาพเขื่อน	อัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุดที่ยอมรับได้		เสถียรภาพลาดที่นำมาวิเคราะห์
		สภาวะปกติ	แผ่นดินไหว	
1	หลังก่อสร้างแล้วเสร็จ	1.30	1.10	ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ
2	ที่ระดับน้ำสูงสุด	1.50	1.10	ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ
3	ที่ระดับเก็บกักปกติ	1.50	1.20	ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ
4	ที่ระดับน้ำลดลงอย่างรวดเร็ว	1.30	1.10	ด้านเหนือน้ำ
5	ที่ระดับน้ำปานกลาง	1.50	1.20	ด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

ที่มา : สุทธิศักดิ์ ศรลัมพ์ (ดัดแปลงจาก : วรากร ไม้เรียง (2542))



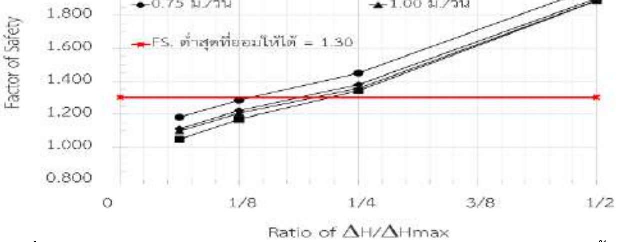
รูปที่ 11 การเคลื่อนพังด้านเหนือน้ำของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ที่ระดับกักเก็บปกติ



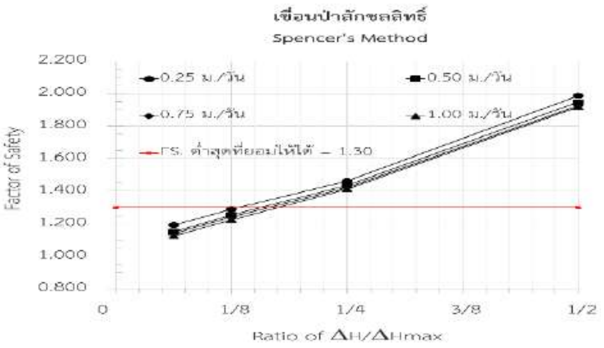
รูปที่ 12 การเคลื่อนพังด้านเหนือน้ำของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กที่ระดับกักเก็บปกติ

3.2 ผลของการลดระดับน้ำต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัย

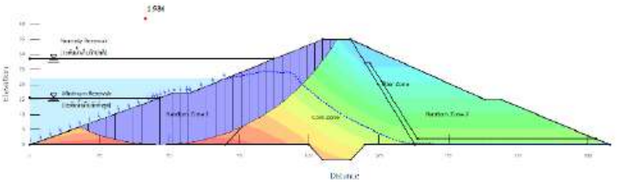
เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในเขื่อนโดยลดระดับในเขื่อนลงให้เหลือ 1/2, 1/4, 1/8 และ 1/16 เท่าของความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด พบว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าลดลงตามการลดลงของระดับน้ำทั้งสองโครงการ รูปที่ 13 และรูปที่ 14 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ (Ratio of $\Delta H/\Delta H_{max}$) ในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์โดยวิธีการของ Bishop และ Spencer จะเห็นได้ว่าค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากทั้งสองวิธีไม่แตกต่างกันมากนัก โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจากวิธีการของ Spencer มีค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้จากวิธีการ Bishop เล็กน้อย โดยมีวงของการเคลื่อนพังจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการของ Spencer กรณีระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 และ 1/16 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด แสดงในรูปที่ 15 และ 16 ตามลำดับ จากค่าอัตราส่วนความปลอดภัยพบว่ากรณีของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์การลดลงของระดับน้ำไม่ควรน้อยกว่า 1/4 เท่าของความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด จึงจะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสูงกว่า 1.30 ที่ยอมรับได้



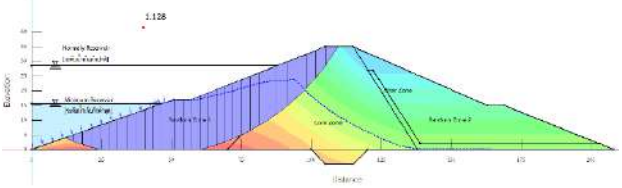
รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการลดลงของระดับน้ำในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ด้วยวิธี Bishop



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการลดลงของระดับน้ำในเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ด้วยวิธีSpencer

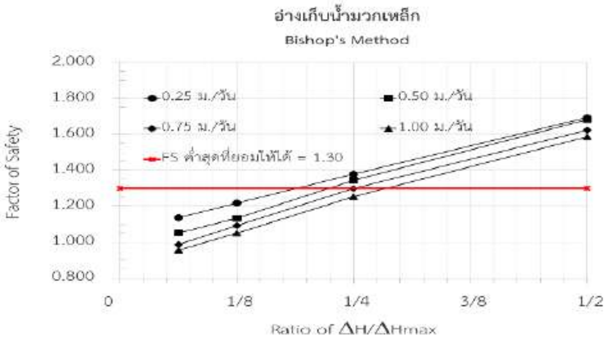


รูปที่ 15 แนวการเคลื่อนพังของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer จากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเหลือ 1/2 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุดของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

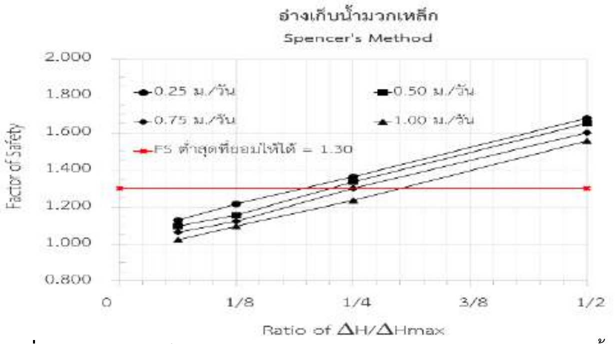


รูปที่ 16 แนวการเคลื่อนพังของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Spencer จากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเหลือ 1/16 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุดของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์

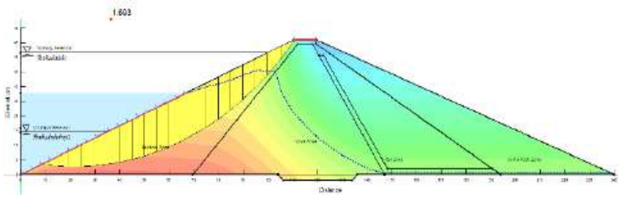
กรณีอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กก็พบว่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าลดลงตามการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเทียบกับความต่างของระดับน้ำกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด ดังแสดงในรูปที่ 17 และ 18 โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยวิเคราะห์ได้จากวิธีการของ Bishop และ Spencer ตามลำดับ ซึ่งในกรณีของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กพบว่าระดับในเขื่อนไม่ควรลดลงเกินกว่า 1/4 เท่าของความต่างของระดับน้ำกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับอัตราการลดลงของระดับน้ำด้วย วงของการเคลื่อนพังจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการของ Spencer กรณีระดับน้ำลดลงเหลือ 1/2 และ 1/16 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด แสดงในรูปที่ 19 และ 20 ตามลำดับ



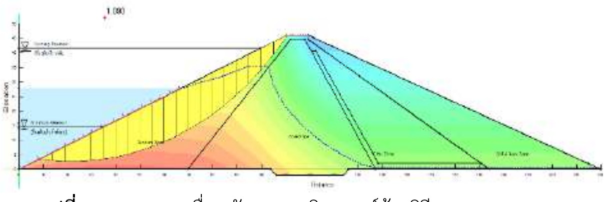
รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการลดลงของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กด้วยวิธี Bishop



รูปที่ 18 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับการลดลงของระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กด้วยวิธี Spencer



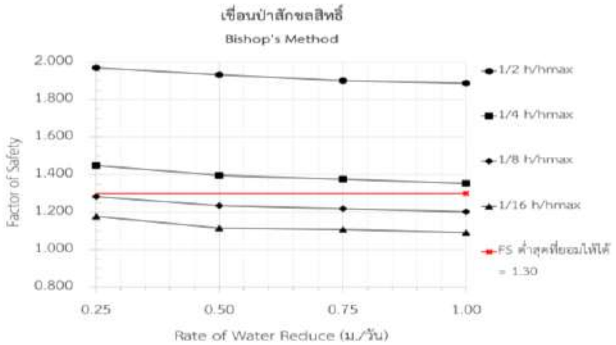
รูปที่ 19 แนวการเคลื่อนพังของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Bishop จากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเหลือ 1/2 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุดของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก



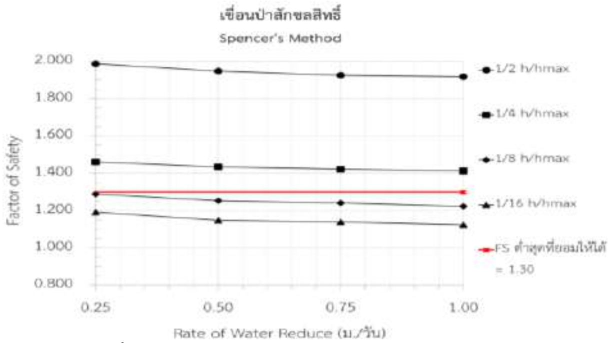
รูปที่ 20 แนวการเคลื่อนพังของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Bishop จากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำเหลือ 1/16 เท่าความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุดของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็ก

3.3 ผลของอัตราการลดลงของระดับน้ำต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัย

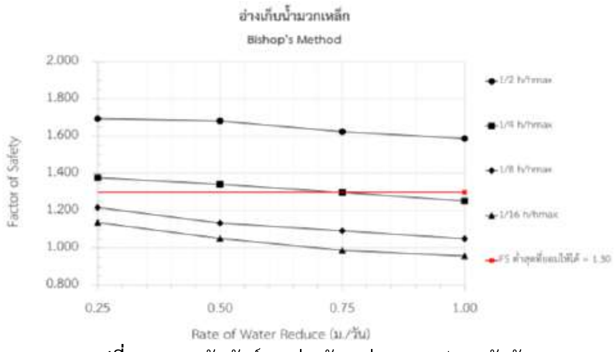
สำหรับอัตราการลดลงของระดับน้ำนั้นก็ส่งผลต่ออัตราส่วนความปลอดภัยไม่มากนัก โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยมีค่าลดลงเล็กน้อยเมื่ออัตราการลดลงเพิ่มขึ้นทั้งสองเขื่อน ดังแสดงในรูปที่ 21 - 24 โดยค่าอัตราส่วนความปลอดภัยได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีการของ Bishop และ Spencer ของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์และอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กตามลำดับ โดยกรณีของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กพบว่า หากต้องการลดระดับน้ำลงเหลือ 1/4 เท่าของความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุด อัตราการลดลงของระดับน้ำไม่ควรเกิน 0.75 เมตรต่อวัน



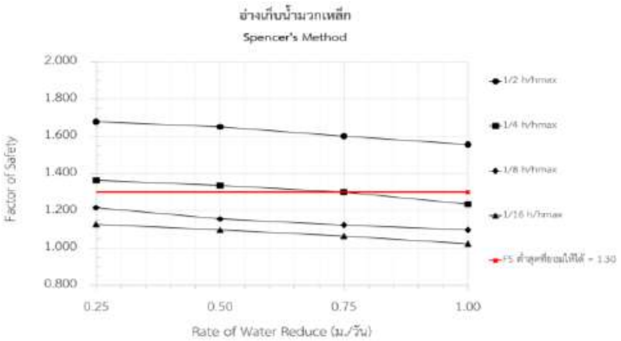
รูปที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับอัตราการลดลงของระดับน้ำของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ด้วยวิธี Bishop



รูปที่ 22 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับอัตราการลดลงของระดับน้ำของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ด้วยวิธี Spencer



รูปที่ 23 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับอัตราการลดลงของระดับน้ำของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กด้วยวิธี Bishop



รูปที่ 24 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความปลอดภัยกับอัตราการลดลงของระดับน้ำของอ่างเก็บน้ำมวกเหล็กด้วยวิธี Spencer

4. บทสรุป

1. การลดลงของระดับน้ำในเขื่อนนั้นส่งผลต่อเสถียรภาพความลาดชันของเขื่อนโดยเฉพาะด้านเหนือน้ำ เนื่องจากระดับน้ำที่ลดลงนั้น ทำให้แรงดันน้ำในเขื่อนด้านเหนือน้ำนั้นลดลง ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวของดินบริเวณดังกล่าว ซึ่งส่งผลต่อเสถียรภาพของเขื่อน

2. จากผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 โครงการ ในส่วนของการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำในเขื่อน โดยการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำที่มากกว่า 1/4 เท่าเมื่อเทียบกับความต่างของระดับกักเก็บปกติและระดับน้ำต่ำสุดนั้นให้ผลการวิเคราะห์ที่ให้ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ได้ในช่วงระหว่าง 1.30 ถึง 1.00 ซึ่งค่าที่ได้ดังกล่าวนั้นต่ำกว่ากว่าเกนฑ์ความปลอดภัยที่แนะนำ

3. ผลการวิเคราะห์ทั้ง 2 โครงการ ในส่วนของอัตราการลดลงของระดับน้ำมีผลต่อค่าอัตราส่วนความปลอดภัยไม่มากนัก อย่างไรก็ตามหากการลดลงของระดับน้ำมาก อัตราการลดลงของระดับน้ำจะมีส่วนช่วยให้อัตราส่วนความปลอดภัยอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งไม่ควรเกิน 0.75 เมตรต่อวัน

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, ฝ่ายวิศวกรรมปฐพี ส่วนปฐพีกลศาสตร์ สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา, โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาป่าสักชลสิทธิ์ และ โครงการชลประทานสระบุรี สำนักงานชลประทานที่ 10 กรมชลประทาน ที่ให้ความอนุเคราะห์ทางด้านวิชาการและข้อมูลที่จำเป็นสำหรับงานวิจัยฉบับนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Mohammed Y. Fattah, Hasan A. Omran, Mohammed A. Hassan (2015). Behavior of an Earth Dam During Rapid Drawdown. International Journal of Advance Research, Vol.3, No.03, pp. 110-122.

[2] Jasmin M. Abbas, Qasmin A. Aljinabi, Zainab Ali Mutiny (2017). Slope Stability Analysis of An Earth Dam. Diyala

Journal of Engineering Sciences, Vol.10, No.01, pp. 110-117.

[3] Hla Myat Htwe and Tun Naing, (2017). Seepage and Slope Stability Analysis of Myittha Multipurpose Dam Project, Gangaw Township, Magway Region, Myanmar. Regional Conference in Civil Engineering (RCCE) The Third International Conference on Civil Engineering Research (ICCER), Surabaya, Republic of Indonesia, 1-2 August 2017.

[4] Vannee S. and Pawinee J. (2019). Increase Stability of Soft Clay Embankments for flood Prevention Using Compact and Lining Techniques. *Science and Technology Asia*, Vol.24, No.04, pp. 58-59.

[5] Braja M. Das (2002). *Principles of Geotechnical Engineering, 7th Edition.* Cengage Learning, Inc., pp.548-550.

[6] Carpenter J.R. (1994). The spencer method of slices. *Joint Highway Research Project*, jhrp-85-17, pp.4-9.

[7] สุทธิศักดิ์ ศรลัมภ์ (2555). *วิศวกรรมความปลอดภัยเขื่อนเพื่อการออกแบบและการบำรุงรักษา*. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์,สำนักพิมพ์, หน้า 3-36 ถึง 3-42.

[8] ส่วนความปลอดภัยเขื่อน สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา (2559). *คู่มือเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน*. กรมชลประทาน. หน้า 1-1 ถึง 2-1.

การศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer กับ Light Weight Deflectometer

Correlation between deflections from the Falling Weight Deflectometer and those from the Light Weight Deflectometer

ธีรภัทร์ ศิริรัตนฉัตร[1,*] ดนัยณัฐ ถาวร[2] สุรนนท์ เยื้อยงค์[3] อัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์[4] และ อรรถสิทธิ์ สวัสดิ์พานิช[5]

[1] วิศวกรโยธาปฏิบัติการ สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร
[2,3] วิศวกรโยธาปฏิบัติการ สำนักแผนงาน กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร
[4] วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร
[5] ผู้อำนวยการ สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: teerapat.geotechnical@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer (FWD) กับค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ Light Weight Deflectometer (LWD) ในการศึกษาครั้งนี้ คณะผู้ศึกษาได้ทำการทดสอบหาค่าการแอ่นตัวบนผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตของโครงสร้างถนนลาดยางประเภทต่างๆ ในตำแหน่งจุดทดสอบใกล้เคียงกัน จากแปลงทดสอบจำนวนทั้งสิ้น 20 แปลง บนทางหลวง 12 สายทางทั่วประเทศ ซึ่งตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักรถบรรทุก แปลงทดสอบมีความยาวประมาณ 250 เมตร ทำการทดสอบทุกระยะ 25 เมตร จากผลการศึกษาพบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่วัดได้จากเครื่องมือ FWD และเครื่องมือ LWD มีแนวโน้มเป็นเส้นตรง ค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD (มีค่าระหว่าง 35 ถึง 732 ไมครอน และมีค่าเฉลี่ย 231 ไมครอน) สูงกว่าค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ LWD (มีค่าระหว่าง 2 ถึง 104 ไมครอน และมีค่าเฉลี่ย 24 ไมครอน) ประมาณ 10 เท่า ในขณะที่ค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการคำนวณโดย Elastic Solution ต่างกันประมาณ 6 เท่า ความแตกต่างเกิดจากหน่วยแรงกระทำของเครื่องมือทั้งสองชนิดต่างกัน

คำสำคัญ: ค่าการแอ่นตัว, เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer, เครื่องมือ Light Weight Deflectometer

Abstract

The objective of this paper is to investigate the correlation between deflections from the Falling Weight Deflectometer (FWD) and those from the Light Weight Deflectometer (LWD) performed on the asphalt surface of different flexible pavements. In this study, twenty test sections were selected along twelve major highways. Each 250-m long section was located near the weight control station. The deflection measurements were taken at every 25 m along the test section. The results showed that the correlation between deflections from the FWD and those from the LWD exhibited a linear. In addition, the FWD deflections (ranging from 35 to 732 microns with an average of 231 microns) were approximately 10 times the LWD deflections (ranging from 2 to 104 microns with an average of 24 microns), while those calculated by the elastic solution were approximately 6 times. Such difference was caused by the difference in their applied stresses.

Keywords: Deflection, Falling Weight Deflectometer, Light Weight Deflectometer

1. คำนำ

การประเมินสมรรถนะทางหลวงเพื่อจัดทำแผนซ่อมบำรุงและบูรณะปรับปรุงโครงสร้างถนน ข้อมูลสภาพความแข็งแรงของโครงสร้างถนนถือเป็นหนึ่งในตัวแปรสำคัญของสมรรถนะทางหลวง ซึ่งประกอบด้วย ค่าการแอ่นตัว ค่ากำลังรับน้ำหนัก ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น เป็นต้น เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer หรือ FWD เป็นเครื่องมือทดสอบหาค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนน โดยหลายหน่วยงานและองค์กรด้านงานทางทั่วโลก ค่าการแอ่นตัวที่ตรวจวัดได้จะนำไปคำนวณย้อนกลับ (Back-calculation) เพื่อวิเคราะห์ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic Modulus) ของชั้นโครงสร้างทางสำหรับประเมินความแข็งแรงและความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างถนน หน่วยงานหลักด้านการคมนาคมทางถนน ในประเทศไทย ได้แก่ กรมทางหลวงและกรมทางหลวงชนบท ได้นำเครื่องมือ FWD มาใช้ในการตรวจสอบและประเมินสภาพความแข็งแรงของโครงสร้างถนนเช่นกัน

ปัจจุบัน นอกจากเครื่องมือ FWD แล้ว กรมทางหลวงยังได้ทดลองนำเครื่องมือ Light Weight Deflectometer หรือ LWD มาใช้ตรวจวัดค่าการแอ่นตัวและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของโครงสร้างถนน ในปีพ.ศ 2560 สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง ได้ดำเนินการสำรวจ ประเมิน และติดตามสภาพความแข็งแรงของโครงสร้างถนนบนทางหลวงสายหลัก จำนวนทั้งสิ้น 12 สายทางทั่วประเทศ โดยคัดเลือกพื้นที่ทดสอบ รวมจำนวนทั้งสิ้น 20 แปลง เพื่อทำการตรวจวัดค่าความแอ่นตัวของโครงสร้างถนน ด้วยเครื่องมือ FWD ผลิตโดยบริษัท Dynatest รุ่น 8000 และเครื่องมือ LWD ผลิตโดยบริษัท Sweco รุ่น PRIMA 100 ภายใต้สภาวะแวดล้อม อาทิ รูปแบบโครงสร้างชั้นทาง ปริมาณจราจร สภาพแวดล้อม อุณหภูมิ เป็นต้น และจุดทดสอบเดียวกัน พร้อมทำการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวที่ได้จากเครื่องมือทั้งสองชนิด

เนื่องจากเครื่องมือ LWD มีจุดเด่นในแง่ของความสะดวกสบายในการขนย้ายทดสอบ น้ำหนักเบา การใช้งานไม่ยุ่งยาก และทราบผลทดสอบทันที ดังนั้นจึงอาจเป็นอีกทางเลือกหนึ่งให้กับหน่วยงานด้านการคมนาคมทางถนน แต่อย่างไรก็ตาม เครื่องมือ LWD เป็นอุปกรณ์ทดสอบใหม่สำหรับประเทศไทย และยังไม่มีผลงานศึกษาวิจัยในประเทศ ดังนั้น บทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัว (Deflection) ที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD กับค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ LWD โดยความสัมพันธ์ที่ได้จากการศึกษานี้ จะเป็นแนวทางการใช้เครื่องมือตรวจวัดค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนนให้กับกรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท และหน่วยงานอื่นที่เกี่ยวข้องต่อไป

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer

เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer (FWD) ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้ตรวจสอบความแข็งแรงของโครงสร้างถนน ซึ่งได้รับความนิยมและเป็นที่ยอมรับในวงการวิศวกรรมงานทางระดับสากลว่ามีความน่าเชื่อถือ ถูกต้อง รวดเร็ว และเป็นวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Nondestructive Testing) กรมทางหลวงได้นำเครื่องมือ FWD มาใช้ประเมินสภาพความแข็งแรงของโครงสร้างถนนและวิเคราะห์ความหนาของการเสริมผิวทาง (Overlay) เพื่อกำหนดวิธีการบูรณะ ปรับปรุง และซ่อมบำรุงทางหลวงที่เหมาะสมเป็นระยะเวลากว่า 20 ปี

ปัจจุบัน สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง มีเครื่องมือ FWD รุ่น 8000 จำนวน 1 ชุด ผลิตโดยบริษัท DYNATEST ประเทศเดนมาร์ก แสดงดังรูปที่ 1 ส่วนของรถพ่วงเป็นส่วนที่ให้แรงกระทำบนถนน โดยอาศัยการตกกระแทกของตุ้มน้ำหนัก ซึ่งแรงที่เกิดขึ้นจากการตกกระแทกจะถ่ายลงสู่แผ่นจานโลหะขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 300 มิลลิเมตร ผ่านลูกยางชนิดพิเศษเพื่อให้น้ำหนักที่เกิดขึ้นใต้แผ่นจานโลหะมีการแผ่กระจายอย่างสม่ำเสมอ แผ่นถ่ายน้ำหนักดังกล่าวสามารถใช้ได้กับพื้นที่ลาดเอียงได้ถึง 6 องศา น้ำหนักกระทำสามารถปรับเปลี่ยนได้ตามระดับความสูงของการยกตุ้มน้ำหนักแล้วปล่อยตกลงมา มีช่วงขนาดน้ำหนักตั้งแต่ 7 กิโลนิวตัน ถึง 120 กิโลนิวตัน มีช่วงระยะเวลาของน้ำหนักกระทำประมาณ 25 ถึง 30 มิลลิวินาที จากผลการศึกษาในประเทศเดนมาร์กพบว่า ความเค้น ความเครียด และลักษณะการแอ่นตัวที่เกิดขึ้นเนื่องจากการทดสอบด้วย FWD มีลักษณะใกล้เคียงกับสภาวะแรงกระทำเนื่องจากยานพาหนะแล่นผ่าน [1]

เครื่องมือ FWD ประกอบด้วย (1) อุปกรณ์วัดค่าการแอ่นตัว (Geophone) จำนวน 9 ตัว ติดตั้งบนคานที่สามารถยกขึ้นลงได้ มีความยาวประมาณ 3,000 มิลลิเมตร โดยค่าการแอ่นตัวสูงสุดที่สามารถวัดได้ประมาณ 2 มิลลิเมตร อุปกรณ์วัดค่าการแอ่นตัวสามารถติดตั้งไว้กับคานดังกล่าว ณ ตำแหน่งต่างๆ ซึ่งมีช่วงการใช้งานประมาณ 2,250 มิลลิเมตร และ (2) อุปกรณ์ Load Transducer ชนิด Strain Gauge Type ใช้ตรวจวัดขนาดน้ำหนักที่กระทำบนแผ่นจานโลหะข้อมูลที่ได้จากการทดสอบแล้วเสร็จจะถูกเก็บบันทึกไว้ในระบบคอมพิวเตอร์ เพื่อนำไปใช้ในการวิเคราะห์และประมวลผลต่อไป [2]

รูปที่ 1 เครื่องมือ Falling Weight Deflectometer (FWD)

2.2 เครื่องมือ Light Weight Deflectometer

เครื่องมือ Light Weight Deflectometer (LWD) แสดงดังรูปที่ 2 เป็นอุปกรณ์ทดสอบเพื่อหาค่าการแอ่นตัวของชั้นทางแบบพกพาได้ โดยใช้ผู้ทดสอบเพียงคนเดียว ประกอบด้วยตุ้มน้ำหนักตั้งแต่ 5 กิโลกรัม ถึง 15 กิโลกรัม แกนนำร่อง (Guide Rod) ความยาวประมาณ 90 เซนติเมตร อุปกรณ์ตรวจวัดแรง (Load Cell) อุปกรณ์ตรวจวัดการแอ่นตัว (Geophone หรือ Accelerometer) แผ่นจานโลหะ (Load Plate) ที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 100 มิลลิเมตร ถึง 300 มิลลิเมตร และชุดรับส่งสัญญาณข้อมูลแบบไร้สาย (Bluetooth) อุปกรณ์เก็บบันทึกข้อมูลแบบพกพานำติดตัวได้ (Personal Digital Assistant, PDA) สำหรับรับส่งข้อมูลแบบไร้สาย (Wireless Data Collection) ซึ่งขอบเขตอิทธิพล (Zone of Influence) หรือความลึกประสิทธิผล (Effective Depth) ของเครื่องมือ LWD เฉลี่ยในช่วง 1-2 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของแผ่นจานโลหะ ในกรณีทดสอบบนชั้นวัสดุชนิดเดียวกัน (Homogenous Layer) ทั้งนี้ รายละเอียดขั้นตอนการทดสอบ เงื่อนไขการทดสอบ มาตรฐานและข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องสรุปไว้ในรายงานขั้นสุดท้ายของโครงการศึกษาใช้

เครื่องมือ Light Weight Deflectometer (LWD) ในการควบคุมคุณภาพวัสดุสร้างทาง สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวง [3]

ปัจจุบัน สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ กรมทางหลวงมีเครื่องมือ LWD จำนวน 2 ชุด ผลิตโดยบริษัท Sweco รุ่น PRIMA 100 ข้อดีของเครื่องมือ LWD คือ มีน้ำหนักเบา ทดสอบได้รวดเร็ว ทราบผลได้ทันที ไม่ทำลายชั้นวัสดุ และเพิ่มจำนวนจุดทดสอบ ช่วยให้การตรวจสอบและควบคุมคุณภาพวัสดุสร้างทางครอบคลุมพื้นที่ก่อสร้าง อีกทั้งยังช่วยประหยัดทรัพยากรได้มากกว่าการทดสอบ FWD

รูปที่ 2 เครื่องมือ Light Weight Deflectometer (LWD)

2.3 การคำนวณค่าโมดูลัสของชั้นโครงสร้างทางโดย Elastic Solution

ค่าโมดูลัสของชั้นโครงสร้างทางสามารถคำนวณได้โดย Elastic Solution (ES) มีสมมุติฐานว่า ค่าการแอ่นตัว (Deflection, d) ที่เกิดขึ้นในชั้นโครงสร้างทาง ตรวจวัดได้จากการทดสอบ FWD และ LWD แปรผกผันกับค่าโมดูลัสของชั้นโครงสร้างทาง (Pavement Modulus, E_p) ดังสมการที่ (1)

$$E_{P,ES} = \frac{2(1-v^2)\sigma_0 a}{d_0} \quad (1)$$

เมื่อ $E_{P,ES}$ คือ โมดูลัสของชั้นโครงสร้างทางคำนวณโดย Elastic Solution v คือ อัตราส่วนของปัวซองส์ (Poisson's Ratio) σ_0 คือ หน่วยแรงกระทำ a คือ รัศมีของแผ่นจานโลหะ และ d_0 คือค่าการแอ่นตัว ณ ตำแหน่งแรงกระทำหรือที่ระยะ Offset เท่ากับ 0 มิลลิเมตร

จากสมการที่ (1) สามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ LWD และ FWD ได้ดังสมการที่ (2) เมื่อกำหนดให้ค่าโมดูลัสของชั้นโครงสร้างทางและอัตราส่วนของปัวซองส์จากเครื่องมือทั้งสองชนิดเท่ากัน

$$d_{0,FWD} = \frac{\sigma_{0,FWD} a_{,FWD} d_{0,LWD}}{\sigma_{0,LWD} a_{,LWD}} \quad (2)$$

เมื่อแทนค่าตัวแปรต่างๆ ลงในสมการที่ (2) ได้แก่ หน่วยแรงกระทำ (σ_0) สำหรับ FWD และ LWD มีค่าเท่ากับ 754 กิโลปาสคาล และ 181 กิโลปาสคาล ตามลำดับ รัศมีของแผ่นจานโลหะ (a) สำหรับ FWD และ LWD มีค่าเท่ากับ 150 มิลลิเมตร และ 100 มิลลิเมตร ตามลำดับ จะได้ว่าค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ FWD มากกว่าค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ LWD ประมาณ 6.25 เท่า

$$d_{0,FWD} = 6.25 d_{0,LWD} \quad (3)$$

3. วิธีการศึกษา

ในการศึกษานี้ คณะผู้ศึกษาได้คัดเลือกพื้นที่ศึกษา จำนวนทั้งสิ้น 20 แปลงทดสอบบนทางหลวงสายหลัก 12 สายทางทั่วประเทศ สรุปไว้ในตารางที่ 1 และรูปที่ 3 โดยแบ่งแปลงทดสอบทั้งหมดออกเป็น 4 ประเภท ตามรูปแบบและชนิดของวัสดุชั้นโครงสร้างทาง รายละเอียดมีดังต่อไปนี้

รูปที่ 3 ตำแหน่งของแปลงทดสอบบนทางหลวงสายหลัก

ตารางที่ 1 รายละเอียดแปลงทดสอบซึ่งตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักรถบรรทุก

ภาค	ทล.	ตอน	ทิศทาง	กม. - กม.	สถานีชั่งน้ำหนัก
กลาง	32	400	ขาเข้า	119+800 - 120+050	สรรพยา
	4	302	ขาเข้า	88+570 - 88+745	โพธาราม
	35	301	ขาเข้า	54+000 - 54+250	สมุทรสาคร
ตะวันออก	3	104	ขาเข้า	54+250 - 54+500	ชลบุรี
	331	103	ขาเข้า	47+050 - 47+300	ศรีราชา
	36	201	ขาออก	28+575 - 28+825	ระยอง
	33	701	ขาเข้า	267+000 - 267+250	วัฒนานคร
เหนือตอนล่าง	1	801	ขาเข้า	308+300 - 308+550	พยุหะคีรี
	1	804	ขาเข้า	379+950 - 380+200	บรรพตพิสัย
	117	100	ขาเข้า	24+750 - 25+000	เก้าเลี้ยว
	1	902	ขาเข้า	440+750 - 441+000	กำแพงเพชร
อีสาน	2	102	ขาเข้า	17+750 - 18+000	แก่งคอย
	2	202	ขาเข้า	94+950 - 95+200	สีคิ้ว
	2	402	ขาออก	268+100 - 268+350	พล
	2	301	ขาออก	168+750 – 169+000	โนนสูง
	24	302	ขาเข้า	98+750 - 99+000	หนองกี่
ใต้	323	100	ขาเข้า	4+900 - 5+150	บ้านโป่ง
	4	502	ขาออก	170+750 - 171+000	ท่ายาง
	4	603	ขาเข้า	304+750 - 305+000	ประจวบคีรีขันธ์
	4	703	ขาออก	473+500 - 473+750	ท่าแซะ

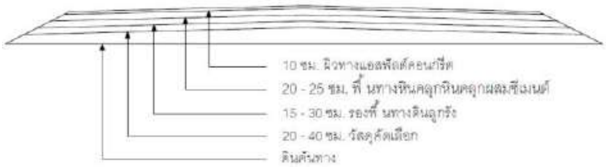
3.1 แปลงทดสอบประเภทที่ 1

แปลงทดสอบประเภทที่ 1 มีโครงสร้างชั้นทางประกอบด้วยผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต AC 60-70 พื้นทางหินคลุก และรองพื้นทางดินลูกรัง (รูปที่ 4) โดยแปลงทดสอบประเภทที่ 1 ตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักสรรพยา สถานีชั่งน้ำหนักโพธาราม สถานีชั่งน้ำหนักชลบุรี สถานีชั่งน้ำหนักศรีราชา สถานีชั่งน้ำหนักระยอง สถานีชั่งน้ำหนักวัฒนานคร สถานีชั่งน้ำหนักพล สถานีชั่งน้ำหนักบ้านโป่ง สถานีชั่งน้ำหนักท่ายาง และสถานีชั่งน้ำหนักประจวบคีรีขันธ์

รูปที่ 4 รูปตัดโครงสร้างชั้นทาง แปลงทดสอบประเภทที่ 1

3.2 แปลงทดสอบประเภทที่ 2

แปลงทดสอบประเภทที่ 2 มีโครงสร้างชั้นทางประกอบด้วยผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต AC 60-70 พื้นทางหินคลุกผสมซีเมนต์ กำลังรับแรงอัดที่ 7 วัน ไม่น้อยกว่า 24.5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และรองพื้นทางดินลูกรัง (รูปที่ 5) โดยแปลงทดสอบประเภทที่ 2 ตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักพยุหะคีรี สถานีชั่งน้ำหนักบรรพตพิสัย สถานีชั่งน้ำหนักเก้าเลี้ยว และสถานีชั่งน้ำหนักหนองกี่



รูปที่ 5 รูปตัดโครงสร้างชั้นทาง แปลงทดสอบประเภทที่ 2

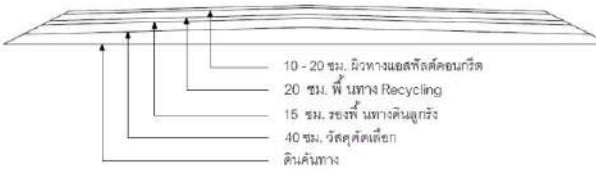
3.3 แปลงทดสอบประเภทที่ 3

แปลงทดสอบประเภทที่ 3 มีโครงสร้างชั้นทางประกอบด้วยผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต AC 60-70 ปูทับพื้นทางคอนกรีตเสริมเหล็ก (Joint Reinforced Concrete Pavement, JRCP) (รูปที่ 6) โดยแปลงทดสอบประเภทที่ 3 ตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักแก่งคอย สถานีชั่งน้ำหนักสีคิ้ว และสถานีชั่งน้ำหนักโนนสูง

รูปที่ 6 รูปตัดโครงสร้างชั้นทาง แปลงทดสอบประเภทที่ 3

3.4 แปลงทดสอบประเภทที่ 4

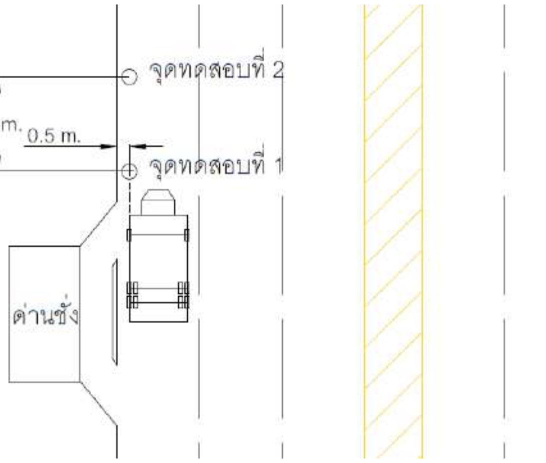
แปลงทดสอบประเภทที่ 4 มีโครงสร้างชั้นทางประกอบด้วยผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต AC 60-70 และพื้นทาง Pavement Recycling (รูปที่ 7) โดยแปลงทดสอบประเภทที่ 4 ตั้งอยู่ใกล้สถานีชั่งน้ำหนักสมุทรสาคร และสถานีชั่งน้ำหนักกำแพงเพชร



รูปที่ 7 รูปตัดโครงสร้างชั้นทาง แปลงทดสอบประเภทที่ 4

ในการทดสอบหาค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนน คณะผู้ศึกษาได้ดำเนินการทดสอบด้วยเครื่องมือ Falling Weight Deflectometer (FWD) และ Light Weight Deflectometer (LWD) ในบริเวณใกล้สถานีชั่งน้ำหนักรถบรรทุกดังที่กล่าวไปแล้ว จำนวน 20 แปลงทดสอบ โดยการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวจะดำเนินการทดสอบทุกๆ ระยะ 25 เมตร เป็นระยะทางทั้งสิ้น 250 เมตรต่อแปลงทดสอบ ในช่องจราจรซ้ายสุดซึ่งเป็นช่องจราจรของรถบรรทุกหนัก (รูปที่ 8) ขั้นตอนการทดสอบเริ่มจากการอ่านค่าอุณหภูมิของผิวทางตรวจวัดที่ระดับความลึกประมาณ 10 เซนติเมตร จากนั้นทำการทดสอบปล่อยตุ้มน้ำหนักของเครื่องมือ FWD เพื่อตรวจวัดค่าการแอ่นตัวที่เกิดขึ้น เมื่อรถลากเครื่องมือ FWD ไปยังตำแหน่งถัดไป จึงทำการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ LWD โดยการปล่อยตุ้มน้ำหนักจำนวน 6 ครั้ง

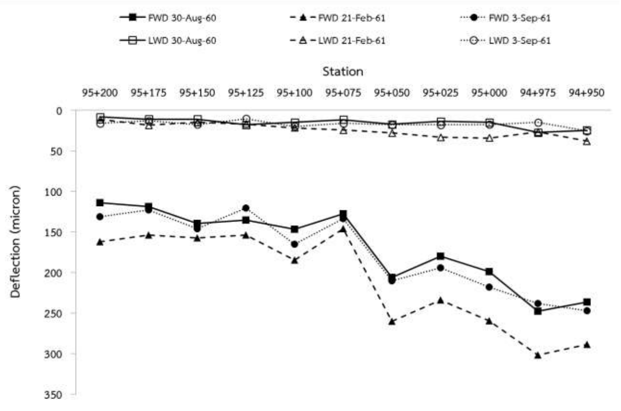
และใช้ค่าเฉลี่ยที่ทดสอบได้ 3 ครั้งสุดท้ายเป็นค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนน ณ ตำแหน่งทดสอบใดๆ



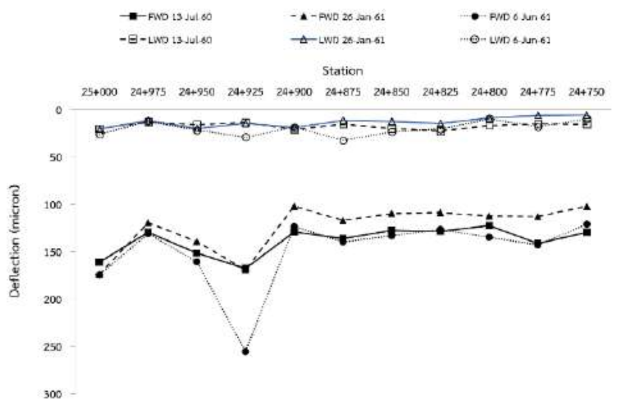
รูปที่ 8 รูปแบบการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบ

4. ผลการดำเนินงานวิจัย

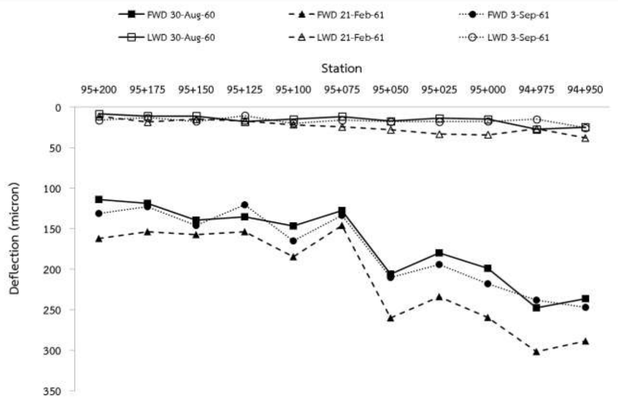
รูปที่ 9 – 12 เป็นกราฟแสดงค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD บนแปลงทดสอบสถานีชั่งน้ำหนักบ้านโป่ง สถานีชั่งน้ำหนักเก้าเลี้ยว สถานีชั่งน้ำหนักสีคิ้ว และสถานีชั่งน้ำหนักกำแพงเพชร ซึ่งเป็นตัวแทนผลการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบประเภทที่1 – 4 ตามลำดับ โดยจะเห็นได้ว่าแนวโน้มค่าการแอ่นตัวที่วัดได้จากเครื่องมือ FWD และ LWD มีแนวโน้มไปทิศทางเดียวกัน แต่มีค่าไม่เท่ากัน เนื่องจากขนาดหน่วยแรงกระทำของเครื่องมือทดสอบทั้งสองชนิดต่างกัน



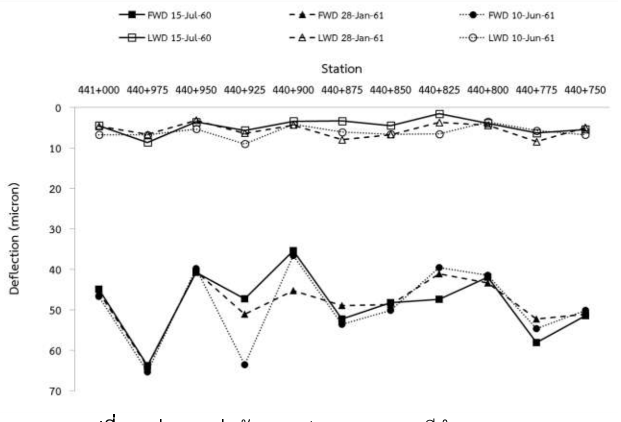
รูปที่ 9 ค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบสถานีบ้านโป่ง กม.4+900 - กม.5+150



รูปที่ 10 ค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบสถานีเก้าเลี้ยว กม.24+750 - กม.25+000



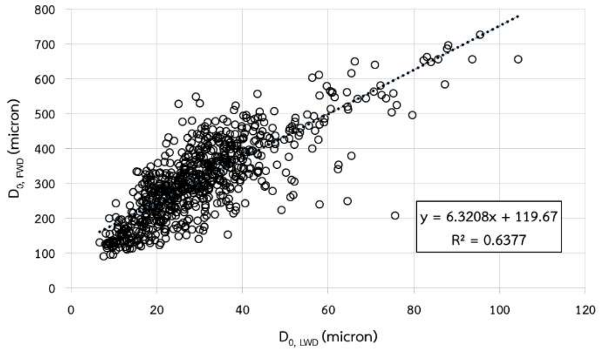
รูปที่ 11 ค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบสถานีสีคิ้ว กม.94+950 - กม.95+200



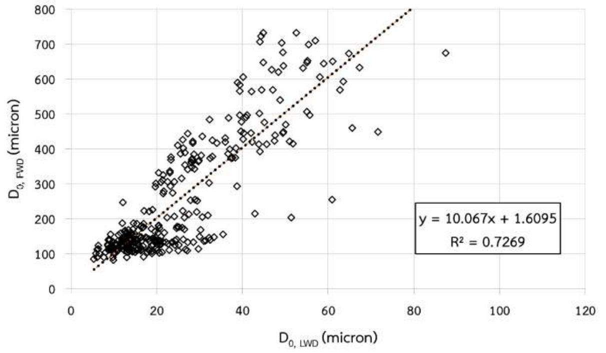
รูปที่ 12 ค่าการแอ่นตัวของแปลงทดสอบสถานีกำแพงเพชร กม.440+750 – กม.441+000

เมื่อนำค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD ของแปลงทดสอบทั้ง 4 ประเภท มาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์กัน พบว่า แนวโน้มความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) มีการกระจายตัวของข้อมูลน้อย (ค่า R^2 ประมาณ 0.6-0.7) ซึ่งเป็นค่าที่ยอมรับได้สำหรับงานทดสอบภาคสนาม โดยรูปที่ 13 – 17 เป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัว (Deflection) ที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD กับค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ LWD บนแปลงทดสอบ

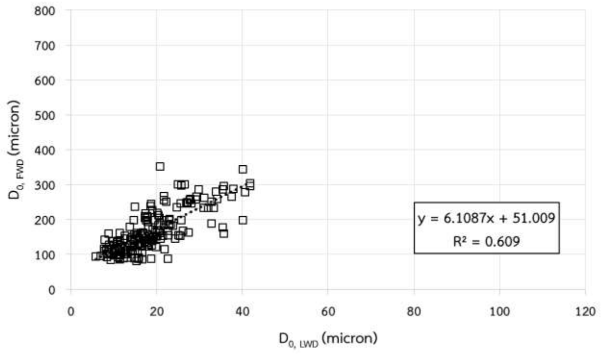
ประเภทที่ 1 แปลงทดสอบประเภทที่ 2 แปลงทดสอบประเภทที่ 3 และแปลงทดสอบประเภทที่ 4 ตามลำดับ และเมื่อนำค่าการแอ่นตัวที่ได้จากแปลงทดสอบจำนวนทั้งสิ้น 20 แปลง มาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์กัน พบว่า ค่า R^2 ประมาณ 0.74 (รูปที่ 18)



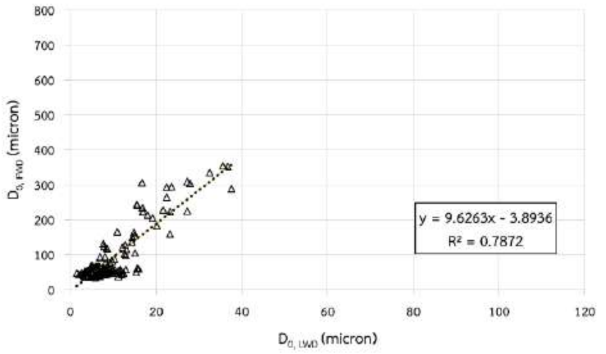
รูปที่ 13 กราฟความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD บนแปลงทดสอบประเภทที่ 1



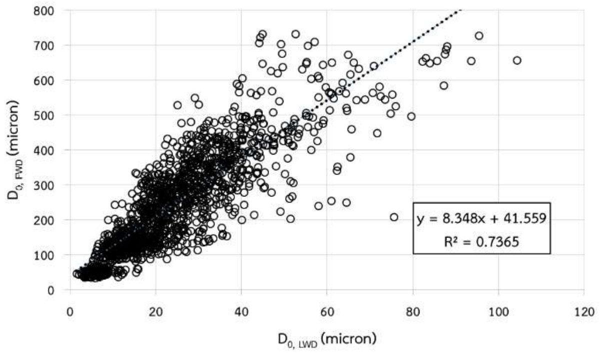
รูปที่ 14 กราฟความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD บนแปลงทดสอบประเภทที่ 2



รูปที่ 15 กราฟความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD บนแปลงทดสอบประเภทที่ 3



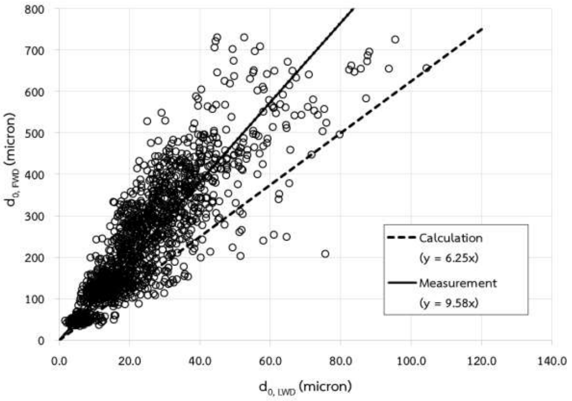
รูปที่ 16 กราฟความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD บนแปลงทดสอบประเภทที่ 4



รูปที่ 17 กราฟความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD ของแปลงทดสอบทั้ง 4 ประเภท

จากผลการทดสอบค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือทั้งสองชนิด บนแปลงทดสอบทั้ง 4 ประเภท (รูปที่ 17) เมื่อนำมาหาความสัมพันธ์กัน ดังรูปที่ 18 พบว่าเครื่องมือ FWD ให้ผลการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวประมาณ 9.58 เท่าของเครื่องมือ LWD ($d_{0,FWD}$ / $d_{0,LWD}$ ~ 10) ในขณะที่ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือทั้งสองชนิด คำนวณโดย Elastic Solution พบว่าค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ FWD มากกว่าค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ LWD ประมาณ 6.25 เท่า ซึ่งต่ำกว่าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบจริงประมาณ 35 เปอร์เซ็นต์

ทั้งนี้ ในการคำนวณความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวระหว่างเครื่องมือ FWD และ LWD โดย Elastic Solution ตามสมการที่ (2) คณะผู้ศึกษาได้ใช้หน่วยแรงกระทำ (σ_0) เป็นค่าเฉลี่ยของเครื่องมือแต่ละชนิด ซึ่งหน่วยแรงกระทำจากเครื่องมือ FWD และ LWD มีค่าเท่ากับ 754 kPa และ 181 kPa ตามลำดับ ซึ่งวิเคราะห์ทางสถิติได้จากข้อมูลผลการทดสอบ สรุปไว้ในตารางที่ 2 อนึ่ง สำหรับความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือทั้งสองชนิดดังรูปที่ 17 คณะผู้ศึกษาได้ใช้หน่วยแรงกระทำที่นำมาคำนวณค่าการแอ่นตัวเป็นหน่วยแรงกระทำที่เกิดขึ้นจริง ณ จุดทดสอบ



รูปที่ 18 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ของค่าการแอ่นตัวจากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD ระหว่างผลการทดสอบจริงกับผลการคำนวณโดย Elastic Solution

ตารางที่ 2 หน่วยแรงกระทำจากเครื่องมือ FWD และ LWD (หน่วย: kPa)

	Min.	Avg.	Max.	n	SD
FWD	595	754	763	1676.00	17.06
LWD	125	181	201	1545.00	4.44

(หมายเหตุ: Min = ค่าต่ำสุด, Avg = ค่าเฉลี่ย, Max = ค่าสูงสุด, n = จำนวนข้อมูล, SD = ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน)

5. บทสรุป

ค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนนจากการทดสอบ FWD และ LWD มีความสัมพันธ์กันในลักษณะเป็นเส้นตรง (Linear) และมีการกระจายตัวของข้อมูลน้อย ค่า R^2 ประมาณ 0.74 โดยค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD มากกว่าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ LWD จากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบเครื่องมือทั้งสองชนิดพบว่า ค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ FWD มากกว่าค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่องมือ LWD ประมาณ 9.6 เท่า ในขณะที่ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวที่ได้จากการคำนวณโดย Elastic Solution แสดงให้เห็นว่า ค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ FWD มากกว่าค่าการแอ่นตัวจากเครื่องมือ LWD ประมาณ 6.3 เท่า เนื่องจากหน่วยแรงกระทำของเครื่องมือทั้งสองชนิดต่างกัน

คณะผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่า ผลการศึกษานี้จะเป็นแนวทางให้หน่วยงานที่เกี่ยวข้อง อาทิ กรมทางหลวง กรมทางหลวงชนบท เป็นต้น พิจารณาเลือกใช้เครื่องมือ FWD และ LWD ในการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวของโครงสร้างถนนของโครงข่ายทางหลวงทั่วประเทศต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] อัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์ และธนกฤต เผือกทอง (2555). การศึกษาประเมินความแข็งแรงและอายุการใช้งานของถนนลาดยางภายหลังก่อสร้าง. *วิศวกรรมสารเกษมบัณฑิต*, ปีที่ 2 ฉบับที่ 2, หน้า 1-17.

[2] ดนัยณัฐ ถาวร, ธีรภัทร์ ศิริรัตฉัตร, สุรนนท์ เยื้อยงค์, และอัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์ (2561). การศึกษาแนวทางประเมินสมรรถนะทางหลวงด้วยเครื่องมือ FWD และ LWD. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 23*, จังหวัดนครนายก, 18-20 กรกฎาคม 2561.

[3] กรมทางหลวง (2560). *รายงานฉบับสุดท้าย โครงการศึกษาใช้เครื่องมือ Light Weight Deflectometer (LWD) ในการควบคุมคุณภาพวัสดุสร้างทาง*. สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ, กรมทางหลวง.

บทความ
สาขาวิศวกรรมโครงสร้างพื้นฐาน
(INF)

การบูรณะชั้นพื้นทางเดิม โดยการหมุนเวียนชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ บนทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง - เข็กน้อย

Rehabilitation of Existing base course by Pavement Recycling Process For Wangthong – Khek Noi section of Highways No. 12

ชัจจักร์ ศรีประเสริฐ[1,*] ชวเลข วณิชเวทิน[2] และ พิพัฒน์ สอนวงษ์[3]

[1,2,3] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน จ.กรุงเทพฯ*
**Corresponding author; E-mail address: Chadjajaks1980@hotmail.com*

บทคัดย่อ

จุดประสงค์ของงานวิจัยนี้เพื่อต้องการหาปริมาณปูนซีเมนต์ และอัตราส่วนผสมระหว่างดินซีเมนต์กับหินคลุกที่เหมาะสมของชั้นพื้นทางดินซีเมนต์เดิมที่เกิดความเสียหาย บนทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง - เข็กน้อย และทำการบูรณะปรับปรุงชั้นพื้นทาง โดยวิธีการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ แบบปรับปรุงคุณภาพในที่ ซึ่งได้ทำการออกแบบอัตราส่วนผสมเพื่อให้ได้ค่ากำลังอัดแกนเดียว ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ในอัตราส่วนผสมของ (ดินซีเมนต์ : หินคลุก) จำนวน 4 รูปแบบ คือ 100 : 0, 75 : 25, 50 : 50 และ 25 : 75 และเติมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ในระหว่างปริมาณ 3 – 7% รวม 144 ตัวอย่าง ทำการบ่มตัวอย่างที่ระยะเวลา 1, 3, 5, 7, 14 และ 28 วัน ซึ่งผลของงานวิจัยพบว่าอัตราส่วนที่มีความเหมาะสม คือ ใช้อัตราส่วนผสม (ดินซีเมนต์ : หินคลุก) ที่ 50 : 50 ใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ประมาณ 4% ที่ระยะเวลาการบ่ม 5 วัน ซึ่งค่ากำลังอัดแกนเดียวที่ได้ มีค่ามากกว่า 24.50 กิโลกรัมต่อตารางเซ็นติเมตร (ksc)

คำสำคัญ: ชั้นพื้นทางดินซีเมนต์, ค่ากำลังอัดแกนเดียว, การหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ แบบปรับปรุงคุณภาพในที่

Abstract

The objective of this research is to study the appropriate quantity of cement and mixing ratio of soil cement and crushed rock to rehabilitate the damage soil cement base on Wangthong – Khek Noi section of Highways No.12 by cold in – place recycling process. To obtain the require unconfined compressive strength (UCS) in accordance with the standard of The Department of Highways, for 4 mixing forms (soil cement : crushed rock) of 100 : 0, 75 : 25, 50 : 50 and 25 : 75 together with 3 – 7% of Portland Cement Type 1 were used to mix 144 samples. The sample were cured for 1, 3, 5, 7, 14 and 28 days and tested. The 50 : 50 proportion of soil cement : crushed rock and 4% of Portland Cement Type 1 at 5 days curing time yielded unconfined compressive strength of more than 24.50 Kilogram Per Square Centimeter (ksc) .

Keywords: soil cement base, unconfined compressive strength, cold in - place recycling process

1. คำนำ

กรมทางหลวงมีสายทางในความรับผิดชอบกว่า 71,349 กิโลเมตร ซึ่งถนนส่วนใหญ่มักถูกออกแบบเป็นผิวทางแบบยืดหยุ่น **(Flexible Pavement)** ดังนั้นชั้นพื้นทาง **(Base Course)** จึงนิยมใช้เป็นพื้นทางหินคลุก **(Crushed Rock Base)**, หินคลุกผสมซีเมนต์ **(Cement Modified Crushed Rock Base)** หรือดินซีเมนต์ **(Soil Cement Base)** โดยในแต่ละปีงบประมาณที่ได้รับการจัดสรรสำหรับการซ่อมแซมถนนนั้นไม่เพียงพอกับสภาพความเสียหายที่เกิดขึ้นจริงได้ทั้งหมด การบูรณะซ่อมแซม และบำรุงรักษา จึงเป็นสิ่งสำคัญเพื่อให้ถนนมีสภาพการใช้งานที่ดีอยู่เสมอ ซึ่งวิธีการบูรณะซ่อมแซม และบำรุงรักษาถนนของกรมทางหลวงนั้น จะมีทั้งงานบำรุงปกติ, งานบำรุงตามกำหนดเวลา และงานบำรุงพิเศษและบูรณะ ทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง - เข็กน้อย ช่วง กม.250+755 - กม. 280+855 ระยะทางประมาณ 30 กิโลเมตร ตั้งอยู่ที่ อ. วังทอง จ. พิษณุโลก ถูกออกแบบชั้นพื้นทางเป็นดินซีเมนต์ (soil cement base) ซึ่งในปัจจุบันได้มีการขยายช่องจราจรจากเดิม 2 ช่อง เป็น 4 ช่องจราจร มีปริมาณการจราจรเฉลี่ยกว่า 20,000 คันต่อวัน จึงทำให้ถนนเกิดความเสียหายอย่างรวดเร็วลามจนถึงชั้นพื้นทาง โดยในการบูรณะซ่อมแซมถนนสายนี้ จะเลือกใช้วิธีการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ แบบปรับปรุงคุณภาพในที่ (cold in-place recycling process) [6] วิธีการนี้ทำโดยใช้เครื่องจักรกัดผิวทางที่เกิดความเสียหายออกก่อน แล้วจึงกัดผสมวัสดุชั้นพื้นทางเดิมกับวัสดุผสมเพิ่มเข้าด้วยกัน (โดยไม่นำผิวทางเดิมมาใช้) แล้วทำการปรับปรุงคุณภาพและกำลังอัดด้วยการผสมปูนซีเมนต์ แล้วบดอัดวัสดุผสมเพิ่มที่เติมเข้าไปเป็นชั้นพื้นทางใหม่ ในพื้นที่ก่อสร้างได้ทันที

วิธีนี้จึงช่วยประหยัดเวลา และค่าดำเนินการในการซ่อมบำรุง อีกทั้งยังสามารถควบคุมในเรื่องของคุณสมบัติของวัสดุคัดเลือกที่นำมาผสมเพิ่มได้ จึงช่วยลดปัญหาของขยะหรือของเสียจากกระบวนการก่อสร้างหรือขนส่งวัสดุ ลดเวลาและค่าใช้จ่ายในการขนส่งวัสดุ ใช้เวลาการก่อสร้างสั้น ลดต้นทุนค่าก่อสร้าง ลดปัญหาการจราจรที่ติดขัดในกรณีที่สถานที่ก่อสร้างมีพื้นที่จำกัด และถนนที่ก่อสร้างสามารถเปิดใช้งานได้เร็วขึ้น

ในการบูรณะซ่อมแซมชั้นพื้นทางเดิม จะทำการออกแบบอัตราส่วนผสมของดินซีเมนต์กับหินคลุก และเติมปูนซีเมนต์เพื่อเพิ่มกำลังอัดในปริมาณและอัตราส่วนที่เหมาะสม บดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐาน และทำการทดสอบเพื่อหาค่ากำลังอัดแกนเดียว **unconfined compressive strength (UCS)** ทล.ท.105/2515 [2] ในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงต้องการศึกษาปริมาณของปูนซีเมนต์ และอัตราส่วนผสมที่เหมาะสม เพื่อให้ได้ค่ากำลังอัดที่ต้องการ ไม่น้อยกว่า 24.50 Kilogram Per Square Centimeter (ksc) ตามมาตรฐานกรมทางหลวงเพื่อใช้เป็นเกณฑ์ที่จะทำการออกแบบ

2. วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาถึงปริมาณปูนซีเมนต์ และอัตราส่วนผสมระหว่างดินซีเมนต์กับหินคลุก รวมถึงระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสม ที่จะทำให้ชั้นพื้นทางเดิมซึ่งเกิดความเสียหาย สามารถกลับมาใช้งานและรับน้ำหนักได้อีก โดยทำการออกแบบอัตราส่วน (ดินซีเมนต์ : หินคลุก) และเติมปูนซีเมนต์ เพื่อให้ได้ค่าแรงอัดแกนเดียวตามมาตรฐานกรมทางหลวง ที่ ทล.ม.201/2544, ทล.ม.203/2556 [4,5] และเป็นการนำเอาวัสดุชั้นพื้นทางเดิมที่ได้ออกแบบอัตราส่วนผสม มาใช้ในการบูรณะซ่อมแซมถนน เพื่อให้เกิดความประหยัดคุ้มค่า และถูกต้องตามหลักวิศวกรรม โดยวิธีการหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ แบบปรับปรุงคุณภาพในที่ (cold in-place recycling process) ตามมาตรฐานกรมทางหลวง ที่ ทล.ม.213/2543 [6]

3. วิธีการศึกษา

3.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

3.1.1 วัสดุชั้นพื้นทางดินซีเมนต์ (Soil Cement Base)

ตัวอย่างของดินซีเมนต์ (Soil Cement) ที่นำมาศึกษาในครั้งนี้ เป็นวัสดุซึ่งเกิดความเสียหายที่ไม่สามารถรับน้ำหนักและใช้งานได้ ที่เก็บจากทางหลวงหมายเลข 12 ตอน วังทอง - เข็กน้อย จ.พิษณุโลก ซึ่งจะต้องมีคุณสมบัติของค่าการสึกหรอ ไม่เกินร้อยละ 60 เมื่อทดลองตามวิธีหาค่าความสึกหรอ โดยเครื่อง Los Angeles Abrasion นำไปร่อนผ่านตะแกรง ¾ นิ้ว ตามข้อกำหนของกรมทางหลวง [1] และจะต้องมีค่า UCS ไม่ต่ำกว่า 17.50 ksc [7] ดังแสดงในรูปที่ 1

3.1.2 วัสดุผสมเพิ่มเพื่อใช้ปรับปรุงคุณภาพ (Stabilizing Agents)

เลือกใช้วัสดุมวลรวมที่จะนำมาผสมเพิ่มเพื่อปรับปรุงคุณภาพของวัสดุชั้นพื้นทาง ตามข้อกำหนดกรมทางหลวง 2 ชนิด ดังนี้

- หินคลุก (Crushed Rock) จาก จ.พิษณุโลก หรือพื้นที่จังหวัดใกล้เคียง [8] ซึ่งจะต้องมีคุณสมบัติของค่าการสึกหรอ ไม่เกินร้อยละ 40 เมื่อทดลองตามวิธีหาค่าความสึกหรอ โดยเครื่อง Los Angeles Abrasion นำไปร่อนผ่านตะแกรง ¾ นิ้ว และจะต้องมีค่า California Bearing ratio (C.B.R.) ไม่น้อยกว่าร้อยละ 80 ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง [1] ดังแสดงในรูปที่ 2
- ปูนซีเมนต์ (Portland Cement) เป็นซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1 มีคุณสมบัติตามมาตรฐาน มอก.15 เล่ม 1-2555 ดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 1 ดินซีเมนต์เดิมที่เสียหาย

รูปที่ 2 หินคลุก

รูปที่ 3 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1

3.2 กำลังอัดของดินซีเมนต์

การทดสอบความแข็งแรงของดินซีเมนต์โดยใช้ทฤษฎีแรงอัดแกนเดียว unconfined compressive strength นั้น เป็นการทดสอบแบบไม่ทำลาย (Destructive Test) โดยใช้วิธีแบบควบคุมความเครียด (Strain Control) ในการหาค่าความต้านทานแรงเฉือนของดิน ทล.-ท.105/2515 [2]

4. วิธีดำเนินการวิจัย

จะแบ่งการศึกษาออกเป็น 2 ส่วน คือ 1.) วิเคราะห์พื้นที่ที่เกิดความเสียหายในภาคสนาม และ 2.) การทดสอบอัตราส่วนผสมของวัสดุที่เกิดความเสียหายในภาคสนาม ที่นำมาทำการออกแบบ โดยใช้ค่ากำลังอัดแกนเดียว (UCS) เป็นตัวกำหนด เพื่อนำเอาอัตราส่วนผสมที่มีความเหมาะสมไปใช้ในการบูรณะซ่อมแซมชั้นพื้นทางที่เกิดความเสียหาย บนทางหลวงหมายเลข 12 และในพื้นที่ใกล้เคียงต่อไป ซึ่งการดำเนินการวิจัยแต่ละขั้นตอน มีดังนี้

4.1 ตรวจสอบและวิเคราะห์ลักษณะของสภาพความเสียหายในภาคสนาม

ดำเนินการโดยใช้รถตรวจการณ์วิ่งเพื่อตรวจสอบ และสำรวจด้วยสายตาก่อนเบื้องต้น ซึ่งจากการสำรวจและใช้วิธีการประเมินด้วยสายตา (Visual Inspection) นั้น สามารถจำแนกลักษณะของสภาพความเสียหายออกเป็นประเภทต่าง ๆ ได้ 3 ประเภท ดังแสดงในรูปที่ 4 - 6

รูปที่ 4 ความเสียหายของผิวทางแบบรอยแตกหนังจระเข้

รูปที่ 5 ความเสียหายของผิวทางแบบรอยปูดนูน

รูปที่ 6 ความเสียหายของผิวทางแบบร่องล้อ

4.2 การทดสอบอัตราส่วนผสมของวัสดุที่นำมาใช้ทำการออกแบบ

หลังจากได้ทำการเก็บตัวอย่างของวัสดุเพื่อนำไปใช้ทดสอบ ในเบื้องต้นจะนำเอาตัวอย่างวัสดุไปตากให้แห้งก่อน วัตถุประสงค์เพื่อต้องการให้วัสดุดังกล่าวนั้นอยู่ในสภาพอิ่มตัวผิวแห้งก่อน เนื่องจากเป็นการจำลองสถานะของวัสดุสำหรับใช้ในการทำงานจริง โดยขั้นตอนการทดสอบ จะแบ่งออกเป็น

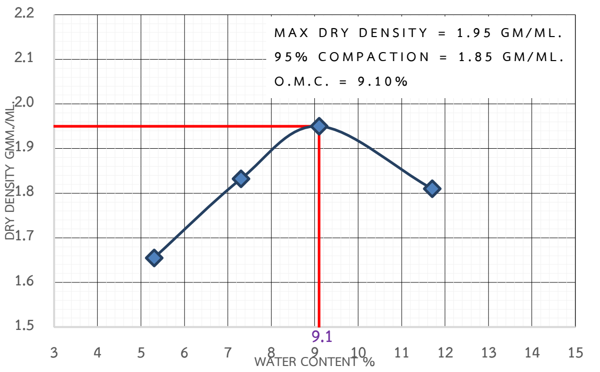
4.2.1 การทดสอบหาค่าปริมาณความชื้นที่เหมาะสมตามมาตรฐาน

ตัวอย่างของวัสดุมวลรวมทั้งหมดที่นำมาใช้งานวิจัยจะนำไปร่อนผ่านตะแกรง เบอร์ ¾ นิ้ว ดังแสดงในรูปที่ 7 โดยในการเตรียมตัวอย่างการทดสอบ 1 ตัวอย่าง จะกำหนดให้มีน้ำหนักรวมทั้งหมด 4,000 กรัม และแบ่งอัตราส่วนผสมที่ออกแบบ ออกเป็น 4 รูปแบบ นำไปทดสอบหาค่าการบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Test) ตามมาตรฐานกรมทางหลวงที่ ทล.-ท.107-2517 [3] ซึ่งในแต่ละรูปแบบจะนำไปหา "ค่าปริมาณความชื้นที่เหมาะสม" (Optimum Moisture Content, OMC.) ดังแสดงในรูปที่ 8

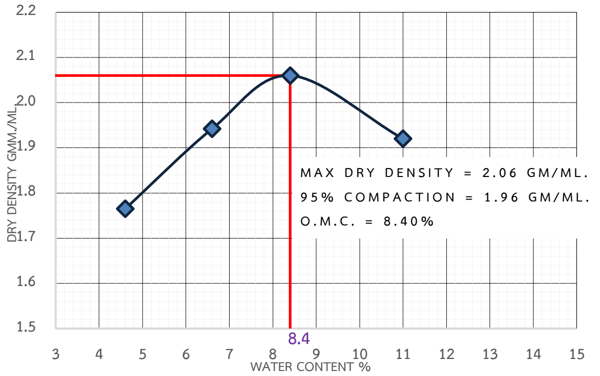
รูปที่ 7 การเตรียมตัวอย่างของวัสดุ

รูปที่ 8 การทดสอบการบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐาน

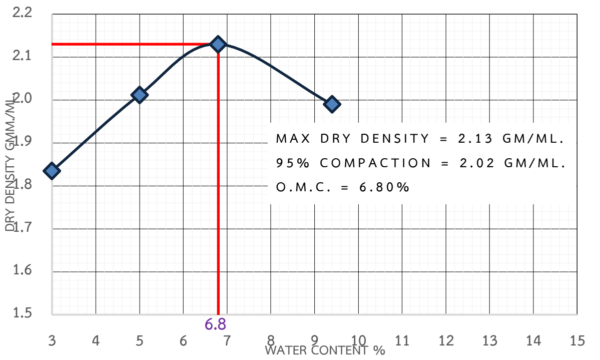
หลังจากทดสอบการบดอัดดินตัวอย่างแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Test) จึงนำเอาค่าที่ได้จากกราฟแสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณความชื้นที่เหมาะสม Optimum Moisture Content (OMC.) และค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด Maximum Dry Density (MDD.) ของแต่ละอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ ดังแสดงในรูปที่ 9 - 12 มาอธิบายสรุป ดังแสดงในตารางที่ 1



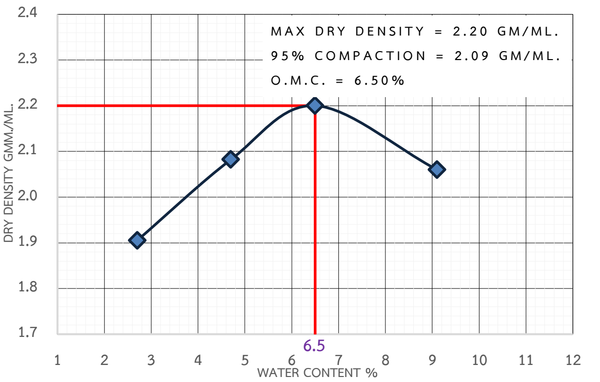
รูปที่ 9 การบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐานของอัตราส่วนที่ 1



รูปที่ 10 การบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐานของอัตราส่วนที่ 2



รูปที่ 11 การบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐานของอัตราส่วนที่ 3



รูปที่ 12 การบดอัดดินแบบสูงกว่ามาตรฐานของอัตราส่วนที่ 4

ตารางที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า OMC. และ MDD. จากการบดอัดดิน

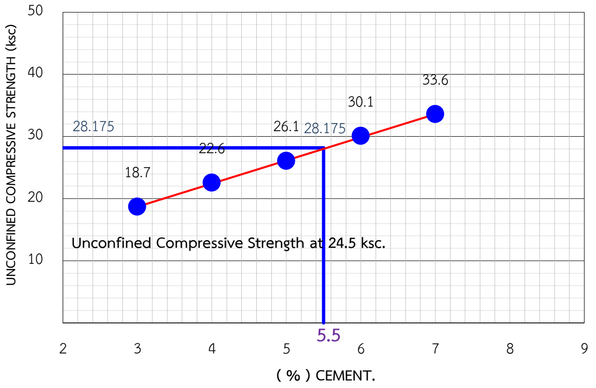
อัตราส่วนที่	ร้อยละของส่วนผสมระหว่าง ดินซีเมนต์: หินคลุก	ค่า OMC. (%)	ค่า MDD. (g./cc.)
1	100 : 0	9.10	1.95
2	75 : 25	8.40	2.06
3	50 : 50	6.80	2.13
4	25 : 75	6.50	2.20

4.2.2 ตัวอย่างสำหรับการวิจัย

ผู้เขียนจะแบ่งตัวอย่างสำหรับนำมาใช้งานวิจัยออกเป็น 2 ช่วง คือ ตัวอย่างช่วงที่ 1 ใช้เพื่อออกแบบหาร้อยละของปริมาณปูนซีเมนต์ทั้ง 4 รูปแบบที่จะทำให้ตัวอย่างมีค่า UCS เท่ากับ 24.50 ksc โดยจะนำตัวอย่างทั้งหมดไปบ่มที่ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน ซึ่งค่าของปริมาณปูนซีเมนต์ที่ได้ถือเป็นค่าตั้งต้น ที่จะนำไปเติมลงในตัวอย่างทั้ง 4 รูปแบบ

ตัวอย่างช่วงที่ 2 ใช้เพื่อทดสอบหาค่า UCS หลังจากที่ได้ค่าร้อยละของปริมาณปูนซีเมนต์ที่จะนำไปเติมลงในตัวอย่างทั้ง 4 รูปแบบ ซึ่งได้ค่าเท่ากับ (5.50, 4.80, 3.50 และ 3.30 ตามลำดับ) แล้วนำไปบ่มที่ระยะเวลาการบ่มที่ 1, 3, 5, 7, 14 และ 28 วัน

ยกตัวอย่างค่าความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละของปริมาณปูนซีเมนต์ของอัตราส่วนที่ 1 ที่ได้จากกราฟ ดังแสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ของร้อยละของปริมาณปูนซีเมนต์กับค่า UCS

4.3 การทดสอบค่ากำลังอัดแกนเดียว (UCS)

หลังจากที่ได้ทราบค่าของปริมาณปูนซีเมนต์ที่จะใช้เติมลงไปในแต่ละอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ จำนวน 72 ตัวอย่าง ดังแสดงในรูปที่ 14 จากนั้นจะนำตัวอย่างทั้งหมดไปบ่มที่ระยะเวลา 1, 3, 5, 7, 14 และ 28 วันก่อนนำไปทดสอบหาค่า UCS ดังแสดงในรูปที่ 15 เพื่อให้ได้ค่า UCS ตามที่ต้องการเท่ากับ24.50 ksc ที่ระยะการบ่ม 7 วัน ตามมาตรฐานกรมทางหลวง ดังแสดงในตารางที่ 2

รูปที่ 14 ตัวอย่างสำหรับการทดสอบหาค่ากำลังอัดแกนเดียว

รูปที่ 15 การทดสอบแรงอัดแกนเดียว

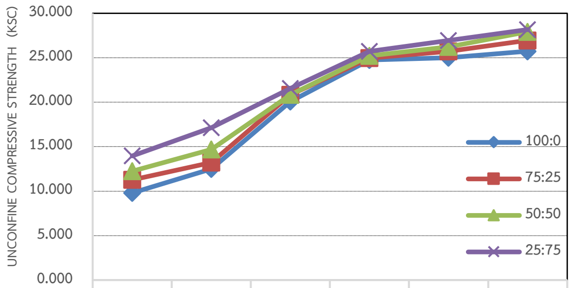
ตารางที่ 2 จำนวนตัวอย่างที่เตรียมสำหรับการวิจัย

อัตราส่วนที่	ปริมาณของส่วนผสมระหว่างดินซีเมนต์:หินคลุก (กรัม)	(%) ปูนซีเมนต์	จำนวนตัวอย่าง:เวลาการบ่ม (วัน)					
			1	3	5	7	14	28
(1) 100 : 0	4,000 : 0	5.50	3	3	3	3	3	3
(2) 75 : 25	3,000 : 1,000	4.80	3	3	3	3	3	3
(3) 50 : 50	2,000 : 2,000	3.50	3	3	3	3	3	3
(4) 25 : 75	1,000 : 3,000	3.30	3	3	3	3	3	3

5. ผลการศึกษาและวิเคราะห์ผล

5.1 ผลการทดสอบค่ากำลังอัดแกนเดียว Unconfined Compressive Strength (UCS)

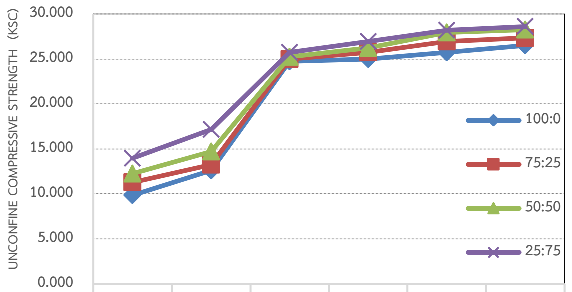
จากการทดสอบค่ากำลังอัดแกนเดียว (UCS) เพื่อให้ได้ค่าตามมาตรฐานกรมทางหลวง ที่ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน เท่ากับ 24.50 ksc โดยผลของการทดสอบพบว่า ค่า UCS ของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ ที่ได้นั้น มีค่าไม่น้อยกว่า 24.50 ksc ดังนั้น ผู้เขียนจึงต้องการศึกษาถึงความเป็นไปได้ที่จะทำให้ตัวอย่างของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ นั้น มีความสามารถในการรับแรงที่ใช้ระยะที่ลดลง แต่ได้ค่า UCS เท่ากับ 24.50 ksc ตามมาตรฐานกรมทางหลวง จึงได้ทำการทดสอบทุกขั้นตอนเหมือนเดิมอีกครั้งหนึ่ง โดยได้กำหนดให้ตัวอย่างของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ มีค่า UCS เท่ากับ 24.50 ksc ที่ระยะเวลาการบ่มตัวอย่างที่ 5 วัน ซึ่งปัจจัยที่จะทำให้ตัวอย่างของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ มีค่า UCS เท่ากับ 24.50 ksc ได้รวดเร็วขึ้น คือ การกำหนดให้ค่าร้อยละของปริมาณปูนซีเมนต์ที่ใช้เติมลงไปในตัวอย่างนั้นมีค่าที่เพิ่มสูงขึ้น ซึ่งผลจากการทดสอบที่ได้ทั้ง 2 กรณี แสดงเป็นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงอัดแกนเดียว (UCS) กับระยะเวลาการบ่มของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ โดยใช้ปริมาณปูนซีเมนต์ที่ทำให้ได้ค่า Strength เท่ากับ 24.50 ksc ที่ 7 และ 5 วัน ดังแสดงในรูปที่ 16 – 17



	1	3	5	7	14	28
100:0	9.800	12.495	20.090	24.745	24.990	25.740
75:25	11.270	13.230	20.825	24.980	25.725	26.965
50:50	12.245	14.705	20.835	25.230	26.215	27.930
25:75	13.965	17.155	21.565	25.725	26.950	28.175

CURING TIME (DAYS)

รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า UCS. กับระยะเวลาการบ่มของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ ที่ทำให้ได้ค่า Strength เท่ากับ 24.50 ksc ที่ 7 วัน



	1	3	5	7	14	28
100:0	9.850	12.600	24.750	24.995	25.735	26.505
75:25	11.280	13.240	24.970	25.735	26.960	27.350
50:50	12.255	14.710	25.245	26.220	27.930	28.255
25:75	13.970	17.165	25.730	26.960	28.190	28.605

CURING TIME (DAYS)

รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า UCS. กับระยะเวลาการบ่มของอัตราส่วนทั้ง 4 รูปแบบ ที่ทำให้ได้ค่า Strength เท่ากับ 24.50 ksc ที่ 5 วัน

และนำผลจากการทดสอบที่ได้ทั้ง 2 กรณี แสดงในตารางที่ 3 และ 4 ดังนี้

ตารางที่ 3 ค่า UCS ของตัวอย่างที่ต้องการ ที่ระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

อัตราส่วนที่	1	2	3	4
ดินซีเมนต์ (%)	100	75	50	25
หินคลุก (%)	0	25	50	75
ปริมาณปูนซีเมนต์ (%)	5.50	4.80	**3.50**	3.30
UCS. (ksc) @ 1 Day	9.800	11.270	12.245	13.965
UCS. (ksc) @ 3 Day	12.495	13.230	14.705	17.155
UCS. (ksc) @ 5 Day	20.090	20.825	20.835	21.565
UCS. (ksc) @ 7 Day	24.745	24.980	**25.230**	25.725
UCS. (ksc) @ 14 Day	24.990	25.725	26.215	26.950
UCS. (ksc) @ 28 Day	25.740	26.965	27.930	28.175

ตารางที่ 4 ค่า UCS ของตัวอย่างที่ต้องการ ที่ระยะเวลาการบ่ม 5 วัน

อัตราส่วนที่	1	2	3	4
ดินซีเมนต์ (%)	100	75	50	25
หินคลุก (%)	0	25	50	75
ปริมาณปูนซีเมนต์ (%)	5.90	5.10	**4.00**	3.70
UCS. (ksc) @ 1 Day	9.850	11.280	12.255	13.970
UCS. (ksc) @ 3 Day	12.600	13.240	14.710	17.165
UCS. (ksc) @ 5 Day	24.750	24.970	**25.245**	25.730
UCS. (ksc) @ 7 Day	24.995	25.735	26.220	26.960
UCS. (ksc) @ 14 Day	25.735	26.960	27.930	28.190
UCS. (ksc) @ 28 Day	26.505	27.350	28.255	28.605

จากตารางที่ 3 และ 4 เมื่อได้ทำการเปรียบเทียบค่า UCS ของตัวอย่างที่ต้องการเพื่อให้ได้ค่ากำลังอัด เท่ากับ 24.50 ksc ที่ระยะเวลาการบ่มที่ 7 และ 5 วัน ผลลัพธ์ที่ได้แสดงให้เห็นว่า อัตราส่วนของหินคลุกและปริมาณของปูนซีเมนต์ที่เติมลงไป จะมีผลต่อค่ากำลังการรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้น อีกทั้งยังใช้ระยะเวลาในการบ่มที่เร็วขึ้นด้วย [9]

6. สรุปผลการศึกษา

จากการทดสอบการนำเอาวัสดุชั้นพื้นทางดินซีเมนต์เดิมมาทำการปรับปรุงคุณภาพ โดยผสมเข้ากันกับหินคลุกและเติมปูนซีเมนต์ เพื่อต้องการให้มีค่ากำลังอัดแกนเดียว (UCS) ที่เพิ่มสูงขึ้น ตามอัตราส่วนต่าง ๆ และใช้ระยะเวลาการบ่มแท่งตัวอย่างตามที่กำหนด ดังที่ได้ทำการออกแบบจำนวน 4 รูปแบบ และพิจารณาคัดเลือกเอาตัวอย่างที่มีความเหมาะสมเพื่อนำไปใช้ในการบูรณะซ่อมแซมถนน บนทางหลวงหมายเลข 12 ตอนวังทอง - เข็กน้อย ช่วงกม.250+755 - กม.280+855 ใน จ.พิษณุโลก ที่เกิดความเสียหายหนักจนถึงชั้นพื้นทาง สามารถจะสรุปผลของการทดลองได้ดังนี้

ค่ากำลังอัดแกนเดียวของแท่งตัวอย่างที่ได้จากการทดสอบแท่งตัวอย่างจำนวน 144 ตัวอย่าง พบว่ารูปแบบที่ 3 ที่อัตราส่วนระหว่าง ดินซีเมนต์ : หินคลุก ร้อยละ 50 : 50 และเติมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภท 1 ประมาณ 4% ของน้ำหนักดิน ใช้ระยะเวลาการบ่มที่ 5 วัน มีค่ากำลังอัดแกนเดียวที่เหมาะสม ซึ่งค่ากำลังอัดแกนเดียวที่ได้ มีค่าไม่น้อยกว่ามาตรฐานของกรมทางหลวง (24.50 ksc) สามารถรับกำลังอัดและนำไปใช้ในงานก่อสร้างได้จริง นอกจากจะได้อัตราส่วนผสมของวัสดุที่มีคุณภาพตรงตามมาตรฐานแล้วนั้น ยังจะช่วยลดจำนวนการใช้หินคลุก ซึ่งเป็นทรัพยากรที่มีอยู่อย่างจำกัด และยังช่วยลดปัญหาสิ่งแวดล้อม ลดค่าใช้จ่ายและระยะเวลาในการก่อสร้าง เนื่องจากเป็นการนำเอาวัสดุชั้นทางเดิมกลับมาใช้งานใหม่ อีกทั้ง ยังสามารถนำไปใช้กับถนนในสายทางอื่นที่มีชั้นพื้นทางเป็นดินซีเมนต์ เพื่อเป็นแนวทางในการบูรณะซ่อมแซมต่อไปได้

7. ข้อเสนอแนะ

ระหว่างการปรับปรุงซ่อมแซมชั้นพื้นทางที่เกิดความเสียหายนั้น ในขั้นตอนการบดอัดวัสดุผสมเพิ่ม และเติมปูนซีเมนต์เข้าไปแทนที่ เป็นชั้นพื้นทางใหม่ ตามรูปแบบที่เหมาะสมตามการทดลอง นอกจากการเลือกใช้วัสดุที่ดีมีคุณภาพตามมาตรฐานทุกประการแล้ว ก็ควรจะต้องคำนึงถึงปัจจัยอื่นที่อาจส่งผลต่อคุณสมบัติในการรับแรงของวัสดุที่ผสมลงไปแทนที่ นั่นก็คือการควบคุมการก่อสร้าง และขั้นตอนในการก่อสร้างที่มีความถูกต้องตรงตามแบบมาตรฐานอย่างเคร่งครัด

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ กรมทางหลวงที่ให้การสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัยสำหรับบทความนี้ และขอขอบคุณสำนักงานทางหลวงที่ 5 (พิษณุโลก) ที่อนุเคราะห์และเอื้อเฟื้อสถานที่ทดสอบฯ คุณสิริพงศ์ บุญจันทร์ วิศวกรโยธาชำนาญการ ตลอดจนบุคลากรทุกท่านที่ให้ข้อเสนอแนะและข้อมูลที่เป็นประโยชน์สำหรับนำมาใช้ในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2520). วิธีการทดลองวัสดุก่อสร้าง เล่มที่ 1. พิมพ์ครั้งที่ 2, กระทรวงคมนาคม, 58 หน้า.

[2] กรมทางหลวง (2515). วิธีการทดลองหาค่า Unconfined Compressive Strength ของดิน. กระทรวงคมนาคม, มาตรฐานที่ ทล.-ท. 105/2515.

[3] กรมทางหลวง (2517). วิธีการทดลองหาค่า Compaction Test แบบสูงกว่ามาตรฐาน. กระทรวงคมนาคม, มาตรฐานที่ ทล.-ท. 108/2517.

[4] กรมทางหลวง (2544). มาตรฐานพื้นทางหินคลุก (Crushed Rock Base). กระทรวงคมนาคม, มาตรฐานที่ ทล.-ม. 201/2544.

[5] กรมทางหลวง (2556). มาตรฐานพื้นทางหินคลุกผสมซีเมนต์ (Cement Modified Crushed Rock Base). กระทรวงคมนาคม, มาตรฐานที่ ทล.-ม. 203/2556.

[6] กรมทางหลวง (2543). มาตรฐานกรมทางหลวง. การหมุนเวียนวัสดุชั้นทางเดิมมาใช้งานใหม่ (Pavement Recycling), กระทรวงคมนาคม, มาตรฐานที่ ทล.-ม. 213/2543.

[7] กลุ่มงานตรวจสอบและแนะนำวัสดุสร้างทาง (2557). การออกแบบส่วนผสมดินซีเมนต์. สำนักวิเคราะห์และตรวจสอบ, กรมทางหลวง.

[8] วสันต์ ปั้นสังข์, บารเมศ วรรธนะภูติ, กฤษณะ เพ็ญสมบูรณ์ และ จิรโรจน์ ศุกุลรัตน์ (2553). คุณสมบัติด้านความคงทนและแข็งแรงของวัสดุชั้นพื้นทางที่ปรับปรุงด้วยซีเมนต์. *วิศวกรรมสาร มก. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์*, ฉบับที่ 74.

[9] Ruenkrairergsa, T. (1982). *Principle of Soil Stabilization*, Bangkok, Highways Department, pp.17-27.

การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างคอสะพานแบบกำแพงกันดินเสริมแรง : กรณีศึกษา สะพานวังเย็น อำเภอด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี

A behaviour study of geosynthetic reinforced soil wall type bridge abutment: a case study of Wangyen bridge, Dan Makham Tia District, Kanchanaburi province

ประกิต ไชยศรี[1,*] อภินิติ โชติสังกาศ[2] สุสิทธิ์ ฉายประกายแก้ว[3] บวรพงศ์ สุขเจริญ[4] พิสิฐ ศรีวรานันท์[5] และ อิชย์ ศิริประเสริฐ[6]

[1] วิศวกรโยธาชำนาญการ กรมทางหลวงชนบท
[2] รองศาสตราจารย์ สาขาวิศวกรรมปฐพี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
[3] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิศวกรรมปฐพี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
[4] นิสิตปริญญาโท สาขาวิศวกรรมปฐพี คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
[5] ผู้อำนวยการสำนักงานทางหลวงชนบท กรมทางหลวงชนบท
[6] ผู้อำนวยการกลุ่มวิชาการและถ่ายทอดเทคโนโลยี กรมทางหลวงชนบท

บทคัดย่อ

ปัจจุบันคอสะพานหลายแห่งเกิดการวิบัติมากขึ้น สาเหตุหลักเกิดจากกระแสน้ำที่มีความเร็วสูงและการกัดเซาะรุนแรง ความชื้นในโครงสร้างที่สูงเนื่องจากน้ำล้นตลิ่งและน้ำใต้ดิน ประกอบกับโครงสร้างเดิมของคอสะพานเกิดการเสื่อมสภาพตามระยะเวลา การซ่อมแซมคอสะพานที่เสียหายต้องมีการสำรวจและออกแบบโครงสร้างเพื่อแก้ไขปัญหาได้ตรงจุด โดยใช้งบประมาณที่คุ้มค่า การเก็บข้อมูลสำรวจทางด้านกายภาพ ทางด้านวิศวกรรมปฐพี และการศึกษาพฤติกรรมของน้ำใต้ดินและความชื้นในบริเวณคอสะพานเป็นสิ่งสำคัญ การศึกษาครั้งนี้ได้สำรวจเก็บข้อมูลก่อนการก่อสร้างโดยพิจารณาออกแบบโครงสร้างระบบกำแพงกันดินเสริมแรงโดยใช้กรณีศึกษา สะพานวังเย็น อำเภอด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี พร้อมติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดแรงดันน้ำในวัสดุมวลรวมและความชื้นภายในกำแพงกันดินเสริมแรง รวมถึงการตรวจวัดการเอียงตัวที่ด้านหน้ากำแพง ซึ่งสามารถแสดงผลได้ทันทีทันใดโดยระบบโทรมาตร ซึ่งผลจากการศึกษาวิจัยพบว่ามีการเปลี่ยนแปลงความชื้น และค่าการเอียงตัวอยู่ในระดับที่ปลอดภัย

คำสำคัญ: โครงสร้างคอสะพาน, กำแพงกันดินเสริมแรงด้วยวัสดุสังเคราะห์, การตรวจวัดสภาพโครงสร้าง

Abstract

Failure of bridge abutment becomes increasingly frequent nowadays. The major cause is related to the torrential river flow with high erosive force, the high moisture content and seepage force in the earth structure, as well as the deterioration of the old abutment. In order to retrofit these abutments, proper investigation and design are needed to pinpoint the cause of problem for worthwhile use of budget. The geographical, geotechnical survey of the site and the information moisture and pore-water pressure are of great importance. This study involved site investigation, analysis and design of a geosynthetic reinforced soil wall type bridge abutment with of Wangyen bridge, Dan Makham Tia District, Kanchanaburi province. Instrumentations were also installed at the wall including pore-water pressure, soil moisture as well as tilting of the wall face using KU in-placed inclinometer. The monitoring results can be obtained real-time through a telemetering system. According to the results, the change in moisture and inclination of wall face were within the safe limit.

Keywords: Bridge abutment, Mechanically Stabilized Earth Wall, Monitoring

1. คำนำ

การพังทลายของถนนบริเวณคอสะพานเกิดปัญหามากขึ้นในปัจจุบันโดยการพิบัติที่เกิดขึ้นมีปัจจัยหลัก คือ ปริมาณน้ำฝนสะสม เนื่องจากฝนตกหนักยาวนานและการมีสิ่งกีดขวางปิดทางน้ำ ส่งผลให้น้ำมีการเอ่อล้นตลิ่งและเกิดการไหลแบบปั่นป่วน จึงเกิดการกัดเซาะบริเวณใต้คอสะพานหลายแห่ง จากงานวิจัยด้านการตรวจวัดพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงแรงดันน้ำในลาดดินธรรมชาติ และกำแพงเสริมแรง [1-5] พบว่า น้ำฝนและลักษณะการระบายน้ำในลาด เป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้แรงดันน้ำในลาดดินและโครงสร้างกำแพงกันดินเพิ่มขึ้น จากค่าลบในฤดูแล้งสู่ค่าบวกในฤดูฝนจนนำไปสู่การเคลื่อนตัวของลาดและโครงสร้าง รวมถึงการพิบัติ วิศวกรผู้ออกแบบต้องพิจารณาระบบระบายน้ำภายในของลาดและโครงสร้างกำแพงกันดินให้เหมาะสม การเลือกใช้วัสดุถม (Back Fill)และวัสดุเสริมกำลังดินในการแก้ปัญหา จากรายงานของ Durukan & Tezcan [6] พบว่าส่วนประกอบที่ใช้งบประมาณมากที่สุดของระบบเสริมกำลังดินคือ วัสดุที่ใช้ในการเสริมกำลังซึ่งจะเท่ากับ 40% ของต้นทุนการก่อสร้างซึ่งจริงๆแล้วนั้นคุณสมบัติของดินที่ใช้ถม (Back

Fill) และวัสดุสังเคราะห์ที่ช่วยในการระบายน้ำได้มีส่วนเกี่ยวข้องในการช่วยลดต้นทุนงบประมาณการก่อสร้างได้เช่นกัน

ในบทความนี้ได้นำเสนอกรณีศึกษาการปรับปรุงเสถียรภาพของโครงสร้างคอสะพานโดยการออกแบบเป็นระบบกำแพงกันดินเสริมแรง พร้อมศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างหลังการก่อสร้าง โดยการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความชื้น และการเคลื่อนตัวของโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมกำลัง ข้อมูลที่นำเสนอนี้วิศวกรโยธาอาจสามารถใช้เป็นแนวทางในการออกแบบ และ แก้ไขคอสะพานทรุดตัวได้อย่างมีประสิทธิภาพในอนาคตต่อไป

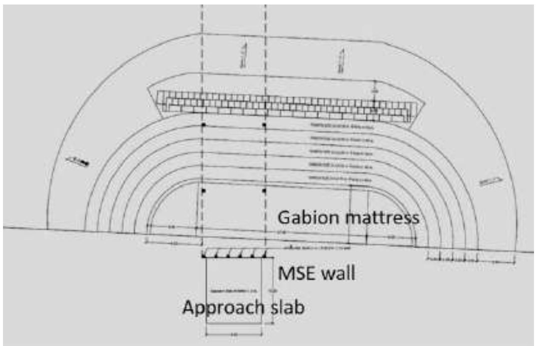
2. การสำรวจและออกแบบ

งานศึกษาวิจัยนี้ เป็นงานเก็บข้อมูลพื้นที่เสียหายของคอสะพานที่เกิดขึ้นจริง โดยการทดสอบในสนาม การศึกษาคุณสมบัติของดิน และติดตั้งเครื่องมือวิเคราะห์เก็บข้อมูลด้านกายภาพ และพฤติกรรมของน้ำใต้ดิน การเคลือนตัวของโครงสร้างหลังการก่อสร้าง เพื่อนำมาเปรียบเทียบประสิทธิภาพของการออกแบบแก้ไขคอสะพานทรุดตัว

2.1 สำรวจเก็บข้อมูลทางวิศวกรรม

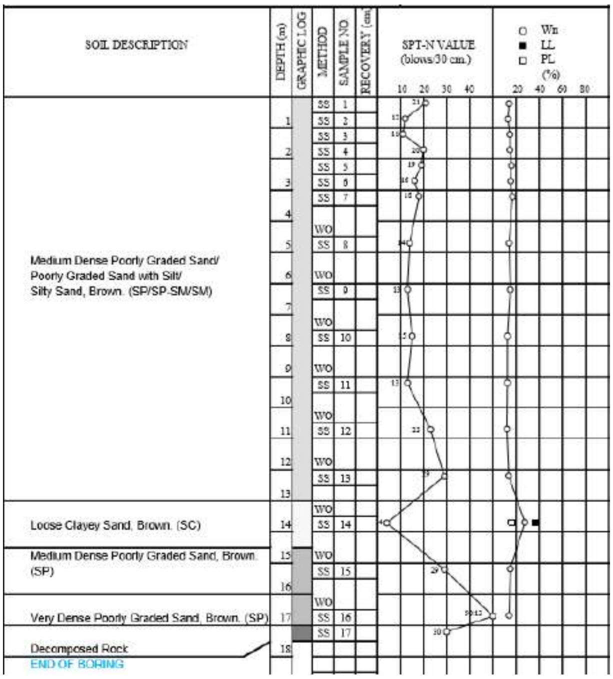
2.1.1 สำรวจเก็บระดับบริเวณพื้นที่ศึกษาสามารถเขียนเส้นชั้นความสูง

พื้นที่โครงการดังกล่าวตั้งอยู่บริเวณสะพานวังเย็น ข้ามแม่น้ำแควน้อย รับผิดชอบโดยกรมทางหลวงชนบท ความยาว 150.00 ม.กว้าง 10.00 ม. บริเวณความเสียหายเกิดขึ้นบริเวณคอสะพานฝั่งขวา มีความยาวประมาณ 10 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 แบบแปลนแสดงพื้นที่โครงการ

ผลการเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณโครงการเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของดินและงานฐานรากทางวิศวกรรม แสดงดังรูปที่ 2 โดยชั้นดินเดิมเป็นชั้นทรายขนาดเม็ดสม่ำเสมอและทรายปนทรายแป้งความแน่นปานกลาง (medium dense SP, SM) ตั้งแต่ผิวดินถึงความลึก 13 เมตร และ พบชั้นทรายหลวมปนดินเหนียว (SC) ถึงความลึกประมาณ 14.5 เมตร จากนั้นจึงพบชั้นทรายแน่นปานกลาง ถึงแน่นมาก จนถึงความลึก 18 เมตร จนถึงชั้นหินผุ จากผลการเจาะสำรวจผู้ออกแบบจึงกำหนดค่าพารามิเตอร์ดังแสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 2 ผลเจาะสำรวจดินบริเวณพื้นที่โครงการ

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพ

Model	Unit weight (kN/m^3)	Cohesion (kPa)	Friction angle (degree)
Fill material (#57 stone)	17	0	40
Medium dense silty sand	18	0	32
Loose clayey sand	18	0	27
Medium dense silty sand (2)	18	0	33
Very dense sand	19	0	35
Gabion	17	0	32
Gravel	17	0	32

2.2 การออกแบบและวิเคราะห์แบบจำลอง

2.2.1 ปัญหาที่เกิดขึ้น

เนื่องจากพื้นที่โครงการสะพานวังเย็น อ.ด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี เกิดการกัดเซาะของมวลน้ำมหาศาลของแม่น้ำแควน้อยซึ่งเพิ่มขึ้นทุก ๆปีจากสภาพอากาศที่เปลี่ยนแปลงไป ทำให้คอสะพานเกิดการทรุดตัวขึ้นหลายแห่ง และพื้นที่บริเวณตลิ่งดังกล่าวที่สภาพเป็นดินทรายเกิดการกัดเซาะและพังทลาย

2.2.2 แนวทางการพิจารณาแก้ไข

จากการสำรวจทำการเก็บค่าระดับพื้นที่โครงการ ข้อมูลดิน พบว่าในการออกแบบโครงสร้างอาคาร จะต้องเลือกใช้โครงสร้างที่สามารถป้องกันการกัดเซาะและมีเสถียรภาพ และสามารถทนการทรุดตัวได้ดี ดังนั้นจึงเลือกพิจารณาการออกแบบเป็นโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมแรง การออกแบบโครงสร้างกำแพงกันดินต้องมีขนาดที่เหมาะสม สามารถก่อสร้างได้ง่ายโดยไม่มีปัญหาเรื่องการทำงานของเครื่องจักร ในส่วนของกำแพงกันดินจึง

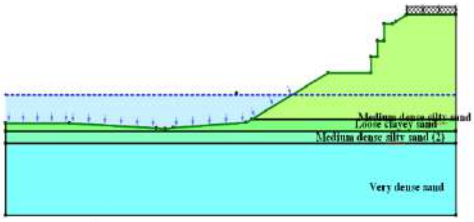
พิจารณาใช้แผ่นตาข่ายเสริมแรง (Geogrid) เสริมกำลังดินเป็นชั้นๆ ให้มีความยาวของ Geogrid พอเพียงที่สามารถรับแรงด้านข้างได้ เปรียบเสมือนโครงสร้าง Gravity Wall และปิดทับหน้าด้วยวัสดุที่สามารถก่อสร้างได้ง่ายและรวดเร็ว จึงพิจารณาเลือกใช้บล็อกคอนกรีตในการการป้องกันการกัดเซาะด้านหน้าองค์อาคาร วัสดุที่ใช้ถมที่เหมาะสมควรระบายน้ำได้ด้วยเพื่อลดแรงดันน้ำใต้ดิน จึงเลือกใช้วัสดุหินหินเกล็ด มีขนาดเฉลี่ย 3/8 นิ้ว เป็นวัสดุถมและใช้วัสดุกรอง (Filter Material) ที่ห่อหุ้มด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) และมีท่อระบายน้ำที่เจาะเป็นรูพรุนเพื่อระบายน้ำให้ออกจากมวลดินเร็วที่สุด

นอกจากนั้น กำแพงกันดินเสริมกำลัง (Mechanically Stabilized Earth Wall) จัดเป็นระบบโครงสร้างที่มีความยืดหยุ่น และทนต่อการทรุดตัวได้ดี โดยผู้ออกแบบได้วิเคราะห์เสถียรภาพทั้งภายในและภายนอก (Internal & External Stabilities) โดยวิเคราะห์เสถียรภาพภายนอกหรือโดยรวม (Global Stability) ด้วยวิธี Limit Equilibrium Method, LEM ซึ่งสามารถคำนวณหาหน้าตัดของการ Slide ที่มีอัตราส่วนความปลอดภัย (Safety Factor) ต่ำสุดได้ ส่วนการวิเคราะห์เสถียรภาพภายในจะทำการคำนวณด้วยมาตรฐาน FHWA NHI 00043 ประกอบด้วยการวิเคราะห์กำลังของตาข่ายสังเคราะห์เสริมกำลังดิน (Geogrid) ว่าสามารถรับแรงดึงที่เกิดขึ้นและไม่เกิดการขาด (Tensile rupture) หรือรูดออกจากกันได้ (Pull out) รวมทั้งเสถียรภาพพื้นฐานของกำแพงกันดินอันได้แก่ Overturning, Sliding และ Bearing Stabilities

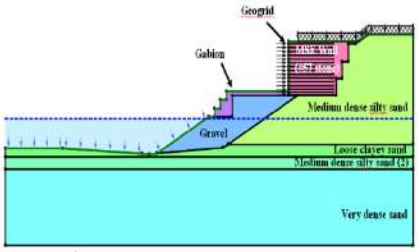
2.2.3 การออกแบบวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์ออกแบบจะคำนึงถึงความปลอดภัยในขั้นตอนการขุดเปิดหน้าดินเป็นสำคัญ โดยจะต้องมีเสถียรภาพที่เพียงพอสำหรับการทำการขุดเปิดเพื่อก่อสร้าง และมีค่าความปลอดภัย (Safety Factor) ที่เพียงพอตามมาตรฐานขั้นต่ำที่ FS = 1.25 (WSDOT, 2006) แสดงดังรูปที่ 3

โดยในโครงการนี้จะทำการก่อสร้างโครงสร้างกำแพงกันดินแบบ Modular Block Wall ซึ่งเป็นรูปแบบลักษณะ MSE Wall เพื่อใช้สำหรับค้ำยันดิน โดยจะมีความสูงของกำแพงที่ 5.00 เมตร และมีระยะล้วงฝังลึกของตาข่ายสังเคราะห์เสริมกาลัง (Geogrid) ไม่น้อยกว่า 7.5 เมตร และมีกำลังรับแรงดึงได้ไม่น้อยกว่า 21.2 kN/m ในทุกๆระยะห่าง 0.30 และ 0.45 เมตร ตลอดความสูงกำแพง ด้านล่างของกำแพงจะก่อสร้างในรูปแบบเกเบี้ยนและมีฐานหินทิ้งในการรับน้ำหนักของฐานรากเพื่อป้องกันการกัดเซาะบริเวณ Toe แสดงรูปแบบดังรูปที่ 4



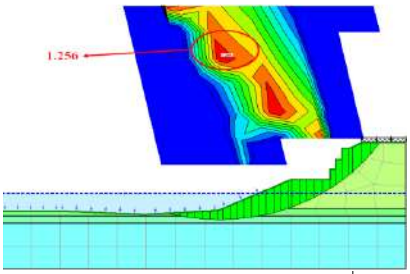
รูปที่ 3 รูปแบบการวิเคราะห์เสถียรภาพการขุดเปิดหน้าดิน



รูปที่ 4 รูปแบบการวิเคราะห์เสถียรภาพกำแพงกันดินเสริมแรง

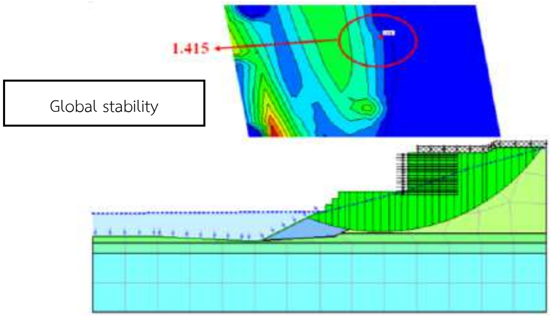
2.2.4 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพ

จากผลการวิเคราะห์พบว่าเสถียรภาพโดยรวมของระบบเมื่อทำการขุดเปิด มีค่าความปลอดภัยเท่ากับ 1.256 ซึ่งมากกว่าค่าความปลอดภัยขั้นต่ำตามข้อกำหนด FS = 1.25 (WSDOT, 2006) ดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพการขุดเปิดหน้าตัดเพื่อทำการก่อสร้าง

จากผลการวิเคราะห์พบว่าเสถียรภาพโดยรวมของโครงสร้างที่สภาวะระดับน้ำลดลงต่ำสุด (Drawdown) มีบริเวณที่เกิดวงวิบัติแบบโดยรวมที่น้อยที่สุด (Global stability) ค่าความปลอดภัยเท่ากับ 1.415 ซึ่งมากกว่าค่าขั้นต่ำตามมาตรฐาน FS = 1.3 ดังแสดงในรูปที่ 6 โดยมีค่าความปลอดภัยดังตารางที่ 2 อนึ่ง ลักษณะของเส้น contour ของค่า FS ในรูปที่ 6 รวมตำแหน่งของ Local stability ที่จุดอื่นๆด้วย เช่นที่ผิวดิน แต่เนื่องจากเป็นส่วนที่ไม่เกี่ยวข้องกับกำแพงจึงไม่นำค่า FS ในส่วนเหล่านั้นมาพิจารณา



รูปที่ 6 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพของโครงสร้างกำแพงกันดิน

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ค่าความปลอดภัยของโครงสร้างแต่ละกรณี

Analysis case	F.S. (Model)	F.S. (Standard)
Open cut	1.256	1.25
Global stability	1.415	1.30
Overturn (External stability)	5.340	2.00
Sliding (External stability)	1.650	1.50
Bearing pressure (External stability)	8.860	2.50

3. การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้าง

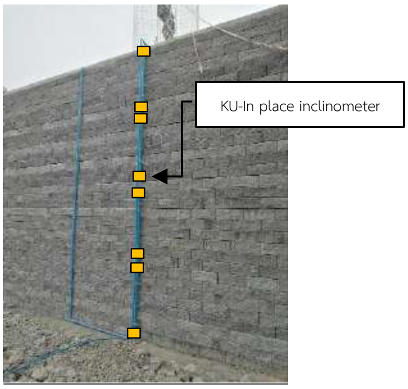
ถึงแม้ว่าค่าความปลอดภัยจากการวิเคราะห์เสถียรภาพของกำแพงมีค่าสูงกว่ามาตรฐานที่กำหนดไว้ แต่ในระหว่างการใช้งานอาจมีการเปลี่ยนแปลงสภาวะแรงดันน้ำ ความชื้นในดิน ซึ่งอาจส่งผลต่อการใช้งานและความแข็งแรงของโครงสร้าง ในโครงการนี้จึงมีการศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างในระยะยาวโดยการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

3.1 การติดตั้งอุปกรณ์ในสนาม

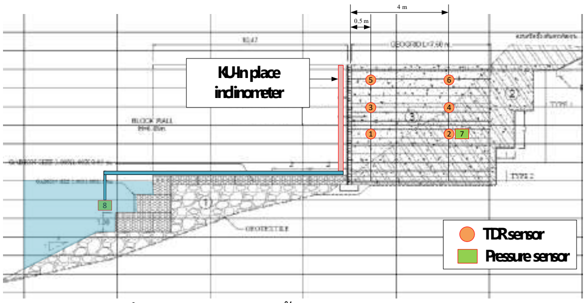
การติดตั้งอุปกรณ์วัดความชื้นและวัดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดินเสริมแรงที่ก่อสร้างเพื่อซ่อมแซมการพังทลายของลาดดินบริเวณตอม่อสะพานวังเย็น โดยทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดความชื้น (Time Domain Reflectometry ,TDR) ทั้งหมด 6 จุด โดยบรรจุเซนเซอร์ลงในถุงทรายที่ทำจากแผ่นใยสังเคราะห์ geotextile เพื่อป้องกันความเสียหายขณะบดอัด นอกจากนี้ geotextile ยังสามารถระบายช่วยในการระบายน้ำทำให้น้ำไม่สะสมภายในถุง โดยติดตั้งภายในชั้นวัสดุถมแบ่งออกเป็น 3 ชั้น ชั้นละ 2 จุด และติดตั้งอุปกรณ์วัดแรงดันน้ำ (Pressure sensor) ภายในกำแพง 1 จุด และติดตั้งบริเวณแม่น้ำอีก 1 จุดเพื่อวัดระดับน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 7

รูปที่ 7 อุปกรณ์วัดความชื้นที่บรรจุในถุงทราย

นอกจากนี้ยังได้ติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน KU-In place inclinometer ซึ่งพัฒนาโดยภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร จำนวน 8 จุด โดยติดเข้ากับท่อ PVC ซึ่งยึดเข้ากับบล็อกคอนกรีตด้านหน้ากำแพงเป็นแนวในการติดตั้งตลอดระนาบความสูงของกำแพง ดังแสดงในรูปที่ 8

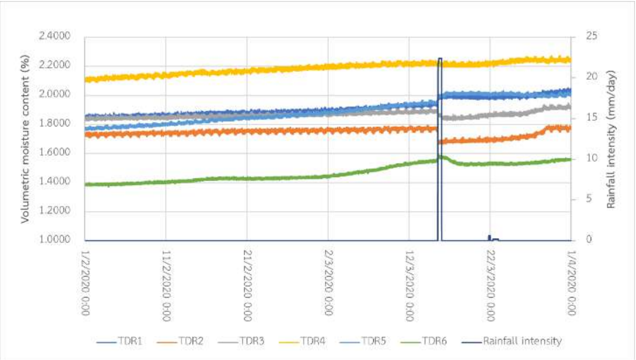


รูปที่ 8 อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัวของกำแพง KU-In place inclinometer



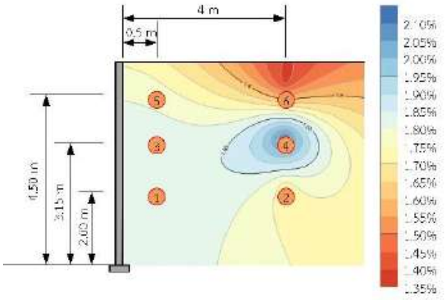
รูปที่ 9 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดในสนาม

ผลจากการตรวจวัดความชื้นภายในกำแพงกันดินเสริมแรงบริเวณตอม่อสะพานวังเย็นในช่วงเดือนกุมภาพันธ์ถึงเดือนมีนาคม ได้ผลสรุปดังรูปที่ 10 แสดงให้เห็นปริมาณน้ำในมวลดินโดยปริมาตร (Volumetric moisture content) มีค่าคงที่ในช่วงที่ไม่มีฝนตกและหลังจากที่ฝนตกปริมาณน้ำในมวลดินมีค่าเพิ่มขึ้น จากข้อมูลข้างต้นพบว่าหลังจากที่ฝนตกปริมาณจะสะสมบริเวณด้านหน้าของกำแพงกันดินซึ่งเป็นบริเวณสำหรับการระบายน้ำ และเห็นได้ว่าหลังจากฝนตกปริมาณน้ำในมวลดินมีค่าลดลงเล็กน้อย แสดงให้เห็นว่าหลังจากฝนตกยังคงมีปริมาณน้ำคงเหลือในกำแพงกันดินอยู่บ้าง

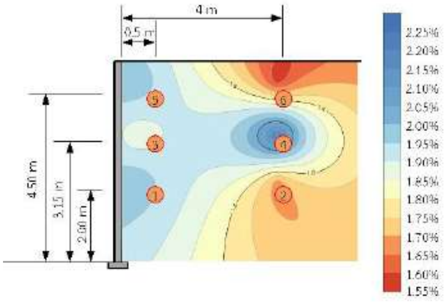


รูปที่ 10 กราฟแสดงปริมาณน้ำในมวลดินโดยปริมาตรและปริมาณน้ำฝนสะสมในช่วงวันที่ 1 กุมภาพันธ์ 2563 – 31 มีนาคม 2563

จากการเก็บข้อมูลลักษณะการกระจายตัวของความชื้นภายในกำแพงโดยอุปกรณ์ TDR พบว่าก่อนฝนตกปริมาณความชื้นภายในกำแพงกันดินมีค่าค่อนข้างต่ำ โดยจุดที่มีความชื้นสะสมสูงสุดคือตำแหน่งที่ 4 มีปริมาณน้ำโดยปริมาตรเท่ากับ 2.1% ดังแสดงในรูปที่ 11a) หลังจากฝนตกในวันที่ 15 มีนาคม 2563 พบว่าปริมาณน้ำโดยปริมาตรเพิ่มสูงขึ้น และสะสมบริเวณด้านหน้าของกำแพงซึ่งเป็นบริเวณสำหรับการระบายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 11b) อนึ่ง ลักษณะการกระจายความชื้นในรูปแบบเส้น Contour นี้เป็นการประมาณจากค่าที่ตรวจวัดทั้งหมด 6 จุดดังแสดงในรูปที่ 11 เส้น Contour ที่ได้อาจมีความแตกต่างจากความเป็นจริง ในอนาคตควรมีการตรวจวัดเพิ่มโดยวิธี Resistivity เพื่อยืนยันผลการตรวจวัดนี้ต่อไป



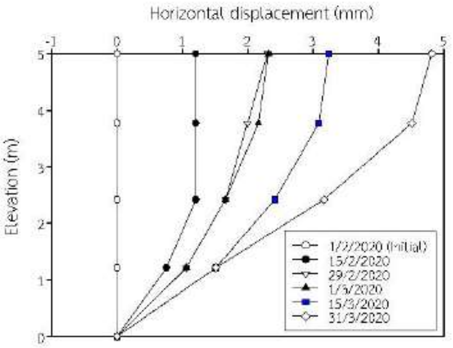
a) Initial condition



b) After rainfall

รูปที่ 11 ลักษณะการกระจายความชื้นของวัสดุถมภายในโครงสร้างกำแพง

ผลการตรวจวัดระยะเวลา 2 เดือนหลังจากการก่อสร้างและติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด KU-In place inclinometer เพื่อใช้ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวด้านข้างของกำแพงในแต่ละช่วงของกำแพง พบว่าหลังจากก่อสร้างเสร็จเป็นเวลาหนึ่งเดือนกำแพงมีการเคลื่อนตัวด้านข้างเล็กน้อยประมาณ 2 มิลลิเมตร หลังจากเกิดฝนตกกำแพงมีการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นเป็น 3 มิลลิเมตร และหลังจากก่อสร้างเสร็จเป็นเวลา 2 เดือนพบว่ากำแพงกันดินเสริมแรงมีการเคลื่อนตัวประมาณ 5 มิลลิเมตรดังแสดงในรูปที่ 12 ซึ่งสรุปได้ว่าโครงสร้างกำแพงกันดินเสริมแรงในระยะเวลาดังกล่าวมีความมั่นคงและเป็นโครงสร้างที่สมดุล เพื่อพิจารณาจากเกณฑ์ในงานวิจัยโดย [5]



รูปที่ 12 การเคลื่อนตัวของกำแพงกันดิน

2.3.2 การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

เนื่องจากอุปกรณ์ตรวจวัดแรงดันน้ำที่ติดตั้งไม่สามารถวัดค่าแรงดันน้ำติดลบได้โดยตรงในวัสดุถมซึ่งเป็นหินขนาดใหญ่ ในการศึกษานี้จึงใช้เส้นอัตลักษณ์ของดิน (Soil-Water Characteristic Curve, SWCC) ของวัสดุทรายซึ่งห่อหุ้มอุปกรณ์ TDR ในการแปลงจากค่าความชื้นเป็นแรงดูด ในการทดสอบนี้ใช้วิธีการวัดแบบจุด (Point Wise Measurement) โดยใช้ KU-Tensiometer ชนิดใช้ในห้องปฏิบัติการในการวัดแรงดูด ขั้นตอนการเตรียมตัวอย่างโดยใช้ Mold ทรงกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลาง 63.5 มิลลิเมตร และสูง 22 มิลลิเมตร เพื่อให้สอดคล้องกับคุณสมบัติดินในสนามจริงใช้การบดอัดตัวอย่างแบบ Static compaction โดยควบคุมน้ำหนักที่ 95% เมื่อบดอัดแล้วจึงใช้ฐานอลูมิเนียมปิดด้านล่างแล้วใช้ฝาท่อ PVC เจาะรูสำหรับการติดตั้ง KU-Tensiometer ด้านบน และปิดช่องว่างโดยรอบโดยใช้เทปเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้น

ขั้นตอนการทดสอบแต่ละจุดจะทำการเปลี่ยนแปลงความชื้นโดยการเพิ่มหรือลดความชื้น โดยจะเพิ่มจนใกล้ถึงจุดที่ดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Wetting path) และจะทำการลดความชื้น (Drying path) ในแต่ละจุดของการเพิ่มหรือลดความชื้นจะต้องมีการบ่มให้ความชื้นกระจายตัวทั่วทั้งตัวอย่างก่อนจึงจะทำการวัดแรงดูดได้ จากนั้นสอดเซ็นเซอร์เข้าไปที่ช่องที่เจาะรูแล้วจึงใช้ดินน้ำมันยึดไม่ให้ขยับและป้องกันการสูญเสียความชื้นขณะทดสอบ

การสร้างแบบจำลอง (Curve fitting) ข้อมูลของเส้นอัตลักษณ์ของดินในการทดลองนี้ใช้สมการของ Van Genuchten (1980) ดังแสดงในสมการที่ 1

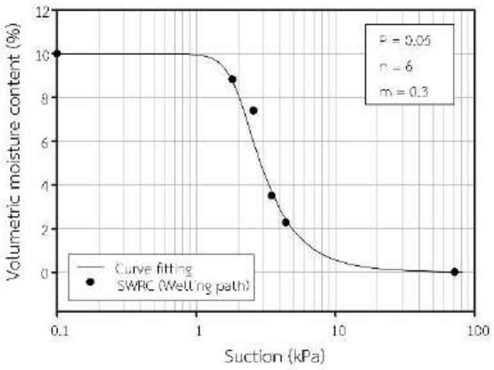
$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]^m} \qquad (1)$$

โดย θ คือ ความชื้นเชิงปริมาตร (Volumetric water content)

θ_s คือ ความชื้นเชิงปริมาตรที่จุดอิ่มตัวด้วยน้ำ

θ θ_r คือ ความชื้นเชิงปริมาตรที่จุด residual

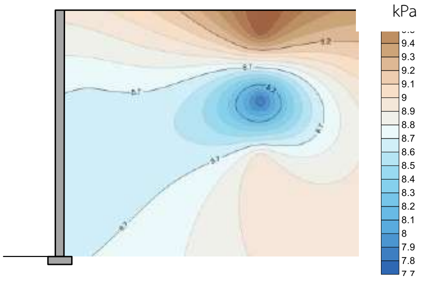
ψ คือ แรงดันน้ำด้านลบหรือแรงดูด (suction) โดยที่ a, n และ m เป็นตัวแปรสำหรับ curve fitting จากการเทียบกราฟได้ค่าตัวแปรปรับค่า p, m และ n ดังแสดงในรูปที่ 13



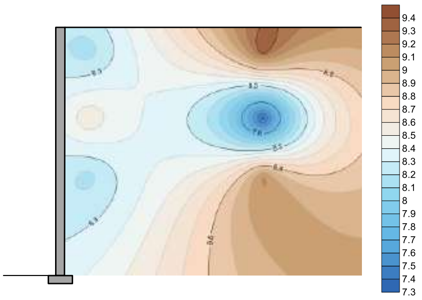
รูปที่ 13 เส้นอัตลักษณ์ของทราย

จากผลการทดสอบภายในห้องปฏิบัติการเพื่อทำนายเส้นอัตลักษณ์ของดินสามารถนำไปใช้ในการคำนวณแรงดันน้ำด้านลบของวัสดุถมภายในกำแพงกันดินเสริมแรงได้

ผลจากการวิเคราะห์พบว่าแรงดันน้ำด้านลบมีค่าสูงบริเวณผิวด้านบนของวัสดุถม แรงดันน้ำด้านลบบริเวณกึ่งกลางความสูงของกำแพง มีค่าแรงดันน้ำด้านลบต่ำที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 13a) หลังจากฝนตกพบว่าแรงดันน้ำด้านลบตอบสนองต่อปริมาณน้ำฝน ในบริเวณที่มีความชื้นสะสมสูงทำให้มีแรงดูด (suction) ต่ำดังแสดงในรูปที่ 13b)



a) Initial condition



b) After rainfall

รูปที่ 14 ลักษณะการกระจายแรงดูด (Suction) ภายกำแพงกันดิน

4. บทสรุป

บทความนี้นำเสนอกรณีศึกษาการสำรวจและออกแบบแก้ไขคอสะพานทรุดตัว สะพานวังเย็น จ.กาญจนบุรี โดยใช้โครงสร้างกำแพงกันดินเสริมแรงโดยวัสดุถมเป็นหินเกล็ด มีขนาดเฉลี่ย 3/8 นิ้ว เป็นวัสดุถม ที่มีระบบระบายน้ำภายในพบว่า เสถียรภาพของโครงสร้างมีความมั่นคงแข็งแรงและสามารถทนการกัดเซาะได้ดี และได้ดำเนินการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดเพื่อศึกษาพฤติกรรมในระยะยาวของกำแพงกันดิน โดยอุปกรณ์ KU-inplaced Inclinometer และ TDR พบว่า การเคลื่อนตัวไม่เกิน 5 มม. ในช่วง 2 เดือนแรกภายหลังการก่อสร้าง และความชื้นในกำแพงค่อนข้างมีค่าคงที่ในช่วงแรก ทั้งนี้จำเป็นต้องมีการติดตามผลการตรวจวัดในช่วงฤดูฝนต่อไปในระยะยาว

กิตติกรรมประกาศ

ขอบคุณ เจ้าหน้าที่กรมทางหลวงชนบทและผู้ที่เกี่ยวข้องในการทำงานครั้งนี้และ สุดท้ายนี้ขอขอบคุณ ครอบครัว ที่คอยเป็นกำลังใจและเป็นที่รักยิ่ง

เอกสารอ้างอิง

[1] อภินิติ โชติสังกาศ, ไกรโรจน์ มหรรณพกุล และ นิพนธ์ ธีระชัยกุลพานิช (2558) เทคโนโลยีสำรวจการไหลซึมน้ำใต้ดินด้วยเสียงในงานวิศวกรรมปฐพี เอกสารประกอบการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 วันที่ 8-10 กรกฎาคม 2558 จ. ชลบุรี

[2] อัคคพัฒน์ สว่างสุรีย์, จิรโรจน์ ศุกลรัตน์, อภินิติ โชติสังกาศ และ เอกนรินทร์ จินะวงศ์ (2555) การศึกษารูปแบบการแก้ไขปัญหาการชะล้างพังทลายของลาดคันทาง กรณีศึกษา ทางหลวงหมายเลข 1009 ตอนแยกทางหลวงหมายเลข 108 (จอมทอง) – ดอยอินทนนท์ บริเวณ กม. 42 วารสารทางหลวง ปีที่ 49 ฉบับที่ 3 พฤษภาคม-มิถุนายน 2555 หน้า 20-27

[3] Rahardjo, H., Satyanaga, A., Hoon, K., Sham, W.L., Aaron, Ong, C.L., Huat, B.B.K., Fasihnikoutalab, M.H., Asadi, A., Rahardjo, P.P., Jotisankasa, A., Thu, T.M. & Viet, T.T. (2015) "Slope Safety Preparedness in Southeast Asia for Effects of Climate Change" In Joint Technical Committee JTC-1, JTC-1 TR3 Forum 'Slope Safety Preparedness for Effects of Climate Change' 17 and 18 November 2015 Naples, Italy

[4] ประกิต ไชยศรี, อภินิติ โชติสังกาศ และพิสิฐ ศรีวรานันท์ (2562) ผลกระทบจากสภาวะน้ำใต้ดินต่องานออกแบบปรับปรุงเสถียรภาพของลาดคันทาง ถนนบริเวณเชิงเขาด้วยวัสดุเสริมแรง : กรณีศึกษาถนนทางหลวงชนบท กจ.4088 อำเภอทองผาภูมิ จังหวัดกาญจนบุรี. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24 วันที่ 10-12 กรกฎาคม 2562 จ.อุดรธานี หน้า 2684-2691 https://www.ncce24.org/qr/qrcode.php

[5] Tarawneh, Bashar & AL-Bodour, Wassel & Masada, Teruhisa. (2018). Inspection and Risk Assessment of Mechanically Stabilized Earth Walls Supporting Bridge Abutments. Journal of Performance of Constructed Facilities. 32. 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001132.

[6] Durukan, Z., Tezcan, S.S. (1992) Cost analysis of reinforced soil walls. Geotextiles and Geomembranes, Volume 11, Issue 1, 1992

[7] Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines by J.A. DiMaggio, FHWA-NHI-00-043, March 2001.

[8] Geotechnical Design Manual M 46-03.01, Washington State Department of Transportation (WSDOT), January 2010.

[9] van Genuchten, M. Th. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil. Sci. Soc. Am. J. 44:892-898

การเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อรับน้ำหนักของรถบรรทุกไทยตามข้อกำหนดใหม่ของกรมทางหลวง และรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางและการขนส่งสหรัฐอเมริกา (AASHTO-HL93)

Comparison of stresses analyses on the prestressed concrete bridge subjected to Thai trucks according to the Department of Highway's Regulation and the AASHTO standard truck

อัฏฐวิทย์ สุจริตพงศ์[1,*] วรียส ถิรดุลย์กุล[2,*] และ ภูมิเกียรติ สว่างวงศ์[3]

[1,2]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง จ.กรุงเทพมหานคร
[3] สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธาและสถาปัตยกรรม คณะศิลปศาสตร์และวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยราชภัฏศรีสะเกษ จ.ศรีสะเกษ
**Corresponding author; E-mail address asujaritpong@yahoo.com, wareeyot.t@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอความแตกต่างของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อรับน้ำหนักของรถบรรทุกไทยที่ประกาศใช้ใหม่ตามมาตรฐานของกรมทางหลวง และรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา เนื่องจากปัจจุบันประเทศไทยมีการกำหนดให้ใช้น้ำหนักบรรทุกที่หลากหลายตามประกาศใหม่ของกรมทางหลวงสำหรับการออกแบบสะพาน ส่วนการออกแบบสะพานแบบดั้งเดิมจะอ้างอิงจากมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกากันอย่างแพร่หลาย โดยนำเอาน้ำหนักรถบรรทุกและค่าตัวคูณกำลัง รวมทั้งวิธีการออกแบบมาใช้งาน ทั้งนี้การศึกษาจะใช้วิธีการจำลองโครงสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องสามช่วงสะพาน ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์รับน้ำหนักรถบรรทุกไทยตามประกาศของกรมทางหลวงที่ประกาศใช้ใหม่และน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา โดยกำหนดให้น้ำหนักกระทำบนสะพานที่มีความยาวช่วงเท่ากับ 35 เมตร จำนวน 3 ช่วง ความยาวสะพานรวมทั้งหมดเท่ากับ 105 เมตร พร้อมเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรงกับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ เพื่อศึกษาความเหมาะสมของการกำหนดน้ำหนักรถบรรทุกและการนำมาปรับใช้สำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทย

คำสำคัญ: โครงสร้างสะพาน, คอนกรีตอัดแรง, น้ำหนักรถบรรทุกมาตรฐานกรมทางหลวง, น้ำหนักบรรทุกมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา

Abstract

This paper presents a comparison of stresses on the prestressed concrete bridge subjected to truck loads according to new regulations announced by the department of highway and the AASHTO standard truck. In these regulations, various types of truck loads were allowed to use in bridge design while the AASHTO standard truck loads were widely used for the existing bridges. The three-span of prestressed concrete bridges were simulated and analyzed by the finite element method. These models were subjected to the loads according to new regulations announced by the department of highway and AASHTO standard truck. The bridge models have spans of 35 meters and the total length is 105 meters. The analyses were carried out to determine the stresses induced in the cross-section of a prestressed concrete bridge and then compared to the allowable stresses. The conclusions were made for each type of truck loads which can affect the serviceability of the bridge.

Keywords: Structural bridge, Prestressed concrete, Truck load according to the Department of Highway, AASHTO standard truck loads

1. บทนำ

ในอดีตที่ผ่านมากรมทางหลวงได้มีประกาศ เรื่อง การกำหนดพิกัดน้ำหนักของรถบรรทุกสิบล้อ ตั้งแต่ก่อนปี พ.ศ. 2519 จนถึงปี พ.ศ. 2548 นั้น ต่อมารถบรรทุกในประเทศไทยได้มีการพัฒนาเพิ่มมากขึ้นจึงได้มีประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดิน และผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน ฉบับที่ 1 ถึง 8 ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2548 ถึง 2558 [1-8] เรื่องห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนด หรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายจากการสัญจรบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดิน และทางหลวงสัมปทาน ซึ่งมีผลบังคับใช้กับรถกึ่งพ่วง 6 เพลา 22 ล้อ และกำหนดพิกัด

น้ำหนักของรถพ่วง 7 เพลา 24 ล้อ แต่เนื่องจากสะพานเดิมในประเทศไทยที่ได้มีการก่อสร้างเสร็จก่อนมีประกาศดังกล่าวยังคงรับน้ำหนักบรรทุกตามการออกแบบตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา ด้วยวิธีตัวคูณเพิ่มน้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบเดิม และต่อมาได้มีการกำหนดวิธีการออกแบบและน้ำหนักบรรทุกใหม่ เรียกว่า วิธีตัวคูณเพิ่มและความต้านทานน้ำหนัก HL-93 [9] ซึ่งประกอบด้วย น้ำหนักยุทโธปกรณ์ (Tandem Load) น้ำหนักรถบรรทุก (Truck Load) และน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาความแตกต่างของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อรับน้ำหนักรถบรรทุกแต่ละประเภทตามประกาศต่าง ๆ ใหม่ของกรมทางหลวงและน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการกำหนดวิธีการออกแบบและน้ำหนักบรรทุกใหม่ของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา และนำผลที่ได้จากการวิจัยมาวิเคราะห์ความเหมาะสมของการกำหนดน้ำหนักรถบรรทุก และปรับใช้สำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทย โดยพิจารณาจากสภาวะการใช้งานของโครงสร้างเดิมเป็นหลัก

2. วัตถุประสงค์งานวิจัย

เพื่อศึกษาเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นภายในสะพานคอนกรีตอัดแรง เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงการรับน้ำหนักบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงและน้ำหนักบรรทุก HL-93 ตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกาเทียบกับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ของคอนกรีต ลวดอัดแรง และเหล็กเสริม โดยการจำลองโครงสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องสามช่วงสะพาน ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ พร้อมทั้งเสนอความเหมาะสมของการกำหนดน้ำหนักรถบรรทุกไทยเพื่อนำมาปรับใช้สำหรับการออกแบบสะพาน

3. ทบทวนวรรณกรรม

จากการศึกษางานวิจัยและทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบสะพาน และการรับน้ำหนักบรรทุกไทยและน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา พร้อมทั้งการใช้ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ในการจำลองโครงสร้างสะพาน มีรายละเอียดดังนี้

Tabsh, S. W. and Tabatabai, M. (2544) [10] งานวิจัยศึกษาน้ำหนักของรถบรรทุกที่ไม่มีประกาศใช้งานตามกฎหมายและมีขนาดเกินกว่าที่กำหนด ซึ่งไม่สามารถคำนวณด้วยวิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา สำหรับสะพาน 126 แห่ง เพื่อพัฒนาค่าตัวแปรการกระจายน้ำหนักบนสะพานอย่างง่าย จากผลการวิเคราะห์เมื่อเพิ่มความกว้างของล้อรถบรรทุกทำให้ค่าตัวแปรการกระจายน้ำหนักมีค่าลดลง และส่งผลต่อแรงเฉือนมากกว่าโมเมนต์ดัด โดยเฉพาะคานรองรับสะพานที่มีระยะห่างมาก ส่วนคานรองรับสะพานที่มีระยะห่างน้อยจะไม่ได้รับผลกระทบ เนื่องจากล้อรถบรรทุกจะกระทำต่อพื้นที่รับแรงของคานรองรับเดียวเสมอ

กรรณิการ์ ริมดุสิต และ สมโพธิ์ วิวิธเกยูรวงศ์ (2548) [11] งานวิจัยศึกษาการออกแบบสะพานในประเทศไทย ที่มีการนำน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกามาปรับใช้ แต่เนื่องด้วยรถบรรทุกที่มีการใช้งานของประเทศไทยหรือรถสิบล้อ มีลักษณะรูปร่าง น้ำหนักบรรทุกรวม และน้ำหนักลงเพลาที่แตกต่างไปจากมาตรฐานที่นำมาปรับใช้ ซึ่งอาจส่งผลต่อความปลอดภัยของสะพานนั้น ๆ ทั้งนี้ในการศึกษามุ่งเน้นเพื่อคำนวณหาและเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดสมบูรณ์ โดยไม่รวมแรงกระแทกและค่าการกระจายน้ำหนักของล้อสำหรับสะพานช่วงเดียวที่มีความยาวช่วงเท่ากับ 10 ถึง 38 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกสิบล้อและรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา จากผลการศึกษาพบว่า รถบรรทุกสิบล้อ น้ำหนักบรรทุกรวมไม่เกิน 26, 28 และ 35 ตัน เกิดค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสมบูรณ์มากกว่าน้ำหนักบรรทุกประเภท HS20-44 ตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกาในทุกความยาวช่วงสะพาน และเมื่อเปรียบเทียบค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนสูงสุดสมบูรณ์มีค่ามากกว่าเท่ากับ 20.80 และ 20.01 สำหรับความยาวช่วงสะพานเท่ากับ 10 ถึง 20 เมตร

สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2554) [12] งานวิจัยศึกษาพฤติกรรมของคานสะพานช่วงเดี่ยวธรรมดาที่มีความยาวช่วงสะพานเท่ากับ 5 ถึง 60 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกไทยเทียบกับน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา เพื่อศึกษาสัดส่วนของแรงเฉือนและสัดส่วนโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เหมาะสม ผลการศึกษาพบว่า แต่ละช่วงความยาวสะพานเกิดจากรถบรรทุกต่างชนิดกันและไม่ได้เกิดจากรถบรรทุกที่มีน้ำหนักรวมมากที่สุด จากผลการวิเคราะห์โครงสร้างจะได้สัดส่วนแรงเฉือนและสัดส่วนโมเมนต์ดัดมีค่าแปรผันตามความยาวช่วงสะพานเท่ากับ 1.12 ถึง 1.89 และ 1.26 ถึง 1.67 ตามลำดับ ทั้งนี้สัดส่วนที่ได้สามารถนำไปปรับเพิ่มค่ากำลังออกแบบของน้ำหนักบรรทุกจรตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกไทย

สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2554) [13] งานวิจัยศึกษาการออกแบบสะพานสำหรับวิศวกรออกแบบในประเทศไทย โดยการปรับน้ำหนักบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา ซึ่งค่าดังกล่าวมีความแตกต่างกัน ทั้งนี้จึงทำการศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานระบบคานต่อเนื่องสามช่วงที่มีความยาวช่วงสะพานไม่เท่ากัน ซึ่งมีความยาวช่วงสะพานเท่ากับ 90 ถึง 180 เมตร เพื่อเปรียบเทียบสัดส่วนแรงเฉือนและสัดส่วนโมเมนต์ดัดสูงสุด จากผลการศึกษาพบว่า แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดในแต่ละรูปแบบสะพาน ส่วนใหญ่เกิดจากรถบรรทุกแบบกึ่งพ่วงน้ำหนักบรรทุกรวม 45 ตัน และจากการวิเคราะห์โครงสร้างยังพบอีกว่า แต่ละความยาวช่วงสะพานมีค่าอยู่ระหว่าง 1.312 ถึง 1.954 เท่าของน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา และมีค่ามากกว่าสัดส่วนที่ได้จากการศึกษาสะพานช่วงเดี่ยวธรรมดาถึงร้อยละ 27.76 ทั้งนี้สัดส่วนที่ได้สามารถนำไปปรับเพิ่มค่ากำลังออกแบบของน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกไทย

สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2555) [14] งานวิจัยศึกษาสะพานระบบคานต่อเนื่องสามช่วง ซึ่งมีความยาวช่วงสะพานเท่ากับ 90 ถึง 180 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกที่มีการเปลี่ยนแปลงการออกแบบสะพานเป็นวิธีตัวคูณเพิ่มและความต้านทานน้ำหนัก ซึ่งมีการกำหนดน้ำหนักบรรทุก HL-93 ที่แตกต่างไปจากน้ำหนักบรรทุกเดิมของไทย HS20-44 และน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง ผลการศึกษาพบว่า แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดสูงสุดในแต่ละรูปแบบสะพานที่พิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกไทยส่วนใหญ่เกิดจากรถบรรทุกแบบกึ่งพ่วงที่มีน้ำหนักบรรทุกรวม 45 ตัน และจากผลการวิเคราะห์โครงสร้างจะได้สัดส่วนแรงเฉือนและสัดส่วนโมเมนต์ดัดสำหรับแต่ละความยาวช่วงสะพานเมื่อเทียบกับน้ำหนักบรรทุก HL-93 มีค่าอยู่ระหว่าง 0.974 ถึง 1.413 และมีค่ามากกว่าสัดส่วนที่ได้จากการศึกษาสะพานช่วงเดี่ยวธรรมดาร้อยละ 23.25 สัดส่วนที่ได้จากการศึกษานี้สามารถนำไปใช้เป็นตัวคูณปรับค่ากำลังที่ต้องการของสะพานรับน้ำหนักบรรทุกจร HL-93 เพื่อให้ผลตอบสนองสูงสุดสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกไทยตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง

ภูมิเกียรติ สว่างวงศ์ (2559) [15] งานวิจัยศึกษาขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างและออกแบบสะพานแบบต่อเนื่องสามช่วงที่มีการก่อสร้างด้วยวิธีโครงสร้างยื่นสมดุล รับน้ำหนักบรรทุกและการใช้งานตามการก่อสร้างจริงโดยจะเปลี่ยนน้ำหนักบรรทุกตามขั้นตอนต่าง ๆ ของการก่อสร้าง จากสภาพน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกันในแต่ละขั้นตอนนำมาซึ่งการพิจารณาผลของการสูญเสียแรงดึงของลวดอัดแรงที่เกิดขึ้นทันทีทันใดหลังการถ่ายแรงและการสูญเสียแรงดึงที่เกิดขึ้นตามเวลาระหว่างการก่อสร้างจนถึงขั้นตอนการใช้งาน โดยการก่อสร้างดังกล่าวจะเปลี่ยนสภาพจากช่วงคานยื่นช่วงเดียวเป็นคานช่วงต่อเนื่องเมื่อมีการก่อสร้างเสร็จแล้ว ทั้งนี้เพื่อศึกษาโมเมนต์ดัด แรงเฉือน แรงบิด และหน่วยแรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นทั้ง 3 ขั้นตอนในการก่อสร้างเทียบกับค่าขีดจำกัดกำลังต้านทานของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์โครงสร้างในแต่ละขั้นตอนก่อสร้าง หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตอัดแรง และลวดอัดแรงมีค่าน้อยกว่าค่าปลอดภัยในการออกแบบ และเมื่อพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจรกระทำร่วม ค่าหน่วยแรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นจะมีค่าแปรผันตามน้ำหนักบรรทุกจร

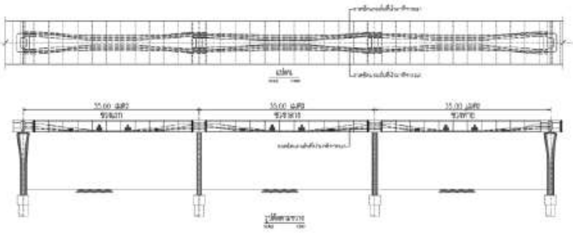
4. วิธีดำเนินงานวิจัย

4.1 การจำลองโครงสร้างสะพาน ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

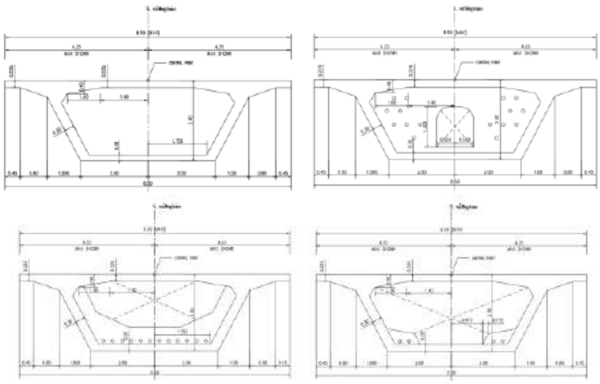
งานวิจัยนี้เป็นการจำลองโครงสร้างสะพานด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ของสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่อง ซึ่งใช้คอมพิวเตอร์ในการสร้างและการวิเคราะห์แบบจำลองด้วยโปรแกรม Midas Civil 2019

สะพานคอนกรีตอัดแรงหน้าตัดรูปกล่องแบบต่อเนื่องมีความยาวช่วงเท่ากับ 35 เมตร จำนวน 3 ช่วง ความยาวสะพานรวมทั้งหมดเท่ากับ 105 เมตร ขนาดหน้าตัดกว้าง 8.50 เมตร ลึก 2.40 เมตร จำนวน 2 ช่องจราจร ดังแสดงในรูปที่ 1 และกำหนดให้มีจุดรองรับดังแสดงไว้ในตารางที่ 1

ในการจำลองหน้าตัดคอนกรีตอัดแรงนั้น ประกอบด้วยหน้าตัดทั้งหมด 4 รูปแบบ กล่าวคือ หน้าตัดมาตรฐาน (Standard Segmental) หน้าตัดบริเวณหัวเสา (Pier Segmental) และหน้าตัดบริเวณปรับแนวลวดอัดแรง (Deviator Segmental) จำนวน 2 ประเภท ดังแสดงในรูปที่ 2 ตามลำดับ



รูปที่ 1 แปลนและรูปด้านสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องสามช่วง



รูปที่ 2 ขนาดหน้าตัดสะพานคอนกรีตอัดแรงหน้าตัดมาตรฐาน หน้าตัดบริเวณหัวเสา และหน้าตัดบริเวณปรับแนวลวดอัดแรง มีหน่วยเป็นเมตร

ตารางที่ 1 ประเภทของแต่ละจุดรองรับ

จุดรองรับที่ 1	จุดรองรับที่ 2	จุดรองรับที่ 3	จุดรองรับที่ 4
แบบเคลื่อนที่ได้ (Roller Support)	แบบยึดหมุน (Pinned Support)	แบบยึดหมุน (Pinned Support)	แบบเคลื่อนที่ได้ (Roller Support)

คอนกรีตที่ใช้ในงานสะพานคอนกรีตอัดแรงจะต้องมีกำลังอัดประลัยเท่ากับ 500 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

ลวดอัดแรงใช้ในงานสะพานคอนกรีตอัดแรงคือ ลวดเกลียวอัดแรงชนิดลวด 7 เส้น และมีการคลายแรงดึงต่ำ (low relaxation) เกรด 270 (มีกำลังดึงประลัยอย่างน้อย 270,000 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว หรือ 18,980 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) เนื้อที่หน้าตัดขนาด 15.2 มิลลิเมตร

เหล็กเสริมไม่อัดแรงที่ใช้ในงานสะพานคอนกรีตอัดแรงคือ เหล็กข้ออ้อย (deformed bar) มีความต้านทานแรงดึงที่จุดครากเท่ากับ 4,000 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (SD40)

4.2 การจัดวางน้ำหนักบรรทุก

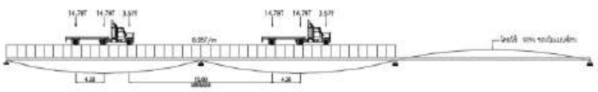
การจัดวางน้ำหนักบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงกำหนดให้รถบรรทุกเพียงคันเดียวและรถบรรทุกหลายคันเคลื่อนที่เป็นขบวนในแต่ละช่องจราจร โดยมีระยะห่างระหว่างเพลาหลังของรถคันหน้าถึงเพลาหน้าของรถคันหลังที่ตามมาเท่ากับ 9.14 เมตร เต็มช่วงสะพานและเคลื่อนที่ไปในทิศทางเดียวกัน

การจัดวางน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) มีรายละเอียดดังนี้ [16]

(1) การหาค่าโมเมนต์บวกสูงสุด (Maximum positive moment) ประกอบด้วยน้ำหนักรถบรรทุก (Truck Load) หรือน้ำหนักยุทโธปกรณ์ (Tandem Load) จำนวนหนึ่งคันต่อหนึ่งช่องจราจรกระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) ดังแสดงในรูปที่ 3

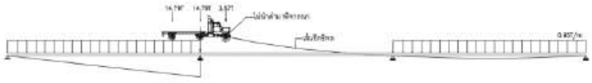
รูปที่ 3 เส้นอิทธิพลที่ทำให้เกิดค่าโมเมนต์บวกสูงสุด

(2) การหาค่าโมเมนต์ลบสูงสุด (Maximum negative moment) ประกอบด้วยน้ำหนักรถบรรทุก (Truck Load) จำนวนสองคันต่อหนึ่งช่องจราจรกระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) โดยใช้ 90% ของโมเมนต์ลบในการออกแบบสะพานดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 เส้นอิทธิพลที่ทำให้เกิดค่าโมเมนต์ลบสูงสุด

(3) การหาค่าแรงเฉือนสูงสุด (Maximum shear force) ประกอบด้วยน้ำหนักรถบรรทุก (Truck Load) จำนวนหนึ่งคันต่อหนึ่งช่องจราจรกระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) กรณีนี้ไม่ต้องพิจารณาน้ำหนักล้อหน้า เนื่องจากจะทำให้แรงเฉือนลดน้อยลงดังแสดงในรูปที่ 5

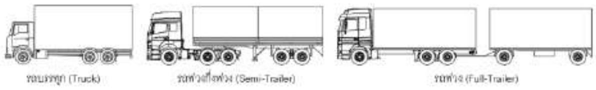


รูปที่ 5 เส้นอิทธิพลที่ทำให้เกิดค่าแรงเฉือนสูงสุด

4.3 รูปแบบและน้ำหนักรถบรรทุก

ในการศึกษาจะเลือกใช้เพียงบางรูปแบบของรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงตั้งแต่ปี พ.ศ. 2548 จนถึงปี พ.ศ. 2558 ตามที่ได้มีการปรับปรุงเรื่อยมาดังแสดงในรูปที่ 6 ที่น้ำหนักบรรทุกมีผลต่อหน่วยแรงที่เกิดขึ้นกับสะพานสูงสุดและน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา ด้วยวิธีตัวคูณเพิ่มและความต้านทานน้ำหนัก HL-93 จำนวนทั้งสิ้น 17 รูปแบบ ซึ่งประกอบด้วย

(1) รถบรรทุก (น้ำหนักรวมไม่เกิน 25 ตัน) พ.ศ. 2548
(2) รถบรรทุก (น้ำหนักรวมไม่เกิน 30 ตัน) พ.ศ. 2548
(3) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 36 ตัน) พ.ศ. 2548
(4) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 41 ตัน) พ.ศ. 2548
(5) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50 ตัน) พ.ศ. 2548
(6) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2548
(7) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2548
(8) รถพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 47 ตัน) พ.ศ. 2548
(9) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 49 ตัน) พ.ศ. 2552
(10) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 47 ตัน) พ.ศ. 2552
(11) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 45 ตัน) พ.ศ. 2552
(12) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2552
(13) รถพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2552
(14) รถพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2552
(15) รถพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) พ.ศ. 2552
(16) น้ำหนักยุทโธปกรณ์ (Tandem Load) น้ำหนักรวมไม่เกิน 22.42 ตัน หรือ 220 กิโลนิวตัน กระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) AASHTO HL-93 ขนาด 0.95 ตันต่อเมตร หรือ 9.30 กิโลนิวตันต่อเมตร
(17) น้ำหนักรถบรรทุก (Truck Load) น้ำหนักรวมไม่เกิน 33.13 ตัน หรือ 325 กิโลนิวตัน กระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) AASHTO HL-93 ขนาด 0.95 ตันต่อเมตร หรือ 9.30 กิโลนิวตันต่อเมตร



รูปที่ 6 รูปแบบรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง

เนื่องจากตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงไม่ได้กำหนดระยะห่างระหว่างเพลาของรถบรรทุกหรือตัวรถลากจูง ในการศึกษาจึงได้อ้างอิงข้อมูลจากผู้วิจัยที่ได้มีการรวบรวมข้อมูลระยะห่างระหว่างเพลาของรถบรรทุกแต่ละรูปแบบที่มีใช้และผลิตในประเทศไทยดังแสดงในรูปที่ 7 สำหรับขนาดน้ำหนักบรรทุกต่อเพลาและระยะห่างระหว่างเพลาที่ใช้วิเคราะห์ดังแสดงไว้ในตารางที่ 2 และตารางที่ 3 ตามลำดับ

ในการวิเคราะห์โครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่ (Moving Load) จะอาศัยหลักการของเส้นอิทธิพล (Influence Line) โดยการจำลองโครงสร้างด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ทั้งนี้การวิเคราะห์โครงสร้างจะไม่พิจารณาผลของแรงกระแทก (Dynamic Impact Effect) กระทำต่อโครงสร้างสะพาน

รูปที่ 7 น้ำหนักลงเพลาและระยะห่างระหว่างเพลาที่ใช้วิเคราะห์

ตารางที่ 2 ขนาดน้ำหนักบรรทุกที่ใช้วิเคราะห์

รูปแบบน้ำหนักบรรทุก*	น้ำหนักต่อเพลา (ตัน)						
	1	2	3	4	5	6	7
(1)	5	10	10	-	-	-	-
(2)	5	5	10	10	-	-	-
(3)	5	10	10	11	-	-	-
(4)	5	5	10	10	11	-	-
(5)	5	10	10	10	10	-	-
(6)	5	5	10	10	10	10	-
(7)	5	10	10	8.5	8.5	8.5	-
(8)	5	10	10	8	8	8	-
(9)	5	10	10	7.4	7.3	7.3	-
(10)	5	10	10	6.7	6.7	6.6	-
(11)	5	5	10	10	6.9	6.8	6.8
(12)	5	10	10	11	11	-	-
(13)	5	10	10	9.5	8	8	-
(14)	5	5	10	10	7.5	6.5	6.5
(15)	5	5	10	10	10.25	10.25	-
(16)**	11.21	11.21	-	-	-	-	-
(17)**	3.57	14.78	14.78	-	-	-	-

** อ้างอิงตามรูปแบบรูปแบบรถบรรทุกที่ใช้วิเคราะห์*

*** กระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) ขนาด 0.95 ตันต่อเมตร*

ตารางที่ 3 ระยะห่างระหว่างเพลาที่ใช้วิเคราะห์

รูปแบบน้ำหนักบรรทุก*	ระยะระหว่างเพลา (เมตร)					
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
(1)	4.025	1.250	-	-	-	-
(2)	1.300	3.300	1.250	-	-	-
(3)	3.025	1.250	6.825	-	-	-
(4)	1.300	3.025	1.250	6.825	-	-
(5)	3.025	1.250	6.825	1.250	-	-
(6)	1.300	3.025	1.250	6.825	1.250	-
(7)	3.025	1.250	6.825	1.250	1.250	-
(8)	3.025	1.250	5.825	1.250	1.250	-
(9)	3.025	1.250	4.825	1.25	1.250	-
(10)	3.025	1.250	3.325	1.250	1.250	-
(11)	1.300	3.025	1.250	6.825	1.250	1.250
(12)	4.025	1.250	4.715	4.300	-	-
(13)	4.025	1.250	3.325	4.025	1.250	-
(14)	1.300	3.300	1.250	3.325	4.025	1.250
(15)	1.300	3.300	1.250	4.775	4.300	-
(16)**	1.200	-	-	-	-	-
(17)**	4.300	9.000	-	-	-	-

** อ้างอิงตามรูปแบบรูปแบบรถบรรทุกที่ใช้วิเคราะห์*

*** กระทำร่วมกับน้ำหนักช่องจราจร (Lane Load) ขนาด 0.95 ตันต่อเมตร*

4.4 ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้

(1) สำหรับคอนกรีตอัดแรงที่สภาวะการใช้งาน หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตจะต้องมีค่าไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) ดังแสดงในสมการที่ (1) และสมการที่ (2)

หน่วยแรงอัด :

$$f_c = -0.45 f_c^{'} \quad (1)$$

หน่วยแรงดึง :

$$f_t = +1.60\left(f_c^{'}\right)^{1/2} \quad (2)$$

โดยที่ f_c คือ ค่าหน่วยแรงอัดในคอนกรีต
f_t คือ ค่าหน่วยแรงดึงในคอนกรีต
f'_c คือ กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน

(2) สำหรับลวดอัดแรงที่สภาวะใช้งานภายหลังการสูญเสียแรงดึง หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงจะต้องมีค่าไม่เกินค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$f_{pe} = +0.80 f_{py} \quad (3)$$

โดยที่ f_{pe} คือ ค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงที่สภาวะการใช้งานภายหลังการสูญเสียแรงดึง
f_{py} คือ ความต้านทานแรงดึงที่จุดครากของลวดอัดแรง

(3) สำหรับสะพานคอนกรีตอัดแรง หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมจะต้องมีค่าไม่เกินค่าที่น้อยสุดของค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) ดังแสดงในสมการที่ (4) และสมการที่ (5)

$$V_n = V_c + V_s \quad (4)$$

$$V_n = \left(f_c^{'}\right)^{1/2} b_v d_v \quad (5)$$

โดยที่ $V_c = 0.166K(f_c^{'} b_v d_v)^{1/2}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

$$K = (1 + \frac{f_{pc}}{0.166(f_c^{'})^{1/2}})^{1/2} \le 2.0$$

โดยที่ b_v คือ ความกว้างประสิทธิผลของแผ่นตั้ง
d_v คือ ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด

f_{pc} คือ ความยาวเส้นรอบรูปของหน้าตัด

K คือ ตัวแปรของค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้น

s คือ ระยะห่างเหล็กรับแรงเฉือน

V_c คือ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในคอนกรีต

V_n คือ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในหน้าตัด

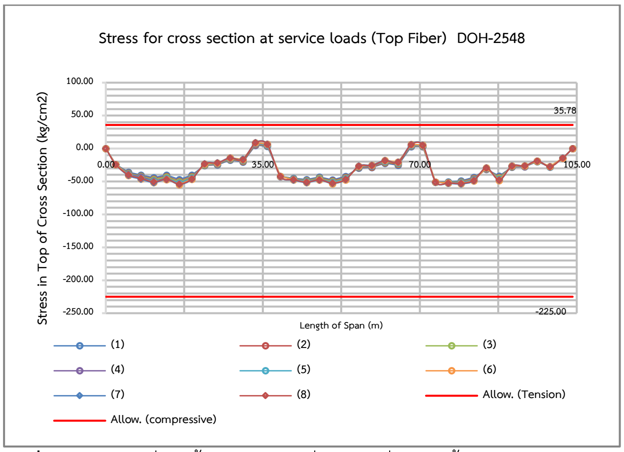
V_s คือ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในเหล็กเสริม

5. ผลการวิจัยและวิเคราะห์ข้อมูล

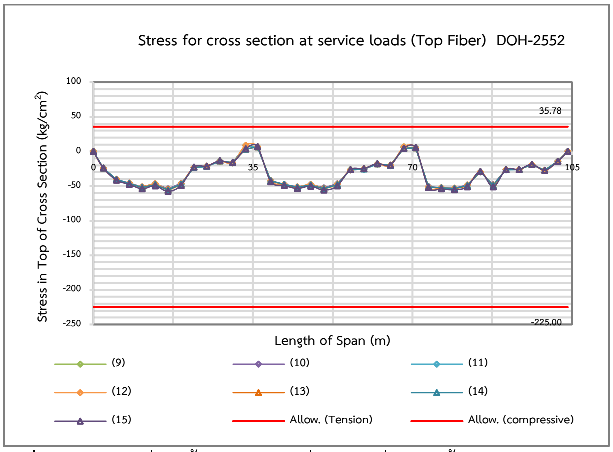
จากผลการวิจัยพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องสามช่วง เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงและน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา ด้วยวิธีตัวคูณเพิ่มและความต้านทานน้ำหนัก HL-93 โดยวิธีการจำลองโครงสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงแบบต่อเนื่องสามช่วงสะพานที่มีความยาวช่วงสะพานที่มีความยาวช่วงเท่ากับ 35 เมตร ความยาวสะพานรวมทั้งหมดเท่ากับ 105 เมตร พร้อมเปรียบเทียบพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรงกับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) และนำมาผลที่ได้จากการวิจัยมาวิเคราะห์ความเหมาะสมของการกำหนดน้ำหนักรถบรรทุกและปรับใช้สำหรับการออกแบบสะพานในประเทศไทย โดยพิจารณาจากสภาวะการใช้งานของโครงสร้างเดิมเป็นหลัก ซึ่งผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

5.1 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบน ขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

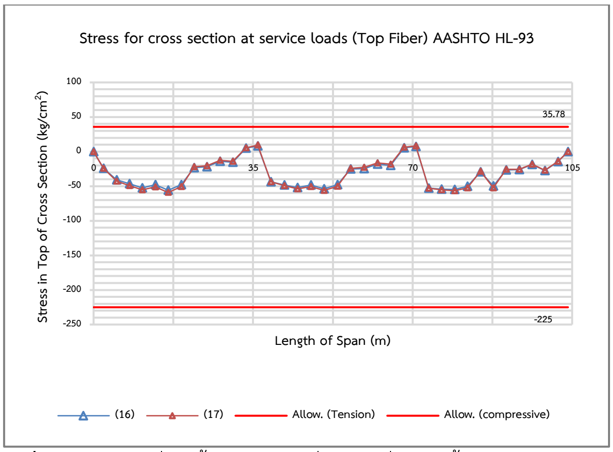
จากผลการวิเคราะห์พบว่า หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบนขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (7) รถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) ตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 9.12 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (17) ตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 9.43 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ค่าหน่วยแรงดึงสูงสุดในคอนกรีตที่ผิวบนเปรียบเทียบกับค่าหน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักของรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 และประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 และตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 ดังแสดงไว้ในรูปที่ 8 ถึง รูปที่ 10 ตามลำดับ



รูปที่ 8 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบน เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548



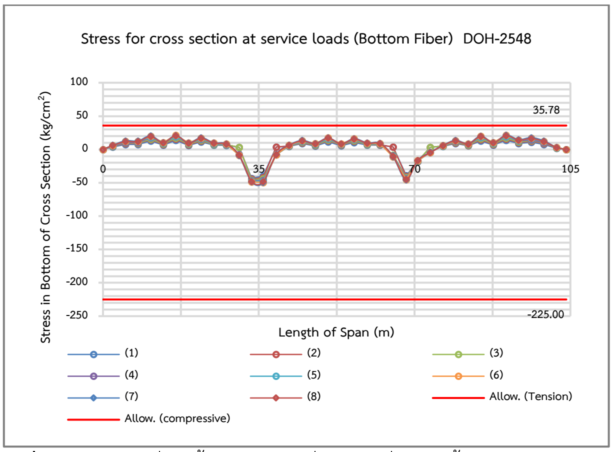
รูปที่ 9 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบน เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552



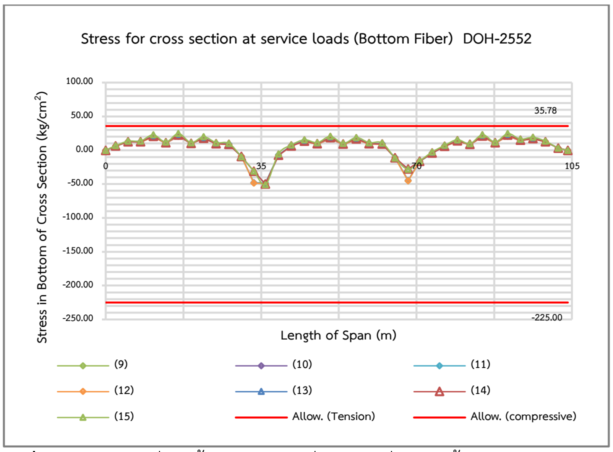
รูปที่ 10 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวบน เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93

5.2 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวล่าง ขณะรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

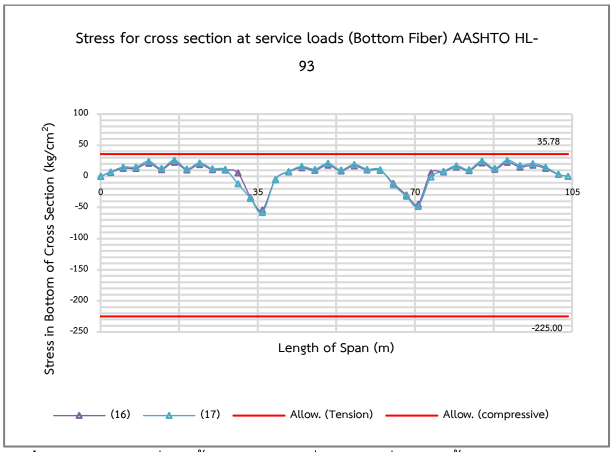
จากผลการวิเคราะห์พบว่า หน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่ผิวล่าง ขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (13) รถพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) ตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 22.61 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (17) ตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 26.17 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ค่าหน่วยแรงดึงสูงสุดในคอนกรีตที่ผิวล่างเปรียบเทียบกับค่าหน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักของรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 ประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 และตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 แสดงไว้ในรูปที่ 11 ถึงรูปที่ 13 ตามลำดับ



รูปที่ 11 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวล่าง เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548



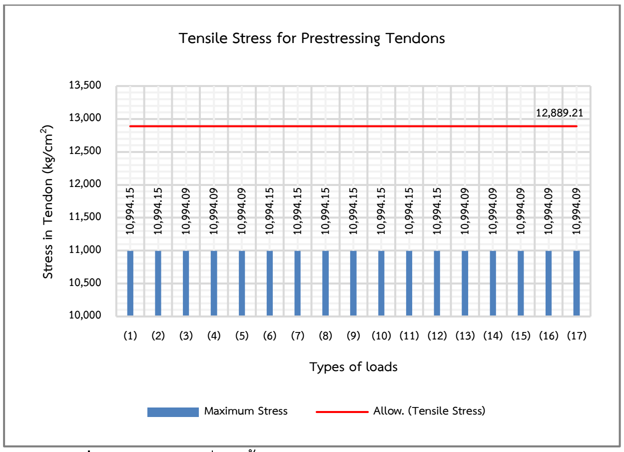
รูปที่ 12 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวล่าง เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552



รูปที่ 13 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตที่ผิวล่าง เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93

5.3 หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงภายหลังการสูญเสียแรงดึง

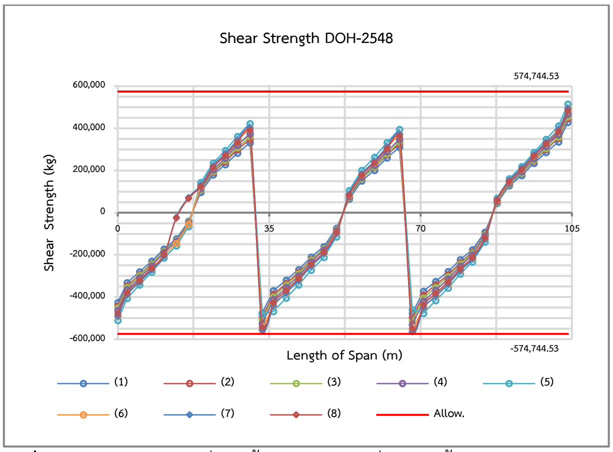
จากผลการวิเคราะห์ค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงภายหลังการสูญเสียแรงดึง พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันเมื่อรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (1)-(12) ตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง โดยมีค่าสูงสุดเท่ากับ 10,994.15 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และค่าหน่วยแรงดึงที่วิเคราะห์ได้จากน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (13)-(17) มีค่าสูงสุดเท่ากับ 10,994.09 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 14



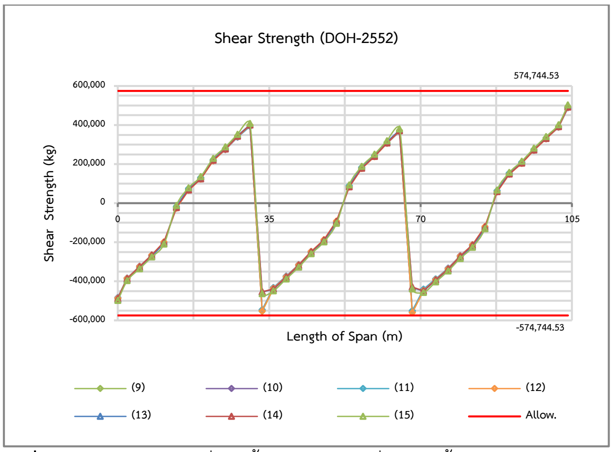
รูปที่ 14 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในลวดอัดแรงภายหลังการสูญเสียแรงดึง

5.4 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริมในหน้าตัด

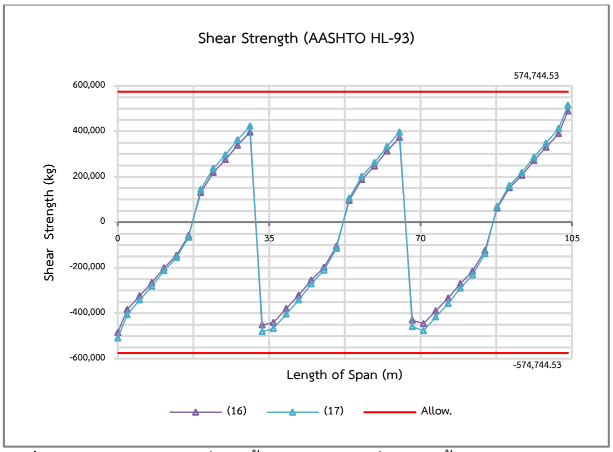
จากผลการวิเคราะห์หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคอนกรีตและเหล็กเสริม ขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (7) ชนิดรถกึ่งพ่วง (น้ำหนักรวมไม่เกิน 50.5 ตัน) ตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 563,436.71 กิโลกรัม และขณะรับน้ำหนักรถบรรทุกประเภท (17) ตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 มีค่าสูงสุดเท่ากับ 514,879.74 กิโลกรัม ค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดในคอนกรีตและเหล็กเสริมในหน้าตัดเปรียบเทียบกับค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้สำหรับน้ำหนักของรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 ประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 และตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 แสดงไว้ในรูปที่ 15 ถึงรูปที่ 17 ตามลำดับ



รูปที่ 15 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัด เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548



รูปที่ 16 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัด เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552



รูปที่ 17 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในหน้าตัด เนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93

6. อภิปรายและสรุปผลการวิจัย

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาพฤติกรรมของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในสะพานคอนกรีตอัดแรงเมื่อรับน้ำหนักกระทำของรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงและน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา ด้วยวิธีตัวคูณเพิ่มและความต้านทานน้ำหนักบรรทุก HL-93 โดยพิจารณาหน่วยแรงต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นในคอนกรีต ลวดอัดแรง และเหล็กเสริม ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) โดยผลการวิจัยสามารถสรุปได้ดังนี้

(1) น้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 ทำให้เกิดค่าหน่วยแรงดึงที่ผิวบนและล่างของคอนกรีตสูงสุด และมีค่ามากกว่าค่าหน่วยแรงดึงที่มากที่สุดเมื่อรับน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงคิดเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 1.03 และ 1.16 (สำหรับผิวบนและผิวล่าง) ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่ามากสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 และมีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ในคอนกรีตคิดเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 0.26 และ 0.73 (สำหรับผิวบนและผิวล่าง) ตามลำดับ จึงมีความปลอดภัย หากพิจารณาใช้น้ำหนักดังกล่าวในการออกแบบสะพานในประเทศไทยตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD)

(2) น้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวงทำให้เกิดค่าหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงมากกว่าค่าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นเมื่อรับน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 เท่ากับ 0.06 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร เมื่อเปรียบเทียบกับค่ามากสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 และประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 และมีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ในลวดอัดแรงคิดเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 0.85 จึงควรนำค่าหน่วยแรงดึงดังกล่าวไปพิจารณาร่วมในการปรับน้ำหนักรถบรรทุก สำหรับกรณีที่ต้องการออกแบบสะพานในประเทศไทยตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD)

(3) น้ำหนักบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง ทำให้เกิดค่าหน่วยแรงเฉือนในคอนกรีตและเหล็กเสริมมากกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นเมื่อรับน้ำหนักรถบรรทุกตามมาตรฐาน AASHTO HL-93 คิดเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 1.09 เมื่อเปรียบเทียบกับค่ามากสุดที่ได้จากการวิเคราะห์ตามประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2548 และประกาศของกรมทางหลวงปี พ.ศ. 2552 และมีค่าน้อยกว่าค่าหน่วยแรงเฉือนรวมที่ยอมให้ในหน้าตัดคิดเป็นอัตราส่วนเท่ากับ 0.98 จึงควรนำค่าหน่วยแรงเฉือนดังกล่าวไปพิจารณาร่วมในการปรับน้ำหนักรถบรรทุก สำหรับกรณีที่ต้องการออกแบบสะพานในประเทศไทยตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD)

(4) หากวิศวกรไทยจำเป็นต้องออกแบบตามมาตรฐาน AASHTO (LRFD) ควรพิจารณาหน่วยแรงดึงในลวดอัดแรงและหน่วยแรงเฉือนรวมในหน้าตัดที่อาจเพิ่มค่าขึ้นได้ เพื่อให้สอดคล้องกับน้ำหนักรถบรรทุกตามประกาศต่าง ๆ ของกรมทางหลวง

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ ผศ.ดร.อัฏฐวิทย์ สุจริตพงศ์ สำหรับหลักการ แนวความคิดตลอดจนองค์ความรู้ต่าง ๆ และคำปรึกษาในการวิจัยครั้งนี้ ว่าที่ร้อยตรีภูมิเกียรติ สว่างวงศ์ สำหรับหลักการใช้งานและองค์ความรู้เกี่ยวกับโปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้างสะพาน ด้วยระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทางหลวง (2548). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน. ราชกิจจานุเบกษา, เล่มที่ 122 ตอนพิเศษ 150ง, หน้า 19-25.

[2] กรมทางหลวง (2552). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2552. ราชกิจจานุเบกษา, เล่มที่ 126 ตอนพิเศษ 92ง, หน้า 2-7.

[3] กรมทางหลวง (2552). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 3) พ.ศ. 2552. ราชกิจจานุเบกษา, เล่มที่ 126 ตอนพิเศษ 174ง, หน้า 116-117.

[4] กรมทางหลวง (2554). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 4) พ.ศ. 2554. ราชกิจจานนุเบกษา, เล่มที่ 128 ตอนพิเศษ 161ง, หน้า 9-10.

[5] กรมทางหลวง (2555). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 5) พ.ศ. 2555. ราชกิจจานนุเบกษา, เล่มที่ 129 ตอนพิเศษ 197ง, หน้า 52-53.

[6] กรมทางหลวง (2556). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 6) พ.ศ. 2556. ราชกิจจานนุเบกษา, เล่มที่ 130 ตอนพิเศษ 8ง, หน้า 6-7.

[7] กรมทางหลวง (2556). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 7) พ.ศ. 2556. ราชกิจจานนุเบกษา, เล่มที่ 130 ตอนพิเศษ 190ง, หน้า 90-93.

[8] กรมทางหลวง (2558). ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่อง ห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหายเดินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน (ฉบับที่ 8) พ.ศ. 2558. ราชกิจจานนุเบกษา, เล่มที่ 132 ตอนพิเศษ 57ง, หน้า 24-25.

[9] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007). *AASHTO LRFD Bridge Specifications*. Washington DC, pp. 22-23.

[10] Tabsh, S. W. and Tabatabai, M. (2001). Live Load Distribution in Girder Bridges Subject to Oversized Trucks, *Journal of Bridge Engineering.* Vol.6, No.1, pp. 9-16.

[11] กรรณิการ์ ริมดุสิต และ สมโพธิ์ วิวิธเกยูรวงศ์ (2548). การเปรียบเทียบโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของคานสะพานช่วงเดียวที่เกิดจากรถบรรทุกสิบล้อและรถบรรทุกมาตรฐานของสมาคมทางหลวงและการขนส่งสหรัฐอเมริกา. *การประชุมวิชาการของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ครั้งที่ 43,* 1-4 กุมภาพันธ์ 2548, หน้า 60-67.

[12] สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2554). การเปรียบเทียบแรงภายในของสะพานช่วงเดี่ยวเนื่องจากน้ำหนักรถบรรทุกไทยกับน้ำหนักทางหลวงตามมาตรฐาน AASHTO. *วารสารวิจัยและพัฒนาของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี*, ปีที่ 22, ฉบับที่ 1, หน้า 25-35.

[13] สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2554). การเปรียบเทียบผลตอบสนองสูงสุดของสะพานต่อเนื่อง 3 ช่วง เนื่องจากรถบรรทุกไทยและน้ำหนักบรรทุกจรตามมาตรฐาน AASHTO. *วารสารวิจัยและพัฒนาของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี*, ปีที่ 34, ฉบับที่ 3, หน้า 317-334.

[14] สุนิติ สุภาพ และ ภานุวัฒน์ จ้อยกลัด (2555). สัดส่วนผลตอบสนองสูงสุดของคานสะพานต่อเนื่อง 3 ช่วง เนื่องจากรถบรรทุกไทยและน้ำหนักบรรทุกจร HL-93. *วารสารวิจัยและพัฒนาของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี*, ปีที่ 35, ฉบับที่ 4, หน้า 501-518.

[15] ภูมิเกียรติ สว่างวงศ์ (2559). การวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงที่ก่อสร้างแบบคานยื่นสมดุลตาม AASHTO LRFD HL-93. วิทยานิพนธ์, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง, ประเทศไทย.

[16] ทศพล ปิ่นแก้ว และ มนต์เกียรติ์ ชนินทรลีลา (2558). *การออกแบบสะพาน.* จูน พับลิชชิ่ง, หน้า 156-157.

การหาความสัมพันธ์ของพื้นที่ถนนกับปัจจัยที่เกี่ยวข้องต่อการวางผังเมืองรวมด้วยแบบจำลองต้นไม้เพื่อการตัดสินใจ

The relationship of the road area to the factors related to urban planning using decision tree model

ชิษณุ อัมพรายน์[1,*] โยธิน มัชฌิมาดิลก[2] และ สุรพันธ์ สันติยานนท์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและการพัฒนาเมือง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: chisanu.am@spu.ac.th*

บทคัดย่อ

ถนนโครงการที่มีขนาดเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามแผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่ง จะเป็นถนนที่รองรับการเดินทางระหว่างชุมชนที่ต้องสอดคล้องกับแผนผังกำหนดการใช้ประโยชน์ที่ดินตามที่ได้จำแนกประเภท งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายหลักเพื่อสร้างแบบจำลองด้วยวิธีต้นไม้ตัดสินใจเพื่อกำหนดพื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง โดยมีการรวบรวมข้อมูลจำนวน 10 แอดทริบิวต์ 22 อินสแตนส์ ผลการสร้างแบบจำลองพบว่ามีกฎสำหรับกำหนดพื้นที่ถนนโครงการในรูปแบบ If-then จำนวน 7 กฎ แต่เมื่อมีการทดสอบประสิทธิภาพของแบบจำลองด้วยวิธี Split test กับ Cross- validation test พบว่า แบบจำลองต้นไม้เพื่อการตัดสินใจ ไม่มีความเหมาะสมที่จะใช้เป็นเครื่องมือประกอบการตัดสินใจเพื่อกำหนดพื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไป

คำสำคัญ: แผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่ง, ถนนโครงการ, แอดทริบิวต์, อินสแตนส์,

Abstract

Main function of Proposed road network, with at least 20 meter right of way, in Road network plan is maintain its mobility and conform with Land use plan. The main purpose of this study is to estimate proposed road network area (sq.m.) by using decision tree model. There were 10 attributes and 22 instances in data matrix in order to establish the decision tree model. The result shows 7 possible if-then roles. Cross validation test and split test were used to test model accuracy. Finally, decision tree model is inappropriate to estimate proposed road network area.

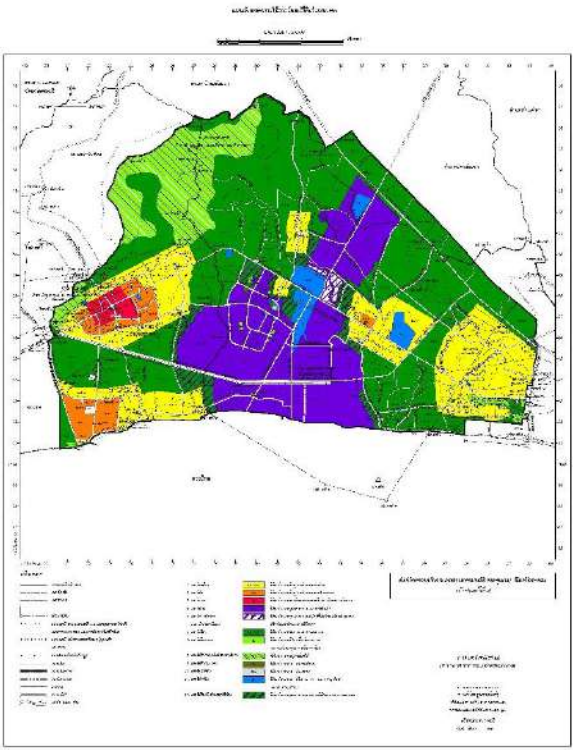
Keywords: Road network plan, Proposed road network, Attribute, Instance

1. คำนำ

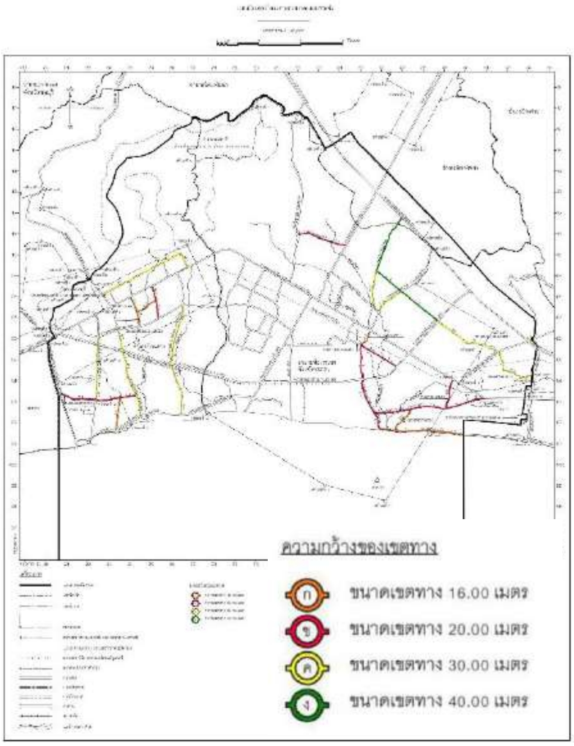
พระราชบัญญัติการผังเมือง พ.ศ.2562 มาตรา 22 (3) ได้กำหนดให้แผนผังที่เป็นสารสำคัญไว้ 7 แผนผังเป็นอย่างน้อย [1] โดยมีแผนผังกำหนดการใช้ประโยชน์ที่ดินตามที่ได้จำแนกเป็นเภท ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 1 เป็นแผนผังหลัก โดยมีแผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่งที่มีการกำหนด ตัวอย่างแสดงในรูปที่ 2 เป็นแผนผังสำคัญที่ต้องมีความสอดคล้องกับแผนผังกำหนดการใช้ประโยชน์ที่ดินตามที่ได้จำแนกประเภทที่มีการบังคับให้ต้องทำการขยายหรือก่อสร้างถนนใหม่ให้มีเขตทางเท่ากับที่แผนผังกำหนดไว้ซึ่งเรียกว่า “ถนนโครงการ” เมื่อพิจารณาถึงการเชื่อมโยงระบบถนนโครงข่ายกับถนนโครงการ พบว่า ถนนโครงการที่มีขนาดเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปจะเป็นเส้นทางที่มีการเชื่อมโยงระหว่างชุมชน มีลักษณะการเดินทางผ่านของพาหนะ และมีหน้าที่ให้ความสำคัญกับการเคลื่อนที่ของกระแสจราจรเป็นสำคัญ (Mobility function) ส่วนถนนโครงการที่มีขนาดเขตทางน้อยกว่า 20 เมตร จะเป็นเส้นทางที่มีหน้าที่ส่งเสริมการเข้าถึงพื้นที่เพื่อประกอบกิจกรรมในแต่ละบริเวณเป็นหลัก (Accessibility function)

การจัดทำแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่งจะต้องกำหนดพื้นที่ถนนสายหลักให้เพียงพอต่อการรองรับกิจกรรมของเมือง แต่ขั้นตอนการจัดทำผังเมืองรวมต้องมีกระบวนการมีส่วนร่วมกับประชาชน ทำให้การกำหนด “ถนนโครงการ” ต้องคำนึงถึงความเห็นของประชาชน เช่น ความเป็นไปได้ในการเวนคืนที่ดิน ผลกระทบเชิงสังคมหรือวัฒนธรรมตามมุมมองของประชาชน เป็นต้น ส่งผลให้การกำหนดพื้นที่ “ถนนโครงการ” ที่เป็นไปได้ในทางปฏิบัติจะมีขนาดน้อยกว่าที่ควรกำหนดตามมาตรฐาน โดยตัวอย่างการกำหนดถนนโครงการตามมาตรฐานแสดงดังรูปที่ 3 [3] ดังนั้นจุดมุ่งหมายหลักของการวิจัยคือ การหาความสัมพันธ์ของพื้นที่ถนนโครงการที่มีขนาดเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไป (ที่สามารถกำหนดในแผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่งได้ในทางปฏิบัติ) กับข้อมูลที่ควรนำมาวิเคราะห์ประกอบการจัดทำผังเมืองรวมตาม เกณฑ์และมาตรฐานผังเมืองรวม พ.ศ. 2549 ซึ่งเป็นการพัฒนาเครื่องมือประกอบการตัดสินใจ

ให้กับผู้วางผังในการกำหนดถนนโครงการในแผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่งต่อไป



รูปที่ 1 ตัวอย่างแผนผังกำหนดการใช้ประโยชน์ที่ดินตามที่ได้จำแนกประเภท [2]

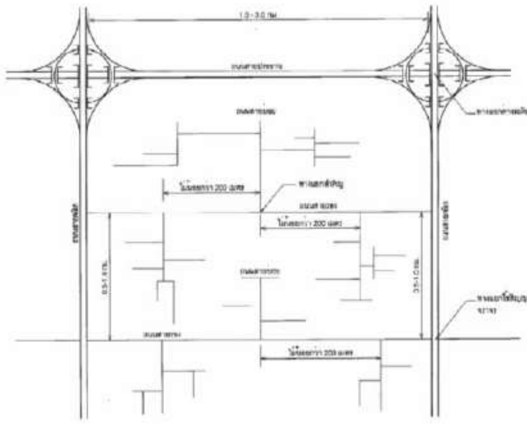


รูปที่ 2 ตัวอย่างร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง [2]

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 การวางแผนผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่ง

เกณฑ์และมาตรฐานผังเมืองรวม พ.ศ.2549 ได้กำหนดข้อมูลที่ควรนำมาวิเคราะห์ประกอบการจัดทำผังเมืองรวมไว้ 9 ด้านหลัก คือ ลักษณะภูมิประเทศ ขอบเขตการปกครอง การคมนาคมขนส่งและเส้นทางสัญจร การใช้ประโยชน์ที่ดิน กรรมสิทธิ์ที่ดิน การใช้ประโยชน์อาคาร บริการสาธารณะและโครงสร้างพื้นฐาน จำนวนประชากร และ ลักษณะทางเศรษฐกิจและสังคม พร้อมทั้งเสนอระบบถนนโครงข่ายโดยจำแนกออกเป็น 4 ประเภท คือ ถนนสายประธาน ถนนสายหลัก ถนนสายรอง และถนนสายย่อย [3] โดยถนนที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปจะมีลักษณะใกล้เคียงถนนสายหลัก ที่กำหนดให้มีอัตราเร็วในการเดินทางเฉลี่ยประมาณ 65 กิโลเมตรต่อชั่วโมง



รูปที่ 3 หน้าตัดถนนเขตทางขนาด 20 เมตร กรณีไม่มีเกาะกลาง [3]

2.2 การจำแนกประเภทข้อมูลด้วยวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree)

เทคนิคการจำแนกประเภทของมูลมีหลายวิธี เช่น วิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree) วิธี Naïve bayes วิธี K-Nearest Neighbors หรือ วิธี Neural Network แต่จากการศึกษาเกี่ยวกับการทำเหมืองข้อมูลโดยวิธีการจำแนกประเภทข้อมูลในอดีตพบว่าวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree) มีความแม่นยำในการพยากรณ์ค่อนข้างสูงกว่าวิธีการอื่น [4, 5, 6] และเป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายเนื่องจากเป็นตัวแบบทางคณิตศาสตร์ที่แปลผลและเข้าใจได้ง่าย [7] เมื่อมีข้อมูลในรูปแบบตารางข้อมูลในแต่ละหลักจะเรียกว่า แอดทริบิวต์ (Attribute) ส่วนข้อมูลในแต่ละแถวจะเรียกว่า อินสแตนซ์ (Instance) การสร้างแบบจำลองจะทำการคัดเลือกข้อมูลในแต่ละหลัก โดยแอดทริบิวต์ที่เป็นคำตอบจะเรียกเรียกว่า “คลาส (Class)” ซึ่งจะกำหนดให้เป็นโหนดบนสุดของต้นไม้ (Root node) หลังจากนั้นก็จะหาแอดทริบิวต์ถัดไปอย่างต่อเนื่องในรูปแบบต้นไม้ตัดสินใจ (รูปที่ 4) โดยแอดทริบิวต์ที่อยู่โหนดด้านบนจะเรียกว่า Parent ส่วนแอดทริบิวต์ที่อยู่โหนดด้านล่างจะเรียกว่า Child เมื่อต้องการสร้างต้นไม้ตัดสินใจด้วยการเลือกแอดทริบิวต์ที่ต่อจากโหนดบนสุดของต้นไม้ต่อในกลักษณะเป็นกิ่งและใบ ให้คำนวณหาค่า Entropy ของเงื่อนไขในแต่ละแอดทริบิวต์ก่อนดัง

แสดงในสมการที่ 1 จากนั้นให้นำค่า Entropy ที่ได้จากแต่ละเงื่อนไขของแอตทริบิวต์มาแทนค่าในสมการที่ 2 เพื่อหาค่า Information Gain (IG) [6]

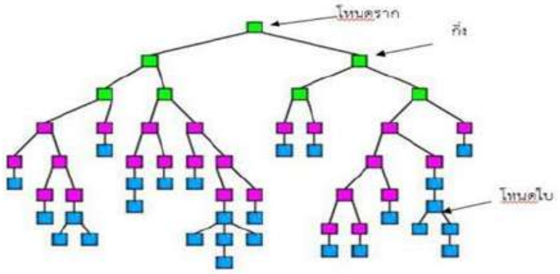
$$Entropy(s) = -\sum_{i=1}^{c} p_i log_2 p_i \quad (1)$$

s หมายถึง แอตทริบิวต์ที่นำมาวัดค่า Entropy
pi หมายถึง สัดส่วนของจำนวนสมาชิกของกลุ่ม i กับจำนวนสมาชิกทั้งหมดของกลุ่มตัวอย่าง

$$IG(S,A) = Entropy(s) - \sum_{veValues(A)} \frac{|Sv|}{|S|} Entropy(Sv) \quad (2)$$

โดยที่ A หมายถึง แอตทริบิวต์ A
$|Sv|$ หมายถึง สมาชิกของแอตทริบิวต์ A ที่มีค่า v
$|S|$ หมายถึง สมาชิกของกลุ่มตัวอย่าง

การคัดเลือกโหนดล่าง (Child) ที่ต่อจากโหนดด้านบน (Parent) จะเลือกจากแอตทริบิวต์ที่มีค่า Information Gain (IG) สูงที่สุด เมื่อคัดเลือกแล้วโหนดล่างของขั้นตอนการเลือกครั้งที่ 1 ก็จะเป็นโหนดบนของการเลือกในครั้งที่ 2 จากนั้นก็หาค่า Entropy ของเงื่อนไขในแต่ละแอตทริบิวต์ที่เหลือเพื่อนำไปสู่การหาค่า Information Gain (IG) ของแอตทริบิวต์ต่อเนื่องกันไปจนสามารถสร้างรูปแบบต้นไม้ตัดสินใจที่เป็นกิ่งต่อเนื่องจนถึงโหนดสุดท้ายที่เรียกว่า ใบ (Leaf node) ซึ่งโหนดใบจะมีคำตอบ (คลาส) เหมือนกัน ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 องค์ประกอบของต้นไม้ตัดสินใจ [4]

เมื่อสร้างต้นไม้ตัดสินใจที่เริ่มต้นตั้งแต่โหนดรากหรือแอตทริบิวต์ที่เป็นคำตอบต่อเนื่องเป็นโหนดกิ่งจนถึงโหนดใบ (โหนดสุดท้าย) ที่มีคำตอบเหมือนกันทั้งหมดทุกเงื่อนไข ก็สามารถกำหนดเป็นกฎในรูปแบบ If “เงื่อนไขของแอตทริบิวต์ตามสาย” then “คำตอบของคลาส” ได้ ซึ่งการกำหนดเงื่อนไขในรูปแบบ If-then นี้คือเครื่องมือที่ใช้ประกอบการตัดสินใจเพื่อกำหนดทางเลือกที่เหมาะสม

2.3 การเปรียบเทียบประสิทธิภาพของแบบจำลอง วิธีการจำแนกกลุ่ม

การหาค่าความถูกต้องแม่นยำ (Accuracy) เป็นการวัดประสิทธิภาพของแบบจำลองตามหลักการทำมืองข้อมูล ตัวชี้วัดการประเมินผลสามารถที่จะพัฒนา จากเมทริกซ์ความสับสน (Confusion matrix) ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 เมทริกซ์ความสับสน (Confusion matrix)

		ค่าทำนาย	
		คำตอบเป็นบวก	คำตอบเป็นลบ
ค่าจริง	คำตอบเป็นบวก	TP	FN
	คำตอบเป็นลบ	FP	TN

TP คือ จำนวนข้อมูลที่ทำนายถูกว่าเป็นคลาสที่กำลังสนใจ
TN คือ จำนวนข้อมูลที่ทำนายถูกว่าเป็นคลาสที่ไม่ได้สนใจ
TP คือ จำนวนข้อมูลที่ทำนายผิดว่าเป็นคลาสที่กำลังสนใจ
TN คือ จำนวนข้อมูลที่ทำนายผิดว่าเป็นคลาสที่ไม่ได้สนใจ

สำหรับประสิทธิภาพของแบบจำลองสามารถคำนวณได้จากสมการต่อไปนี้

- Precision เป็นการวัดความแม่นยำของแบบจำลอง โดยพิจารณาแยกทีละคลาส คำนวณได้จากสมการ

$$Precision = \frac{TP}{TP+FP} \times 100 \quad (3)$$

- Recall เป็นการวัดความถูกต้องของแบบจำลอง โดยพิจารณาแยกทีละคลาส คำนวณได้จากสมการ

$$Recall = \frac{TP}{TP+FN} \times 100 \quad (4)$$

- F-measure เป็นการวัด Precision และ Recall พร้อมกันของแบบจำลอง (precision) โดยพิจารณาแยกทีละคลาส คำนวณได้จากสมการ

$$F - measure = \frac{2 \times Precision \times Recall}{Precision + Recall} \times 100 \quad (5)$$

3. วิธีดำเนินการวิจัย

วิธีดำเนินงานวิจัยประกอบด้วย 3 ขั้นตอนหลัก คือ การรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้สร้างแบบจำลอง การสร้างและทดสอบประสิทธิภาพแบบจำลอง และ การแปลผลที่ได้จากแบบจำลอง ดังรายละเอียดต่อไปนี้

3.1 การรวบรวมข้อมูลเพื่อใช้สร้างแบบจำลอง

การสร้างต้นไม้ตัดสินใจเพื่อกำหนดพื้นที่ถนนที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปในแต่ละพื้นที่ผังเมืองรวม จะกำหนดให้ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เป็นรูปแบบตารางที่มีจำนวน 10 หลัก 22 แถว หรือมี 10 แอตทริบิวต์ (Attributes) 22 อินสแตนส์ (Instances) โดยแอตทริบิวต์ทั้ง 10 ปัจจัยแสดงดังตารางที่ 2 ส่วนข้อมูลทั้ง 22 อินสแตนส์ (Instances) รวบรวมได้จากร่างผังเมืองรวมเมือง/ชุมชนที่ผ่านขั้นตอนตามกฎหมายอย่างน้อยคือขั้นตอนที่ 3 “กรมโยธาธิการและผังเมืองพิจารณาเห็นชอบผัง” ตาม พรบ.การผังเมือง พ.ศ.2518 (ปัจจุบันมี พรบ.ผังเมือง พ.ศ.2562 ประกาศใช้แล้ว แต่การรวบรวมข้อมูลทั้ง 22 อินสแตนส์ในงานวิจัยนี้ยังเป็นการดำเนินการตามขั้นตอนของ พรบ.การผังเมือง พ.ศ.2518) โดยแอตทริ

บิวต์พื้นที่ถนนที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่งที่เป็นคลาสหรือเป็นคำตอบของแบบจำลองจะถูกแสดงผลเป็นขนาดพื้นที่ที่เหมาะสมในแต่ละเงื่อนไขในหน่วยตารางเมตร

ตารางที่ 2 แอดทริบิวต์และเงื่อนไขที่ใช้ในการสร้างต้นไม้ตัดสินใจ

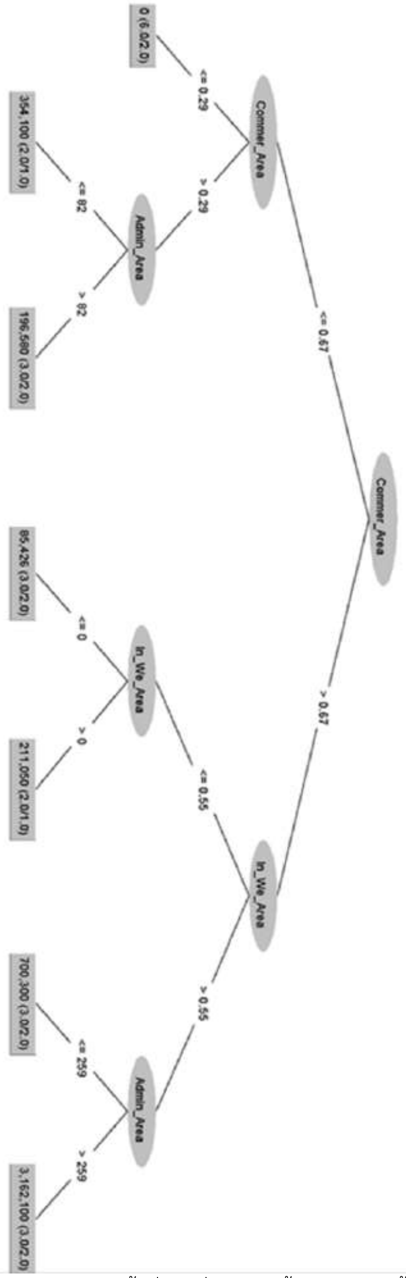
แอดทริบิวต์	ความหมาย	หน่วย
MR_Area	พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง	ตร.ม.
Admin_Area	พื้นที่ผังเมืองรวม	ตร.กม.
Commer_Area	พื้นที่พาณิชยกรรม	ตร.กม.
Resi_Area	พื้นที่พักอาศัย	ตร.กม.
In_We_Area	พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า	ตร.กม.
Agri_Area	พื้นที่เกษตรกรรม	ตร.กม.
Pop	จำนวนประชากร	คน
Admin_Inc	รายรับรวมของของ อปท. ในพื้นที่วางผัง	ล้านบาท
Ratio_PCU	สัดส่วนรถยนต์นั่งส่วนบุคคล	ร้อยละ
Traf_Vol	ปริมาณจราจรรวมบนถนนสายสำคัญในพื้นที่วางผัง	PCUs/hr

3.2 การสร้างและทดสอบประสิทธิภาพแบบจำลอง

ข้อมูลทั้งหมดจะถูกนำมาสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูปคือโปรแกรม WAKA ภายใต้อัลกอริทึม C4.5 (J48) และใช้วิธีในการวัดประสิทธิภาพของแบบจำลอง 2 วิธี คือ วิธี Split test โดยการแบ่งข้อมูลด้วยการสุ่มออกเป็น 2 ส่วน คือ ข้อมูลที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง 70% และข้อมูลสำหรับทดสอบประสิทธิภาพของแบบจำลอง 30% และวิธี Cross- validation test โดยจะแบ่งข้อมูลออกเป็น 5 ส่วน (5 fold cross validation) โดยแต่ละส่วนมีจำนวนข้อมูลเท่ากัน ข้อมูลบางส่วนที่ถูกแบ่งไว้จะถูกใช้เป็นตัวทดสอบประสิทธิภาพของแบบจำลอง และทำวนไปจนครบจำนวนที่แบ่งไว้

4. ผลการวิจัย

ผลการทดสอบจากแบบจำลองจากข้อมูลนำเข้าจำนวน 10 แอดทริบิวต์ (Attributes) 22 อินสแตนส์ (Instances) ด้วยวิธีต้นไม้ตัดสินใจ จากนั้นทำการวิเคราะห์ตามขั้นตอน คือ คำนวณค่า Entropy ของเงื่อนไขในแต่ละแอดทริบิวต์ คำนวณค่า Information Gain (IG) ของแต่ละแอดทริบิวต์ เพื่อสร้างโหนดราก (Root node) โหนดกิ่ง ต่อเนื่องจนถึงโหนดใบ (Leaf node) ดังแสดงในรูปที่ 5 พบว่ามีเพียง 3 แอดทริบิวต์เท่านั้นที่ปรากฏในองค์ประกอบของต้นไม้ตัดสินใจ คือ พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) เป็น โหนดราก พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) และพื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) เป็นกิ่งก้านสาขา ส่วนแอดทริบิวต์ที่เป็นคลาสคำตอบคือ พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) มีการแสดงผลออกมาตามเงื่อนไข 7 กฎ คือ 0 ตารางเมตร 354,100 ตารางเมตร 196,580 ตารางเมตร 85,426 ตารางเมตร 211,050 ตารางเมตร 700,300 ตารางเมตร และ 3,162,100 ตารางเมตร



รูปที่ 5 แบบจำลองการกำหนดพื้นที่ถนนที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างผังแสดงโครงการด้านคมนาคมและขนส่ง

ผลจากแบบจำลองทำให้สามารถสร้างกฎในรูปแบบ If "เงื่อนไขของแอดทริบิวต์ตามสาย" then "คำตอบของคลาส" ตามแบบจำลองในรูปที่ 5 ได้ทั้งหมด 7 กฎ ดังต่อไปนี้

กฎข้อที่ 1 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) ≤ 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) ≤ 0.29 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 0 ตารางเมตร

หมายถึงไม่จำเป็นต้องมีถนนโครงการที่มีเขตทาง 20 เมตรขึ้นไปในแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง

กฎข้อที่ 2 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) ≤ 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.29 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) ≤ 82 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 354,100 ตารางเมตร

กฎข้อที่ 3 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) ≤ 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.29 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) > 82 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 196,580 ตารางเมตร

กฎข้อที่ 4 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) ≤ 0.56 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) ≤ 0 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 85,426 ตารางเมตร

กฎข้อที่ 5 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) ≤ 0.56 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) > 0 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 211,050 ตารางเมตร

กฎข้อที่ 6 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) > 0.56 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) ≤ 259 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 700,300 ตารางเมตร

กฎข้อที่ 7 : If พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) > 0.67 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) > 0.56 ตารางกิโลเมตร และ พื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) > 259 ตารางกิโลเมตร then พื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง (MR_Area) เท่ากับ 3,162,100 ตารางเมตร

ผลการวิเคราะห์ประสิทธิภาพของแบบจำลองโดยวิธี Cross-validation test โดยจะแบ่งข้อมูลออกเป็น 5 ส่วน พบว่า แบบจำลองสามารถทำนายได้ถูกต้อง 3 อินสแตนซ์ คิดเป็นร้อยละ 13.64 มีจำนวนข้อมูลที่จำแนกผิดจำนวน 19 อินสแตนซ์ คิดเป็นร้อยละ 86.36 โดยแบบจำลองไม่สามารถหาค่า Precision ได้ ค่า Recall เฉลี่ยร้อยละ 13.6 และ ไม่สามารถหาค่า F-measure ส่วนวิธี Split test พบว่า แบบจำลองสามารถทำนายได้ถูกต้อง 1 อินสแตนซ์ คิดเป็นร้อยละ 14.29 มีจำนวนข้อมูลที่จำแนกผิดจำนวน 6 อินสแตนซ์ คิดเป็นร้อยละ 85.71 โดยแบบจำลองไม่สามารถหาค่า Precision ได้ ค่า Recall เฉลี่ยร้อยละ 14.3 และ ไม่สามารถหาค่า F-measure ได้ เมื่อตรวจสอบประสิทธิภาพแล้วพบว่าแบบจำลองต้นไม้ไม่สามารถใช้หาความสัมพันธ์จากแอตทริบิวต์และอินสแตนสซ์ที่กำหนดไว้ได้ แต่อย่างไรก็ตามข้อมูลที่นำมาใช้ในแอตทริบิวต์ก็เป็นข้อมูลสำคัญที่ประกอบการจัดทำผังเมืองรวมตามเกณฑ์และมาตรฐานผังเมืองรวม พ.ศ.2549 ทำให้สามารถปรับปรุงแนวทางการทำวิจัยได้ 2 ทิศทาง คือ ทิศทางแรกให้เพิ่มข้อมูลตัวอย่างร่างผังเมืองรวมหรืออินสแตนส์ให้มากขึ้น แต่เมื่อพิจารณาจากผลการทดสอบประสิทธิภาพที่อยู่ในระดับต่ำมาก (หาค่า Precision และ F-measure ไม่ได้ทั้งวิธี Cross validation test และ Split test) ทำให้แนวทางการพัฒนาในทิศทางนี้มีความเป็นไปได้น้อย ส่วนทิศทางที่สอง คือ ต้องพิจารณาหาความสัมพันธ์ในรูปแบบอื่นต่อไป ซึ่งคาดว่ามีความเป็นไปได้มากกว่า อย่างไรก็ตามการหาเครื่องมือช่วยตัดสินใจเพื่อประกอบการพิจารณาในการกำหนดพื้นที่ถนนโครงข่ายตามกระบวนการวางและจัดทำผังเมืองรวม ตาม พรบ.การผังเมือง พ.ศ. 2562

ข้อสังเกตเพิ่มเติมจากการทดสอบแบบจำลอง คือ แอตทริบิวต์ที่ได้แบบจำลองคัดเลือกได้ 3 ตัว คือ พื้นที่พาณิชยกรรม (Commer_Area) พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า (In_We_Area) และ พื้นที่ผังเมืองรวม (Admin_Area) จะเป็นแอตทริบิวต์ที่ส่งเสริมให้เกิดการเดินทางระหว่างชุมชนทั้งสิ้น ไม่ว่าจะเป็นพื้นที่พาณิชยกรรม หรือ พื้นที่อุตสาหกรรมและคลังสินค้า ที่จะดึงดูดให้เกิดการเดินทางระหว่างพื้นที่ ส่วนพื้นที่พักอาศัย (Resi_Area) กับพื้นที่เกษตรกรรม (Agri_Area) ที่ไม่ถูกแบบจำลองคัดเลือกอาจอธิบายได้ว่าเป็นพื้นที่ที่ไม่ได้ส่งเสริมให้เกิดการเดินทางระหว่างชุมชน นอกจากนั้นแอตทริบิวต์ ปริมาณจราจรรวมบนถนนสายสำคัญในพื้นที่วางผัง (Traf_Vol) ที่ควรจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับการกำหนดกำหนดพื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง ก็ไม่ถูกแบบจำลองคัดเลือกเช่นกัน

5. บทสรุป

การสร้างแบบจำลองด้วยวิธีต้นไม้ตัดสินใจเพื่อกำหนดพื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง เกิดขึ้นจากข้อมูลจำนวน 10 แอตทริบิวต์ 22 อินสแตนส์ ผลการสร้างแบบจำลองพบว่ามีกฎสำหรับกำหนดพื้นที่ถนนโครงการในรูปแบบ If-then จำนวน 7 กฎ แต่เมื่อมีการทดสอบประสิทธิภาพของแบบจำลองด้วยวิธี Split test กับ Cross- validation test พบว่า แบบจำลองต้นไม้เพื่อการตัดสินใจ ไม่มีความเหมาะสมที่จะใช้เป็นเครื่องมือประกอบการตัดสินใจเพื่อกำหนดพื้นที่ถนนโครงการที่มีเขตทางตั้งแต่ 20 เมตรขึ้นไปตามร่างแผนผังแสดงโครงการคมนาคมและขนส่ง

การศึกษาในอนาคตควรพัฒนาแบบจำลองในรูปแบบอื่นที่สามารถหาความสัมพันธ์ของข้อมูลชุดนี้ได้ เช่น Cluster analysis ที่สามารถใช้ค่าของตัวเลขทุกตัวแปรมาสร้างแบบจำลองได้ เป็นต้น

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณกรมโยธาธิการและผังเมือง และ บริษัทพิสุทธิ์เทคโนโลยี จำกัด ที่ให้การสนับสนุนข้อมูลประกอบการทำบทความวิจัย และคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม ที่สนับสนุนการทำวิจัยของคณะทำงานเป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] พระราชบัญญัติการผังเมือง พ.ศ. 2562 ราชกิจจานุเบกษา เล่มที่ 136 ตอนที่ 71 ก, หน้า 37.

[2] ผังเมืองรวมบริเวณอุตสาหกรรมหลักและชุมชน จังหวัดระยอง (ปรับปรุงครั้งที่ 3) ฉบับเข้าประชุมคณะกรรมการผังเมือง พิจารณาคำร้องผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย วันที่ 27 กุมภาพันธ์ พ.ศ. 2562

[3] สำนักพัฒนามาตรฐาน กรมโยธาธิการและผังเมือง (2549). เกณฑ์และมาตรฐานผังเมืองรวม พ.ศ. 2549. มมพ, หน้า 62.

[4] ทิพย์ธิดา วงศ์พิพันธ์ (2556). การใช้เหมืองข้อมูลช่วยในการตัดสินใจให้สินเชื่อ กรณีศึกษา:บริษัทกรุงไทยคาร์เร้นท์ แอนด์ ลีส จำกัด (มหาชน). งานค้นคว้าอิสระ วท.ม., มหาวิทยาลัยธุรกิจบัณฑิต.

[5] ณัฐวดี หงษ์บุญมี และ พงศ์นรินทร์ ศรรุ่ง (2561). การประยุกต์ใช้เทคนิคจำแนกข้อมูลต้นไม้ตัดสินใจเพื่อการวินิจฉัยโรคในโคเบื้องต้นบนโทรศัพท์มือถือ. วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี, ปีที่ 20, ฉบับที่ 1, หน้า 44-58

[6] สุรวัชร ศรีเปารยะ และสายชล สินสมบูรณ์ทอง (2560). การเปรียบเทียบประสิทธิภาพวิธีการจำแนกกลุ่มการเป็นโรคไตเรื้อรัง : กรณีศึกษาโรงพยาบาลแห่งหนึ่งในประเทศอินเดีย. วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี, ปีที่ 25, ฉบับที่ 5, หน้า 839-853

[7] เอกสิทธิ์ พัชรวงศ์สักดา (2557). การวิเคราะห์ข้อมูลด้วยเทคนิคดาต้าไมนิ่งเบื้องต้น. สำนักพิมพ์ บ.เอเชีย ดิจิตอลการพิมพ์ จก., หน้า 50-104.

การศึกษาประสิทธิภาพของผนังสำเร็จรูปจากคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า
Study on the efficiency of prefabricated walls of aerated concrete

จารุวัฒน์ ถาวรไพศาลชีวะ

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตสกลนคร

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเปรียบเทียบประสิทธิภาพระหว่างผนังคอนกรีตสำเร็จรูปปกติและผนังคอนกรีตสำเร็จรูปมวลเบาระบบเซลลูล่า โดยทางผู้วิจัยได้ทำการหล่อตัวอย่างผนังคอนกรีตสำเร็จรูปขนาด สูง 200 × 60 × 10 เซนติเมตร เพื่อนำมาทำการทดสอบ จำนวน 6 ประเภท ได้แก่ ผนังคอนกรีตปกติ กับคอนกรีตปกติเสริมเหล็ก, ผนังคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่ากับคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าเสริมเหล็กและผนังคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบกับคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก โดยทดสอบหาหน่วยน้ำหนัก อัตราการดูดซึมน้ำและความทนการกระแทก ผลการทดสอบหน่วยน้ำหนักพบว่า คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่ามีหน่วยน้ำหนักออยู่ที่ 1600 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร และคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีหน่วยน้ำหนักอยู่ที่ 1995 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ผลการทดสอบอัตราการดูดซึมน้ำพบว่าคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่ามีอัตราการดูดซึมน้ำ ร้อยละ 25.81 และคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีอัตราการดูดซึมน้ำ ร้อยละ 16.32 การทดสอบความทนการกระแทกผนังด้วยลูกตุ้มน้ำหนัก 50 กิโลกรัม ทดสอบตามมาตรฐาน มอก. 2226 – 2548 ผลการทดสอบเมื่อเปรียบเทียบผนังทั้ง 6 ประเภท พบว่าคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบและคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก มีการโก่งตัวสูงที่สุด เนื่องด้วยภายในเนื้อของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ามีลักษณะเป็นรูพรุน จึงไม่มีความสามารถในการยึดเกาะมวลรวมได้ดี ส่งผลให้คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีค่ากำลังรับแรงอัดที่น้อยที่สุด ผลการทดสอบความทนการกระแทกจึงมีค่าการโก่งตัวมากที่สุด เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก 2226 – 2548 พบว่าแผ่นผนังอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานซึ่งมีค่าการโก่งตัว ไม่เกิน 2 มิลลิเมตร

คำสำคัญ: ผนัง, คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า

Abstract

This research is a comparative study of the performance of precast concrete walls and cellular concrete cell walls. The researcher has made concrete samples of 200 × 60 × 10 cm high to be tested in 6 types normal concrete walls with regular reinforced concrete, lightweight cellular concrete walls with concrete walls and reinforced cellular concrete Cellular with coarse aggregate with a lightweight cellular concrete with reinforced steel coarse aggregate. Tested find unit weight Water absorption and impact resistance

The weight unit test results showed that Aerated concrete has a weight of 1600 kilograms per cubic meter. And cellulosic concrete with a gross aggregate weight of 1995 kg per cubic meter. The water absorption test showed that cellulosic concrete had a water absorption rate of 25.81 percent and cellular concrete with a gross cellulite content had a water absorption rate of 16.32 percent. The 50-kg weight of the pendulum is tested in accordance with TIS 2226 - 2005. The results of the comparison of the six types of wall showed that the aerated concrete with gross mass and mass concrete Obama cellular coarse aggregate with steel reinforcement. The highest deflection. Due to the internal texture of aerated concrete, cellulose is porous. There is no good aggregate adhesion. As a result, the cellulosic concrete with the coarse aggregate had the lowest compressive strength. The impact test results in the highest deflection values. Compared with standard TIS 2226 - 2005, it is found that the wall is in accordance with the standard, with a deflection of not more than 2 mm.

Keywords: Walls, Cellular lightweight concrete

1. คำนำ

ในปัจจุบันมีการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัยมากขึ้นซึ่งส่วนประกอบหนึ่งของอาคาร คือ ผนัง โดยระบบทั่วไปจะใช้อิฐในการก่อผนัง เช่น อิฐมอญ อิฐบล็อก และอิฐมวลเบา ซึ่งอิฐแต่ละชนิดมีขนาดเล็กจึงต้องใช้ระยะเวลาในการก่อและต้องใช้แรงงานจำนวนมากทำให้มีต้นทุนในการจ้างแรงงานสูง เมื่อใช้งานในระยะเวลาหนึ่งจะพบปัญหาเรื่อง รอยแตกและรอยร้าว เกิดขึ้นตามผนัง อีกทั้งงานก่ออิฐ - ฉาบปูน ในปัจจุบันคุณภาพแรงงานมีฝีมือช่างมีคุณภาพลดลงมาก ส่งผลต่อคุณภาพงาน จึงมีการพัฒนาผนังเป็นผนัง

คอนกรีตสำเร็จรูป (Precast) ข้อดี หรือ จุดเด่นของผนังคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast) คือ ต้นทุนการก่อสร้างอาคารที่ลดลงเนื่องจากระยะเวลาในการก่อสร้างที่เร็วขึ้น อีกทั้งผนังคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast) เป็นคอนกรีตโครงสร้างเสริมเหล็กที่ทำหน้าที่เป็นทั้งโครงสร้างอาคารและผนังอาคาร จึงทำให้มีความแข็งแรงสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้มากกว่าระบบการก่อสร้างทั่วไป แต่ผนังคอนกรีตสำเร็จรูปใช้คอนกรีตปกติมีหน่วยน้ำหนัก 2400 กิโลกรัมต่อตารางเมตร จึงทำให้ผนังมีน้ำหนักมาก ยากสำหรับการเคลื่อนย้าย

คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า (Cellular Lightweight Concrete : CLC) คือ คอนกรีตที่ไม่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบ เป็นการผลิตโดยใช้การผสมฟองอากาศหรือเนื้อโฟมเหลวคงรูปที่มีลักษณะฟองอากาศในส่วนผสมเพื่อให้คอนกรีตมีความหนาแน่นลดลง คุณสมบัติของคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าจะมีน้ำหนักเบา มีความสามารถในการป้องกันความร้อน เสียง และทนไฟไดดีกว่าคอนกรีตปกติ และสามารถนำมาประยุกต์ใช้เป็นวัสดุก่อสร้างหรืองานโครงสร้างอาคารทั้งภายในและภายนอก

คุณสมบัติดังกล่าวทำให้งานวิจัยนี้จะนำคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่ามาใช้เป็นวัสดุ ในการทำผนังคอนกรีตสำเร็จรูป (Precast) เพื่อต้องการศึกษาคุณสมบัติพื้นฐาน ความแข็งแรงและความทนการกระแทก และการดูดซึมน้ำ เพื่อประยุกต์ใช้ในการก่อสร้างอาคารที่พักอาศัย

2. ทฤษฎี

2.1 คอนกรีตมวลเบา

คอนกรีตมวลเบาคือ คอนกรีตที่มีความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักน้อยกว่าคอนกรีตทั่วไป

2.1.1 คอนกรีตที่ใช้มวลรวมเบา (Light – Weight Aggregate Concrete)

2.1.1.1 มวลรวมที่ได้จากธรรมชาติ ได้แก่ หินที่เป็นราวาที่พองตัวโดยธรรมชาติ มวลรวม ชนิดนี้ใช้ผสมคอนกรีตที่ไม่ต้องการกำลังสูง และมวลรวมจะดูดซึมน้ำมาก

2.1.1.2 มวลรวมที่ได้จากการผลิต 3 กระบวนการคือ Expanded Clay Aggregate ได้จาก การนำดินเหนียวผสมกับสารก่อฟองอากาศและนำไปเผาในหม้อเผาที่อุณหภูมิ 1,200 องศาเซลเซียส เกิดเป็นฟองอากาศอยู่ในเนื้อหิน ทำให้ภายในเป็นโพรงอากาศ ขบวนการที่สองคือ Expanded Shale Aggregate ได้จากการนำดินเผาผสมกับถ่านที่บดละเอียดนำไปเผาที่อุณหภูมิ 1,200 องศาเซลเซียส มีความแข็งแรงค่อนข้างดีจึงนิยมนำมาทำคอนกรีตมวลเบา และขบวนการที่สาม Sintered Fly Ash ได้จากการนำเถ้าลอยนำไปเผาที่อุณหภูมิ 1,400 องศาเซลเซียส ทำให้อนุภาคเกาะติดกัน ผิว ของมวลรวมค่อนข้างเรียบ

2.1.2 โฟมคอนกรีต (Aerated or Foam Concrete) คอนกรีตประเภทนี้เป็นคอนกรีตที่ได้จากการทำให้เกิดฟองอากาศหรือที่เรียกว่า “โฟม” ขนาด 0.1 ถึง 1.0 นิลลิเมตร ในเนื้อคอนกรีต มีการผลิต 2 ระบบคือ

2.1.2.1 Cellular Lightweight Concrete(CLC) ฟองอากาศที่ได้เกิดจากการใส่ฟองอากาศหรือสารกักฟองอากาศลงไป และทำการผสมฟองอากาศร่วมกับสัดส่วนผสมคอนกรีตหรือมอร์ต้าเมื่อคอนกรีตหรือมอร์ต้าแข็งตัวจะเกิดโพรงอากาศกระจายอยู่ทั่วไปในเนื้อคอนกรีต

2.1.1.2 คอนกรีตที่ไม่มีส่วนละเอียด (No-Finesse Concrete) คอนกรีตประเภทนี้เป็นคอนกรีตที่ไม่มีมวลรวมละเอียด (ทราย) อยู่ในส่วนผสม ส่วนผสมหลักจะประกอบด้วยปูนซีเมนต์ น้ำ และมวลรวมหยาบ การยึดเกาะติดกันระหว่างมวลรวมหยาบเกิดจากผิวที่ถูกเคลือบด้วยซีเมนต์เพสต์หนาประมาณ 1 ถึง 3 มิลลิเมตร เมื่อคอนกรีตแข็งตัวจะเกิดช่องว่างระหว่างมวลรวมหยาบนั้นและทำให้น้ำหนักของคอนกรีตลดลงหน่วยน้ำหนักของคอนกรีตประเภทนี้ประมาณ 1,600 ถึง 2,000 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวมที่ใช้ได้แก่ กรวดโม่ หินโม่ เป็นต้น ขนาดของมวลรวมควรมีขนาดเท่าๆกัน ขนาดที่ใช้อยู่ในช่วง 9.5 ถึง 20.0 มิลลิเมตร มีกำลังต้านทานแรงอัด 60 ถึง 140 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ทั้งนี้กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีตประเภทนี้ขึ้นอยู่กับมวล รวมที่ใช้และปริมาณของปูนซีเมนต์ที่ใช้โดยทั่วไปส่วนผสมที่ใช้จะประมาณ 1:8 โดยปริมาตร และ อัตราส่วนผสมของน้ำต่อปูนซีเมนต์ประมาณ 0.4

2.2 สารเพิ่มฟอง

สารเพิ่มฟอง (foaming agent) จัดเป็นสารลดแรงตึงผิว (surfactants) ชนิดหนึ่ง สามารถแบงออกเป็นสองประเภทคือสารเพิ่มฟองชนิดสังเคราะห (synthetic) และชนิดโปรตีน (protein-based) สามารถนำมาใช้ในการผลิตเป็นโฟมเนื่องจากมีความเป็นไปไดในการย่อยสลาย โดยแบคทีเรียและสิ่งมีชีวิตอื่น สารเพิ่มฟองชนิดโปรตีนในธรรมชาติเช่นกรดไขมันของสบู่ (fatty acid soap) ซึ่งไม่ค่อยไดรับความนิยมในการผลิตเป็นโฟมคอนกรีตสำหรับงานทางด้านวิศวกรรมโยธา อย่างไรก็ตามการวิจัยเกี่ยวกับการใช้สารเพิ่มฟองชนิดโปรตีนเพื่อพัฒนาความแข็งแรง เป็นการยกระดับของโครงสร้างโฟมคอนกรีตให้สูงขึ้นอีกองค์ประกอบทางเคมีของสารลดแรงตึงผิวต้องมีความมั่นคงในสภาพแวดล้อมที่เป็นด่างของคอนกรีต (pH = 12.5 โดยประมาณ) เพราะว่า สารลดแรงตึงผิวทั้งหมดมีความอ่อนไหวง่ายต่อการเสื่อมสภาพที่อุณหภูมิต่ำดังนั้นการเก็บรักษาสารลดแรงตึงผิวดังกล่าวได้แก่ ชนิดสังเคราะห์ สารลดแรงตึงผิวชนิดสังเคราะห (synthetic surfactant) สามารถจำแนกตาม ลักษณะของกลุ่มพวก Hydrophilic ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโมเลกุลที่สามารถละลายในน้ำได้ และสารเพิ่มฟองชนิดโปรตีน สารละลายลดแรงตึงผิวส่วนใหญ่จะประกอบด้วยสารลดแรงตึงผิวหนึ่งส่วนต่อสัดส่วนน้ำ 5 – 40 เท่า อัตราส่วนที่ใช้ให้ไดรับประสิทธิภาพสูงสุดโดยทั่วไปเท่ากับ 1:25 แต่ค่าที่เหมาะสมที่สุดคือบทบาทการทำงานของประเภทสารลดแรงตึงผิวและผลิตผลที่ไดรับอัตราส่วนในการเจือจางสาร ควรพิจารณาโดยคำนึงถึงความเข้มข้นของ Micelle ของโฟมเป็นสำคัญสารละลายลดแรงตึงผิวคือฟองน้ำ (foam) ความข้นเหลวคล้ายกับของโฟมโกนหนวด (shaving foam) และความหนาแน่นอยู่ระหว่าง 20 – 90 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ความหนาแน่นโฟมจะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับการประยุกตใช้ความหนาแน่นของโฟมที่ผลิตด้วยสารลดแรงตึงผิวที่ใช้ชนิดโปรตีน(protein-based) มักจะประมาณ 50 กิโลกรัมต่อ

ลูกบาศก์เมตร สารเพิ่มฟองชนิดโปรตีนมีขนาดฟองที่เล็กและมีความเสถียรภาพมากกว่า

3. วิธีดำเนินการ

3.1 ส่วนผสมคอนกรีต

คอนกรีตที่ทำการผสมจะมีทั้งหมด 3 ชนิดคือ คอนกรีตมวลรวมปกติใช้เป็นตัวอย่างทดสอบควบคุม คอนกรีตมวลเบาระบบ CLC และคอนกรีตมวลเบาระบบ CLC ที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบ สำหรับคอนกรีตแต่ละชนิดจะออกแบบส่วนผสมตามอัตราส่วนดังนี้ คอนกรีตมวลรวมปกติ (CC) อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.45 ออกแบบตามมาตรฐาน ACI211.3R-97 อายุการบ่ม 14 วัน และ 28 คอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่า (CLC) อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.45 อัตราส่วนทรายต่อซีเมนต์ 1:1 ใช้สารกระจายโฟมร้อยละ 30 ต่อลิตร อายุการบ่ม 14 วัน และ 28 วัน คอนกรีตมวลเบาระบบ เซลลูล่า (CLC R) ที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบ อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.45 อัตราส่วนทรายต่อซีเมนต์ 1:1 อัตราส่วนซีเมนต์ต่อหิน 1:3 ใช้สารกระจายโฟมร้อยละ 30 ต่อลิตร อายุการบ่ม 14 วัน และ 28 วัน

ตารางที่ 1 ส่วนผสมคอนกรีต

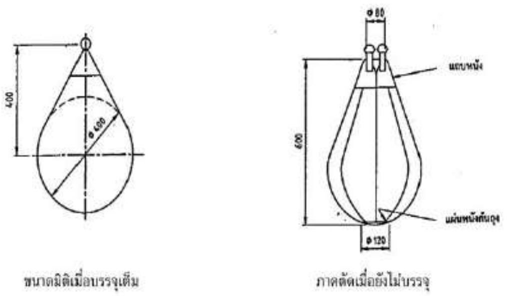
สัญลักษณ์ก้อนตัวอย่าง	อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (W/C)	อัตราส่วนโฟมต่อน้ำ (F/W)ลิตร	อัตราส่วนซีเมนต์ต่อทราย (C/S)	อัตราส่วนซีเมนต์ต่อหิน (C/R)	จำนวนก้อนตัวอย่าง	
					14 วัน	28วัน
CC (0.45)	0.45	-	-	-	3	3
CLC (0.45)	0.45	1:30	1:1	-	3	3
CLC R (0.45)	0.45	1:30	1:1	1:3	3	3

3.2 การทดสอบความทนการกระแทก

ความทนการกระแทกจากวัสดุนุ่มขนาดใหญ่ตาม มอก. 2226 – 2548 โดยใช้พลังงานกระแทกตามที่กำหนดในตารางที่ 1 พลังงานกระแทก แล้วค่าการโก่งตัวสูงสุดต้องไม่เกิน 2 มิลลิเมตร มุมเหวี่ยงและความสูงตกกระแทกให้เป็นไปตาม ตารางมุมเหวี่ยงและความสูงตกกระแทกสำหรับการทดสอบความทนกระแทกตาม มอก. 2226 – 2548

ตารางที่ 2 มุมเหวี่ยงและความสูงตกกระแทกสำหรับการทดสอบความทนกระแทกตาม มอก. 2226 - 2548

พลังงานกระแทก (นิวตัน เมตร)	ความสูงตกกระแทก (มิลลิเมตร)	มุมเหวี่ยง ไม่เกิน (องศา)
20	41	
40	82	65
100	204	



รูปที่ 1 วัสดุนุ่มขนาด 50 กิโลกรัม

รูปที่ 2 ตำแหน่งการทดสอบ

3.3 ผนังมวลเบา

ผนังมวลเบาขนาดกว้าง 60 เซนติเมตร สูง 200 เซนติเมตร และหนา 10 เซนติเมตร มีจำนวนตัวอย่างผนังทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ตัวอย่างผนัง

ตัวอย่างผนัง	อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (W/C)	อัตราส่วนโฟมต่อน้ำ (F/W)	อัตราส่วนซีเมนต์ต่อทราย (C/S)	อัตราส่วนซีเมนต์ต่อหิน (C/R)	จำนวนตัวอย่าง (อายุบ่ม 28 วัน)
CC	0.45	-	-	-	2
CS	0.45	-	-	-	2
CLC	0.45	1.30	1:1	-	2
CLC S	0.45	1.30	1:1	-	2
CLC R	0.45	1.30	1:1	1:3	2
CLC RS	0.45	1.30	1:1	1:3	2

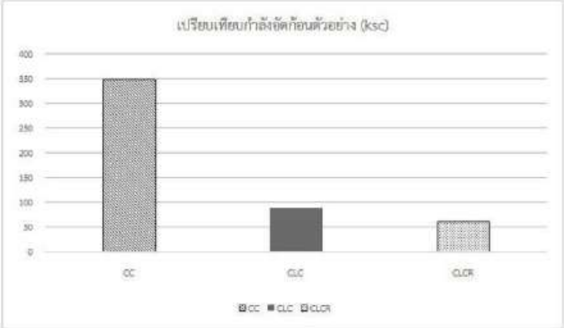
4. ผลการทดลองและอภิปรายผล

สำหรับบทนี้จะกล่าวถึง ผลการทดสอบการวิเคราะห์การรับแรงกระแทกในรูปแบบพลังงานกระแทกกับผนัง

ผลการทดสอบกำลังรับแรงกระแทกของรอยต่อของผนังมวลเบาการทดสอบแรงกระแทกน้ำหนักกระทำต่อผนัง ขนาด 200 × 60 × 10 เซนติเมตร ประกอบด้วยผนังคอนกรีตธรรมดาเสริมเหล็ก และผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก ผนังดังกล่าวยึดต่อกันโดยวิธีการเชื่อม และการใช้สลักเกลียว ซึ่งมีอายุการบ่มคอนกรีตที่ 28 วัน จำนวน 8 ตัวอย่าง ในการทดสอบจะมีการกระแทก โดยใช้พลังงานกระแทกมีความสูงตกกระทบที่ 41,82 และ 204 มิลลิเมตร มีมุมเหวี่ยงไม่เกิน 65 องศา น้ำหนักที่กระแทกเท่ากับ 50 กิโลกรัม ได้ผลการทดสอบดังนี้

4.1 ผลการทดสอบกำลังอัดคอนกรีต ที่อายุการบ่มคอนกรีต 14 วัน และ 28 วัน

ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตแบบปกติ (CC) คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) ที่อายุ 14 และ 28 วัน ค่ากำลังอัดที่อายุ 28 วันให้ค่ากำลังที่มากกว่าทุกประเภทของคอนกรีต คอนกรีตแบบปกติ (CC) มีค่ากำลังอัดมากกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) มีค่ากำลังอัดที่มากกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ(CLC R) แสดงในรูปที่ 3



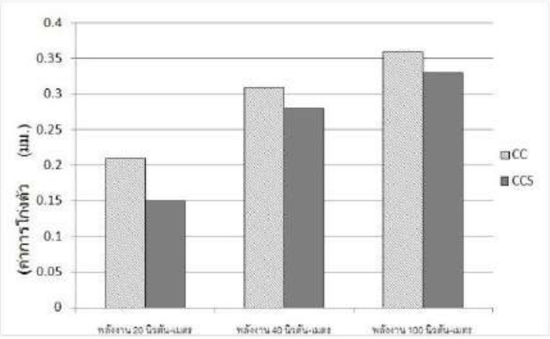
รูปที่ 3 ผลการทดสอบกำลังอัด

4.2 ผลการทดสอบความทนการกระแทกจากวัสดุนุ่มขนาดใหญ่

ในการทดสอบการกระแทกผนังดำเนินการทดสอบจำนวน 3 ตำแหน่ง ได้แก่ ด้านบน กึ่งกลาง และด้านล่าง โดยตำแหน่งด้านบนอยู่ห่างขอบผนังด้านบน เท่ากับ 62.5 ซม.กึ่งกลางอยู่ห่างจากขอบผนังด้านบน เท่ากับ 100 ซม. และด้านล่างอยู่ห่างจากขอบผนังด้านบน เท่ากับ 137.5 ซม. โดยใช้พลังงานกระแทกที่ 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร ตามลำดับ ผลการทดสอบได้ค่าการโก่งตัวมากสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางของผนัง ดังตารางที่ 4

4.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวแผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติไม่เสริมเหล็ก (CC) และเสริมเหล็ก (CCS)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติที่ไม่เสริมเหล็ก (CC) กับ เสริมเหล็ก (CCS) แสดงได้ว่า ที่พลังงานกระแทก 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร แผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติไม่เสริมเหล็ก (CC) มีค่าการโก่งตัวมากกว่าร้อยละ 28.57, 9.68 และ 8.33 ตามลำดับเนื่องด้วยแผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติ (CC) ไม่มีเหล็กเสริมจึงไม่สามารถต้านทานการกระแทกได้ดี เมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก 2226 – 2548 พบว่าแผ่นผนังอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานซึ่งมีค่าการโก่งตัว ไม่เกิน 2 มิลลิเมตร รูปที่ 4



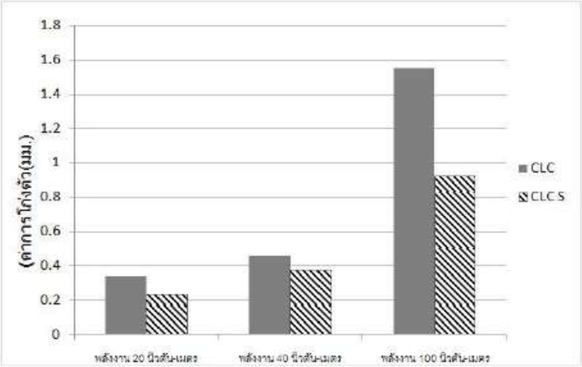
รูปที่ 4 แสดงค่าการโก่งตัวแผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติ (CC) และคอนกรีตแบบปกติเสริมเหล็ก(CCS)

4.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก (CLC S)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก (CLC S) แสดงได้ว่า ที่พลังงานกระแทก 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) มีค่าการโก่งตัวมากกว่าร้อยละ 29.03, 15.56 และ 40.65 ตามลำดับ เนื่องด้วยแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) ไม่มีเหล็กเสริมจึงไม่สามารถต้านทานการกระแทกได้ดีเมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก 2226 – 2548 พบว่าแผ่นผนังอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานซึ่งมีค่าการโก่งตัว ไม่เกิน 2 มิลลิเมตร รูปที่ 5

ตารางที่ 4 ค่าการโก่งตัวของแผ่นผนัง

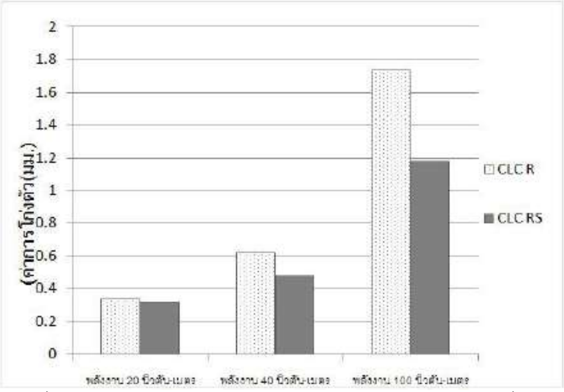
แผ่นผนัง	พลังงานกระแทก (นิวตัน-เมตร)	ค่าการโก่งตัว (มม.)
CC	20	0.21
	40	0.31
	100	0.36
CCS	20	0.15
	40	0.28
	100	0.33
CLC	20	0.31
	40	0.45
	100	1.55
CLC S	20	0.23
	40	0.38
	100	0.92
CLC R	20	0.34
	40	0.62
	100	1.74
CLC RS	20	0.32
	40	0.48
	100	1.18



รูปที่ 5 แสดงค่าการโก่งตัวแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก (CLC S)

4.2.3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า ที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) และมีมวลรวมหยาบ (CLC RS)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก (CLC RS) แสดงได้ว่า ที่พลังงานกระแทก 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) มีค่าการโก่งตัวมากกว่า ร้อยละ 5.88, 22.58 และ 32.18 ตามลำดับ เนื่องด้วยแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) ไม่มีเหล็กเสริมจึงไม่สามารถต้านทานการกระแทกได้ดีเมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐาน มอก 2226 – 2548 พบว่าแผ่นผนังอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานซึ่งมีค่าการโก่งตัว ไม่เกิน 2 มิลลิเมตร รูปที่ 6



รูปที่ 6 แสดงค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) และคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก (CLC RS)

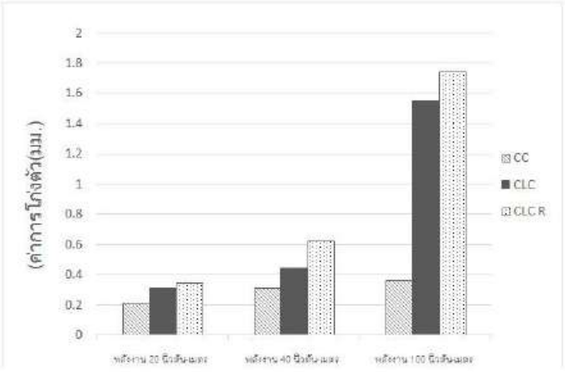
4.2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวแผ่นผนังที่ไม่เสริมเหล็ก (CC, CLC, CLC R)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังที่ไม่เสริมเหล็ก (CC, CLC, CLC R) ดังรูปที่ 7 แสดงได้ว่า ที่พลังงาน 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLC R) มีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติ (CC) ร้อยละ 38.24, 50 และ 79.31 ตามลำดับ และมีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC) ร้อยละ 8.82, 29.03 และ10.92 ตามลำดับ เนื่องด้วยภายในเนื้อของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ามีลักษณะเป็นรูพรุน เมื่อผสมมวลรวมหยาบลงไปในเนื้อคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า คอนกรีตจึงไม่มีความสามารถในการยึดเกาะได้ดี ส่งผลให้คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีค่ากำลังรับแรงอัดที่น้อยที่สุด เมื่อทดสอบความทนการกระแทกจึงทำให้มีค่าการโก่งตัวมากที่สุด

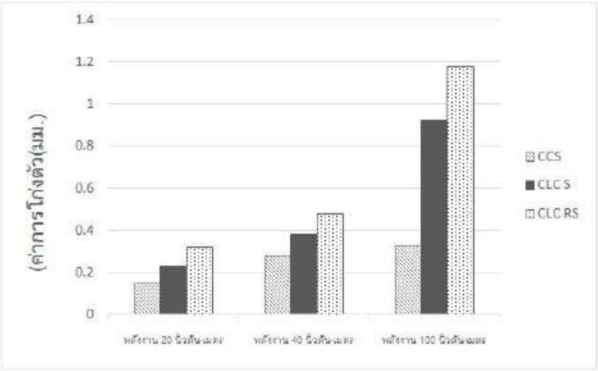
4.2.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการโก่งตัวแผ่นผนังที่เสริมเหล็ก (CCS, CLC S, CLC RS)

เมื่อเปรียบเทียบค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังที่เสริมเหล็ก (CCS, CLC S, CLC RS) ดังรูปที่ 8 แสดงได้ว่า ที่พลังงาน 20, 40 และ100 นิวตัน-เมตร แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก (CLC RS) มีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตปกติเสริมเหล็ก (CCS) ร้อยละ 53.13, 41.67และ72.03 ตามลำดับ และมีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก (CLC S) ร้อยละ 28.13, 20.83 และ 22.03 ตามลำดับ เนื่องด้วยภายในเนื้อของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ามีลักษณะเป็นรูพรุน เมื่อผสมมวลรวมหยาบลงไปในเนื้อคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า คอนกรีตจึงไม่มีความสามารถในการยึดเกาะได้ดี ส่งผลให้คอนกรีต

มวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีค่ากำลังรับแรงอัดที่น้อยที่สุด เมื่อทดสอบความทนการกระแทกจึงทำให้มีค่าการโก่งตัวมากที่สุด



รูปที่ 7 แสดงค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่ไม่เสริมเหล็ก (CC, CLC, CLCR)



รูปที่ 8 แสดงค่าการโก่งตัวของแผ่นผนังคอนกรีตสำเร็จรูปที่เสริมเหล็ก (CCS, CLC S, CLCRS)

5. สรุปผล

จากผลการทดสอบความทนการกระแทก สรุปได้ว่าแผ่นผนังที่เสริมเหล็ก (CCS, CLC S, CLC RS) จะมีค่าการโก่งตัวที่น้อยกว่าแผ่นผนังที่ไม่เสริมเหล็ก (CC, CLC, CLC R) โดยที่พลังงานการกระแทก 20, 40 และ 100 นิวตัน-เมตร

เมื่อเปรียบเทียบแผ่นผนังที่ไม่เสริมเหล็ก สรุปได้ว่าแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบ (CLCR)มีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตแบบปกติ (CC)ร้อยละ 38.24, 50 และ79.31 ตามลำดับ และมีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (CLC)ร้อยละ 8.82, 29.03 และ10.92 ตามลำดับ เนื่องด้วยภายในเนื้อของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ามีลักษณะเป็น รูพรุน เมื่อผสมมวลรวมหยาบลงไปในเนื้อคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า คอนกรีตจึงไม่มีความสามารถในการยึดเกาะได้ดี ส่งผลให้คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีค่ากำลังรับแรงอัดที่น้อยที่สุด ดังตารางที่ 4.1 เมื่อทดสอบความทนการกระแทกจึงทำให้มีค่าการโก่งตัวมากที่สุด

เมื่อเปรียบเทียบแผ่นผนังที่เสริมเหล็ก สรุปได้ว่าแผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบเสริมเหล็ก (CLCRS) มีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตปกติเสริมเหล็ก (CCS)ร้อยละ 53.13, 41.67และ72.03 ตามลำดับ และมีค่าการโก่งตัวมากกว่า แผ่นผนังคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าเสริมเหล็ก (CLC S)ร้อยละ 28.13, 20.83 และ22.03 ตามลำดับเนื่องด้วยภายในเนื้อของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ามีลักษณะเป็น รูพรุน เมื่อผสมมวลรวมหยาบลงไปในเนื้อคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า คอนกรีตจึงไม่มีความสามารถในการยึดเกาะได้ดี ส่งผลให้คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่มีมวลรวมหยาบมีค่ากำลังรับแรงอัดที่น้อยที่สุด ดังตารางที่ 4.1 เมื่อทดสอบความทนการกระแทกจึงทำให้มีค่าการโก่งตัวมากที่สุด

เมื่อเปรียบเทียบแผ่นผนังทั้ง 6 ประเภท ตามมาตรฐาน มอก 2226 – 2548 พบว่าแผ่นผนังอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานซึ่งมีค่าการโก่งตัว ไม่เกิน 2 มิลลิเมตร

เอกสารอ้างอิง

[1] กฤษณ กิ่งโก้, ปริญญา จินดาประเสริฐ (2553). *คุณสมบัติของคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าผสมสารซุปเปอร์พลาสติกไซเซอร์.* วิทยานิพนธ์ สำนักวิทยบริการ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

[2] คำภี จิตชัยภูมิ(2556). การศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพและโครงสร้างจุลภาคของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าผสมเถ้าลอยซีโอไลต์ธรรมชาติและนาโนซิลิก้า. วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรดุษฎีบัณฑิต มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

[3] ผศ.ดร.สำเริง รักซ้อนและคณะ(2557). *นวัตกรรมคอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูล่าด้วยการใช้วัสดุเหลือทิ้ง.* มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลพระนคร กรุงเทพมหานคร

[4] มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 2226 – 2548). *แผ่นผนังคอนกรีตสำเร็จรูป*

[5] สุเมธ สัดทัดวัฒนา (2010). *การทำนายคุณสมบัติต่างๆของคอนกรีตมวลเบาระบบ CLC จากค่าความหนาแน่นของคอนกรีต*. Thailand Science Research and Innovation (TSRI)

[6] อภัย ชาภิรมย์ (2557). *การศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของผนังหล่อในที่คอนกรีตมวลเบาแบบเซลลูล่า.* วิทยานิพนธ์ วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

[7] Tam และคณะ, (2007). *Towards Adoption of Prefabrication in construction*. Building and Environment.Vol. 42 : Page 3642-3654

[8] BadirKadir and Hashim,A.H. (2002). *Industrialized Building Systems Construction inMalaysis*. Journal of Architectural Engineering.Vol. 8,No.1:Page19-23.

การศึกษาระดับการรับรู้ของบุคคลจากการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถี
A Study of Personal Vibration Perceptibility of Buraphavithi Elevated Expressway

พัทรพงษ์ อาสนจินดา*

หน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: pattarapong@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาระดับการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับที่มีผลต่อการรับรู้ของบุคคล โดยพิจารณากรณีศึกษาการรับรู้ของผู้ปฏิบัติงาน ณ ด่านชำระค่าผ่านทางทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถีจำนวน 3 ด่าน ได้แก่ ด่านชลบุรี ด่านวงแหวนรอบนอก และด่านบางนา ซึ่งมีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินระดับการสั่นสะเทือนที่ส่งผลต่อผู้ปฏิบัติงาน ซึ่งผลการศึกษาที่ได้จะเป็นข้อมูลที่เป็นประโยชน์ต่อการบริหารจัดการทรัพยากรบุคคลและเป็นข้อมูลประกอบแนวทางในการประเมินโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถี การศึกษาได้ทำการทดสอบภาคสนามทั้งสามด่านเป็นเวลาด่านละประมาณ 12 ชั่วโมง โดยตรวจวัดค่าความเร่งการสั่นสะเทือนในแนวดิ่ง บริเวณด่านรับชำระค่าผ่านทางช่องซ้ายสุดซึ่งเป็นช่องบริการสำหรับยานพาหนะทุกประเภท และพิจารณาผลกระทบเนื่องจากปัจจัยต่าง ๆ เช่น ประเภทยานพาหนะ ลักษณะทางกายภาพของด่าน ระดับการสั่นสะเทือนที่ผิวทางและบริเวณตู้รับชำระค่าผ่านทาง จากนั้นจึงทำการประเมินระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนจากค่าแอมพลิจูดของสัญญาณความเร่งและความถี่ของการสั่นสะเทือน โดยเปรียบเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานสากลต่างๆ จากการศึกษาพบว่าด่านชลบุรีมีระดับการสั่นสะเทือนที่รุนแรงที่สุดเมื่อเทียบกับอีกสองด่าน โดยมีระดับสูงสุดถึงระดับไม่พอใจ และระดับสูงสุดของทั้งด่านวงแหวนรอบนอกและด่านบางนาอยู่ในระดับรู้สึกได้ ซึ่งพบว่าอาจมีสาเหตุจากลักษณะของด่านชลบุรีซึ่งมีช่องบริการรถบรรทุกหนักอยู่ในตำแหน่งปลายยื่นของหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง จึงเกิดความเร่งการสั่นสะเทือนที่สูงกว่าด่านอื่น อีกทั้งยังพบว่าเกาะติดตั้งตู้รับชำระค่าผ่านทางสามารถลดความรุนแรงของการสั่นสะเทือนได้เมื่อเทียบกับที่ผิวทาง โดยมีแอมพลิจูดที่ต่ำกว่าที่ผิวทางโดยเฉลี่ยที่ประมาณร้อยละ 17 อีกทั้งพบว่าการเคลื่อนที่ในจังหวะออกตัวของยานพาหนะที่ในเวลาที่ใกล้เคียงกับช่องจราจรข้างเคียงสามารถเพิ่มแอมพลิจูดของการสั่นสะเทือนและระดับการรับรู้ได้รุนแรงมากขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: การรับรู้การสั่นสะเทือน, ทางพิเศษยกระดับ, ทางพิเศษบูรพาวิถี, ผลตอบสนองความเร่งของโครงสร้าง

Abstract

This research studied the vibration level of elevated expressway structure affecting to personal perceptibility for 3 stations of Buraphavithi expressway including Chonburi, outer-ring road and Bangna stations. The purpose was to evaluate the vibration level affecting to the officers. The results could be useful for human resource administration and guideline for structural assessment of Buraphavithi expressway. Field testing was conducted for 12 hours for each station. Vertical acceleration response was measured at the first lane from the left-hand side which is for all vehicular types. Effects of relevant factors such as vehicle type, physical property of the station, vibration amplitudes at pavement and toll booth were considered. Evaluation on vibration perceptibility level was carried out from amplitude and frequency of acceleration response. The international criterions were selected for comparison. It was found that Chonburi station allowed the strongest level at “unpleasant”. The outer-ring road and Bangna stations allowed perceptibility level at “perceptible”. This was because the considered traffic lane of Chonburi station is at the cantilever end of the prestressed concrete box-girder section. The induced acceleration amplitude was therefore larger than other stations. Besides, the concrete base of the toll booth could reduce the amplitude of vibration for 17% in average. Moreover, the scenario that two vehicles at the adjacent lanes driving off the stations simultaneously could enhance vibration amplitude to be stronger, significantly.

Keywords: vibration perceptibility, elevated expressway, Buraphavithi expressway, structural acceleration response

1. บทนำ

ปัจจุบันมีการใช้บริการทางพิเศษยกระดับมากขึ้นเพื่อความสะดวกรวดเร็วในการเดินทาง และเมื่อมีปริมาณยานพาหนะเพิ่มมากขึ้นทำให้โครงสร้างทางด่วนพิเศษยกระดับเกิดการสั่นสะเทือนสูงขึ้น ซึ่งสามารถรับรู้ได้ถึงการสั่นสะเทือนอย่างชัดเจนแม้ในขณะนั่งอยู่ในยานพาหนะ โดยบริเวณสามารถรับรู้การสั่นสะเทือนได้อย่างชัดเจนคือ บริเวณด่านเก็บค่าผ่านทางยกระดับ เนื่องจากมีการชะลอความเร็วยานพาหนะสลับกับการเร่งความเร็วอีกทั้งยังเป็นบริเวณที่บุคคลหยุดนิ่งอยู่กับที่หรือเคลื่อนที่เป็นระยะทางสั้นๆ และเคลื่อนที่อย่างช้าๆ และมีการกระจุกตัวของยานพาหนะเป็นจำนวนมากทั้ง รถยนต์ส่วนบุคคล รถบรรทุก ซึ่งการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับส่งผลต่อการรับรู้ของพนักงานเก็บค่าผ่านทาง และผู้ขับขี่ยานพาหนะที่รอคิวชำระค่าผ่านทาง

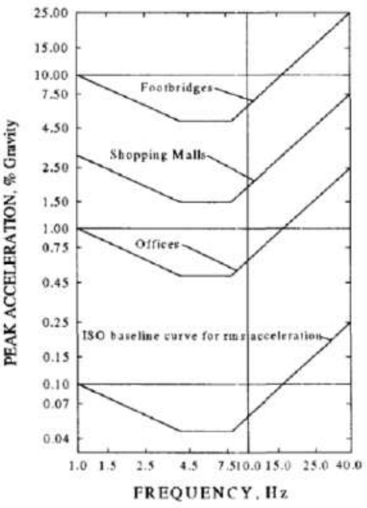
ปัจจุบันมีการศึกษาผลกระทบเนื่องจากแรงสั่นสะเทือนของโครงสร้างที่ส่งผลกระทบต่อบุคคลมากมาย อาทิ โครงสร้างอาคารสูง อัฒจันทร์สนามกีฬา เป็นต้น แต่ยังไม่มีการศึกษาการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับ และส่งผลต่อการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลในระดับใด และยังไม่มีการศึกษาหรือจัดทำเกณฑ์มาตรฐานสำหรับการสั่นสะเทือนของโครงสร้างประเภททางยกระดับว่าส่งผลต่อการรับรู้ของบุคคลอย่างไร การศึกษาด้วยการทดสอบเพื่อประเมินผลกระทบของการสั่นสะเทือนของโครงสร้างประเภททางยกระดับจึงมีประโยชน์เพื่อใช้สำหรับการบริหารการจัดการบุคคลากรบริเวณด่านเก็บค่าผ่านทาง หรือใช้สำหรับการวางตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ สิ่งปลูกสร้างด้านบนทางด่วนพิเศษยกระดับ

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการประเมินระดับการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับเพื่อพิจารณาว่ามีผลกระทบต่อการรับรู้การสั่นสะเทือนต่อบุคคลที่ปฏิบัติงาน ณ บริเวณด่านชำระค่าผ่านทางมากน้อยเพียงใด และถือเป็นงานวิจัยแรกในประเทศไทยที่ทำการทดสอบโดยทำการตรวจวัดค่าความเร่งการสั่นสะเทือนที่ผิวทางและที่ฐานรองรับของตู้รับชำระค่าผ่านทางซึ่งเป็นตำแหน่งที่มีเจ้าหน้าที่ปฏิบัติงาน ซึ่งขนาดความเร่งและความถี่ของการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้จะถูกนำไปประเมินเป็นระดับการรับรู้ของบุคคลด้วยเกณฑ์มาตรฐาน

2. การรับรู้การสั่นสะเทือนในแนวดิ่งต่อมนุษย์

การสั่นสะเทือนส่งผลต่อการรับรู้ของมนุษย์ในแง่ของความรู้สึกที่ถูกรบกวน ทำให้เกิดความรู้สึกรำคาญ ไม่สบาย และส่งผลต่อสุขภาพได้ การศึกษาผลกระทบของการสั่นสะเทือนที่มีต่อมนุษย์โดย Reiher และ Meister [1] นั้นเริ่มทดสอบโดยพิจารณาการรับรู้ของผู้ทดสอบที่ยืนอยู่บนโต๊ะทดสอบและทำการเขย่าด้วยความถี่ที่แตกต่างกัน และได้ข้อสรุปซึ่งแนะนำให้แบ่งช่วงการรับรู้ออกเป็น 6 ระดับได้แก่ 1) ไม่สามารถรับรู้การสั่นสะเทือนได้ (not perceptible) 2) รับรู้การสั่นสะเทือนได้เพียงเล็กน้อย (slightly perceptible) 3) รับรู้การสั่นสะเทือนได้อย่างชัดเจน (distinctly perceptible) 4) รับรู้ได้ถึงการสั่นสะเทือนอย่างรุนแรง (strongly perceptible) 5) รู้สึกถูกรบกวน (disturbing) และ 6) รู้สึกถูกรบกวนอย่างมาก (very disturbing) โดยการรับรู้ในแต่ละระดับจะพิจารณาจากขนาดการกระจัดของการสั่นสะเทือนและความถี่การสั่นสะเทือน ในขณะที่การศึกษาของ Wiffin และ Leonard [2] นั้นพิจารณาค่าความเร็วอนุภาคสูงสุดของการสั่นสะเทือน (peak particle velocity) สำหรับเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นแต่ละครั้ง โดยพิจารณาเพียงแอมปลิจูดหรือขนาดของความเร็วอนุภาคสูงสุดเท่านั้นโดยไม่พิจารณาผลของความถี่การสั่นสะเทือน

มาตรฐาน ISO-2631 [3,4] ได้จำแนกระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนในแนวดิ่งที่มีต่อมนุษย์อย่างง่ายโดยแบ่งเป็น 2 ระดับได้แก่ ระดับการสั่นสะเทือนที่ยอมรับได้ กับระดับการสั่นสะเทือนที่ยอมรับไม่ได้ โดยพิจารณาการสั่นสะเทือนในช่วงความถี่ 1 – 40 Hz โดยค่าที่ยอมรับได้จะขึ้นกับประเภทของอาคาร ดังแสดงในรูปที่ 1 แต่หากต้องการพิจารณาถึงระดับการรับรู้โดยละเอียด สามารถพิจารณาได้จากขนาดของความเร่งการสั่นสะเทือน โดยระดับการรับรู้แบ่งออกเป็น 6 ระดับ ดังแสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 1 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลที่ยอมรับได้โดยใช้ค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดโดยจำแนกตามประเภทอาคารของ ISO-2631:1997 [3]

ตารางที่ 1 การสั่นสะเทือนและผลการรับรู้ของมนุษย์ของ ISO-2631-1:1997 [3]

ระดับการสั่นสะเทือน	ผลกระทบต่อมนุษย์
< 0.315 m/s^2	ปกติ (Not Uncomfortable)
0.315 – 0.63 m/s^2	มีความรู้สึกไม่สบายเล็กน้อย (A little uncomfortable)
0.5 – 1 m/s^2	มีความรู้สึกไม่สบายปานกลาง (Fairly uncomfortable)
0.8 – 1.6 m/s^2	มีความรู้สึกไม่สบาย (Uncomfortable)
1.25 – 2.5 m/s^2	มีความรู้สึกไม่สบายอย่างมาก (Very uncomfortable)
> 2 m/s^2	มีความรู้สึกไม่สบายอย่างรุนแรง (Extremely uncomfortable)

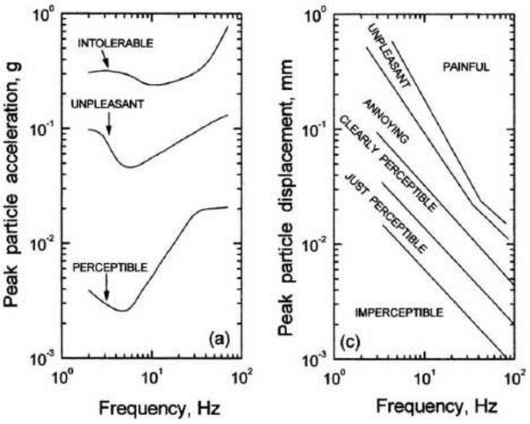
นอกจากเกณฑ์ของ ISO แล้ว มาตรฐานสากลอื่น ๆ เช่น ข้อแนะนำการประเมินผลกระทบที่มีต่อมนุษย์เนื่องจากการสั่นไหวของอาคารที่แหล่งกำเนิดไม่ใช่การระเบิดของประเทศอังกฤษ BS 6472 [5] หรือเกณฑ์ของสถาบันมาตรฐานแห่งชาติ ประเทศสหรัฐอเมริกา ANSI S3.29 [6] พิจารณาด้วยความเร็วอนุภาคสูงสุด ขณะที่มาตรฐาน DIN4150-3 [7] ของประเทศเยอรมนี นั้นให้พิจารณาจากค่าความเร็วสูงสุดซึ่งมีระดับที่ยอมรับ

ได้แบ่งตามช่วงความถี่ของการสั่นสะเทือนเป็นสามช่วงได้แก่ 0 - 10 Hz, 10 - 50Hz และ 50 - 1000 Hz โดยที่เกณฑ์ดังกล่าว [5,6,7] เหล่านี้ต่างมีระดับที่ยอมรับได้แตกต่างกัน ซึ่งจะเห็นได้ว่าการแบ่งระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของมนุษย์นั้นมีความแตกต่างและมีแนวทางการวิเคราะห์ที่ค่อนข้างหลากหลาย ทั้งนี้เพราะระดับการรับรู้ของมนุษย์ที่มีต่อการสั่นสะเทือนนั้นสามารถทำให้เทียบเคียงกันได้ยาก เนื่องจากความแตกต่างของบุคคล อายุ สุขภาพ สิ่งแวดล้อม หรือแม้แต่การทดสอบซึ่งผู้ทดสอบนั้นอาจทราบล่วงหน้าแล้วว่าจะเกิดการสั่นสะเทือนขึ้น จึงยากต่อการหลีกเลี่ยงการลำเอียงในการให้ผลการทดสอบ จึงเป็นเรื่องที่ยากมากที่จะได้เกณฑ์มาตรฐานการประเมินที่สอดคล้องกันในทุกระดับ

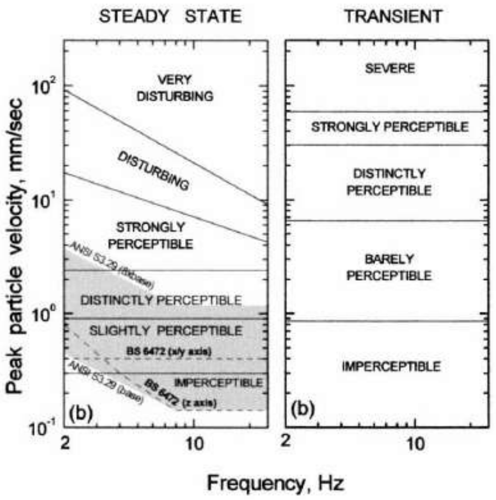
Athanasopoulos และ Pelekis [8] ได้รวบรวมผลการศึกษาและเกณฑ์มาตรฐานต่างเข้าด้วยกัน และได้แบ่งระดับของการรับรู้ให้สอดคล้องตามลักษณะของผลตอบสนองที่ตรวจวัด โดยหากประเมินด้วยค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดนั้นจะสามารถจำแนกระดับได้ 4 ระดับ และหากประเมินด้วยการวัดค่าการกระจัดอนุภาคสูงสุด จะสามารถแบ่งได้ 6 ระดับ โดยพิจารณาความถี่ของการสั่นสะเทือนในช่วง 1-100 Hz แสดงดังรูปที่ 2 แต่หากตรวจวัดด้วยค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดนั้น จะพิจารณาความถี่ของการสั่นสะเทือนในช่วง 2 – 25 Hz และสามารถจำแนกได้เป็น 2 กรณีได้แก่การสั่นไหวอย่างต่อเนื่องหรือแบบคงที่ (steady state) และการสั่นไหวแบบชั่วขณะ (transient) โดยระดับการรับรู้ของทั้งสองกรณีนี้จะแตกต่างกัน โดยในสภาวะคงที่จะแบ่งออกได้ 6 ระดับ ขณะที่สภาวะชั่วขณะจะแย่งออกได้ 5 ระดับ โดยรายละเอียดแสดงดังรูปที่ 3

ธนะเมศฐ์ ประจวบกุลวัฒน์ [9] ได้ทำการทดสอบและสำรวจระดับการรับรู้ของทางพิเศษบูรพาวิถี ด่านชลบุรี โดยใช้ผู้ทดสอบอาสาสมัครประเมินระดับความรับรู้ของการสั่นสะเทือนเมื่อมีรถเคลื่อนที่เข้า-ออกช่องรับชำระค่าผ่านทาง โดยผลการศึกษาพบว่าหาข้อสรุปของระดับการรับรู้ได้ยากเนื่องจากเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นนั้นรวดเร็วและมีจำนวนมากทำให้เกิดความรู้สึกคาดเดาได้ อีกทั้งยังไม่สามารถจำแนกให้ละเอียดได้ เนื่องจากมีเวลาตอบแบบสำรวจที่จำกัดจากการประเมินด้วยเหตุการณ์ของยานพาหนะรายคัน

ดังนั้นเพื่อให้การศึกษานี้ได้ข้อสรุปโดยไม่มีการลำเอียงของข้อมูล การเก็บสำรวจข้อมูลจึงพิจารณาจากผลตอบสนองสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้ของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบริเวณช่องรับชำระค่าผ่านทาง โดยไม่ทำการสำรวจการรับรู้ของบุคคลจากการสัมภาษณ์หรือตอบแบบสอบถาม โดยจะประเมินด้วยเกณฑ์การประเมินที่เสนอโดย Athansopoulos และ Pelekis [8] จากสัญญาณความเร่งเพียงเท่านั้น เนื่องจากอุปกรณ์ตรวจวัดที่ใช้เป็นหัววัดความเร่ง ซึ่งหากจะแปลงค่าเป็นความเร็วอนุภาคของการสั่นสะเทือนนั้นจะต้องใช้วิธีอินทิเกรตเชิงตัวเลข ซึ่งค่าความเร็วที่คำนวณได้อาจมีความคลาดเคลื่อนได้จากค่าเริ่มต้น (initial condition) ของระบบ เช่นเดียวกับการแปลงเป็นการกระจัดด้วยการอินทิเกรตสองชั้น ด้วยเหตุนี้งานวิจัยนี้จึงมีขอบเขตที่จะพิจารณาผลการรับรู้ที่ประเมินได้จากค่าความเร่งเพียงเท่านั้น โดยใช้กราฟดังรูปที่ 2 ในด้านซ้ายมือ ซึ่งจะจำแนกระดับการรับรู้ได้ 4 ระดับได้แก่ 1) ไม่สามารถรับรู้ได้ (imperceptible) 2) สามารถรับรู้ได้ (perceptible) 3) รู้สึกไม่พอใจ (unpleasant) และ 4) ไม่สามารถทนได้ (intolerable)



รูปที่ 2 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลโดยใช้ค่าความเร่งอนุภาคสูงสุด (ซ้าย) หรือค่าการเปลี่ยนตำแหน่งอนุภาคสูงสุด (ขวา) [8]



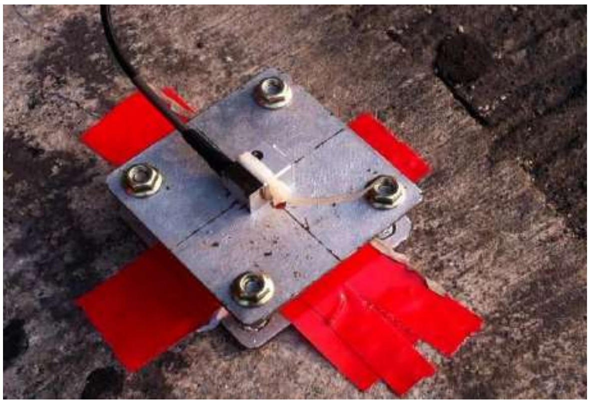
รูปที่ 3 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลที่พิจารณาจากค่าความเร็วอนุภาคสูงสุดในสภาวะคงที่ (ซ้าย) และสภาวะชั่วขณะ (ขวา) [8]

3. วิธีการศึกษา

3.1 การทดสอบภาคสนาม

การศึกษาพิจารณาโครงสร้างทางพิเศษยกระดับที่มีการสัญจรของยานพาหนะด้วยความเร็วสูงและมียานพาหนะหลากหลายประเภทใช้ทาง จึงพิจารณาทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถีเป็นกรณีศึกษา การทดสอบภาคสนามได้ทำการวัดขนาดความเร่งการสั่นสะเทือนของทางพิเศษบูรพาวิถี ณ ด่านชำระค่าผ่านทางที่สังเกตได้ว่ามีปริมาณรถมากจำนวน 3 ด่าน ได้แก่ 1) ทางลงด่านชลบุรี (ทิศทางขาออก) ณ กิโลเมตรที่ 54 2) ทางลงด่านวงแหวนรอบนอก (ทิศทางขาเข้า) ณ กิโลเมตรที่ 9 และ 3) ทางลงด่านบางนา (ทิศทางขาเข้า) ณ กิโลเมตรที่ 8

ลักษณะโครงสร้างของทางพิเศษบูรพาวิถีนั้นเป็นโครงสร้างซึ่งสร้างจากชิ้นส่วนหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง(prestressed segmental box girder) โดยจะใช้หัววัดความเร่ง (acceleration transducer) ซึ่งยึดติดกับฐานปรับระดับได้ดังรูปที่ 3 และนำไปติดตั้งที่บริเวณตู้เก็บค่าผ่านทางในช่องบริการด้านซ้ายสุดซึ่งเป็นช่องสำหรับยานพาหนะทุกประเภท โดยเฉพาะยานพาหนะหนักซึ่งจำเป็นต้องเข้าในช่องนี้ และได้ตรวจวัดค่าการสั่นสะเทือนที่ผิวทางและที่บนเกาะคอนกรีตซึ่งเป็นฐานรองรับของตู้รับชำระค่าผ่านทาง



รูปที่ 3 การติดตั้งหัววัดความเร่ง

หัววัดความเร่งจะถูกต่อเข้ากับเครื่องรวมสัญญาณความถี่สูง (high-frequency data acquisition) และเชื่อมต่อเข้ากับเครื่องคอมพิวเตอร์เพื่อบันทึกข้อมูลด้วยความถี่ 2,000 Hz แสดงดังรูปที่ 4 โดยการตรวจวัดจะบันทึกข้อมูลอย่างต่อเนื่องตั้งแต่เวลาประมาณ 8:00 น. จนถึง 22:00 น. เพื่อให้ครอบคลุมทุกช่วงเวลาทั้งช่วงเวลาเร่งด่วนซึ่งมีปริมาณรถมาก และช่วงเวลาอื่นที่มีจำนวนรถน้อยเช่นกัน อีกทั้งยังได้ติดตั้งกล้องวงจรปิด IP Camera เพื่อบันทึกภาพเหตุการณ์ที่ยานพาหนะเคลื่อนที่ผ่านช่องชำระค่าผ่านทาง สำหรับใช้ประกอบการตัดสัญญาณในจังหวะที่ยานพาหนะเข้าจอดที่ช่องชำระค่าผ่านทางเพื่อชำระเงิน และเคลื่อนที่ออก ซึ่งจะพิจารณาการสั่นสะเทือน 1 กรณีจากการชำระค่าผ่านทางของยานพาหนะ 1 คัน

รูปที่ 4 เครื่องรวมสัญญาณความถี่สูง

ตารางที่ 3 แสดงปริมาณยานพาหนะที่ตรวจวัดการสั่นสะเทือนได้ของด่านชลบุรี ด่านวงแหวนรอบนอก และด่านบางนา ซึ่งมีจำนวนเหตุการณ์ตรวจวัดยานพาหนะได้จำนวน 2,143 คัน, 2,766 คัน และ2,178 คัน ตามลำดับ รวมทั้งหมดจำนวน 7,087 คัน

ตารางที่ 2 จำนวนยานพาหนะที่ตรวจวัดการสั่นสะเทือนได้

เวลา	จำนวนรถ (คัน)		
	ด่านชลบุรี	ด่านวงแหวนรอบนอก	ด่านบางนา
08:00 – 09:00 น.	191	139	243
09:00 – 10:00 น.	217	234	215
10:00 – 11:00 น.	179	182	128
11:00 – 12:00 น.	188	231	172
12:00 – 13:00 น.	212	219	N/A
13:00 – 14:00 น.	148	230	N/A
14:00 – 15:00 น.	46	228	N/A
15:00 – 16:00 น.	N/A	180	173
16:00 – 17:00 น.	N/A	192	198
17:00 – 18:00 น.	204	261	259
18:00 – 19:00 น.	197	N/A	258
19:00 – 20:00 น.	186	248	195
20:00 – 21:00 น.	195	244	238
21:00 – 22:00 น.	180	178	99
รวม	2,143	2,766	2,178
รวมทั้งหมด	7,087		

หมายเหตุ: N/A หมายถึงไม่ได้ตรวจวัดเนื่องจากหยุดพักเครื่องมือและปัญหาทางเทคนิค

จากตารางที่ 2 จะเห็นว่าในบางช่วงเวลามีการหยุดพักการเก็บสำรวจข้อมูลเนื่องจากอุปกรณ์ตรวจวัดจำเป็นต้องใช้กระแสไฟฟ้าจากเครื่องสำรองไฟฟ้า (UPS) ซึ่งผู้ทดสอบจะต้องคอยสลับเครื่องสำรองไฟฟ้าที่แบตเตอรีกำลังจะหมดเพื่อนำไปชาร์จสลับกับเครื่องสำรองไฟฟ้าที่ชาร์จกระแสเต็มแล้ว และต้องมีการหยุดพักอุปกรณ์ตรวจวัดที่มีความร้อนสูงจากการใช้งานต่อเนื่องหลายชั่วโมง โดยในการทดสอบที่ด่านบางนานั้นเกิดฝนตกขึ้นจึงจำเป็นต้องหยุดการทดสอบเพื่อป้องกันการเสียหายของอุปกรณ์ จึงทำให้หยุดพักไปเป็นเวลาประมาณ 3 ชั่วโมง

3.2 ปัจจัยที่ทำการวิเคราะห์

จากผลการตรวจวัดค่าความเร่งการสั่นสะเทือน ข้อมูลที่เก็บสำรวจได้จะถูกนำไปวิเคราะห์เพื่อพิจารณาผลของปัจจัยต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง ได้แก่

1) ผลของประเภทยานพาหนะ

โดยพิจารณาเปรียบเทียบระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนเทียบกับประเภทของยานพาหนะ เนื่องจากยานพาหนะแต่ละประเภท มีจำนวนเพลาและน้ำหนักเพลา รวมถึงพฤติกรรมการใช้ความเร็วที่เข้าออกด่านที่แตกต่างกันของรถแต่ละประเภท

2) ผลของความแตกต่างทางกายภาพของด่าน

โดยพิจารณาความแตกต่างของระดับความเร่งการสั่นสะเทือนที่ผิวทางกับบนเกาะคอนกรีตซึ่งเป็นฐานรองรับของตู้รับชำระค่าผ่านทาง เพื่อพิจารณาการลดทอนระดับการรับรู้จากผิวทางโดยตรงไปถึงผู้ปฏิบัติงานที่อยู่ภายในตู้เก็บค่าผ่านทาง ดังแสดงการติดตั้งหัววัดความเร่งทั้งสองตำแหน่งในรูปที่ 5 และวิเคราะห์เปรียบเทียบผลที่ได้จากลักษณะทางกายภาพของทั้งสามด่าน

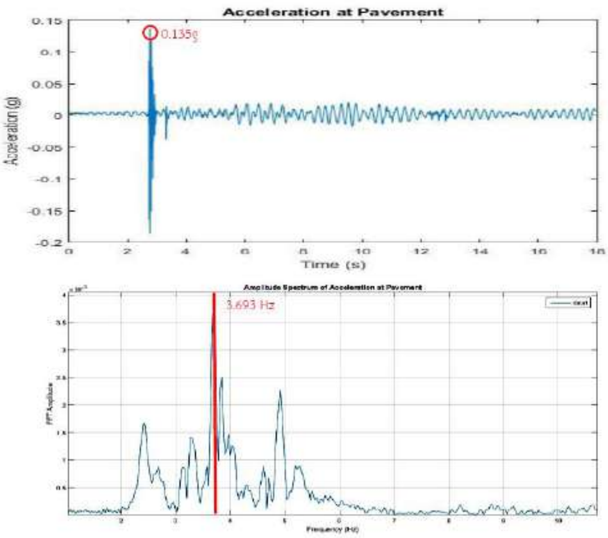
3) ผลของช่วงเวลาใช้เส้นทาง

โดยเปรียบเทียบความแตกต่างของระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนเทียบกับช่วงเวลาใช้เส้นทาง เช่น ช่วงเวลาเร่งด่วนซึ่งมีปริมาณรถจำนวนมาก เทียบกับช่วงเวลาอื่นที่มีปริมาณรถน้อย ซึ่งอาจเคลื่อนที่เข้าด่านด้วยอัตราหน่วงความเร็วที่สูงกว่า

รูปที่ 5 ตำแหน่งตรวจวัดค่าความเร่งการสั่นสะเทือนที่ผิวทางและบนฐานรองรับคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง

3.3 การประเมินระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคล

ค่าความเร่งการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้จะถูกนำมาคัดแยกให้เป็นข้อมูลของยานพาหนะรายคัน ซึ่งจะถูกนำไปหาค่าแอมปลิจูดสูงสุด (peak acceleration) และหาค่าความถี่ของการสั่นสะเทือนด้วยการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (Fast Fourier Transformation, FFT) จากนั้นจะถูกนำไปพล็อตลงกราฟระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลของเกณฑ์ที่เสนอโดย Athansopoulos และ Pelekis [8] ดังรูปที่ 2 (ซ้ายมือ) ซึ่งสามารถประเมินด้วยค่าความเร่งอนุภาคสูงสุด (peak particle acceleration) หรือความเร็วอนุภาคสูงสุด (peak particle velocity) หรือการเปลี่ยนตำแหน่งอนุภาคสูงสุด (peak particle displacement) ซึ่งจะเห็นว่ามีระดับการรับรู้ที่ละเอียดไม่เท่ากัน แต่ในงานวิจัยนี้จะพิจารณาเฉพาะการประเมินด้วยความเร่งอนุภาคสูงสุด ซึ่งเกณฑ์การประเมินด้วยมาตรฐาน ISO-2631:1997 [3] ดังรูปที่ 1 นั้นสามารถประเมินได้เช่นเดียวกันเพียงแต่จะสามารถจำแนกได้เพียงระดับที่ยอมรับได้หรือยอมรับไม่ได้เท่านั้นและขึ้นกับประเภทของอาคาร รูปที่ 6 แสดงตัวอย่างสัญญาณความเร่งการสั่นสะเทือนที่ตรวจวัดได้ในหน่วยของความเร่งโน้มถ่วงโลก (g) และสเปคตรัมความถี่ของสัญญาณที่แปลงได้จากกระบวนการ FFT ของเหตุการณ์ที่ยานพาหนะเคลื่อนที่เข้าจอดและออกจากช่องรับชำระค่าผ่านทาง 1 คัน โดยในแต่ละเหตุการณ์จะมีกล้องวงจรปิดบันทึกภาพไว้ เพื่อใช้ตรวจสอบเหตุการณ์ประกอบการวิเคราะห์ประเมิน ดังเช่นรูปที่ 7



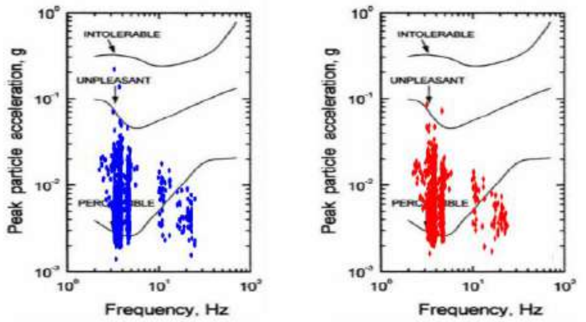
รูปที่ 6 ตัวอย่างการระบุค่าความเร่งสั่นสะเทือนอนุภาคสูงสุดและการวิเคราะห์ความถี่การสั่นสะเทือนด้วยสเปคตรัมจากการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (FFT)

รูปที่ 6 ตัวอย่างการระบุค่าความเร่งสั่นสะเทือนอนุภาคสูงสุดและการวิเคราะห์ความถี่การสั่นสะเทือนด้วยสเปคตรัมจากการแปลงฟูเรียร์แบบเร็ว (FFT)

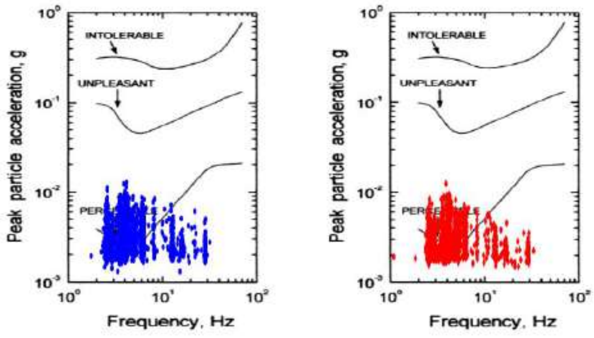
4. อภิปรายผลการศึกษา

จากผลการทดสอบที่วิเคราะห์หาค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดและความถี่ของการสั่นสะเทือนที่ได้ของจุดวัดบนผิวทางและจุดวัดบนฐานรองรับคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง ของด่านชลบุรี ด่านวงแหวนรอบนอก และด่านบางนา แสดงดังรูปที่ 8 ถึงรูปที่ 10 ตามลำดับ โดยรูปฝั่งซ้ายมือคือผลประเมินที่ได้จากความเร่งที่ผิวทาง ขณะที่รูปฝั่งขวามือคือผลประเมินจากความเร่งที่ฐานคอนกรีต จะสังเกตได้ว่าทั้งสามด่านนั้นมีค่าความเร่งและระดับการรับรู้ที่ฐานคอนกรีตลดลงจากที่ผิวทาง และเมื่อเปรียบเทียบระหว่างทั้งสามด่านแล้ว พบว่าด่านชลุบรีมีระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนสูงที่สุด โดยมีระดับการรับรู้สูงสุดที่ระดับ "รู้สึกไม่พอใจ" (unpleasant) โดยส่วนใหญ่อยู่ในระดับ "สามารถรับรู้ได้" (perceptible) โดยมีความถี่การ

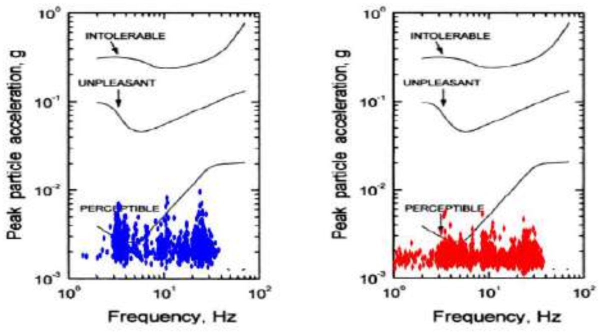
สั่นสะเทือนในช่วงประมาณ 2-6 Hz ขณะที่มีบางเหตุการณ์ที่สั่นสะเทือนในช่วง 10 Hz ขึ้นไป ซึ่งทำให้บางกรณีอยู่ในระดับที่ "ไม่สามารถรับรู้ได้" (imperceptible)



รูปที่ 8 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลของด่านชลบุรี เมื่อตรวจวัดที่ผิวทาง (ซ้าย) และบนฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (ขวา)



รูปที่ 9 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลของด่านวงแหวนรอบนอก เมื่อตรวจวัดที่ผิวทาง (ซ้าย) และบนฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (ขวา)



รูปที่ 10 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลของด่านบางนา เมื่อตรวจวัดที่ผิวทาง (ซ้าย) และบนฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (ขวา)

ขณะที่ด่านวงแหวนรอบนอกและด่านบางนา มีระดับการรับรู้สูงสุดที่ระดับ "สามารถรับรู้ได้" (perceptible) เท่านั้น และมีความถี่การสั่นสะเทือนที่กระจายตัวมากกว่าด่านชลบุรี อีกทั้งพบว่าสำหรับด่านบางนานั้นส่วนมากแล้วอยู่ในระดับที่ "ไม่สามารถรับรู้ได้" (imperceptible)

เมื่อเปรียบเทียบผลของฐานรองรับคอนกรีตนั้นจะพบว่า ค่าความถี่การสั่นสะเทือนบนฐานคอนกรีตนั้นแทบจะไม่เปลี่ยนไป แต่ส่งผลให้ค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดมีค่าลดทอนลง ตารางที่ 3 แสดงการเปรียบเทียบของค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดโดยเฉลี่ยของที่ผิวทางและที่บนฐานคอนกรีต ซึ่งพบว่าฐานคอนกรีตสามารถลดทอนค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดลงได้ในช่วงประมาณ 13% - 22% โดยด่านบางนานั้นฐานคอนกรีตสามารถลดทอนการสั่นสะเทือนได้มากที่สุด และโดยเฉลี่ยทั้งสามด่านแล้วแสดงว่าฐานคอนกรีตสามารถอัตราการลดทอนค่าความเร่งลงได้ประมาณ 16.7%

จากผลการทดสอบที่สังเกตได้จากรูปที่ 8 ถึงรูปที่ 10 นั้นน่าสนใจอย่างยิ่งว่าเพราะเหตุใดด่านชลบุรีจึงมีระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนที่รุนแรงกว่าอีกสองด่านมาก เมื่อได้เปรียบเทียบลักษณะทางกายภาพของช่องรับชำระค่าผ่านทางแล้วพบว่า ตำแหน่งช่องรับชำระค่าผ่านทางของด่านชลบุรีนั้นอยู่ในตำแหน่งที่ตรงกับบริเวณริมส่วนปีกของชิ้นส่วนหน้าตัดคอนกรีตอัดแรงมากกว่าด่านวงแหวนรอบนอกและด่านบางนา ซึ่งตู้รับชำระค่าผ่านทางจะอยู่ในตำแหน่งที่ขยับเข้ามาใกล้แนวกึ่งกลางหน้าตัดมากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 11 ในขณะที่ลักษณะทางกายภาพอื่น ๆ นั้นไม่แตกต่างกัน จึงสรุปได้ว่าด่านชลบุรีมีระดับการรับรู้ที่รุนแรงกว่าเนื่องจากตำแหน่งของช่องรับชำระค่าผ่านทางด้านซ้ายมือสุดอยู่ในตำแหน่งที่โครงสร้างทางมีการเปลี่ยนตำแหน่ง (displacement) ได้สูงกว่า ทำให้เกิดค่าความเร็วและความเร่งการสั่นสะเทือนที่สูงกว่าด่านวงแหวนรอบนอกและด่านบางนาอย่างมีนัยสำคัญ

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยของค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดที่ตรวจวัดได้ บริเวณผิวทางและบนฐานรองรับคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทางของแต่ละด่าน

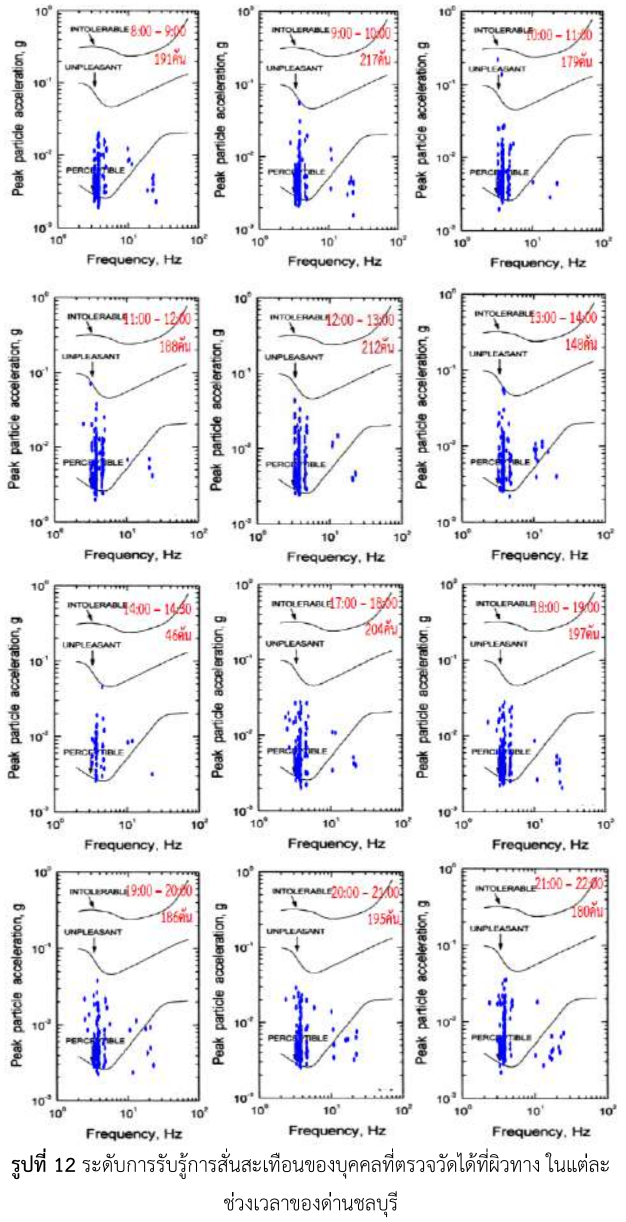
ด่าน	ค่าเฉลี่ยของความเร่งอนุภาคสูงสุดที่ผิวทาง (g)	ค่าเฉลี่ยของความเร่งอนุภาคสูงสุดที่ฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (g)	อัตราการลดทอนค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดจากผิวทางสู่ฐานคอนกรีต (%)
ชลบุรี	0.006573	0.005602	14.77
วงแหวนรอบนอก	0.003576	0.003086	13.70
บางนา	0.002268	0.001759	22.44
รวม			*16.71

**ค่าอัตราการลดทอนค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดจากผิวทางสู่ฐานคอนกรีตในช่องรวมได้จากการถ่วงน้ำหนักด้วยจำนวนยานพาหนะในแต่ละด่าน*

รูปที่ 11 ตำแหน่งของตู้รับชำระค่าผ่านทางช่องซ้ายมือสุดของด่านชลบุรี (ซ้าย) และด่านวงแหวนรอบนอก (ขวา)

สำหรับผลของช่วงเวลาใช้ทางซึ่งอาจส่งผลต่อระดับการรับรู้นั้น เมื่อพิจารณาจากด่านชลบุรีซึ่งมีระดับการรับรู้ที่สูงกว่าอีกสองด่าน โดยจำแนกข้อมูลระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนตามช่วงเวลาใช้ทางในแต่ละชั่วโมงตั้งแต่เวลา 8:00 น. จนถึง 22:00 น. ดังรูปที่ 12 พบว่าช่วงเวลา 10:00 - 11:00 น. นั้นไม่ใช่ช่วงเวลาที่มีปริมาณยานพาหนะสูงสุดแต่มีเหตุการณ์ที่มีระดับ

การรับรู้สูงสุดในระดับ “รู้สึกไม่พอใจ” (unpleasant) ขณะที่ช่วงเวลาอื่น ๆ นั้นโดยส่วนมากแล้วมีระดับการรับรู้ในระดับที่ “สามารถรับรู้ได้” (perceptible) โดยเหตุการณ์ส่วนใหญ่มีค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดในช่วงประมาณ 0.002g – 0.02g (0.002 – 0.02 เท่าของความเร่งโน้มถ่วงโลก) และเป็นที่น่าสังเกตุว่าการสั่นสะเทือนส่วนใหญ่มีค่าความถี่ใกล้เคียงกัน โดยไม่ขึ้นกับประเภทยานพาหนะหรือช่วงเวลาอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งเป็นไปได้ว่าความถี่ในช่วง 3-5 Hz นี้เป็นความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างทางยกระดับ และช่วงเวลาใช้ทางไม่มีผลต่อระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของมนุษย์อย่างมีนัยสำคัญ



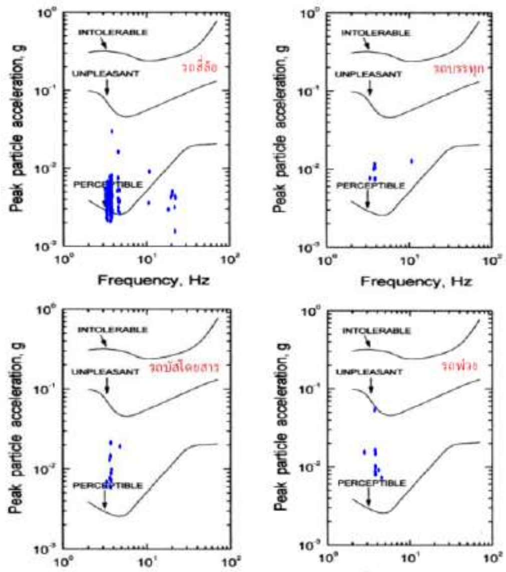
รูปที่ 12 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลที่ตรวจวัดได้ที่ผิวทาง ในแต่ละช่วงเวลาของด่านชลบุรี

ตารางที่ 4 แสดงผลของประเภทยานพาหนะที่มีต่อระดับการรับรู้ โดยประเภทยานพาหนะที่พิจารณาแบ่งออกเป็น 4 ประเภทได้แก่รถนั่งส่วนบุคคลหรือรถประเภทสี่ล้อ รถบรรทุก รถบัสโดยสาร และรถพ่วง โดยพิจารณาชั่วโมงที่มีปริมาณยานพาหนะมากที่สุด พบว่ารถสี่ล้อมีปริมาณมากที่สุดคิดเป็นสัดส่วนประมาณ 85% และยานพาหนะประเภทอื่นๆซึ่งมีจำนวนเพลาตั้งแต่สามเพลาขึ้นไปประมาณ 15% จากผลการประเมินระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของด่านชลบุรี

ในรูปที่ 13 พบว่าประเภทยานพาหนะไม่ส่งผลต่อระดับการรับรู้อย่างมีนัยสำคัญ รถประเภทสี่ล้อสามารถมีค่าความเร่งการสั่นสะเทือนสูงกว่ารถบรรทุกได้เช่นกัน ซึ่งจากการตรวจสอบเหตุการณ์จากภาพวีดีโอในกล้องวงจรปิดพบว่า เหตุการณ์ที่มีระดับการรับรู้ถึงระดับ “รู้สึกไม่พอใจ” (unpleasant) นั้นเกิดจากสองเหตุการณ์ต่อไปนี้ 1) รถสี่ล้อเคลื่อนที่เข้าออกช่องรับชำระค่าผ่านทางที่พร้อมเพรียงกันกับรถสี่ล้อในช่องรับชำระค่าผ่านทางข้างเคียง และ 2) รถพ่วงบรรทุกก๊าซหรือของเหลวซึ่งน่าจะมีน้ำหนักมากเคลื่อนที่เข้าออกด่าน แสดงให้เห็นว่าปัจจัยที่ส่งผลต่อระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนที่รุนแรงขึ้นนั้นเกิดจากการเสริมกันของผลตอบสนองความเร่งการสั่นสะเทือนของช่องจราจรที่ติดกัน หรือเกิดจากการเคลื่อนที่เข้าออกด่านของยานพาหนะที่มีน้ำหนักมาก

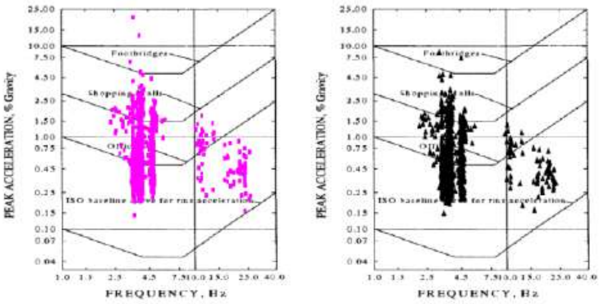
ตารางที่ 4 สัดส่วนของประเภทยานพาหนะที่เข้าช่องชำระค่าผ่านทางซ้ายมือสุดใน 1 ชั่วโมงที่มีปริมาณยานพาหนะผ่านสูงสุดของแต่ละด่าน

ประเภทยานพาหนะ	ชลบุรี		วงแหวนรอบนอก		บางนา		รวม	
	(คัน)	(%)	(คัน)	(%)	(คัน)	(%)	(คัน)	(%)
รถสี่ล้อ	188	86.64	196	75.10	243	93.82	627	85.07
รถบรรทุก	6	2.76	52	19.92	5	1.93	63	8.55
รถบัสโดยสาร	12	5.53	5	1.92	9	3.48	26	3.53
รถพ่วง	11	5.07	8	3.06	2	0.77	21	2.85
รวม	217	100	261	100	259	100	737	100%



รูปที่ 13 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลที่ตรวจวัดได้ที่ผิวทางจำแนกตามประเภทของยานพาหนะ ในชั่วโมงที่มีปริมาณยานพาหนะสูงสุดของด่านชลบุรี

นอกจากการประเมินระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนด้วยค่าความเร่งอนุภาคสูงสุดของ Athanasopoulos และ Pelekis [8] และเนื่องจากยังไม่มีการศึกษาระดับการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางยกระดับมาก่อน ผู้วิจัยจึงนำเกณฑ์ของ ISO-2631:1997 [3] มาใช้พิจารณาว่าการสั่นสะเทือนในแนวดิ่งของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถีที่ศึกษานี้ สามารถเทียบเคียงกับโครงสร้างอาคารประเภทใด โดยรูปที่ 14 แสดงถึงระดับการยอมรับได้ของมนุษย์จากการสั่นสะเทือนในแนวดิ่งที่ตรวจวัดได้ที่ผิวทาง (รูปซ้ายมือ) และบนฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (รูปขวามือ) ของทั้งสามด่านรวมกัน โดยพบว่าระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของมนุษย์จากการสั่นไหวที่บริเวณช่องรับชำระค่าผ่านทางของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับอยู่ในระดับที่เทียบเท่ากับระดับที่ยอมรับได้ของอาคารประเภทสำนักงานและห้างสรรพสินค้า



รูปที่ 14 ระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนของบุคคลของด่านชลบุรีเมื่อประเมินด้วยมาตรฐาน ISO-2631:1997 [3] กรณีตรวจวัดที่ผิวทาง (ซ้าย) และบนฐานคอนกรีตของตู้รับชำระค่าผ่านทาง (ขวา)

5. สรุปผล

จากผลการวิเคราะห์การสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษที่มีผลต่อการรับรู้ของบุคคลได้ข้อสรุปดังต่อไปนี้

1) การประเมินระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนด้วยความเร่งโดยใช้เกณฑ์ของ Athansopoulos และ Pelekis [8] สามารถจำแนกระดับการรับรู้ของบุคคลได้ละเอียดกว่ามาตรฐาน ISO 2631: 1997 [3]

2) การสั่นสะเทือนที่มีระดับการรับรู้ในระดับสูงสุดที่พบคือที่ด่านชลบุรีด้วยระดับ “รู้สึกไม่พอใจ” (unpleasant) ตามเกณฑ์ประเมินที่เสนอโดย Athansopoulos และ Pelekis [8] ซึ่งพบว่าเป็นเหตุการณ์ที่เกิดจากรถบรรทุกหนักเคลื่อนที่ออกจากตู้รับชำระค่าผ่านทางในเวลาที่ใกล้เคียงกันกับตู้รับชำระค่าผ่านทางข้างเคียง ซึ่งทำให้เกิดการสั่นสะเทือนที่เสริมกัน

3) การสั่นสะเทือนที่ผิวจราจรมีขนาดที่สูงกว่าบนเกาะคอนกรีตที่ติดตั้งตู้รับชำระค่าผ่านทาง ผู้ปฏิบัติงานในตู้จะรับรู้ระดับการสั่นสะเทือนที่มีขนาดลดลงในช่วง 13 – 22% โดยมีค่าเฉลี่ยที่ประมาณ 17% แสดงให้เห็นว่าฐานรองรับของตู้รับชำระค่าผ่านทางสามารถนำไปพิจารณาศึกษาออกแบบเพิ่มเติมให้ลดระดับการสั่นสะเทือนลงได้ ซึ่งจะส่งผลต่อเจ้าพนักงานผู้ปฏิบัติงานได้โดยตรง

4) ด่านชลบุรีมีระดับการสั่นสะเทือนที่ส่งผลต่อการรับรู้ของบุคคลชัดเจนมากที่สุด โดยมาจากลักษณะทางกายภาพของตำแหน่งช่องจราจรของระบรรทุกหนักในช่องจราจรซ้ายสุด ที่อยู่ในตำแหน่งปลายยื่นของหน้าตัดคานคอนกรีตอัดแรงรูปกล่อง จึงมีค่าความเร่งสูงกว่าด่านวงแหวนรอบนอกและด่านบางนาที่ตู้รับชำระค่าผ่านทางริมสุดไม่ได้ตั้งอยู่บริเวณปลายหน้าตัดคาน

5) ช่วงเวลาในการใช้เส้นทางไม่เสริมให้ความรุนแรงของการสั่นสะเทือนเพิ่มขึ้น และไม่ส่งผลกระทบต่อผู้ปฏิบัติงานอย่างมีนัยสำคัญ

6) ประเภทยานพาหนะมีผลต่อระดับการสั่นสะเทือนอย่างมีนัยสำคัญ โดยยานพาหนะหนักได้แก่ รถบรรทุก รถโดยสาร รถพ่วง รถกึ่งพ่วง มีระดับการสั่นสะเทือนใกล้เคียงกัน ในขณะที่รถยนต์นั่งส่วนบุคคลสี่ล้อทั่วไปมีระดับการสั่นสะเทือนที่ต่ำเนื่องจากมวลที่น้อยกว่ามาก โดยเหตุการณ์ที่ทำให้เกิดระดับการรับรู้การสั่นสะเทือนสูงกว่าปกติได้แก่ การเคลื่อนที่เข้าออกช่องรับชำระค่าผ่านทางพร้อมกันในช่องจราจรที่อยู่ติดกัน และการเคลื่อนที่เข้าออกด่านของยานพาหนะที่มีน้ำหนักมาก เช่นรถพ่วงบรรทุกของเหลว

7) เมื่อเปรียบเทียบระดับการรับรู้ของการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับบูรพาวิถีพบว่ามีระดับการรับรู้สั่นสะเทือนที่ยอมรับได้เทียบเคียงกับโครงสร้างประเภทสำนักงานและห้างสรรพสินค้า

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณการทางพิเศษแห่งประเทศไทย ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ในการทดสอบ ขอขอบคุณนายเอกราช ปัญญาโรจน์ และนายทัตเทพ เวทประสิทธิ์ ที่ให้ความช่วยเหลือในการเก็บสำรวจข้อมูล

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจากงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2559 มหาวิทยาลัยบูรพา ผ่านสำนักงานคณะกรรมการการวิจัยแห่งชาติ เลขที่สัญญา 134/2559 และได้รับการสนับสนุนบางส่วนจากกองทุนวิจัยและพัฒนา มหาวิทยาลัยบูรพา ในการจัดตั้งหน่วยวิจัยวิศวกรรมโยธาและโครงสร้างพื้นฐานเพื่อความยั่งยืน

เอกสารอ้างอิง

[1] Reiher, H. and Meister, F.J. (1931). The effect of vibration on people. *U.S. Air Material Command*, 2(11), pp. 381-6.

[2] Wiffin, A. C. and Leonard, D. R. (1971). A survey of traffic induced vibrations. *Transport and Road Research Laboratory*, 57 pp.

[3] International Standard ISO 2631-1. (1997). Mechanical Vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General Requirements, *International Standards Organization*.

[4] International Standard ISO 2631-2. (1989). Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration - Part 2: Human

Exposure to Continuous and Shock-Induced Vibrations in Buildings, *International Standards Organization*.

[5] British Standards Institution, BS 6472:1992. (1992). Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz). *British Standards Institution*, London.

[6] American National Standards Institute, ANSI S3 29-1993. (1993). Guide to the evaluation of human exposure to vibrations in buildings. *Acoustical Society of America*, New York, NY.

[7] Deutches Institut fur Normung, DIN 4150: Parts 1, 2 and 3. (1983). Vibrations in buildings: effects on structures. *Provisional Standards Revised Draft - Part 3*, Berlin.

[8] Athanasopoulos, G.A. and Pelekis, P.C. (2000). Ground vibrations from sheet pile driving in urban environment : measurements, analysis and effects on buildings and occupants, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, pp. 371-387.

[9] ธนะเมษฐ์ ประจวบกุลวัฒน์ (2559). การศึกษาผลกระทบการสั่นสะเทือนของโครงสร้างทางพิเศษยกระดับ ที่มีผลต่อการรับรู้ของบุคคลบริเวณสถานีชำระค่าผ่านทาง. งานนิพนธ์บัณฑิตศึกษา หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมการจดัการงานก่อสร้างและงานโครงสร้างพื้นฐาน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา.

[10] Kelley, P.L., Dellorusso, S.J., and Russo, C.J. (1980). Building response to adjacent excavation and construction. *Effects of construction on structures, Geotechnical Special Publication, ASCE,* 84, pp. 80-97.

[11] Lenzen, K.H. (1966). Vibration of Steel Joist – Concrete Slab Floors. *Engineering Journal, AISC*, 133-136.

[12] Skipp, B.O. (1997). Ground vibration-codes and standards. *Proceedings of the Conference on Ground Dynamics and Man-made Processes*. Institution of Civil Engineers, London.

[13] Von Gierke, H. E. and Goldman, D. E. (1988). Effects of shock and vibration on man. *Shock and vibration handbook*, McGraw-Hill, pp. 41–58.

บทความ
สาขาวิศวกรรมและเทคโนโลยีป้องกันประเทศ
(DET)

การศึกษาความต้านทานกระสุนขนาด 7.62X51 มม. ของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก
Study on the 7.62x51 mm bullet resistance of steel fiber reinforced concrete panel

อภิสิทธิ์ เตชพัฒนากร[1,*] สิทธิศักดิ์ แจ่มนาม[2] และ ปิติ สุคนธสุขกุล[3,*]

[1,2,3] ศูนย์วิจัยวัสดุอาคารและการก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: apisit.civileng@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ ทำการศึกษาการต้านทานกระสุนของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก สัดส่วน 2% โดยปริมาตร ภายใต้การยิงด้วยกระสุนขนาด 7.62 x 51 มม. ผนังทดสอบหล่อในแบบสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 400 x 400 มม. แปรผันความหนาตั้งแต่ 10 – 100 มม. ในขั้นตอนการทดสอบ ผนังทดสอบจะถูกติดตั้งบนแท่นเหล็กซึ่งห่างจากแนวยิงเป็นระยะ 50 ม. กล้องถ่ายภาพความเร็วสูงวางตั้งฉากกับผนังทดสอบเพื่อเก็บภาพที่ 40,000 เฟรมต่อวินาที และทำการทดสอบด้วยการยิงกระสุน จำนวน 1 นัด บริเวณกึ่งกลางผนังทดสอบ ภาพถ่ายความเร็วสูงนำมาคำนวณเป็นความเร็วของกระสุน (ก่อนและหลังการปะทะตัวอย่าง) และ ทำการบันทึกรูปแบบของลักษณะการวิบัติ, ความสามารถในการดูดซับพลังงาน เส้นผ่านศูนย์กลางความเสียหาย และการสูญเสียน้ำหนัก ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ผนังทดสอบ ที่มีความหนา 60 มม. สามารถต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนได้ และความหนาตั้งแต่ 80 มม. ขึ้นไป บริเวณด้านหลังของผนังทดสอบ ไม่พบความเสียหายใด ๆ จากแรงกระแทกของกระสุน

คำสำคัญ: ผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก, กระสุนขนาด 7.62 x 51 มม., ความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์, เส้นผ่านศูนย์กลางความเสียหาย, การสูญเสียน้ำหนัก

Abstract

This research aimed to investigate the bullet resistance of steel fiber reinforced concrete panel at 2% by volume fraction subjected to the 7.62 x 51 mm bullet. The specimens were cast in square panels with dimensions of 400x400 mm and varying thickness from 10 to 100 mm. During the test, the panel was installed on the steel platform with a fire distance of 50 meter. The high-speed camera was set up perpendicularly to the specimen to capture the images at frame rate 40,000 fps. and each panel was subjected to a single impact at the center. The captured images were used to calculate bullet velocity (before and after impaction) and data in terms of the failure mode, impact energy absorption, damage diameter and weight loss were collected. Results showed that the panel thickness of 60 mm can prevent bullet perforation and the back damage of the panel with thickness of 80 mm or more will not occurred from bullet impaction.

Keywords: Steel fiber reinforced concrete panel, 7.62 x 51 mm bullet, Kinetic energy absorption ability, Damage diameter, Weight loss

1. ที่มาและความสำคัญ

จากเหตุการณ์ความไม่สงบที่เกิดขึ้น ประเทศไทย ถูกจัดอันดับดัชนีการก่อการร้าย (The Global Terrorism Index) [1] ในปี 2019 อยู่ลำดับที่ 18 จาก 138 ประเทศ ทั่วโลก และสถิติการก่อการร้ายโดยมาก มีอาวุธปืนประเภทปืนพก (9 mm และ .44 Magnum) เป็นอาวุธหลักในการก่อเหตุ [2] เนื่องจากสามารถครอบครองและพกพาได้สะดวก จึงเป็นผลให้เมื่อเกิดการก่อการร้าย ย่อมมีการสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนผู้บริสุทธิ์ จากกระสุนปืนโดยตรงหรือกรณีหลบภัย ภายในอาคาร ที่ก่อผนังด้วยการก่ออิฐฉาบปูน ซึ่งไม่สามารถต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนได้ จึงได้มีการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับผนังคอนกรีตกันกระสุน ที่สามารถป้องกันการทะลุผ่านของกระสุนปืนพก ในระดับ 2 (9 mm) และ ระดับ 3A (.44 Magnum) ตามมาตรฐาน NIJ (U.S. National Institute of Justice) [3] ได้ โดยผนังไม่เกิดการกทะลุและด้านหลัง ไม่เกิดความเสียหายใดๆ จากแรงกระแทกของกระสุนปืน โดย Sukontasukkul et al. [4] ทดสอบผนังคอนกรีตล้วนและคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ภายใต้แรงกระแทกของกระสุนขนาด 9 มม. พบว่า ผนังคอนกรีตล้วน เกิดการกะเทาะ (บริเวณด้านหน้าและด้านหลัง) แตกแยกออกจากกัน และมีเศษคอนกรีตปลิวหลุดร่อน สำหรับผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก สัดส่วนผสมเส้นใย 2% โดยปริมาตร ความหนา 3 เซนติเมตร สามารถป้องกันการทะลุผ่านของกระสุนปืนได้ โดยผนังไม่แตกแยกออกจากกัน และ Jamnam et al. [5] ทดสอบผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก สัดส่วนผสมเส้นใย 2% โดยปริมาตร ด้วยกระสุนขนาด .44 Magnum พบว่า เมื่อผนังมีความหนา 6 เซนติเมตร สามารถป้องกันการทะลุผ่านของกระสุนได้ โดยด้านหลังไม่เกิดความ

เสียหายใดๆ ซึ่งจากผลการทดสอบ ลักษณะการวิบัติและความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ แปรผันตามความหนาของผนังทดสอบ

สำหรับในปัจจุบัน เหตุการณ์ความไม่สงบ มีความรุนแรงมากขึ้น จากการใช้อาวุธที่มีความสามารถในการทำลายสูงหรือระดับอาวุธสงคราม ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมา Sovjáka et al. [6,7] มีการพัฒนาผนังคอนกรีตสมรรถนะสูงพิเศษเสริมเส้นใยเหล็ก สัดส่วนผสม ตั้งแต่ 0.125 - 3% โดยปริมาตร ภายใต้การรับแรงกระแทกของกระสุนขนาด 7.62 x 39 มม. ที่มีความเร็วสูง ระหว่าง 691 - 720 เมตรต่อวินาที พบว่า การกะเทาะบริเวณด้านหน้าและด้านหลังของผนังลดลงตามสัดส่วนผสมเส้นใยเหล็กที่สูงขึ้น และที่สัดส่วนผสมเส้นใยเหล็ก 2% ไม่ความเสียหายบริเวณด้านหลังของผนัง

ในงานวิจัยครั้งนี้ ได้ทำการพัฒนาผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก สัดส่วนผสมเส้นใย 2% โดยปริมาตร ให้มีความสามารถในการป้องกันการทะลุผ่านของกระสุนปืน ระดับอาวุธสงคราม ขนาด 7.62 x 51 มม. นาโต้ หรือ ระดับ 3 ตามมาตรฐาน NIJ ได้

2. การดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุและอุปกรณ์

2.1.1 วัสดุ

- ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1
- ทรายที่ผ่านตะแกรง No.16 และค้าง No.50
- น้ำสะอาด
- สารลดน้ำพิเศษ (Superplasticizer : SP)
- เส้นใยเหล็กชนิดงอปลาย (Single hooked-end steel fiber : SHE) มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเส้นใยเหล็ก

Shape	Length (mm)	Diameter (mm)	Aspect Ratio (l/d)	Tensile Strength (N/mm^2)
	35	0.55	64	1,000

2.1.2 อุปกรณ์

- กระสุนปืนอาวุธสงคราม ขนาด 7.62 x 51 มม. นาโต้ มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของกระสุน ขนาด 7.62 x 51 มม. นาโต้

Bullet shape (7.62X51 mm NATO)	Bullet type	Mass (gram)	Velocity (m/s)	Energy (J)
	Full metal jacket	9.6	863	3,580

- กล้องถ่ายภาพความเร็วสูง (High speed camera) มีคุณสมบัติ ดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของกล้องถ่ายภาพความเร็วสูง

Specifications	
Name	FASTCAM SA4
Maximum image resolution [pixels]	1024 x 1024
Maximum frame rate at full resolution [frame per seconds]	3600
Maximum frame rate at reduced image resolution [frame per seconds]	216 000
Minimum global shutter time per frame	1μs

2.2 สัดส่วนผสมและการเตรียมตัวอย่าง

2.2.1 สัดส่วนผสม

สัดส่วนผสมคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก กำหนดอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (W/C) 0.3 อัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อทราย 1 : 2 โดยปริมาตร สัดส่วนสารลดน้ำพิเศษ ร้อยละ 2 โดยน้ำหนักปูนซีเมนต์ และเสริมด้วยเส้นใยเหล็ก ร้อยละ 2 โดยปริมาตร แสดงดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 สัดส่วนผสมคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

Materials	Cement	Sand	Water	SP	SHE
Proportion (kg/m^3)	800	1420	240	16	156

2.2.2 การเตรียมตัวอย่าง

การเตรียมผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก เริ่มจากการเตรียมวัสดุตามสัดส่วนผสมในตารางที่ 4 จากนั้นทำการผสมมวลรวมแห้งให้เข้ากัน ด้วยเครื่องผสม เป็นเวลา 1 นาที จึงเติมน้ำและสารลดน้ำพิเศษ ผสมให้วัสดุเป็นเนื้อเดียวกัน อีก 3 นาที ต่อมาทำการผสมเส้นใยเหล็ก โดยให้เส้นใยกระจายตัวอย่างสม่ำเสมอ ใช้เวลาในการผสมประมาณ 3 นาที จึงเทลงแบบหล่อ ขนาด 400 x 400 มิลลิเมตร

2.3 ประเภทของตัวอย่าง

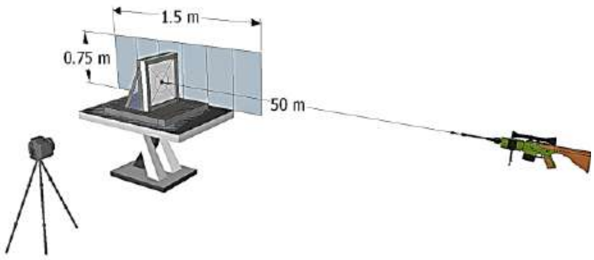
ตัวอย่างทดสอบ หล่อเป็นผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ตามสัดส่วนผสมในตารางที่ 4 ขนาด 400 x 400 มิลลิเมตร แปรผันความหนา ตั้งแต่ 10 – 100 มิลลิเมตร ประเภทตัวอย่าง แสดงดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ประเภทของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

Type	SHE volume fraction	Thickness (mm)	No. of specimens
2S 1	2 %	10	3
2S 2		20	3
2S 3		30	3
2S 4		40	3
2S 5		50	3
2S 6		60	3
2S 7		70	3
2S 8		80	3
2S 9		90	3
2S 10		100	3

2.4 วิธีการทดสอบ

ติดตั้งผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็กบนแท่นเหล็กทดสอบ มีระยะห่างจากจุดยิง 50 เมตร จากนั้นติดตั้งฉากบอกระยะและกล้องถ่ายภาพความเร็วสูง ในทิศทางตั้งฉากกับผนังทดสอบ โดยตั้งค่าอัตราเร็วในการถ่ายภาพที่ 40,000 เฟรมต่อวินาที และทดสอบด้วยการยิงกระสุนปืนอาวุธสงคราม ขนาด 7.62 x 51 มม. นาโต้ จำนวน 1 นัด บริเวณกึ่งกลางผนังทดสอบ ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 การติดตั้งอุปกรณ์และผนังทดสอบ

2.5 การวิเคราะห์ผล

จากการบันทึกภาพถ่ายความเร็วสูง สามารถคำนวณเป็นความเร็วของกระสุน (ก่อนและหลังการปะทะตัวอย่าง) เพื่อนำไปคำนวณความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ของผนัง และสำหรับการวิบัติของผนังในแต่ละประเภท สามารถแสดงข้อมูลในรูปแบบของเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะและร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก โดยมีการวิเคราะห์ผล ดังนี้

2.5.1 ความเร็วของกระสุน (Bullet velocity)

การคำนวณความเร็วของกระสุนจากภาพถ่ายความเร็วสูง ทำได้โดยการคำนวณจากระยะเวลาและระยะทาง ขณะที่กระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง 2 เส้น ซึ่งมีระยะห่างจากเส้นต่อเส้น 25 เซนติเมตร ดังสมการที่ 1 โดยจากรูปที่ 2 และ 3 แสดงตัวอย่างภาพถ่ายความเร็วสูง ที่ระบุเวลาและระทาง ขณะที่กระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง ทั้งก่อนและหลังการปะทะผนังทดสอบ ตามลำดับ

$$v = \frac{\Delta s_i}{\Delta t_i} \quad (1)$$

โดย v หมายถึง ความเร็วของกระสุน (m/s), Δs_i หมายถึง ระยะทางขณะที่กระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง (m), Δt_i หมายถึง ช่วงเวลาที่กระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง (s)

(a) t_1 = 0 ms, s_1 = 0 cm

(b) t_2 = 0.275 ms, s_2 = 25 cm

รูปที่ 2 ขณะกระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง (ก่อนการปะทะ)

(a) t_1 = 1.525 ms, s_1 = 75 cm

(b) t_2 = 2.325 ms, s_2 = 100 cm

รูปที่ 3 ขณะกระสุนเคลื่อนที่ผ่านเส้นอ้างอิง (หลังการปะทะ)

2.5.2 ความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ (Kinetic energy absorption ability)

คำนวณได้จากความแตกต่างระหว่างพลังงานจลน์ของกระสุน ขณะก่อนและหลังการปะทะผนังทดสอบ ซึ่งความแตกต่างระหว่างพลังงานจลน์ของกระสุน แสดงถึงความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ดังสมการที่ 2

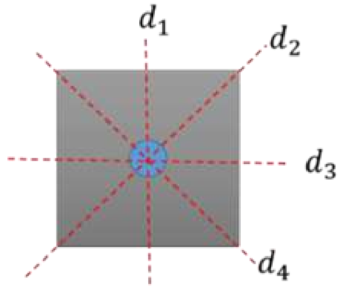
$$E = \frac{1}{2} m (v_b^2 - v_a^2) \quad (2)$$

โดยที่ E หมายถึง ความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ (J), m หมายถึง น้ำหนักหัวกระสุน (kg), v_b หมายถึง ความเร็วที่วัดได้ก่อน

กระทบแผ่นทดสอบ (m/s) และ v_a หมายถึง ความเร็วที่วัดได้หลังกระทบแผ่นทดสอบ (m/s)

2.5.3 เส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ (Spalling diameter)

เก็บข้อมูลทดสอบ โดยการวัดความยาวรอยการกะเทาะของตัวอย่าง เนื่องจากแรงกระแทกของกระสุน ใน 4 ทิศทาง ดังรูปที่ 4 และบันทึกผลเป็นค่าเฉลี่ย ดังสมการที่ 3



รูปที่ 4 การวัดเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ 4 ทิศทาง

$$Spalling\ diameter\ (mm) = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + d_4}{4} \quad (3)$$

โดยที่ d_i หมายถึง ความยาวเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ (mm)

2.5.4 การสูญเสียน้ำหนัก (Weight loss)

คำนวณจากอัตราส่วนของผลต่างน้ำหนักแผ่นตัวอย่าง (ก่อนและหลังการทดสอบ) กับน้ำหนักของผนังก่อนการทดสอบ จากนั้นคำนวณเป็นร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก ดังสมการที่ 4

$$Weight\ loss\ (\%) = \frac{(w_b - w_a)}{w_b} \times 100 \quad (4)$$

โดยที่ w_a หมายถึง น้ำหนักคอนกรีตหลังยิง (kg), w_b หมายถึง น้ำหนักคอนกรีตก่อนยิง (kg)

3. ผลการวิจัยและการอภิปรายผล

3.1 รูปแบบการวิบัติ

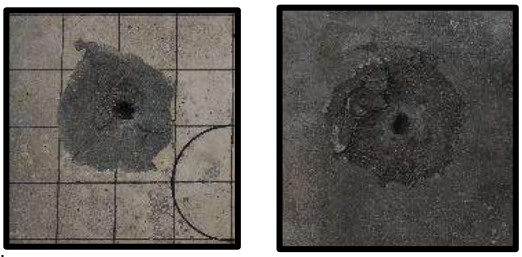
จากผลการทดสอบด้วยการยิงกระสุน ขนาด 7.62 x 51 มม. นาโต้ กับผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ที่แปรผันความหนา ตั้งแต่ 10 – 100 มิลลิเมตร พบว่า เกิดการวิบัติใน 4 รูปแบบ ดังนี้ และแสดงดังตารางที่ 6

(a) Perforation: ผนังทดสอบ เกิดการทะลุ เนื่องจากแรงกระแทกของกระสุน โดยขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ บริเวณด้านหน้าและด้านหลัง มีขนาดใกล้เคียงกัน และเศษคอนกรีตที่กะเทาะหลุดร่อนมีขนาดเล็ก ดังรูปที่ 5 และ รูปที่ 6 ซึ่งการวิบัติแบบทะลุ เกิดในช่วงที่ผนังทดสอบมีความหนา ระหว่าง 10 – 40 มิลลิเมตร

รูปที่ 5 การวิบัติ แบบ Perforation (ด้านหน้าและด้านหลัง)

รูปที่ 6 ภาพถ่ายความเร็วสูงของการวิบัติ แบบ Perforation

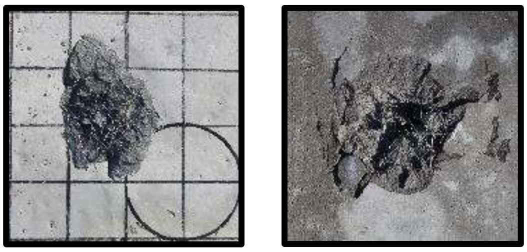
(b) Perforation + flying debris: ผนังทดสอบ เกิดการทะลุผ่านของกระสุน และขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะด้านหลัง มีขนาดใหญ่กว่าการกะเทาะด้านหน้า จึงทำให้บริเวณด้านหลัง พบเศษคอนกรีตที่หลุดร่อนขนาดใหญ่และมีจำนวนมากกว่าด้านหน้า ดังรูปที่ 7 และ รูปที่ 8 ซึ่งเกิดการวิบัติ ที่ความหนา 50 มิลลิเมตร



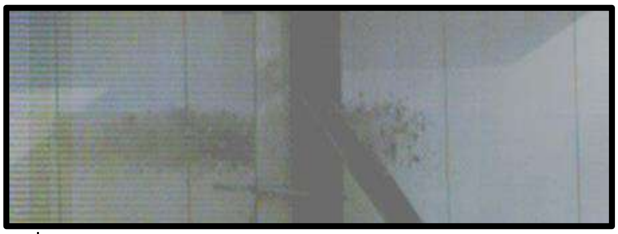
รูปที่ 7 การวิบัติ แบบ Perforation + flying debris (ด้านหน้าและด้านหลัง)

รูปที่ 8 ภาพถ่ายความเร็วสูงของการวิบัติ แบบ Perforation + flying debris

(c) Penetration + back spalling: ผนังทดสอบ ไม่เกิดการทะลุ แต่เกิดการกะเทาะของผนังคอนกรีตบริเวณด้านหน้าและด้านหลัง และจากภาพถ่ายความเร็วสูง พบเศษคอนกรีตด้านหน้าที่กะเทาะหลุดร่อนมากกว่าด้านหลัง ดังรูปที่ 9 และ รูปที่ 10 การวิบัติดังกล่าว เกิดในช่วงความหนาระหว่าง 60 – 70 มิลลิเมตร

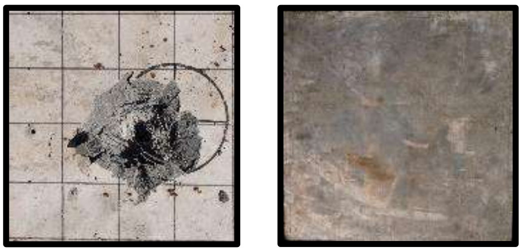


รูปที่ 9 การวิบัติ แบบ Penetration + back spalling (ด้านหน้าและด้านหลัง)



รูปที่ 10 ภาพถ่ายความเร็วสูงของการวิบัติ แบบ Penetration + back spalling

(d) Penetration + without back damage: ผนังทดสอบ ไม่เกิดการทะลุ และพบเพียงการกะเทาะบริเวณด้านหน้าเท่านั้น สำหรับด้านหลังของผนังทดสอบ ไม่มีความเสียหายใดๆ เนื่องจากแรงกระแทกของกระสุน ดังรูปที่ 11 และ รูปที่ 12 ซึ่งพบการวิบัติ ในช่วงความหนา ระหว่าง 80 – 100 มิลลิเมตร



รูปที่ 11 การวิบัติ แบบ Penetration + without back damage (ด้านหน้าและด้านหลัง)

รูปที่ 12 ภาพถ่ายความเร็วสูงของการวิบัติ แบบ Penetration + without back damage

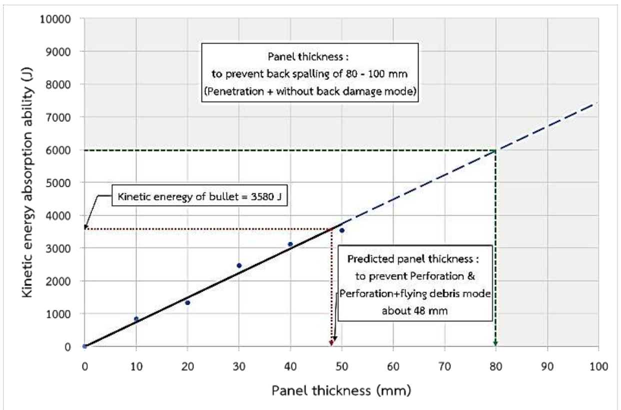
ตารางที่ 6 รูปแบบการวิบัติของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก

Types	Failure mode
2S 1	Perforation
2S 2	Perforation
2S 3	Perforation
2S 4	Perforation
2S 5	Perforation + flying debris
2S 6	Penetration + back spalling
2S 7	Penetration + back spalling
2S 8	Penetration + without back damage
2S 9	Penetration + without back damage
2S 10	Penetration + without back damage

3.2 ความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ (Kinetic energy absorption ability)

จากการวิเคราะห์ผลการทดสอบ สำหรับผนังทดสอบที่เกิดการวิบัติแบบทะลุ (Perforation & Perforation + flying debris mode) โดยมีความหนา ระหว่าง 10 – 50 มิลลิเมตร แสดงเป็นความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ (*Kinetic energy absorption ability*: E_p) และความหนาของผนังทดสอบ (Panel thickness: T_p) ดังสมการที่ 5 และ ดังรูปที่ 13 ซึ่งจากความสัมพันธ์ดังกล่าว สามารถทำนายความหนาสำหรับการป้องกันการทะลุผ่านของกระสุนได้ โดยผนังไม่เกิดการวิบัติแบบทะลุ ที่ความหนา 48 มิลลิเมตร และสำหรับการป้องกันการทะลุผ่านของกระสุน โดยด้านหลังของผนัง ไม่มีความเสียหายใดๆ ที่ความหนา 80 มิลลิเมตร ขึ้นไป

$$E_p = 74.62T_p \tag{5}$$



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ระหว่างความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์กับความหนา

3.3 เส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ (Spalling diameter)

จากผลการทดสอบ แสดงความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ (Spalling diameter: d_{sp})และความสามารถในการดูดซับ

พลังงานจลน์ (Kinetic energy absorption ability: E_p) ดังรูปที่ 14 สามารถอธิบายเป็นความสัมพันธ์ 3 ช่วง ดังนี้

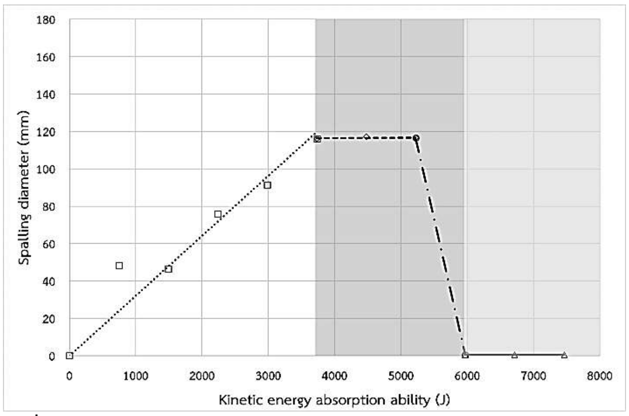
ช่วงที่ 1 เป็นช่วงที่ผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ระหว่าง 0 – 3,731 J ซึ่งมีค่าต่ำกว่าพลังงานของกระสุน พบว่าขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ มีขนาดใหญ่ขึ้นตามความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ของผนังที่สูงขึ้น เนื่องจากผนังมีความสามารถในการต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนสูงขึ้น แสดงความสัมพันธ์ ดังสมการที่ 6

$$d_{sp} = 0.0321E_p \quad (6)$$

ช่วงที่ 2 ผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ ระหว่าง 4,477 – 5,223 J พบว่าเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะ มีขนาดคงที่ เนื่องจากผนังมีความหนาเพียงพอในการต้านทานการทะลุผ่านของกระสุน (ความสามารถในการดูดซับพลังงานของผนังสูงกว่าพลังงานของกระสุน) แสดงความสัมพันธ์ ดังสมการที่ 7

$$d_{sp} = (2\times10^{-4})E_p + 115.92 \quad (7)$$

ช่วงที่ 3 เมื่อผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานระหว่าง 5,969 – 7,462 J ไม่พบความเสียหายใดๆ บริเวณด้านหลังของผนัง เนื่องจากแรงกระแทกของกระสุน



รูปที่ 14 ความสัมพันธ์ระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะกับความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์

3.4 ร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก

เป็นการแสดงความเสียหายของผนัง เนื่องจากแรงกระแทกของกระสุน โดยเมื่อกระสุน เข้าปะทะผนังทดสอบ ทำให้ผนังเกิดการดูดซับพลังงานของกระสุนและมีการสลายพลังงานบางส่วนเป็นการกะเทาะของเศษคอนกรีต ส่งผลให้มีการสูญเสียน้ำหนัก ซึ่งสามารถแสดงผลเป็นความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก (Weight loss: W_l) กับความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ (Kinetic energy absorption ability: E_p) ดังรูปที่ 15 และสามารถอธิบายเป็น 3 ช่วงความสัมพันธ์ ดังนี้

ช่วงที่ 1 เป็นช่วงที่ผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ระหว่าง 0 – 3,731 J มีการสูญเสียน้ำหนักสูงขึ้น ตามความสามารถในการดูดซับพลังงานที่สูงขึ้น เนื่องจากเป็นช่วงที่ผนังมีเกิดการวิบัติแบบ Perforation ซึ่งมีการกะเทาะทั้งบริเวณด้านหน้าและด้านหลัง ทำให้เกิดการสูญเสียน้ำหนักสูงขึ้นตามความสามารถในการต้านทานกระสุนที่สูงขึ้น และมีการสูญเสียน้ำหนักสูงสุด เมื่อผนังมีการวิบัติแบบ Perforation + flying debris เนื่องจากผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานใกล้เคียงกับพลังงานกระสุน ทำให้บริเวณด้านหลังมีการกะเทาะเป็นบริเวณกว้าง แสดงเป็นความสัมพันธ์ ดังสมการที่ 8

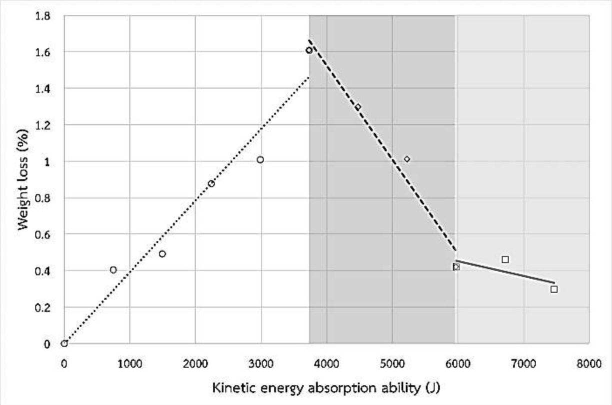
$$W_l = (4\times10^{-4})E_p \quad (8)$$

ช่วงที่ 2 ผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ ระหว่าง 4,477 – 5,223 J พบว่าการสูญเสียน้ำหนักลดลง เนื่องจากผนังมีความสามารถในการต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนหรือมีความหนาเพียงพอในการป้องกันการทะลุผ่านของกระสุน ซึ่งเป็นช่วงที่ผนังเกิดการวิบัติแบบ Penetration + back spalling คือ มีความเสียหายบริเวณด้านหน้าสูงกว่าด้านหลัง เกิดจากแรงกระแทกของกระสุน ดังสมการที่ 9

$$W_l = -(5\times10^{-4})E_p + 3.588 \quad (9)$$

ช่วงที่ 3 เป็นช่วงที่ผนังมีความสามารถในการดูดซับพลังงาน 5,969 – 7,462 J พบการสูญเสียน้ำหนักเริ่มคงที่ เนื่องจากผนังมีความเสียหายเฉพาะด้านหน้า จากการปะทะของกระสุนเท่านั้น สำหรับด้านหลังไม่มีความเสียหายใดๆ ซึ่งจัดเป็นการวิบัติแบบ Penetration + without back damage โดยแสดงความสัมพันธ์ได้ ดังสมการที่ 10

$$W_l = -(8\times10^{-5})E_p + 0.943 \quad (10)$$



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างร้อยละการสูญเสียน้ำหนักกับความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์

4. สรุปผลการวิจัย

จากการทดสอบความต้านทานของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก ด้วยการยิงกระสุน ระดับอาวุธสงคราม พบว่าลักษณะการวิบัติ แปรผันตามความหนาของผนังทดสอบ โดยมีการวิบัติใน 4 รูปแบบ คือ ลักษณะการวิบัติแบบ Perforation, Perforation + flying debris, Penetration + back spalling และ Penetration + without back damage

ความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ของผนังคอนกรีตเสริมเส้นใยเหล็ก แปรผันตามความหนา ซึ่งจากความสัมพันธ์ สามารถทำนายความหนาของผนังที่มีความสามารถในการต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนได้ ที่ความหนา 48 มิลลิเมตร และเมื่อผนังมีความหนา 80 มิลลิเมตร ขึ้นไป สามารถต้านทานการทะลุผ่านของกระสุนได้ โดยบริเวณด้านหลังของผนังไม่มีความเสียหายใดๆ จากแรงกระแทกของกระสุน

สำหรับการวิบัติ สามารถแสดงผลในรูปของเส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะและร้อยละการสูญเสียน้ำหนัก โดยแปรผันตามความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ เมื่อความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ ต่ำกว่าพลังงานจลน์ของกระสุน ส่งผลให้เส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะและร้อยละการสูญเสียน้ำหนักสูงขึ้น ตามความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ที่สูงขึ้น และเมื่อความสามารถในการดูดซับพลังงานจลน์ สูงกว่าพลังงานของกระสุน ทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางการกะเทาะและร้อยละการสูญเสียน้ำหนักมีแนวโน้มลดลง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากโครงการพัฒนานักวิจัยและงานวิจัยเพื่ออุตสาหกรรม สำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) สัญญาเลขที่ MSD 62I0063

เอกสารอ้างอิง

[1] Institute for Economics & Peace. Global Terrorism Index 2019: Measuring the impact of terrorism, Sydney, November 2019.
Available from: http://visionofhumanity.org/reports (accessed Date Month Year).

[2] ศรีสมภพ จิตร์ภิรมย์ศรี. “ความขัดแย้งชายแดนใต้ในรอบ 13 ปี: ความซับซ้อนของสนามความรุนแรงและพลังของบทสนทนาสันติภาพปาตานี.” ศูนย์เฝ้าระวังสถานการณ์ภาคใต้ สถานวิจัยความขัดแย้งและความหลากหลายทางวัฒนธรรมภาคใต้ มอ. ปัตตานี, 2560.

[3] NIJ Ballistic Testing Standard, Ballistic Threat levels and NIJ Standards NIJ Standard -0101.06, Ballistic resistant personal body armor, National institute of justice,2001

[4] Sukontasukkul, P., Jamnam, S., Rodsin, K. and Banthia, N. (2013). Use of rubberized concrete as a cushion layer in bulletproof fiber reinforced concrete panels. Construction and Building Materials, 41, pp.801-811.

[5] Jamnam, S., Maho, B., Techaphatthanakon, A. and Sukontasukkul, P. (2019). Investigation on Bullet Resistant of Steel Fiber Reinforced Concrete Panel Subjected to .44 Magnum Bullet. Journal of Thailand Concrete Association, Vol. 7, No. 1, January-June 2019, pp. 39-46.

[6] Sovják, R., Vavřiník, T., Zatloukal, J., Máca, P., Mičunek, T. and Frydrýn, M. (2015). Resistance of Slim UHPFRC Targets to Projectile Impact Using In-Service Bullets. International Journal of Impact Engineering, 76, pp.166–77.

[7] Sovják, Radoslav, Shanbhag, D., Konrád, P. and Zatloukal, J. (2017). Response of Thin UHPFRC Targets with Various Fibre Volume Fractions to Deformable Projectile Impact. Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures (AMCM 2017), Gliwice, Poland, 5-7 June 2017, 193, pp.3–10.

บทความ
สาขาวิศวกรรมวัสดุก่อสร้าง
(MAT)

ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง โดยใช้สปอร์ของแบคทีเรียชนิดชักนำให้เกิดการตกตะกอนของแคลเซียมคาร์บอเนต

Crack closing performance of self-healing mortar using microbial induced calcium carbonate precipitation bacterial spores

วนาลี ภานุพรประพงศ์ [1,*] ภีม เหนือคลอง [2] พิชชา จองวิวัฒสกุล [3] วิบูลย์ลักษณ์ พึ่งรัศมี [4,5,6] และ สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง [7]

[1,2,3] หน่วยปฏิบัติการวิจัยนวัตกรรมวัสดุก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
[4] ภาควิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
[5] ศูนย์เครือข่ายการวิจัยเทคโนโลยี นาโนเทค-จุฬาลงกรณ์ ด้านสิ่งแวดล้อม จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
[6] กลุ่มวิจัยเทคโนโลยีชีวภาพสำหรับวิศวกรรมน้ำเสีย กองทุนรัชดาภิเษกสมโภช จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
[7] ศูนย์เชี่ยวชาญเฉพาะทางวิศวกรรมธรณีเทคนิคและธรณีสิ่งแวดล้อม ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ

**Corresponding author; E-mail address: vanalee.phanu@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาประสิทธิภาพในการซ่อมแซมตัวเองของมอร์ตาร์ที่ผสมไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรียชนิดชักนำให้เกิดการตกตะกอนของแคลเซียมคาร์บอเนต โดยห่อหุ้มสปอร์ของแบคทีเรียด้วยโซเดียมอัลจิเนตเพื่อให้สปอร์สามารถดำรงชีวิตอยู่ภายใต้สภาพแวดล้อมของการขึ้นรูปมอร์ตาร์ได้ ปริมาณไมโครแคปซูลที่เลือกใช้ในการศึกษา คือ ร้อยละ 0, 0.5 และ 1.0 โดยน้ำหนักของซีเมนต์ จากการศึกษาพบว่าไมโครแคปซูลส่งผลให้อัตราการซ่อมแซมรอยแตกเพิ่มขึ้น โดยมอร์ตาร์ที่มีปริมาณไมโครแคปซูลร้อยละ 1.0 สามารถซ่อมแซมรอยแตกได้สมบูรณ์ภายใน 7 วัน นอกจากนี้งานวิจัยยังศึกษาผลของปริมาณไมโครแคปซูลต่อกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันของมอร์ตาร์ จากผลการทดสอบพบว่าปริมาณไมโครแคปซูลไม่ส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันของมอร์ตาร์ อย่างไรก็ตามเมื่อเติมสารอาหารสำหรับแบคทีเรียลงในมอร์ตาร์จะส่งผลให้กำลังรับแรงอัดประลัยที่ 28 วันของมอร์ตาร์ลดลงอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: มอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง, กำลังรับแรงอัดประลัย, ประสิทธิภาพในการซ่อมแซมรอยแตก, สปอร์ของแบคทีเรีย, เอ็มไอซีพี

Abstract

The aim of this study is to investigate the crack closing performance of self-healing mortar containing microcapsule of microbially induced calcium carbonate precipitation (MICP) bacterial spores. The bacterial spores are encapsulated by sodium alginate to protect the bacterial spores under the severe conditions of mortar mixing. The amounts of microcapsule were varied at 0%, 0.5%, and 1.0% by cement weight. The results showed that the use of microcapsules increased the healing ratio of mortar. The crack of specimen containing 1.0% of microcapsules was completely healed within 7 days. The effect of microcapsule dosages on the compressive strength of mortar was also investigated at 28 days. It was found that the microcapsule content slightly influences on the compressive strength of mortar. On the other hand, the compressive strength of mortar remarkably decreased when the bacterial nutrients were added in the mortar.

Keywords: Self-healing mortar, Compressive Strength, Crack closing performance, Bacterial spores, MICP

1. บทนำ

ปัจจุบันมีโครงสร้างอาคารเก่าจำนวนมากที่ถูกใช้งานโดยไม่ได้รับการบูรณะซ่อมแซม เมื่อเริ่มมีการเกิดรอยแตกร้าวบริเวณผิวของโครงสร้างถ้าไม่ได้รับการซ่อมแซมอย่างถูกวิธี รอยร้าวจะพัฒนาขยายใหญ่ขึ้นจนกระทั่งถึงบริเวณเหล็กเสริมซึ่งจะส่งผลให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างนั้นลดลง และอาจก่อให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างบริเวณนั้นได้

เมื่อไม่นานมานี้มีการนำเสนอเทคนิคใหม่ในการซ่อมแซมรอยแตกร้าวบริเวณพื้นผิวคอนกรีตด้วยปฏิกิริยาชีวเคมีของแบคทีเรียกลุ่มชักนำให้เกิดการตกตะกอนของแคลเซียมคาร์บอเนตหรือเอ็มไอซีพี (Microbial Induced Calcium Carbonate Precipitation ; MICP) ซึ่งเป็นกระบวนการทางชีวภาพที่อาศัยผลึกแคลเซียมคาร์บอเนตจากการย่อยสลายยูเรียของแบคทีเรียสายพันธุ์พิเศษมาใช้ประสานรอยแตกที่บริเวณผิวของคอนกรีต [1]

โดยการซ่อมแซมด้วยเทคนิคดังกล่าวนี้นอกจากจะมีขั้นตอนที่ไม่ยุ่งยากซับซ้อนแล้ว ยังเป็นแนวทางที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อมอีกด้วย

ทั้งนี้แบคทีเรียที่นำมาผสมกับมอร์ตาร์หากอยู่ในรูปของสปอร์ที่บรรจุอยู่ภายในไมโครแคปซูลจะเปรียบเสมือนกับสภาวะจำศีล ซึ่งสปอร์ของแบคทีเรียยังสามารถดำรงชีพอยู่ภายใต้สภาวะแวดล้อมต่างๆ ได้ เมื่อเกิดรอยแตกผ่านบริเวณไมโครแคปซูล เปลือกของไมโครแคปซูลที่ห่อหุ้มสปอร์จะถูกฉีกออก สปอร์ของแบคทีเรียที่อยู่ภายในเมื่อสัมผัสอากาศและน้ำจะถูกกระตุ้นให้เกิดกระบวนการย่อยสลายยูเรีย (Ureolysis) ซึ่งกระบวนการนี้จะทำให้เกิดการตกตะกอนแคลเซียมคาร์บอเนตมาซ่อมแซมรอยแตกภายในเนื้อมอร์ตาร์ จะเห็นได้ว่าการที่สปอร์ของแบคทีเรียจะถูกกระตุ้นให้ทำงานได้จะต้องอาศัยน้ำซึ่งเป็นปัจจัยหลักในกระบวนการนี้ งานวิจัยในอดีตที่ผ่านมาได้มีการศึกษาแนวทางการกระตุ้นสปอร์ของแบคทีเรียด้วยวิธีการต่างๆ เช่น การแช่น้ำ การปล่อยน้ำไหลผ่าน การควบคุมให้อยู่ในสภาวะความชื้นสูง เป็นต้น แต่ทุกแนวทางข้างต้นไม่เหมาะสมกับการนำไปใช้งานจริง ต่อมาจึงมีการพัฒนาวิธีการใหม่ คือ วิธี wet-dry cycle [2,3,4,5] ซึ่งเป็นการนำตัวอย่างไปแช่น้ำช่วงระยะเวลาหนึ่งและตากแห้งเป็นวัฏจักรทุกวัน สำหรับงานวิจัยนี้ได้ทำการดัดแปลงจากวิธีการดังกล่าว โดยปรับเปลี่ยนจากการแช่น้ำ เป็นการฉีดพ่นน้ำด้วยสเปรย์วันละ 200 มล. เพื่อให้เหมาะสมกับการใช้งานจริงมากขึ้น

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลกระทบของปริมาณสปอร์แบคทีเรียต่อประสิทธิภาพการซ่อมแซมรอยแตกของซีเมนต์มอร์ตาร์ โดยจะศึกษาทั้งคุณสมบัติทางกลและทางกายภาพ ได้แก่ กำลังรับแรงอัด ความพรุนและการดูดซึมน้ำ ตลอดจนประสิทธิภาพการซ่อมแซมรอยแตก เพื่อหาอัตราส่วนของสปอร์แบคทีเรียที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการใช้งานในอนาคต

2. วัสดุและวิธีการดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

วัสดุที่ใช้ในงานวิจัยนี้ ได้แก่ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 มวลรวมละเอียด น้ำ ไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรีย และสารอาหารสำหรับแบคทีเรีย มีรายละเอียดดังนี้

1. มวลรวมละเอียด (Fine Aggregate) เป็นทรายแม่น้ำที่มีค่าคุณสมบัติพื้นฐาน ดังแสดงในตารางที่ 1
2. ไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรีย (Bacterial spore microcapsule) มีลักษณะเป็นเม็ดทรงกลม สีขาวขุ่น ดังรูปที่ 1 มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ย 1.565 มม. ภายในบรรจุสปอร์ของแบคทีเรีย *Bacillus Sphaericus* LMG 22257 (Belgian Coordinated Collection of Microorganisms, Ghent) ความเข้มข้น 2.31×10^5 cfu/g และห่อหุ้มด้วยสารละลายโซเดียมอัลจิเนต (Sodium Alginate) เข้มข้นร้อยละ 2 (w/v) ทำการขึ้นรูปด้วยเทคนิคการอัดขึ้นรูป (Extrusion) ร่วมกับวิธีแช่แข็งอบแห้ง (Freeze-drying) โดยมีค่าสมบัติพื้นฐาน ดังแสดงในตารางที่ 1
3. สารอาหารสำหรับแบคทีเรีย (Bacterial nutrients) เพื่อกระตุ้นให้เกิดกระบวนการย่อยสลายยูเรีย (Ureolysis) และการตกตะกอนแคลเซียมคาร์บอเนต (MICP) ประกอบด้วย สารสกัดยีสต์ (Yeast Extract) ยูเรีย (Urea) และแคลเซียมไนเตรท ($Ca(NO_3)_2$-$4H_2O$) โดยสารแต่ละชนิดจะเติมตามสัดส่วนร้อยละต่อน้ำหนักซีเมนต์ ที่ระบุในหัวข้อ 2.2

ตารางที่ 1 คุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ค่าคุณสมบัติ	มวลรวมละเอียด	ไมโครแคปซูล
ความถ่วงจำเพาะ	2.57	0.20
หน่วยน้ำหนักอบแห้ง (kg/m^3)	1664	166.60
การดูดซึมน้ำ (%)	0.7	-
โมดูลัสความละเอียด	2.42	-

รูปที่ 1 ไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรีย *Bacillus Sphaericus* LMG 22257

2.2 ส่วนผสมของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ใช้ในการทดสอบ

การเตรียมตัวอย่างมอร์ตาร์สำหรับการทดสอบ ใช้อัตราส่วนซีเมนต์ต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 และอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (w/c) เท่ากับ 0.6 ซึ่งอัตราส่วนผสมดังกล่าวได้จากการทดสอบอัตราการไหลแผ่ตามมาตรฐาน ASTM C1437-15 [6] ให้มีอัตราการไหลแผ่ร้อยละ 110 ± 5 จากนั้นผสมสารอาหารที่เป็นส่วนประกอบหลักในปฏิกิริยาของการชักนำให้เกิดกระบวนการซ่อมแซมตัวเองของมอร์ตาร์ ซึ่งประกอบด้วย สารสกัดยีสต์ ยูเรีย และแคลเซียมไนเตรทปริมาณร้อยละ 0.85, 4 และ 8 ของน้ำหนักปูนซีเมนต์ตามลำดับ [3] โดยสำหรับตัวอย่างที่มีส่วนผสมของสารอาหารจะต้องปรับลดปริมาณน้ำลงร้อยละ 2.44 ของปริมาณน้ำเดิม เนื่องจากแคลเซียมไนเตรทมีน้ำเป็นองค์ประกอบร้อยละ 30.5 ของน้ำหนักสารทั้งหมด โดยจำแนกตัวอย่างมอร์ตาร์ได้เป็น 4 ชนิด ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ส่วนผสมของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ใช้ในการทดสอบ

ชนิดตัวอย่าง	ปูนซีเมนต์ (g)	ทราย (g)	น้ำ (g)	สารอาหาร	ไมโครแคปซูล (g)
C	100	275	60	✗	✗
S-0			58.54	✓	✗
S-0.5			58.54	✓	0.5
S-1			58.54	✓	1

2.3 การสร้างรอยแตกบนตัวอย่างมอร์ตาร์

ชนิดของรอยแตกที่เหมาะสมกับการซ่อมแซมทางชีวภาพด้วยวิธีเอ็มไอซีพี คือรอยแตกขนาดเล็ก ขนาดความกว้างรอยแตกประมาณ 1 มม. โดยวิธีการสร้างรอยแตกที่ใช้กันทั่วไปคือ การกระทำแรงไปที่ชิ้นตัวอย่าง แต่วิธีการดังกล่าวจะควบคุมขนาดรอยแตกได้ยาก เนื่องจากชิ้นตัวอย่างมอร์ตาร์เป็นวัสดุที่มีความเปราะสูง งานวิจัยนี้จึงใช้วิธีการสร้างรอยแตกด้วยการควบคุมสภาวะแวดล้อมเพื่อให้เกิดรอยแตกหดตัวแบบพลาสติก (Plastic Shrinkage) ซึ่งเป็นรอยแตกขนาดเล็กบริเวณผิวของคอนกรีตในช่วงอายุต้นเนื่องจากการระเหยของน้ำอย่างรวดเร็วบริเวณผิวที่สัมผัสอากาศ โดยปัจจัยหลักที่มีอิทธิพลต่อการเกิดรอยแตกชนิดนี้ คือ อุณหภูมิ ความชื้น และความเร็วลม ดังนั้นภายหลังการผสมมอร์ตาร์เสร็จ ตัวอย่างมอร์ตาร์ที่จะใช้สำหรับการทดสอบประสิทธิภาพการซ่อมแซมรอยแตกจะต้องนำไปเก็บไว้ในตู้ควบคุมสภาวะแวดล้อมตามมาตรฐาน ASTM C1579-06 [7] ดังแสดงในรูปที่ 2

รูปที่ 2 ตู้ควบคุมสภาวะแวดล้อมสำหรับเก็บตัวอย่างมอร์ตาร์

2.4 การเตรียมตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ใช้ในการทดสอบ

การผสมตัวอย่างมอร์ตาร์อ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM C305-14 [2] แบ่งเป็น 6 ขั้นตอน ใช้เวลาผสมทั้งหมด 4 นาที โดยมีรายละเอียดดังนี้

1. เตรียมผสมน้ำและสารอาหารให้เข้ากันในภาชนะด้วยแท่งแก้ว

2. เติมน้ำและสารอาหารพร้อมกับปูนซีเมนต์ในโม่ผสม เปิดเครื่องผสมที่ความเร็วต่ำ เป็นเวลา 30 วินาที

3. เติมทรายและไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรีย ตามลำดับ เปิดเครื่องผสมต่อเป็นเวลา 30 วินาที

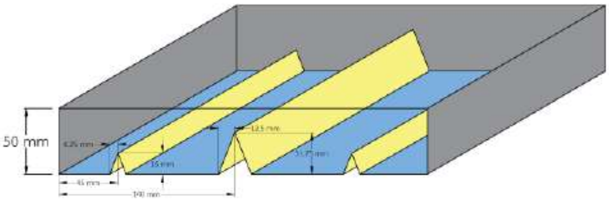
4. เพิ่มความเร็วเครื่องผสมเป็นความเร็วกลาง และผสมต่อเป็นระยะเวลา 30 วินาที

5. หยุดเครื่องผสม 90 วินาที โดย 15 วินาทีแรกจะต้องปาดตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ติดบริเวณผิวด้านบนของโม่ เพื่อนำลงมาผสมกับมอร์ตาร์ในโม่ด้านล่าง

6. เปิดเครื่องผสมต่อที่ความเร็วกลางเป็นระยะเวลาอีก 60 วินาที แล้วจึงหยุดเครื่องผสม

การเตรียมตัวอย่างมอร์ตาร์สำหรับการทดสอบกำลังรับแรงอัดอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM C109-02 [8] โดยเทมอร์ตาร์ที่ผสมเรียบร้อยแล้วใส่แบบหล่อทรงลูกบาศก์ขนาด 50 x 50 x 50 มม.^{3} แบ่งเทเป็น 2 ชั้นและทำการกระทุ้งด้วยแท่งเหล็กชั้นละ 16 ครั้ง ภายใน 10 วินาที นำตัวอย่างไปบ่มในสภาวะอุณหภูมิ 23$\pm$2°ซ และความชื้นสัมพันธ์ไม่ต่ำกว่าร้อยละ 50 ซึ่งควบคุมความชื้นโดยการห่อด้วยฟิล์มพลาสติก เป็นเวลา 24 ชม. หลังจากถอดแบบแล้วจึงนำตัวอย่างไปบ่มในน้ำที่อุณหภูมิ 23$\pm$2°ซ เป็นเวลา 28 วัน

การเตรียมตัวอย่างมอร์ตาร์สำหรับการทดสอบประสิทธิภาพการประสานรอยแตกดัดแปลงจากมาตรฐาน ASTM C1579-06 [7] โดยเทมอร์ตาร์ที่ผสมเรียบร้อยแล้วใส่แบบหล่อขนาด 280 x 177.5 x 50 มม.^{3} มีรอยบากบริเวณฐาน ดังแสดงในรูปที่ 3 นำตัวอย่างไปบ่มในสภาวะอุณหภูมิ 36$\pm$3°ซ ความชื้นสัมพันธ์ร้อยละ 30$\pm$10 และความเร็วลมไม่ต่ำกว่า 4.7 ม./วินาที เพื่อให้เกิดรอยแตกจากการหดตัวแบบพลาสติกบริเวณผิวหน้า หลังจากเกิดรอยแตกนำตัวอย่างไปบ่มในสภาวะอุณหภูมิ 28$\pm$2°ซ ความชื้นสัมพันธ์ไม่ต่ำกว่าร้อยละ 80



รูปที่ 3 แบบหล่อมอร์ตาร์สำหรับการทดสอบประสิทธิภาพการประสานรอยแตกดัดแปลงจากมาตรฐาน ASTM C1579-06 [7]

2.5 การทดสอบตัวอย่างมอร์ตาร์

งานวิจัยนี้ศึกษาอิทธิพลของปริมาณไมโครแคปซูลที่ส่งผลต่อคุณสมบัติทางกลของมอร์ตาร์ ได้แก่ กำลังรับแรงอัด ความพรุนและการดูดซึมน้ำ และศึกษาประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง โดยมีรายละเอียดดังนี้

2.5.1 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

ทดสอบความสามารถในการรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่อายุบ่ม 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM C109-02 [8] สมการคำนวณดังสมการที่ 1

$$f_c' = \frac{P}{A} \qquad (1)$$

เมื่อ f_c' หมายถึง กำลังรับแรงอัดประลัยที่อายุ 28 วัน (MPa)

P หมายถึง แรงสูงสุดที่กระทำ (N)

A หมายถึง พื้นที่หน้าตัดด้านที่แรงกระทำ (mm^2)

2.5.2 ความพรุนและการดูดซึมน้ำ (Porosity and Water Absorption)

ทดสอบหาความพรุนและการดูดซึมน้ำของมอร์ตาร์ตามมาตรฐาน ASTM C642-06 [9] โดยนำมอร์ตาร์ไปอบที่อุณหภูมิ 105$\pm$5°ซ เป็นระยะเวลา 24 ชม. แล้วจึงนำมาชั่งน้ำหนัก เพื่อบันทึกเป็นน้ำหนักอบแห้ง (W_{OD}) หลังจากนั้นนำไปแช่ในน้ำที่อุณหภูมิห้องเป็นระยะเวลา 48 ชม. แล้วจึงนำขึ้นจากน้ำเพื่อเช็ดผิวและชั่งน้ำหนัก เพื่อบันทึกเป็นน้ำหนักอิ่มตัวผิวแห้งหลังแช่น้ำ ($W_{SD\text{-}S}$) และสุดท้ายนำไปต้มในน้ำเดือดเป็นระยะเวลา 5 ชม.

หลังจากนั้นทิ้งไว้ให้อุณหภูมิลดลงเป็นระยะเวลา 14 ชม. แล้วจึงนำขึ้นจากน้ำเพื่อเช็ดผิวและชั่งน้ำหนัก ในอากาศและในน้ำ เพื่อบันทึกเป็นน้ำหนักอิ่มตัวผิวแห้งหลังต้มน้ำ ($W_{SD\text{-}b}$) และน้ำหนักที่ชั่งในน้ำ (W_{sub}) ตามลำดับ สมการคำนวณดังสมการที่ 2 และ 3

$$\text{ความพรุน (\%)} = \frac{W_{SD-b} - W_{OD}}{W_{SD-b} - W_{sub}} \times 100 \quad (2)$$

$$\text{การดูดซึมน้ำ (\%)} = \frac{W_{SD-s} - W_{OD}}{W_{OD}} \times 100 \quad (3)$$

เมื่อ W_{OD} หมายถึง น้ำหนักอบแห้ง
W_{SD-s} หมายถึง น้ำหนักในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้งหลังแช่ในน้ำ
W_{SD-b} หมายถึง น้ำหนักในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้งหลังต้มในน้ำ
W_{sub} หมายถึง น้ำหนักขณะชั่งในน้ำ

2.5.3 ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตก (Healing Efficiency)

ทดสอบความสามารถในการประสานรอยแตก โดยวัดขนาดความกว้างของรอยแตกบริเวณผิวของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่ตำแหน่งเดียวกัน เพื่อคำนวณหาค่าอัตราส่วนซ่อมแซม (Healing Ratio) นิยามดังสมการที่ 4 เก็บข้อมูลโดยการบันทึกภาพด้วยกล้องดิจิตอลในวันที่ 1, 7 และ 14 นับจากวันที่เริ่มต้นกระบวนการซ่อมแซมตัวเอง

$$\text{Healing Ratio (\%)} = \frac{d_0 - d_i}{d_0} \times 100 \quad (4)$$

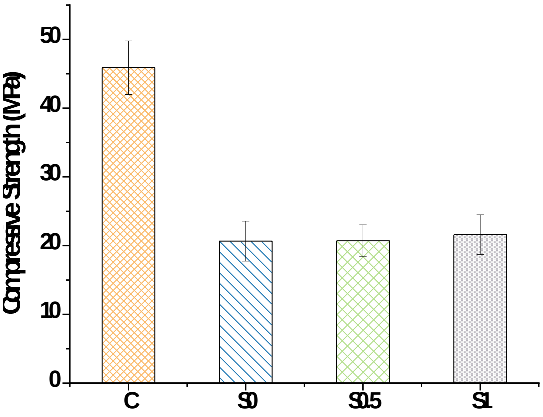
เมื่อ d_0 หมายถึง ขนาดความกว้างของรอยแตกของวันที่ 1
d_i หมายถึง ขนาดความกว้างของรอยแตกของวันที่ 7 หรือ 14

3. ผลการทดสอบและอภิปรายผล

3.1 กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่ผสมสารอาหารสำหรับแบคทีเรีย (S-0) เปรียบเทียบกับตัวอย่างมอร์ตาร์ควบคุมที่ไม่ผสมสารอาหาร (C) ดังรูปที่ 4 พบว่าการผสมสารอาหารในมอร์ตาร์จะส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงอัดของมอร์ตาร์ลดลง คิดเป็นร้อยละ 54.97 เมื่อเทียบกับมอร์ตาร์ปกติ โดยค่ากำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วันของมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมสารอาหารและผสมสารอาหารมีค่าเท่ากับ 45.9 MPa และ 20.7 MPa ตามลำดับ

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่ผสมสปอร์ของแบคทีเรีย (S-0.5 และ S-1) เปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมสปอร์ของแบคทีเรีย (S-0) ดังรูปที่ 4 พบว่าการผสมสปอร์ในมอร์ตาร์ไม่ส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงอัดอย่างมีนัยสำคัญ โดยค่ากำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วันของมอร์ตาร์ที่มีส่วนผสมของสปอร์ร้อยละ 0, 0.5 และ 1 มีค่าเท่ากับ 20.7 MPa 20.7 MPa และ 21.6 MPa ตามลำดับ



รูปที่ 4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วัน ของตัวอย่างมอร์ตาร์

จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าสารอาหารสำหรับแบคทีเรียที่ผสมเพิ่มในมอร์ตาร์ส่งผลให้ความสามารถในการรับแรงอัดของมอร์ตาร์ลดลง เนื่องจากสารอาหารนั้นมีส่วนประกอบของสารอินทรีย์ ได้แก่ สารสกัดยีสต์และยูเรียที่ส่งผลในเชิงลบต่อการพัฒนากำลังของมอร์ตาร์ [10] โดยปฏิกิริยาระหว่างยูเรียกับน้ำจะรบกวนการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันของซีเมนต์โดยการดึงแคลเซียมไฮดรอกไซด์ไปใช้แทนในปฏิกิริยาดังกล่าว [11] ในขณะที่การผสมสปอร์ในมอร์ตาร์จะไม่ส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงอัดของมอร์ตาร์อย่างมีนัยสำคัญ เนื่องจากตะกอนของแคลเซียมคาร์บอร์เนตที่เกิดจากปฏิกิริยาระหว่างน้ำ สปอร์ของแบคทีเรีย และสารอาหารนั้นไม่สามารถสร้างแรงยึดเกาะระหว่างพื้นผิวรอยแตกมากเพียงพอที่จะพัฒนากำลังของมอร์ตาร์ได้ ผลผลิตจากปฏิกิริยาดังกล่าวจึงมีคุณสมบัติในการเติมเต็มช่องว่างภายในเนื้อมอร์ตาร์เท่านั้น นอกจากนี้ยังพบว่ากระบวนการขึ้นรูปไมโครแคปซูลด้วยเทคนิคการอัดขึ้นรูปร่วมกับวิธีแช่แข็งอบแห้งมีความเหมาะสมกับการนำมาผสมกับมอร์ตาร์เนื่องจากไมโครแคปซูลที่ผ่านกระบวนการขึ้นรูปด้วยวิธีดังกล่าวจะไม่ส่งผลในเชิงลบต่อกำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ ในขณะที่ไมโครแคปซูลที่ผ่านการขึ้นรูปด้วยเทคนิคการทำแห้งแบบสุญญากาศ (Vacuum drying) จะส่งผลให้กำลังแรงอัดลดลงอย่างมีนัยสำคัญเมื่อผสมไมโครแคปซูลในปริมาณที่มากขึ้น [2] สำหรับการนำเทคนิคดังกล่าวไปใช้งานจริง มีความจำเป็นจะต้องพิจารณาอัตราส่วนลดของกำลังที่ลดลง

3.2 ความพรุนและการดูดซึมน้ำ (Porosity and Water Absorption)

ผลการทดสอบความพรุนและการดูดซึมน้ำของมอร์ตาร์ที่ผสมสปอร์แบคทีเรียที่ปริมาณแตกต่างกันเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่ไม่ผสมสปอร์แบคทีเรีย ดังแสดงในตารางที่ 3 จากผลการทดสอบพบว่าการผสมสารอาหารและสปอร์ของแบคทีเรียส่งผลให้มอร์ตาร์มีความพรุนและการดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้น เมื่อเปรียบเทียบระหว่างตัวอย่างที่ผสมและไม่ผสมสารอาหาร (C และ S-0) จะพบว่าตัวอย่างที่ผสมสารอาหาร (S-0) มีความพรุนและการดูดซึมมากกว่าตัวอย่างที่ไม่ผสมอาหาร (C) และตัวอย่างที่มีปริมาณสปอร์มากที่สุด (S-1) มีความพรุนและการดูดซึมน้ำมากที่สุด คือ ร้อยละ

21.20±0.15 และ ร้อยละ 10.51±0.09 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าสารอาหารเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลให้มอร์ตาร์มีความพรุนและการดูดซึมสูงขึ้น

ตารางที่ 3 ค่าความพรุนและการดูดซึมน้ำของมอร์ตาร์ผสมสปอร์แบคทีเรีย

ชนิดตัวอย่าง	ความพรุน* (%)	การดูดซึมน้ำ* (%)
C	16.00±0.16	7.40±0.08
S-0	19.37±0.34	10.21±0.14
S-0.5	20.24±0.23	10.33±0.16
S-1	21.20±0.15	10.51±0.09

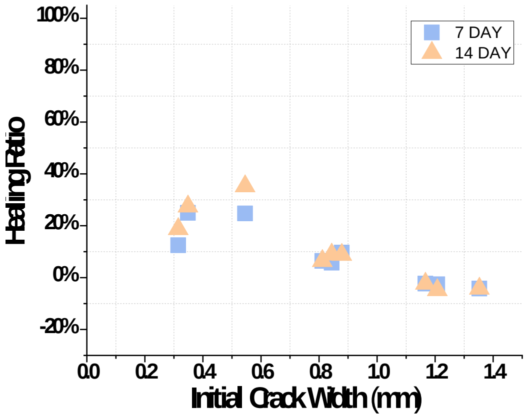
หมายเหตุ *ค่าความพรุนและการดูดซึมน้ำเป็นค่าเฉลี่ยและความเบี่ยงเบนมาตรฐานที่ทำการทดสอบกับตัวอย่าง 3 ซ้ำ

3.3 ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตก

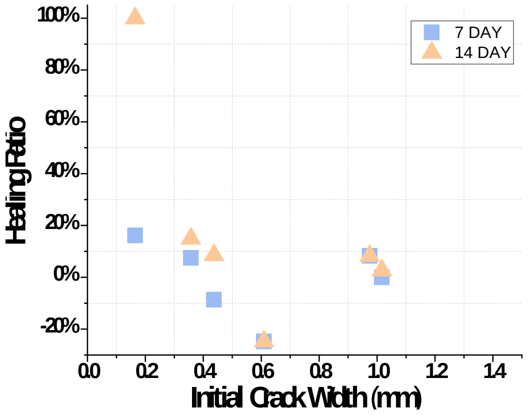
ผลการทดสอบประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์ที่ผสมสปอร์แบคทีเรียในปริมาณที่แตกต่างกัน (S-0 S-0.5 และ S-1) แสดงในรูปที่ 5(ก), 5(ข) และ 5(ค) ตามลำดับ จากรูปพบว่า เมื่อสัดส่วนของสปอร์แบคทีเรียที่ผสมในมอร์ตาร์มากขึ้นจะส่งผลให้อัตราการประสานรอยแตกของมอร์ตาร์สูงขึ้นด้วยเช่นกัน

ตัวอย่างมอร์ตาร์ S-0 เป็นตัวอย่างที่ผสมเฉพาะสารอาหารไม่ผสมสปอร์ของแบคทีเรีย มีอัตราการซ่อมแซมรอยแตกอยู่ในช่วงร้อยละ 5.8 ถึงร้อยละ 35 ที่รอยแตกขนาด 0.84 มม. และ 0.54 มม. ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 5(ก) และเมื่อเปรียบเทียบอัตราการซ่อมแซมรอยแตกของวันที่ 7 และ 14 พบว่าไม่มีการซ่อมแซมตัวเองเพิ่มขึ้นเมื่อเวลาผ่านไป

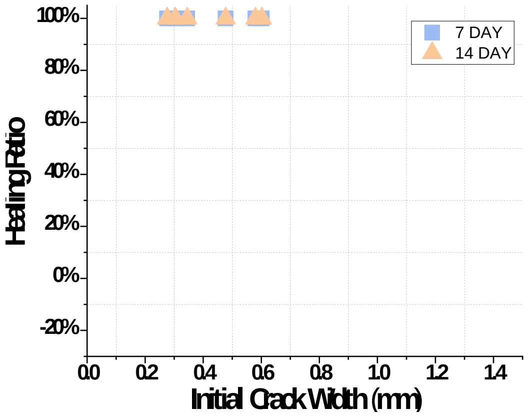
จากรูปที่ 5(ข) ขนาดรอยแตกของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่มีสัดส่วนสปอร์ร้อยละ 0.5 โดยน้ำหนักซีเมนต์ (S-0.5) มีแนวโน้มลดลง สำหรับรอยแตกที่มีขนาดไม่เกิน 0.44 มม. สามารถซ่อมแซมรอยแตกเมื่อระยะเวลาผ่านไปในวันที่ 14 มีอัตราการซ่อมแซมร้อยละ 8.55 และสำหรับรอยแตกที่มีขนาดกว้างกว่า 0.44 มม. จะพบว่าไม่มีการซ่อมแซมตัวเองเพิ่มเมื่อเวลาผ่านไป นอกจากนี้ยังพบว่ามีรอยแตกบางช่วงขยายกว้างขึ้น ซึ่งอาจมีสาเหตุจากการฉีดน้ำไปบริเวณรอยแตกที่ไม่มีแบคทีเรียเสมือนกับมีแรงไปกระทำบริเวณรอยแตกให้ขยายใหญ่ขึ้น และบริเวณนั้นไม่มีแบคทีเรียจึงไม่เกิดกระบวนการซ่อมแซม ดังนั้นสัดส่วนสปอร์ที่ร้อยละ 0.5 โดยน้ำหนักซีเมนต์อาจจะมีปริมาณน้อยเกินไป ส่งผลให้การกระจายตัวของสปอร์ในเนื้อมอร์ตาร์ไม่เพียงพอต่อการซ่อมแซมรอยแตกให้สมบูรณ์ได้ เมื่อพิจารณารอยแตกที่มีขนาดเล็กกว่า 0.6 mm พบว่ามีอัตราการซ่อมแซมรอยแตกต่ำกว่าตัวอย่างที่ไม่ผสมสปอร์ของแบคทีเรีย อาจมีสาเหตุมาจากบริเวณรอยแตกของตัวอย่างที่ไม่ผสมสปอร์มีผงซีเมนต์ที่เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันไม่สมบูรณ์จึงส่งผลให้เกิดการซ่อมแซมรอยแตกด้วยปฏิกิริยาของมอร์ตาร์เอง (Autogenous Healing) ซึ่งปฏิริยาดังกล่าวนี้จะสามารถเกิดขึ้นกับรอยแตกในช่วงอายุต้น (Early Age) และสามารถซ่อมแซมรอยแตกได้สมบูรณ์ที่ขนาดกว้างที่สุด 0.1 มม. [12]



รูปที่ 5(ก) ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของตัวอย่าง S-0



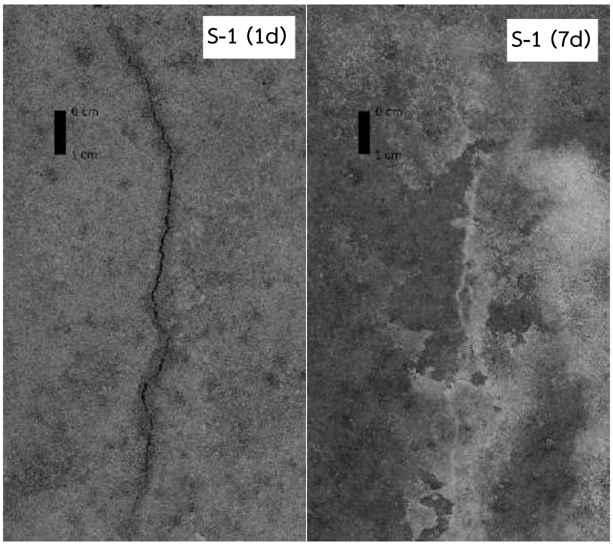
รูปที่ 5(ข) ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของตัวอย่าง S-0.5



รูปที่ 5(ค) ประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกของตัวอย่าง S-1

ขนาดรอยแตกของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่มีสัดส่วนสปอร์ร้อยละ 1 โดยน้ำหนักซีเมนต์ (S-1) มีแนวโน้มลดลงกว่าตัวอย่างอื่นๆ ดังแสดงในรูปที่ 5(ค) ทั้งนี้เมื่อพิจารณาร่วมกับรูปที่ 6(ก) และ 6(ข) ที่แสดงการเปรียบเทียบปฏิกิริยาการประสานรอยแตกร้าวที่พื้นผิวตัวอย่างมอร์ตาร์ S-1 ในวันที่ 1 และ 7 ตามลำดับ จะพบว่าบริเวณรอยแตกที่เคยมองเห็นได้อย่างชัดเจนในวันที่ 1 จะถูกเติมเต็มด้วยตะกอนสีขาวจนปกคลุมและประสานรอยแตกร้าว

จนเป็นเนื้อเดียวได้ในวันที่ 7 ผลการทดสอบดังกล่าวช่วยยืนยันว่าตัวอย่าง S-1 มีประสิทธิภาพในการประสานรอยแตกดีที่สุด โดยสามารถซ่อมแซมรอยแตกร้าวที่มีขนาดความกว้างมากที่สุดถึง 0.60 มม. ได้อย่างสมบูรณ์ภายใน 7 วันหลังจากเริ่มกระบวนการซ่อมแซม



(ก) วันที่ 1 (ข) วันที่ 7

รูปที่ 6 การประสานรอยแตกร้าวจากปฏิกิริยาชีวภาพที่ผิวของตัวอย่าง S-1

4. บทสรุป

ไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรีย *Bacillus Sphaericus* LMG 22257 ที่ห่อหุ้มด้วยสารละลายโซเดียมอัลจิเนตและขึ้นรูปด้วยเทคนิคการอัดขึ้นรูปร่วมกับวิธีแช่แข็งอบแห้ง มีความเหมาะสมที่จะประยุกต์ใช้กับมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเอง โดยสามารถช่วยคงสภาพความมีชีวิตเมื่อสปอร์อยู่ในสภาวะที่ไม่เหมาะสมของการผสมและขึ้นรูปมอร์ตาร์ได้ อีกทั้งยังสามารถฉีกขาดเมื่อมอร์ตาร์เกิดรอยแตกร้าวผ่านบริเวณที่มีไมโครแคปซูล เพื่อให้สปอร์ของแบคทีเรียสามารถสัมผัสกับน้ำและอากาศ ส่งผลให้เกิดการย่อยสลายยูเรียและการตกตะกอนแคลเซียมคาร์บอเนตได้ นอกจากนี้ยังพบว่าเทคนิคการกระตุ้นสปอร์ด้วยการฉีดพ่นน้ำและตากแห้งเป็นวัฏจักร สามารถช่วยกระตุ้นปฏิกิริยาชีวภาพของสปอร์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

จากการทดสอบคุณสมบัติของมอร์ตาร์ซ่อมแซมตัวเองพบว่า สารอาหารสำหรับแบคทีเรียเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลให้กำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ลดลง เมื่อพิจารณาเฉพาะกลุ่มตัวอย่างที่มีส่วนผสมของสารอาหาร พบว่าสปอร์ของแบคทีเรียไม่ส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงอัด ความพรุน และการดูดซึมน้ำของมอร์ตาร์อย่างมีนัยสำคัญ

จากการทดสอบประสิทธิภาพการประสานรอยแตกพบว่าการผสมสปอร์ของแบคทีเรียในมอร์ตาร์ส่งผลให้เกิดการซ่อมแซมรอยแตกในระยะยาว เมื่อผสมสปอร์ในปริมาณที่มากขึ้นจะส่งผลให้อัตราการซ่อมแซมรอยแตกสูงขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ นอกจากนี้ยังพบว่าเมื่อใส่สปอร์ในปริมาณที่มากเพียงพอจะส่งผลให้เกิดกระบวนการซ่อมแซมรอยแตกได้สมบูรณ์อย่างรวดเร็วอีกด้วย

เนื่องจากมอร์ตาร์ที่มีส่วนผสมของไมโครแคปซูลของสปอร์แบคทีเรียที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นมอร์ตาร์ชนิดพิเศษที่สามารถซ่อมแซมตัวเองได้ ในอนาคตการคิดต้นทุนอาจจะต้องพิจารณาการใช้งานในระยะยาวที่ไม่จำเป็นต้องซ่อมแซม สำหรับการพิจารณาความคุ้มค่าทางเศรษฐศาสตร์ คณะผู้วิจัยจะนำไปดำเนินการวิจัยต่อไปในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจาก ทุนวิจัยเพื่อต่อยอดองค์ความรู้สู่การใช้ประโยชน์ สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) รหัสโครงการ RGU6280001 และทุนวิจัยจากมูลนิธิกระจกอาซาฮี (the Asahi Glass Foundation)

เอกสารอ้างอิง

[1] Alonso, M.J., Hernandez, L.E., Muňoz, M.A., Franco, M.R., Narayanasamy, R. and Balagurusamy, N. (2019). Microbially induced calcium carbonate precipitation (MICP) and its potential in bioconcrete: Microbiological and molecular concepts. *Frontier in Materials*, 6, pp.126.

[2] Wang, J.Y., Soens, H., Verstraete, W., and Belie, N.D. (2014). Self-healing concrete by use of microencapsulated bacterial spores. *Cement and Concrete Research*, 56, pp.139-152.

[3] Wang. J.Y., Snoeck, D., Vlierberghe, S.V., Verstraete, W., and Belie, N.D. (2014). Application of hydrogel encapsulated carbonate precipitating bacteria for approaching a realistic self-healing in concrete. *Construction and Building Materials*, 68, pp.110-119.

[4] Wang, J.Y., Mignon, A., Trenson, G., Vliergerghe, S.V., Boon, N., and Belie, N.D. (2018). A chitosan based pH-responsive hydrogel for encapsulation of bacteria for self-sealing concrete. *Cement and Concrete Composites*, 93, pp.309-322.

[5] Tziviloglou, E., Wiktor, V., Jonkers, H.M., and Schlangen, E. (2016). Bacteria-based self-healing concrete to increase liquid tightness of cracks. *Construction and Building Materials*, 122, pp.118-125.

[6] ASTM International. (2015). Standard test method for flow of hydraulic cement mortar (ASTM C1437-15). West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.

[7] ASTM International. (2006). Standard test method for evaluating plastic shrinkage cracking of restrained fiber reinforced concrete: Using a Steel Form Insert (ASTM C1579-06). West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.

[8] ASTM International. (2002). Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars using 2-

in. or [50-mm] cube specimens (ASTM C109-02). West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.

[9] ASTM International. (2006). Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete (ASTM C642-06). West Conshohocken: American Society for Testing and Materials.

[10] Hana, S., Petr, B., Josef, F., Karel, S., Roman, C. and Tomas, T. (2019). Impact of the self-healing agent composition on material characteristics of bio-based self-healing concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 11. unpaged.

[11] Shaaban, M., Toshiki, A. and Kenji, S. (1997). Influence of urea in concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(5), pp.733-745.

[12] Maes, M., Snoeck, D., and Belie, N.D. (2016). Chloride penetration in cracked mortar and the influence of autogenous crack healing. *Construction and Building Materials.* 115, pp.114-124.

Analytical investigation on bond behavior between concrete and FRP bars of near-surface mounted and embedded through-section strengthening methods

Nakares Kongmalai[1,*], Linh Van Hong Bui[2] and Pitcha Jongvivatsakul[3]

[1,3] Innovative Construction Materials Research Unit, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, THAILAND

[2] Faculty of Civil Engineering, Industrial University of Ho Chi Minh City, Ho Chi Minh, VIETNAM

** Corresponding author; E-mail address: nakares44@gmail.com*

Abstract

The strengthening techniques are to enhance the performance of existing reinforced concrete (RC) structures. This research aims to investigate the bond behavior between fiber-reinforced polymer (FRP) bars and concrete interfaces of near-surface mounted (NSM) strengthening method and the embedded through-section (ETS) strengthening technique. Bond models for two strengthening methods are developed considering various crucial parameters. The effects of concrete compressive strength, embedment length, and modulus of elasticity of FRP bars on the bond responses between two retrofitting methods are analytically investigated to interpret the results through bond models.

Keywords: Bond behavior, Fiber-reinforced polymer, Near-surface mounted, Embedded through-section, Strengthening

1. Introduction

Nowadays, the huge challenge is to improve the performance of the existing reinforced concrete (RC) structures for extending their service life. Therefore, new materials are created to partially response the mentioned challenge. Presently, fiber-reinforced polymer (FRP) rods are one of feasible materials to enhance the structural efficiency instead of using conventional steel. Owing to the considerable properties of FRP materials, the repairing and strengthening using FRP composites are the reasonable ways to mitigate deterioration of RC structures.

Currently, there are two common methods for strengthening of the deteriorated RC structures. One is near-surface mounted (NSM) technique, in which the FRP was installed to the concrete surface with an adhesive [1-6]. Another technique is the embedded through-section (ETS) technique, which FRP rods with an adhesive were embedded into the predrilled holes through the section of members [7-9]. The strengthening configurations for these methods are demonstrated in **Fig. 1(a) and (b)**.

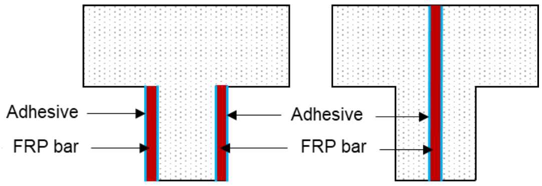


Fig. 1 The shear strengthening technique configurations: (a) NSM; (b) ETS

For both strengthening techniques, as revealed by Lorenzis et al. [1], Dai et al. [5] and Bui et al. [7], the interfacial response between FRP and concrete is an important factor that affect the performance of the structures; thus, it is necessary to consider carefully the bonding mechanism of FRP to concrete. Number of previous studies [1-9] indicated that the bond between concrete and FRP could be explained by the analysis of the bond stress–slip relationship through experiments and models. However, there is no clear research that discussed and assessed the efficiency of those strengthening techniques.

This study aims to investigate the bond performance of the ETS and NSM strengthening methods based the results of previous research. First, the available test data for ETS and NSM methods are used to propose the reliable bond models for each method. Then, the parametric study, which examines the effects of concrete compressive strength, Young's modulus of FRP, and embedment length, using the proposed interfacial bond model is carried out to evaluate the efficiency of the ETS and NSM techniques.

2. Development of bond model

2.1 Conceptual bond behavior

Fig. 2 shows the free-body diagrams of interface between FRP bars and concrete. The force components in **Fig. 2** can be written following equilibrium condition as Eq. (1).

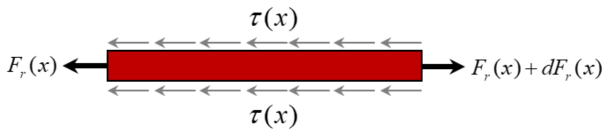


Fig. 2 The free-body diagrams between FRP bars and concrete [7]

$$dF_r(x) = A_r d\sigma_r(x) = p_r \tau(x) dx \quad (1)$$

where, $dF_r(x)$ is axial forces in the FRP bar at section dx, A_r is cross-sectional area of bars, $d\sigma_r(x)$ is tensile stress in the bar, p_r is the perimeter of the bar, and $\tau(x)$ is bond stress.

Afterwards, the uniaxial constitutive relationship for the linear elastic FRP bars is expressed by Eq. (2).

$$F_r(x) = E_r A_r \varepsilon_r(x) \quad (2)$$

where, $F_r(x)$ is the axial force in x direction, E_r is the modulus of elasticity of the bar, and $\varepsilon_r(x)$ is the axial stain along with x direction.

The slip function in terms of length x along the embedment length is defined with $s(x)$. The second order differential calculus of $s(x)$ is defined as Eq. (3). Eq. (3) is then substituted into Eq. (2) to be Eq. (4) as shown below.

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{d\varepsilon_r(x)}{dx} \quad (3)$$

$$\frac{dF_r(x)}{E_r A_r dx} = \frac{p_r \tau(x)}{E_r A_r} \quad (4)$$

Dai et al. [5] and Bui et al. [7] indicated that the exponential function shall be appropriate to derive the strain-slip relationship at loaded end of FRP as illustrated in Eq. (5).

$$\varepsilon = f(s) = A(1 - e^{-Bs}) \quad (5)$$

where, A and B are the experimental parameters. Therefore, the bond stress-slip relationship is derived by Eq. (3) and Eq. (4), which the strain is substituted by Eq. (5), as follows:

$$\tau = \frac{E_r A_r}{p_r} A^2 B e^{-Bs}(1 - e^{-Bs}) \quad (6)$$

The interfacial fracture energy (G_f) is defined as follows:

$$G_f = \int_0^\infty \tau ds \quad (7)$$

Eq. (6) is substituted into Eq. (7) so that G_f can be obtained as below.

$$G_f = \frac{A^2 E_r A_r}{2 p_r} \quad (8)$$

Moreover, the theoretical maximum pullout force ($P_{\max}$) can be expressed as follows:

$$P_{\max} = E_r A_r \varepsilon_{\max} = E_r A_r \lim_{s \to \infty} A(1 - e^{-Bs}) = E_r A_r A \quad (9)$$

where, $\varepsilon_{\max}$ is the maximum strain of FRP bars corresponding to the maximum bond stress. Furthermore, the factor A in Eq. (8) is substituted into Eq. (9). Then, $P_{\max}$ can be rewritten in new form as shown in Eq. (10).

$$P_{\max} = E_r A_r \sqrt{\frac{2 G_f p_r}{E_r A_r}} \quad (10)$$

Additionally, from Eq. (6), the maximum slip ($s_{\max}$) that corresponding to the maximum bond stress ($\tau_{\max}$), which can be defined by $d\tau / ds = 0$, are shown below.

$$s_{\max} = \frac{\ln 2}{B} \quad (11)$$

$$\tau_{\max} = \frac{B G_f}{2} \quad (12)$$

2.2 Approach for B and G_f formulations

In the bond model proposed by Bui et al. [5] and Dai et al. [7], the interfacial factors, which are the bond ductility (B) and the bond energy (G_f), can be derived from the test results using the above equations. Based on experimental data, the parameters B and G_f can be simplified as equations containing the terms of the concrete compressive strength (f_c'), stiffness of FRP bars ($E_r A_r / p_r$), embedded length (L_b), and properties of adhesive (G_a / t_a) through a regression procedure [5,7]. The property of adhesive can be expressed by Eq. (13).

$$\frac{G_a}{t_a} = \frac{E_{ad}}{2t_a(1+\nu_a)} \qquad (13)$$

where, E_{ad} is the elastic modulus of adhesive, t_a is thickness of adhesive, and ν_a is the Poisson's ratio of adhesive.

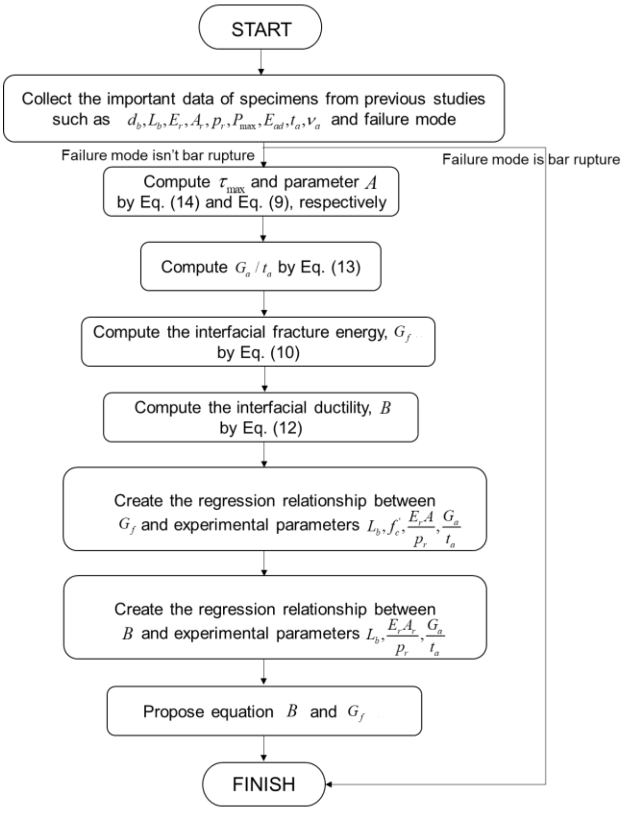
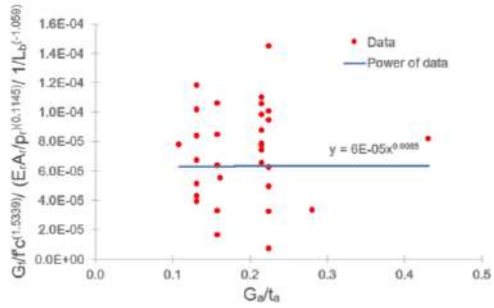
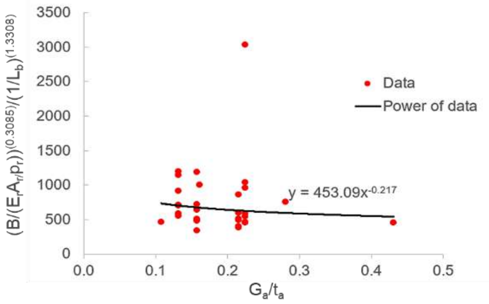


Fig. 3 The regression procedure considering all parameters



(a) Fracture energy (G_{f-ETS})



(b) Interfacial ductility (B_{ETS})

Fig. 4 The regression analysis of ETS strengthening technique

Additionally, the regression procedure considering all parameters is described in **Fig. 3**. The maximum bond stress can be calculated from Eq. (14). **Fig. 4** shows the example of the regression analysis of ETS method.

$$\tau_{max} = \frac{P_{max}}{\pi d_b L_b} \qquad (14)$$

3. Proposed bond model

3.1 NSM strengthening method

3.1.1 Database

The total of 98 specimens tested by Lorenzis et al. [1], Soliman et al. [2], Hassan et al. [3], and Kalupahana [4] were used to formulate the bond model. The FRP bar properties used in formulation covered that the modulus of elasticities are in range of 31.17—174.71 GPa, the bar diameters are in range of 8.0—13.0 mm, and the embedment lengths are in range of 30.0—800.0 mm. The compressive strengths of concrete vary between 22—60 MPa. The properties of adhesive are in range of 0.345—1.493 GPa for elastic modulus and 1.0—7.95 mm for layer thickness.

3.1.2 Proposed formulations

Using the regression procedure analysis indicated in section 2, the bond factors for the NSM strengthening (G_{f-NSM} and B_{NSM}) are represented as equations in terms of the compressive strength, the embedment length, the properties of FRP stiffness and adhesive as shown in Eq. (15) and Eq. (16), respectively.

$$G_{f-NSM} = 0.0785 \cdot (1/L_b)^{-0.874} (f_c')^{1.2483} (\frac{E_r A_r}{p_r})^{-0.923} (\frac{G_a}{t_a})^{0.071} \qquad (15)$$

$$B_{NSM} = 226.29 \cdot (1/L_b)^{1.5287} (\frac{E_r A_r}{p_r})^{0.6721} (\frac{G_a}{t_a})^{-0.135} \qquad (16)$$

The relations between various terms in Eq. (15) and Eq. (16) can be reasonably explained through the experimental results as following. The increase in the concrete compressive strength significantly affected the interfacial fracture energy due to the confinement of concrete. Similarly, the increase in the embedment length slightly enhanced the interfacial energy G_{f-NSM} . This observation was also found in the studies by Lorenzis et al. [1]. In contrast, the interfacial fracture energy of the bond behavior between NSM FRP-concrete increased when the stiffness of FRP decreased. This is because the strain development in FRP bars enhanced when the Young's modulus

of FRP was low. Meanwhile, the increase in the shear stiffness of adhesive did not have a significant influence on the interfacial energy for NSM FRP-concrete interface response.

On the other hand, the embedment length greatly affects the interfacial ductility of the NSM FRP-concrete bond behavior (B_{NSM}). Also, the stiffness of the NSM FRP bars has the same trend to the embedment length. The enhancement in the shear stiffness of adhesive displays the similar observation as in G_{f-NSM} formulation.

3.2 ETS strengthening method

3.2.1 Database

The previous studies of Bui et al. [7], Godat et al. [8], and Caro et al. [9], which examined the bond behavior of ETS FRP strengthening, are selected to propose the bond model. The database was chosen from the total results of 32 specimens including the parameters of the types of FRP bars, the concrete compressive strength ranging from 20.7 to 45.6 MPa, the bar diameter ranging from 8.0 to 12.7 mm, the embedment length ranging from 45 to 250 mm, the elastic modulus of FRP ranging from 40 to 155 GPa, the elastic modulus of adhesive ranging 2.18 to 3.10 GPa, and thickness of adhesive ranging 2.38 to 9.52 mm.

3.2.2 Proposed equations

The interfacial fracture energy for ETS bond behavior (G_{f-ETS}) is influenced by the concrete compressive strength, embedment length, the properties of FRP stiffness, and adhesive parameters, as shown in Bui et al. [7]. Following the regression procedure, Eq. (17) demonstrates the equation for the interfacial energy. It is apparent from Eq. (17) that the concrete compressive strength has the greatest effect on the interfacial fracture energy due to the confinement of concrete to ETS bars. Moreover, the embedment length also affects the fracture energy. The increase in embedment length induces the enhancement of the interfacial energy. Nevertheless, both the FRP stiffness and adhesive stiffness in ETS technique slightly impact the interfacial fracture energy.

$$G_{f-ETS} = 6\times10^{-5}\cdot(\frac{1}{L_b})^{-1.059}(f_c^{'})^{1.5339}(\frac{E_rA_r}{p_r})^{0.1145}(\frac{G_a}{t_a})^{0.0085} \quad (17)$$

On the other hand, the formulation for the interfacial bond ductility using the proposed regression analysis of ETS specimens is shown in Eq. (18). The most effective factor to B_{ETS} equation is the embedment length, in which the long embedment greatly increased the ETS interfacial ductility. Similar to the results exhibited in the study by Bui et al. [7], long embedment length was capable in the lag of strain development, resulting in the considerable ductility. Additionally, the stiffness of ETS FRP bars slightly affected the B_{ETS} . While, the stiffness of adhesive barely impacts the B_{ETS} with a contrast tendency to the influence of ETS stiffness.

$$B_{ETS} = 453.09\cdot(\frac{1}{L_b})^{1.3308}(\frac{E_rA_r}{p_r})^{0.3085}(\frac{G_a}{t_a})^{-0.217} \quad (18)$$

In the following section, the formulations of G_f and B are adopted to generate the bond-slip model showing the interfacial performance of the strengthening methods, ETS and NSM.

4. Parametric study

This section presents the use of bond stress-slip relationship to describe the effects of various parameters to the efficiency of the NSM and ETS strengthening techniques. The investigating factors are FRP bar types, embedment length, and concrete compressive strength. The bond stress-slip relationship is defined by Eq. (6) along with using the formulations of G_f and B in the previous section.

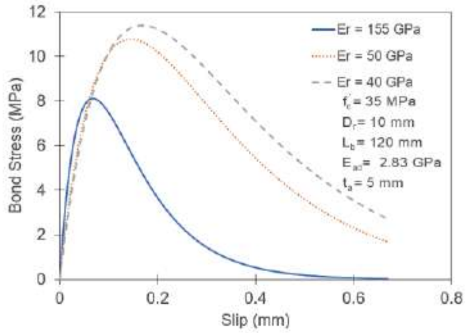
4.1 NSM strengthening technique

Fig. 5(a) presents the effects of the FRP stiffness to the bond behavior of the NSM method. The large stiffness of NSM FRP resulted in the high rigidity of the bond stress-slip relationships. The increase in Young's modulus of FRP bars provided the decrease in the bond stress of the specimens. This is mainly because that the high stiffness of FRP offered the low strain in the FRP, making the bond stress to be low. This finding indicates that the GFRP bar, which has low modulus, can be suitable for embedding in concrete specimen using the NSM strengthening technique in terms of the bond performance and ductility.

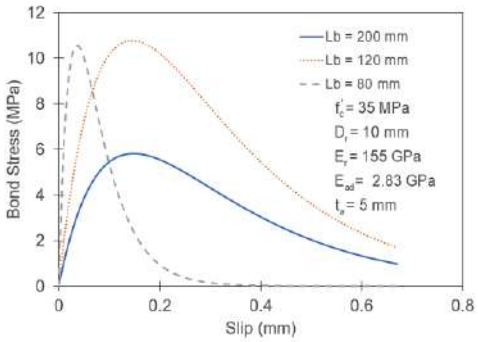
On the other hand, the increase in embedment length for the NSM technique decreased the bond stress as shown in **Fig. 5(b)**. It is due to the great strain development with insufficient embedment length, resulting in the high bond stress. In addition, the bond ductility values decreased as the embedment length enhanced. This was also reported in the previous studies by Dai et al. [5] and Bui et al. [7].

Fig. 5(c) presents the bond stress-slip responses with different concrete compressive strengths. It is obvious from the

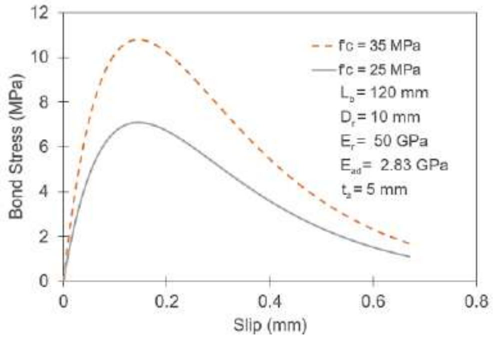
analytical investigation and the test results that the bond stress increased when enhancing the concrete compressive strength by pullout test. This may mainly be because the confinement action of the high strength concrete triggered the shear transfer mechanism of concrete-adhesive-NSM FRP.



(a) FRP bar type



(b) Embedment length

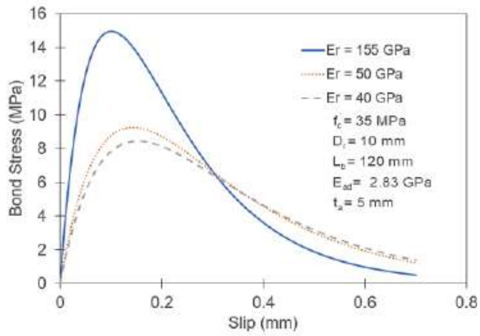


(c) Concrete compressive strength

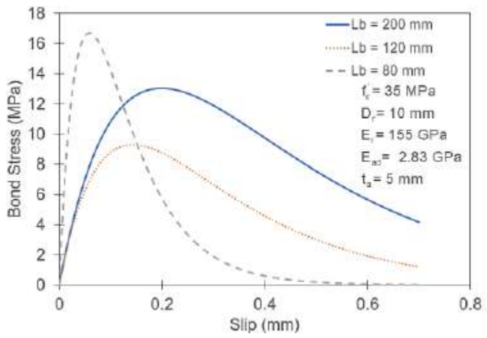
Fig. 5 Effect of FRP bar type, embedment length and concrete compressive strength on bond stress-slip relationship of NSM

4.2 ETS strengthening technique

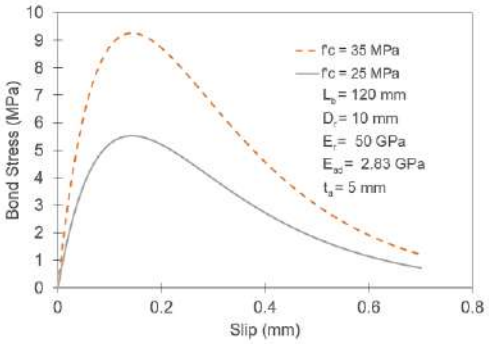
Fig. 6(a) shows the effects of bar stiffness on the bond behavior for the ETS technique**.** The increasing stiffness of FRP bar provides the increase of bond stress, which attributes to the inverse of NSM technique. It is because the FRP bars in the ETS specimens were fully embedded into the concrete core, leading to the considerable confinement. This phenomenon exhibits the feasible shear transfer mechanism of concrete-adhesive-ETS FRP. **Fig. 6(a)** also implies that the ETS CFRP specimen induced the largest bond stress-slip efficiency.



(a) FRP bar type



(b) Embedment length



(c) Concrete compressive strength

Fig. 6 Effect of FRP bar type, embedded length and concrete compressive strength on bond stress-slip relationship of ETS

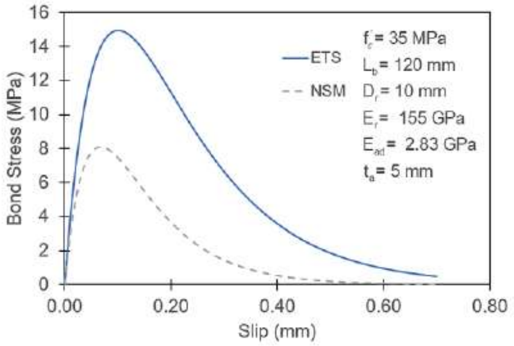
For the effect of the embedment length, it is similar to the NSM method that the increase in embedment length of the ETS bars decreased the bond stress as displayed in **Fig. 6(b)**. However, comparing to the NSM method, the reduction in bond stress with increasing embedment length for the ETS method is

not significant. It may be due to the proper confinement of the specimen to ETS FRP, redistributing the shear resisting transfer.

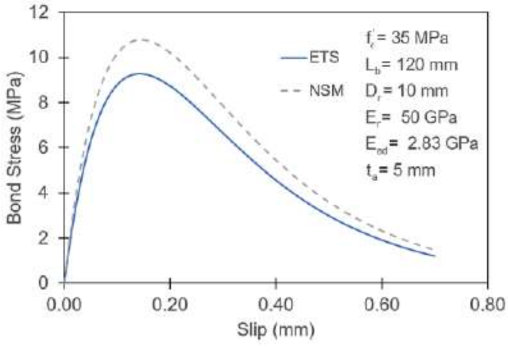
Additionally, the bond performance of the ETS technique was improved by enhancing the concrete compressive strength as shown in **Fig. 6(c)**. For this reason, the concrete specimens could be able to withstand the forces acting and completely fail by pullout and splitting.

4.3 Comparison between NSM and ETS techniques

Figs. 7(a) and 7(b) illustrate the bond stress-slip curves of the two strengthening techniques with the same parameters except the Young's modulus values of the FRP. It is apparent that when the modulus of elasticity of FRP bars for both strengthening techniques was approximately 155 GPa (high stiffness), the specimen embedded by the ETS FRP bar provided the higher bond stress than that of the NSM technique, approximately 54%. Whereas, when the Young's modulus for both techniques is roughly 50 GPa (low stiffness), the specimen inserted by NSM FRP bar offers the greater bond stress than that of the ETS technique, approximately 14%. It can be analytically implied that the embedment with CFRP bars is appropriate for the ETS techniques, while the embedment with GFRP bars is suitably notable for the NSM strengthening technique.



(a) E_r = 155 GPa



(b) E_r = 50 GPa

Fig. 7 Effects of bond stress–slip responses in each strengthening method

5. Conclusion

The bond models for the ETS and NSM strengthening methods are developed through an analytical investigation using the nonlinear regression procedure. Based on the results in this study, the following conclusions can be drawn.

(1) The formulations for two factors, interfacial ductility (B) and interfacial energy (G_f), considering various important parameters are proposed. Additionally, a parametric study utilizing the proposed equations to the bond model was carried out. The large stiffness of FRP resulted in the high rigidity of the bond stress-slip relationships for both techniques. However, the increasing stiffness of FRP bar furnished the increase of bond stress of ETS method, which was contrast to that for the NSM technique. The decrease in bond stress with increasing embedment length for the ETS method is not significant compared to that for the NSM method. The effect of the concrete compressive strength for two strengthening methods offered a consistent bond efficiency.

(2) Through analytical investigation, the embedment with CFRP bars is deemed to be appropriate for the ETS techniques, while the embedment with GFRP bars is seemly reasonable for the NSM strengthening technique.

References

[1] De Lorenzis, L., Rizzo, A. and La Tegola, A. (2002). A modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete. *Composites Part B: Engineering*, *33*(8), 589-603.

[2] Soliman, S. M., El-Salakawy, E. and Benmokrane, B. (2011). Bond performance of near-surface-mounted FRP bars. *Journal of Composites for Construction, 15*(1), 103-111.

[3] Hassan, T. and Rizkalla, S. (2004). Bond mechanism of NSM FRP bars for flexural strengthening of concrete structures. *ACI Structural Journal, 101*(6), 830-839.

[4] Kalupahana, W. K. G. (2009). *Anchorage and bond behaviour of near surface mounted fibre reinforced polymer bars.* (Doctoral dissertation, University of Bath).

[5] Dai, J., Ueda, T. and Sato, Y. (2005). Development of the nonlinear bond stress–slip model of fiber reinforced plastics sheet–concrete interfaces with a simple method. *Journal of composites for construction*, 9(1), 52-62.

[6] Dai, J. G., Sato, Y. and Ueda, T. (2002). Improving the load transfer and effective bond length for FRP composites bonded to concrete. *Proceedings of the Japan Concrete Institute, 24*(1), 1423-1428.

[7] Bui, L. V. H., Stitmannaithum, B. and Jongvivatsakul, P. (2020). Comprehensive investigation on bond mechanism of embedded through-section fiber-reinforced polymer bars to concrete for structural analysis. *Journal of Building Engineering*, 101180.

[8] Godat, A., L'hady, A., Chaallal, O. and Neale, K. W. (2012). Bond behavior of the ETS FRP bar shear-strengthening method. *Journal of Composites for Construction, 16*(5), 529-539.

[9] Caro, M., Jemaa, Y., Dirar, S. and Quinn, A. (2017). Bond performance of deep embedment FRP bars epoxy-bonded into concrete. *Engineering Structures, 147*, 448-457.

สมบัติทางกลของอิฐทดแทนเพื่อการอนุรักษ์โบราณสถานของไทย
Mechanical Properties of Substitution Bricks for Thai Historical Building Preservation

สุนัย โตศิริมงคล[1,*] พีรสิทธิ์ มหาสุวรรณชัย[2] วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[3] สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์[4] และ ชัยณรงค์ อธิสกุล[5]

[1,2,3,4,5] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: sunai.max@mail.kmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาสมบัติทางกลของอิฐทดแทนเพื่อการอนุรักษ์โบราณสถานของไทย โดยทำการทดสอบสมบัติทางกลของอิฐในห้องปฏิบัติการ ได้แก่ กำลังวัสดุ ความหนาแน่น และ ความพรุน โดยนำเสนอผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐทั้งในรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบและอิฐรูปแบบลูกบาศก์ และแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดของอิฐและความหนาแน่นของอิฐทั้งในรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบและรูปแบบลูกบาศก์ นอกจากนี้ทำการประเมินผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างและขนาดของอิฐต่อกำลังรับแรงอัดของอิฐ รวมถึงทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดของกลุ่มอิฐก่อในรูปแบบปริซึมโดยทำการเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยว จากการทดสอบพบว่า อิฐทดแทนมีความหนาแน่นแห้งอยู่ในช่วง 1.28 ก./ซม.^{3} - 1.63 ก./ซม.^{3} มีความพรุนอยู่ในช่วง 30.15 % - 35.14 % และค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐทดแทนรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบมีค่าสูงกว่ารูปแบบลูกบาศก์ กำลังรับแรงอัดกับความหนาแน่นมีความสัมพันธ์ต่อกัน ซึ่งท้ายสุดทำให้สามารถหาสมการสำหรับประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของกลุ่มอิฐก่อในรูปแบบปริซึมได้ในรูปของค่าความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยว

คำสำคัญ: โบราณสถานของไทย, สมบัติทางกล, อนุรักษ์, อิฐก่อในรูปแบบปริซึม, อิฐทดแทน

Abstract

The purpose of this study is to identify the mechanical properties of the substitution bricks used for Thai historical structures preservation. The mechanical properties of bricks, such as strength, density and porosity were investigated in the laboratory. The compressive strength of brick in flatwise position and the brick cube were presented. The relationship between the compressive strength of brick and density in both flatwise position and in cubic shape were illustrated. The effect of brick shape and size on the compressive strength were evaluated. The compressive strength of the brick prisms were also investigated in comparison with the compressive strength of bricks. The results show that dry density and porosity of the substitution brick are in the range of 1.28 g/cm^3 - 1.63 g/cm^3 and 30.15 % - 35.14 %, respectively. The compressive strength of brick in the flatwise position is higher than the brick cube. The experimental results also show that the compressive strength of brick depends on the density. Finally, the approximate equations for predicting the compressive strength of brick prism were derived in terms of density and compressive strength of brick.

Keywords: Brick prism, Mechanic properties, Preservation, Substitution bricks, Thai historical structures

1. บทนำ

โบราณสถาน คือ สิ่งที่มนุษย์สร้างขึ้นมีความเก่าแก่ เป็นแหล่งศึกษาด้านประวัติศาสตร์ ศิลปะวัฒนธรรม โบราณคดี สถาปัตยกรรม และวิศวกรรม นอกจากนี้ยังสามารถทำรายได้อย่างมากมายให้กับประเทศ โบราณสถานในจังหวัดพระนครศรีอยุธยาถือเป็นมรดกทางวัฒนธรรมที่สำคัญของประเทศไทย โดยโบราณสถานในเขตอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยาได้ขึ้นทะเบียนเป็นมรดกโลกด้านวัฒนธรรมจากองค์การยูเนสโกตั้งแต่พ.ศ. 2534 [1-2] และเป็นแหล่งท่องเที่ยวที่สำคัญในลำดับต้น ๆ ของประเทศไทย

อายุที่ยาวนานของโบราณสถานนั้นทำให้มีการเสียหายหรือเสื่อมสภาพของโครงสร้างบางส่วน ซึ่งการเสื่อมสภาพตามกาลเวลาของวัสดุก่อโบราณเป็นปัจจัยอย่างหนึ่งที่ทำให้โบราณสถานเกิดการเสียเสถียรภาพและเกิดความเสียหายขึ้นตามกาลเวลา การบูรณะโบราณสถานจำเป็นต้องใช้อิฐทดแทนที่มีสมบัติทางกลใกล้เคียงกับอิฐโบราณมากที่สุด ดังนั้นการศึกษาสมบัติทางกลของอิฐทดแทนที่ใช้ในการอนุรักษ์โบราณสถานของไทยจึงมีความสำคัญและมีความจำเป็นต้องศึกษาเพิ่มเติมข้อมูลอย่างต่อเนื่อง ทั้งนี้ความเสียหายหรือการเสื่อมสภาพของวัสดุเกิดขึ้นได้จากหลายปัจจัย เช่น การเสื่อมสภาพเนื่องจากฝนกรด โดย Zheng และคณะ พบว่า [3] ฝนกรดมีผลต่อกำลังรับแรงอัดของอิฐ หรือในประเทศที่มีอุณหภูมิต่ำมากมีผลของการเสื่อมสภาพเนื่องจาก การแข็งตัวและละลายของน้ำสลับกันไป โดย Tang และคณะ [4] พบว่ามีปัจจัยที่สำคัญคือ จำนวนรอบการเกิด และระดับความอิ่มตัว เป็นต้น ปัจจัยของความเสียหายหรือการเสื่อมสภาพที่กล่าวข้างต้นล้วนส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดของโครงสร้างโบราณสถาน

ทั้งนี้วัสดุที่นำมาบูรณะโบราณสถานต้องคำนึงถึงสมบัติอื่น ๆ นอกเหนือจากกำลังรับแรงอัดด้วยเช่นกัน ทำให้ต้องทดสอบโดยนำความรู้ทางวิศวกรรมเข้ามาเกี่ยวข้องในด้านการบูรณะโบราณสถาน ซึ่งใน

ต่างประเทศมีการศึกษาสมบัติทางกายภาพและสมบัติทางกลของอิฐโบราณ [5-8] โดยทำการศึกษาความหนาแน่น ความพรุน การดูดซึมน้ำ กำลังรับแรงอัด โมดูลัสยืดหยุ่น เป็นต้น ตัวอย่างงานวิจัยที่ผ่านมาได้แก่ Silveira และคณะ [8] ได้ศึกษาสมบัติทางกลของอิฐโบราณจากกำแพงและบ้านพักอาศัย ในเมืองอาเวียโร ประเทศโปรตุเกส โดยเจาะตัวอย่างเป็นรูปทรงกระบอกจากนั้นนำมาทดสอบกำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดึง และโมดูลัสยืดหยุ่น พบว่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเท่ากับ 1.17 เมกะปาสคาล กำลังรับแรงดึงเฉลี่ยเท่ากับ 0.19 เมกะปาสคาล และโมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ยเท่ากับ 187 เมกะปาสคาล ซึ่งวัสดุที่ใช้ในต่างประเทศกับประเทศไทยมีขนาดและวิธีการผลิตที่แตกต่างกันจึงได้มีการศึกษาสมบัติทางกลของอิฐโบราณและอิฐทดแทนที่นำมาใช้บูรณะโบราณสถานในประเทศไทย [9-12] โดยสุดชาย [9] (2543) ศึกษาผลของกำลังรับแรงอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐโบราณที่นำมาจากวัดในจังหวัดพระนครศรีอยุธยาทั้ง 8 วัด เทียบกับอิฐที่ผลิตในปัจจุบัน พบว่ากำลังรับแรงอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของอิฐที่นำมาทดสอบมีความแตกต่างกันตามแหล่งที่มา ในทำนองเดียวกันสุทัศน์และคณะ [10] (2562) ได้ศึกษาสมบัติทางกลของอิฐโบราณและมอร์ตาร์โบราณที่เก็บตัวอย่างมาจากโบราณสถานในกรุงเทพมหานครและจังหวัดพระนครศรีอยุธยา รวมถึงทดสอบอิฐก่อปริซึมซึ่งก่อโดยใช้อิฐทดแทนและปูนหมัก จากรายงานกล่าวว่ากำลังรับแรงอัดและความหนาแน่นของอิฐโบราณมีความสัมพันธ์กัน โดยกำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มมากขึ้นตามความหนาแน่นของอิฐที่มากขึ้น ทั้งนี้กำลังรับแรงอัดของอิฐและมอร์ตาร์โบราณมีความแตกต่างกันตามแหล่งที่มา ดังนั้นฐานข้อมูลทางวิศวกรรมของวัสดุโบราณสถานจึงมีความสำคัญและยังจำเป็นต้องศึกษาเพิ่มเติมอย่างต่อเนื่อง

จากข้อมูลและแนวทางศึกษาที่คณะผู้วิจัยได้เคยดำเนินการมาแล้วตามรายงานข้างต้น [10] กรมศิลปากร และอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยา จึงให้ความอนุเคราะห์ตัวอย่างอิฐทดแทนซึ่งผลิตตามข้อกำหนดของกรมศิลปากรเพื่อใช้ในงานบูรณะโบราณสถานในเขตอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยาให้กับคณะผู้วิจัย เพื่อต่อยอดผลการศึกษาเพิ่มเติมถึงสมบัติทางกลของอิฐทดแทนที่นำมาใช้นี้ โดยอิฐทดแทนที่ทำการศึกษานั้นมีลักษณะและขนาดแตกต่างกันโดยได้กล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

การศึกษานี้ได้พิจารณาผลจากขนาดของอิฐตัวอย่างที่มีต่อค่ากำลังรับแรงอัด รวมถึงรูปทรงตัวอย่างอิฐระหว่างตัวอย่างแบบทรงลูกบาศก์กับตัวอย่างแบบเต็มแผ่นซึ่งมีความหนาแตกต่างกัน นอกจากนี้ได้พิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นกับกำลังรับแรงอัดของอิฐ ตลอดจนการศึกษากำลังรับแรงดัด และกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อที่เกิดจากการเรียงอิฐเป็นชั้นที่ไม่มีการสอปูน จากนั้นนำผลการทดสอบในกรณีต่าง ๆ มาทำการวิเคราะห์เพื่อสร้างสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐตามขนาดและความหนาแน่น รวมถึงสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐก่อในกรณีที่ไม่มีการสอปูน โดยผลการศึกษานี้สามารถเป็นฐานข้อมูลที่มีประโยชน์ต่อผู้ที่เกี่ยวข้องกับการบูรณะโบราณสถานให้สามารถกำหนดวิธีการบูรณะได้อย่างเหมาะสมมากยิ่งขึ้น อันทำให้โบราณสถานซึ่งเป็นมรดกทางวัฒนธรรมที่สำคัญของชาติเราอยู่คู่กับประเทศไทยไปตราบนานเท่านาน

2. วัสดุและการเตรียมตัวอย่าง

2.1 วัสดุทดสอบ

อิฐทดแทนที่ใช้บูรณะโบราณสถานของไทย รวมถึงตัวอย่างอิฐโบราณที่ได้รับความอนุเคราะห์จากกรมศิลปากร โดยนำเศษตัวอย่างมาจากพื้นที่โบราณสถานแหล่งต่าง ๆ ที่อยู่ระหว่างการบูรณะ ทั้งนี้การศึกษานี้มุ่งต่อยอดผลการศึกษาของคณะผู้วิจัย [10] โดยมุ่งเน้นที่การทดสอบอิฐทดแทนเป็นหลัก

2.1.1 อิฐทดแทน (Substitution Bricks)

อิฐทดแทน คือ อิฐที่ผลิตโดยกระบวนการผลิตแบบโบราณสามารถแบ่งประเภทได้ 2 รูปแบบตามการเผาคือ เผาฝืน และเผาแกลบ โดยอิฐทดแทนที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้เป็นอิฐทดแทนเผาแกลบที่ใช้บูรณะโครงสร้างโบราณสถาน ในจังหวัดพระนครศรีอยุธยา โดยความอนุเคราะห์จากสำนักงานอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยา วัสดุที่นำมามีขนาดที่แตกต่างกัน เนื่องจากในการบูรณะโบราณสถานต้องใช้อิฐหลายขนาดเพื่อใช้ในโครงสร้างที่มีความซับซ้อนต่างกันทำให้เกิดการลดหลั่นขนาดอิฐในการใช้งานจริง โดยกระบวนการผลิตอิฐทดแทน ผลิตตามข้อกำหนดของกรมศิลปากรเพื่อใช้ในงานบูรณะโบราณสถานในเขตอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยา ซึ่งตัวอย่างที่นำมาทดสอบแบ่งเป็น 2 ประเภทคือ อิฐก้อนเดี่ยว และอิฐก่อ

อิฐก้อนเดี่ยว (Brick) แบ่งเป็น 2 รูปแบบ ได้แก่ อิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ (Flatwise brick) คือ อิฐรูปแบบปกติที่ไม่ได้ผ่านกระบวนการตัดแต่งใด ๆ ดังแสดงในรูปที่ 1 และอิฐรูปแบบลูกบาศก์ (Cubic brick) คือ อิฐเต็มแผ่นตามแนวราบที่ผ่านการตัดและตกแต่งให้ได้เป็นทรงลูกบาศก์ดังแสดงในรูปที่ 2

อิฐก่อ (Masonry) คือ การนำอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบขนาด 15x30x5 ซม. มาวางซ้อนกัน 5 ชั้น ในรูปแบบปริซึม (Masonry prism) โดยไม่ใช้ปูนสอ ซึ่งอิฐทุกชั้นต้องผ่านการขัดผิวและปรับระดับให้มีความเรียบสม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 3 และพยายามปรับแต่งเพื่อให้ได้ความสูงของอิฐก่อโดยประมาณเท่ากับ 30 ซม. เพื่อลดผลกระทบของอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างด้านที่น้อยสุด ซึ่งรายละเอียดได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3 ทั้งนี้ขนาดของตัวอย่างอิฐทดแทนแต่ละรูปแบบที่กล่าวมาข้างต้นสามารถแจกแจงได้ดังตารางที่ 1

2.1.2 อิฐโบราณ (Ancient Bricks)

อิฐโบราณ คือ วัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างโบราณสถานในอดีต โดยอาศัยผลงานวิจัยในอดีตของคณะผู้วิจัย [10] ส่วนผลการทดสอบสมบัติทางกายภาพและสมบัติทางกลของตัวอย่างอิฐโบราณจากแหล่งต่าง ๆ ที่ผ่านการตกแต่งให้ได้ขนาด 2x2x2 ซม.^{3} โดยสามารถสรุปค่าสมบัติต่าง ๆ ได้ดังตารางที่ 2 ซึ่งความหนาแน่นตามตารางเป็นความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำ

2.2 การเตรียมตัวอย่าง

อิฐทดแทนที่นำมาทดสอบมีผิวที่ขรุขระเมื่อนำไปทดสอบทำให้การถ่ายแรงไม่สม่ำเสมอ จึงต้องทำการขัดโดยใช้เครื่องเจียรขนาด 4 นิ้ว ใช้ใบเจียรปูน ขัดผิวตัวอย่างให้มีความเรียบและมีระดับที่สม่ำเสมอทั่วแผ่น เพื่อให้ตัวอย่างทดสอบสามารถถ่ายแรงได้อย่างสม่ำเสมอ จากนั้นนำตัวอย่างมาวัดขนาด ชั่งน้ำหนัก หาความหนาแน่น และความพรุนก่อนการทดสอบสมบัติต่าง ๆ ของตัวอย่างได้แก่ กำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดัด โดยสามารถแจกแจงจำนวนตัวอย่างทดสอบของอิฐทดแทนแต่ละรูปแบบดังแสดงในตารางที่ 3 ต่อมาทำการประเมินกำลังของวัสดุเพื่อเลือกใช้เครื่องทดสอบให้เหมาะสมกับกำลังที่วัสดุรับได้ เมื่อเลือกเครื่องทดสอบที่เหมาะสมเรียบร้อยแล้ว ทำการตั้งค่าอัตราเร็วของเครื่องทดสอบและติดตั้งวัสดุทดสอบซึ่งรายละเอียดได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 3

รูปที่ 1 อิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ (Flatwise brick)

รูปที่ 2 อิฐรูปแบบลูกบาศก์ (Cubic brick)

รูปที่ 3 อิฐก่อรูปแบบปริซึม (Masonry prism)

ตารางที่ 1 ขนาดของอิฐทดแทนที่ใช้ในงานทดสอบ

ประเภท	รูปแบบ	ขนาด		
		กว้าง (ซม.)	ยาว (ซม.)	สูง (ซม.)
อิฐก้อนเดี่ยว	ลูกบาศก์	4	4	4
		5	5	5
		8	8	8
	เต็มแผ่นตามแนวราบ	15	30	4
		15	30	5
		15	30	8
อิฐก่อ	ปริซึม	15	30	30

ตารางที่ 2 สมบัติต่าง ๆ ของอิฐโบราณ

ตัวอย่าง	ความหนาแน่น (ก./ซม.^{3})	ความพรุน (%)	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})
วัดไชยวัฒนาราม	1.63	31.30	22.80
วัดพระศรีสรรเพชญ์	1.78	29.70	37.00
วัดศาลาปูน	1.51	33.10	27.50
พระราชวังโบราณ	1.86	31.90	22.00
วัดภูเขาทอง	-	-	-
เวิ้งนครเกษม	1.47	34.90	35.40
วัดราชบพิตร	1.40	34.30	25.10
วัดท่าตอ	1.64	32.10	30.80
วัดกระจี	1.56	32.80	67.20
เฉลี่ย	1.61	32.51	33.48

ตารางที่ 3 จำนวนตัวอย่างทดสอบของอิฐทดแทนแต่ละรูปแบบ

ประเภท	รูปแบบ	ขนาด (ซม.)	การทดสอบ	
			กำลังรับแรงอัด (ตัวอย่าง)	กำลังรับแรงดัด (ตัวอย่าง)
อิฐก้อนเดี่ยว	ลูกบาศก์	4x4x4	5	-
		5x5x5	5	-
		8x8x8	5	-
	เต็มแผ่นตามแนวราบ	15x30x4	5	-
		15x30x5	5	5
		15x30x8	5	-
อิฐก่อ	ปริซึม	15x30x30	1	-

3. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

การศึกษานี้ทำการทดสอบสมบัติทางกายภาพและสมบัติทางกลของอิฐทดแทนซึ่งผ่านกระบวนการผลิตด้วยวิธีการแบบโบราณที่ใช้สำหรับการอนุรักษ์โบราณสถาน โดยรายละเอียดของกระบวนการทดสอบในห้องปฏิบัติการแสดงได้ดังหัวข้อต่อไปนี้

3.1 การทดสอบความหนาแน่น

การทดสอบหาความหนาแน่นและความพรุนของอิฐนั้นเริ่มต้นจากการนำตัวอย่างมาอบให้แห้ง โดยนำเข้าเตาอบเป็นเวลา 24 ชั่วโมง ชั่งน้ำหนักหลังอบทำให้ได้น้ำหนักหลังอบแห้ง จากนั้นนำไปแช่น้ำทิ้งไว้ 24 ชั่วโมง ทำการชั่ง

น้ำหนักหลังแช่น้ำจนอิ่มตัว ทำให้ได้น้ำหนักของตัวอย่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำ แล้วนำอิฐที่อิ่มตัวชั่งน้ำหนักในน้ำ ทำให้ได้น้ำหนักที่ชั่งในน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งสามารถหาความหนาแน่นและความพรุนของอิฐจากการคำนวณ โดยอ้างอิงวิธีการคำนวณจาก ASTM C642-13 [13] ได้ดังสมการต่อไปนี้

$$\rho_b = [W_{dry}/(W_{sat} - W_{in\ water})] \times \rho_w \quad (1)$$

$$\rho_d = W_{dry}/V_d \quad (2)$$

$$\text{ความพรุน} = [(W_{sat} - W_{dry})/(W_{sat} - W_{in\ water})] \times 100 \quad (3)$$

เมื่อ

ρ_b = ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำ, ก./ซม.^{3}

ρ_d = ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่าง, ก./ซม.^{3}

W_{dry} = น้ำหนักของอิฐหลังจากผ่านการอบ, ก.

$W_{inwater}$ = น้ำหนักของอิฐที่ชั่งในน้ำ, ก.

W_{sat} = น้ำหนักของอิฐหลังจากผ่านการแช่น้ำมาเป็นเวลา 24 ชั่วโมง, ก.

V_d = ปริมาตรที่ได้จากการวัดตัวอย่าง, ซม.^{3}

ρ_w = ความหนาแน่นของน้ำ, 1 ก./ซม.^{3}

ความพรุน = ปริมาณช่องว่างในอิฐ, %

3.2 การทดสอบกำลังรับแรงของอิฐก้อนเดี่ยว

ในการทดสอบกำลังรับแรงของอิฐก้อนเดี่ยวนั้นทำการทดสอบโดยแบ่งเป็น 3 ประเภทคือ กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ และการทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐเต็มแผ่น โดยรายละเอียดสำหรับการทดสอบแต่ละประเภทแสดงได้ดังต่อไปนี้

3.2.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ

ตัวอย่างที่นำมาทดสอบกำลังรับแรงอัดทุกก้อนต้องผ่านการทดสอบหาค่าความหนาแน่น และความพรุนของอิฐมาก่อนทุกตัวอย่าง โดยหลังจากทำการทดสอบความหนาแน่น และความพรุนของอิฐเต็มแผ่นเรียบร้อยแล้ว จึงทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดโดยใช้เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ใช้อัตราเร็วในการกด 5 มม./นาที โดยนำแผ่นเหล็กและแผ่นยางรองทั้งบนและล่างเพื่อทำการกระจายแรงให้ลงผิวอิฐอย่างสม่ำเสมอ ดังแสดงในรูปที่ 5 ทำการทดสอบจนกระทั่งอิฐถึงจุดวิบัติและทำการบันทึกผลการทดสอบ

3.2.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์

ในทำนองเดียวกันกับการทดสอบอิฐรูปแบบเต็มแผ่น ตัวอย่างทดสอบทุกตัวอย่างต้องผ่านการทดสอบหาค่าความหนาแน่น และความพรุนก่อน จากนั้นจึงทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดโดยใช้เครื่องทดสอบกำลังรับแรงอัดที่มีความละเอียดสูง ขั้นตอนการติดตั้งตัวอย่างทดสอบขั้นแรกใช้แท่นรองรับรองด้านล่างเพื่อปรับสมดุลของตัวอย่างทดสอบ จากนั้นวางตัวอย่างทดสอบให้อยู่กึ่งกลางของแท่นรองรับ สุดท้ายใช้แผ่นเหล็กวางด้านบนเพื่อกระจายโหลดที่มาจากเครื่องทดสอบ และใช้อัตราเร็วในการกด 0.5 มม./นาที ดังแสดงในรูปที่ 6 ในกรณีกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยวทั้ง 2 รูปแบบสามารถคำนวณกำลังรับแรงอัดได้ดังนี้

$$\text{กำลังรับแรงอัด} = F/A \quad (4)$$

เมื่อ

กำลังรับแรงอัด = กำลังต้านทานแรงอัด, กก./ซม.^{2}

F = แรงสูงสุดที่กระทำกับตัวอย่าง, กก.

A = พื้นที่หน้าตัดที่รับแรง, ซม.^{2}

3.2.3 การทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐ

การทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐ โดยทดสอบกับอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ ด้วยวิธีการ Center-point loading อ้างอิงตาม ASTM C293/C293M -16 [14] ดังแสดงในรูปที่ 7 โดยเมื่อทราบค่าแรงกระทำสูงสุด ทำให้สามารถหากำลังรับแรงดัดได้จากสมการต่อไปนี้

$$F_b = 3PL/2bd^2 \quad (5)$$

เมื่อ

F_b = กำลังรับแรงดัดของอิฐ, กก./ซม.^{2}

P = แรงกระทำสูงสุด, กก.

L = ความยาวช่วงคาน, ซม.

b = ความกว้างเฉลี่ยของหน้าตัดบริเวณที่เกิดรอยแตก, ซม.

d = ความลึกเฉลี่ยของหน้าตัดบริเวณที่เกิดรอยแตก, ซม.

3.3 การทดสอบกำลังรับแรงของอิฐก่อ

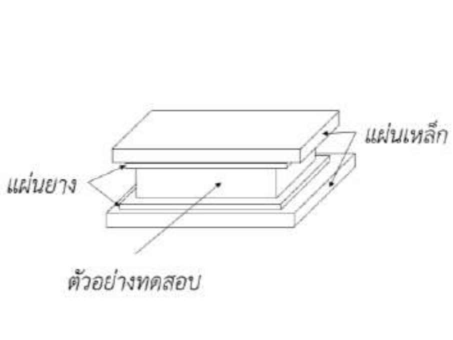
3.3.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อ

ทำการทดสอบโดยใช้เครื่อง Universal Testing Machine (UTM) ใช้อัตราเร็วในการกด 0.5 มม./นาที โดยนำแผ่นเหล็กและแผ่นยาง รองทั้งบนและล่างเพื่อทำการกระจายแรงให้ลงผิวอิฐอย่างสม่ำเสมอดังแสดงในรูปที่ 8

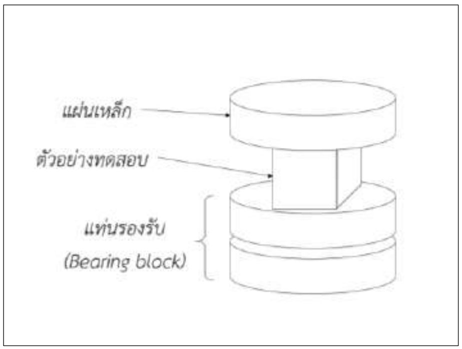
การคำนวณกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อ ใช้สมการการคำนวณเช่นเดียวกันกับการคำนวณกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยว ดังสมการที่ (4) แต่เนื่องจากความสูงของอิฐที่นำมาก่อปริซึมส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดอิฐก่อทำให้ต้องปรับแก้กำลังรับแรงอัดโดยคำนึงถึงอัตราส่วน h_p/t_p เพื่อให้ได้กำลังรับแรงอัดที่สอดคล้องตาม ASTM C1314 – 18 [15]

โดย h_p/t_p = อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างด้านที่น้อยสุด

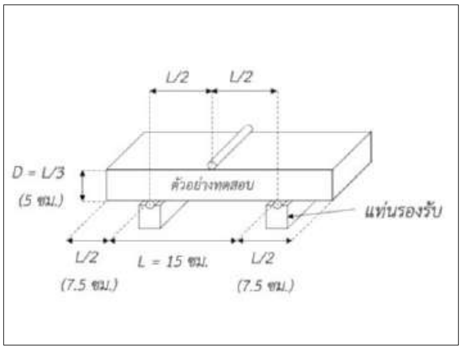
รูปที่ 4 การชั่งน้ำหนักในน้ำ



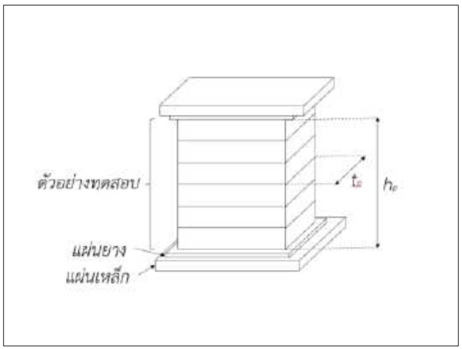
รูปที่ 5 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ



รูปที่ 6 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์



รูปที่ 7 การทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐ



รูปที่ 8 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบปริซึม

4. ผลการศึกษา

ผลที่ได้จากการทดสอบสมบัติทางกายภาพและสมบัติทางกลของอิฐทดแทนทั้ง 2 ประเภท คืออิฐก้อนเดี่ยวและอิฐก่อ โดยอิฐก้อนเดี่ยวทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดรูปแบบลูกบาศก์ และรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ ทดสอบกำลังรับแรงดัด ส่วนอิฐก่อทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดเพียงอย่างเดียว ท้ายสุดนำผลที่ได้จากการทดสอบมาหาความสัมพันธ์กันในรูปของสมการประมาณค่ากำลัง

4.1 ผลการทดสอบอิฐก้อนเดี่ยว

4.1.1 ผลการทดสอบความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์

จากตางรางที่ 4 พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ที่มีขนาดเท่ากับ 4x4x4 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 31.06 กก./ซม.^{2} – 57.10 กก./ซม.^{2} และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 5x5x5 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 46.41 กก./ซม.^{2} – 70.59 กก./ซม.^{2} ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 8x8x8 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 41.11 กก./ซม.^{2} – 86.48 กก./ซม.^{2} เมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลจากอิฐโบราณในตารางที่ 2 พบว่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐโบราณขนาด 2x2x2 ซม. มีค่าเท่ากับ 33.48 กก./ซม.^{2} โดยค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐโบราณและอิฐทดแทนมีแนวโน้มใกล้เคียงกัน เนื่องจากกำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐโบราณขนาด 2x2x2 ซม. มีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐทดแทนขนาด 4x4x4 ซม. ซึ่งสอดคล้องกับผลที่ได้จากการทดสอบคืออิฐรูปแบบลูกบาศก์ขนาดเล็กมีกำลังที่น้อยกว่าขนาดใหญ่

ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่างของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ที่มีขนาดเท่ากับ 4x4x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.28 ก./ซม.^{3} – 1.57 ก./ซม.^{3} และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 5x5x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.39 ก./ซม.^{3}– 1.59 ก./ซม.^{3} ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 8x8x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.33 ก./ซม.^{3}– 1.56 ก./ซม.^{3}

ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ที่มีขนาดเท่ากับ 4x4x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.61 ก./ซม.^{3} – 1.61 ก./ซม.^{3} และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 5x5x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.55 ก./ซม.^{3} – 1.58 ก./ซม.^{3} ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 8x8x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.57 ก./ซม.^{3} – 1.58 ก./ซม.^{3} เมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลจากอิฐโบราณในตารางที่ 2 พบว่าค่าความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำของอิฐโบราณมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.61 ก./ซม.^{3} ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับอิฐทดแทน

ความพรุนของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ที่มีขนาดเท่ากับ 4x4x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 32.89 % – 34.08 % และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 5x5x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 33.60 % – 34.46 % ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 8x8x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 32.85 % – 33.58 % เมื่อเปรียบเทียบกับข้อมูลจากอิฐโบราณในตารางที่ 2 พบว่าความพรุนของอิฐโบราณมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 32.51 % ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับอิฐทดแทน

4.1.2 ผลการทดสอบความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ

จากตางรางที่ 5 พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบที่มีมีขนาดเท่ากับ 15x30x4 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 136.80 กก./ซม.^{2} – 145.23 กก./ซม.^{2} และอิฐที่มีมีขนาดเท่ากับ 15x30x5 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 151.52 กก./ซม.^{2} – 166.83 กก./ซม.^{2} ส่วนอิฐที่มีมีขนาดเท่ากับ 15x30x8 ซม. มีค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วง 74.80 กก./ซม.^{2} – 110.72 กก./ซม.^{2} เมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ พบว่า กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบมีกำลังรับแรงอัดที่สูงกว่า

ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่างของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.49 ก./ซม.^{3} – 1.63 ก./ซม.^{3} และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.49 ก./ซม.^{3} – 1.57 ก./ซม.^{3} ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.46 ก./ซม.^{3} – 1.53 ก./ซม.^{3} เมื่อเปรียบเทียบกับความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่างของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ พบว่า ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่างของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบมีช่วงที่แคบกว่าและมีค่าที่มากกว่าเล็กน้อย

ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.57 ก./ซม.^{3} – 1.62 ก./ซม.^{3} และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.57 ก./ซม.^{3} – 1.62 ก./ซม.^{3} ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 1.55 ก./ซม.^{3} – 1.63 ก./ซม.^{3} เมื่อเปรียบเทียบกับความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ พบว่า ทั้ง 2 รูปแบบมีค่าใกล้เคียงกัน

ความพรุนของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x4 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 32.69 % – 34.02 % และอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x5 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 30.15 % – 35.14 % ส่วนอิฐที่มีขนาดเท่ากับ 15x30x8 ซม. มีค่าอยู่ในช่วง 30.91 % – 35.03 % เมื่อเปรียบเทียบกับความพรุนของอิฐรูปแบบลูกบาศก์ พบว่าทั้ง 2 รูปแบบมีค่าใกล้เคียงกัน

จากผลการทดสอบของอิฐทั้ง 2 รูปแบบ พบว่าเมื่อค่าความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากขนาดตัวอย่างสูงขึ้น กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้วสูงขึ้น แสดงให้เห็นว่าความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดของอิฐมีความสัมพันธ์กันอย่างมีนัยสำคัญ ส่วนค่าความพรุนมีความสัมพันธ์กับความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการแทนที่น้ำโดยเมื่อความหนาแน่นเพิ่มขึ้นค่าความพรุนมีแนวโน้มลดลง

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบของอิฐรูปแบบลูกบาศก์แต่ละขนาด

ขนาด (ซม.)	ตัวอย่าง	ρ_d (ก./ซม.^{3})	ρ_b (ก./ซม.^{3})	ความพรุน (%)	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})
4x4x4	1	1.28	1.61	33.87	38.77
	2	1.36	1.61	33.12	57.1
	3	1.41	1.61	33.94	45.58
	4	1.57	1.61	34.08	31.06
	5	1.44	1.61	32.89	47.69
	เฉลี่ย	1.41	1.61	33.58	44.04
5x5x5	1	1.39	1.57	34.45	56.48
	2	1.52	1.57	34.21	65.24
	3	1.54	1.58	33.60	46.41
	4	1.50	1.55	34.46	59.83
	5	1.59	1.58	34.12	70.59
	เฉลี่ย	1.51	1.57	34.17	59.71
8x8x8	1	1.56	1.57	32.85	86.48
	2	1.33	1.58	33.58	41.11
	3	1.50	1.58	33.37	67.36
	4	1.47	1.57	33.49	65.89
	5	1.53	1.58	33.23	78.53
	เฉลี่ย	1.48	1.58	33.30	67.87

ตารางที่ 5 ผลการทดสอบของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบแต่ละขนาด

ขนาด (ซม.)	ตัวอย่าง	ρ_d (ก./ซม.^{3})	ρ_b (ก./ซม.^{3})	ความพรุน (%)	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})
15x30x4	1	1.59	1.58	33.77	142.96
	2	1.49	1.60	32.79	144.7
	3	1.56	1.59	33.34	145.23
	4	1.49	1.62	32.69	145.18
	5	1.63	1.57	34.02	136.8
	เฉลี่ย	1.55	1.59	33.32	142.97
15x30x5	1	1.54	1.61	33.11	162.04
	2	1.50	1.59	35.14	156.21
	3	1.53	1.62	33.25	158.54
	4	1.49	1.60	30.15	151.52
	5	1.57	1.57	33.88	166.83
	เฉลี่ย	1.53	1.60	33.11	159.03
15x30x8	1	1.46	1.59	30.91	74.80
	2	1.49	1.55	33.39	102.61
	3	1.50	1.60	33.90	110.72
	4	1.53	1.58	34.50	106.35
	5	1.46	1.63	35.03	109.73
	เฉลี่ย	1.49	1.59	33.55	100.84

4.1.3 การสร้างสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัด

จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงอัดและความหนาแน่นมีความสัมพันธ์กันแบบมีนัยสำคัญ จึงทำให้สามารถใช้ความสัมพันธ์เพื่อหาสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดจากความหนาแน่นได้ เหตุผลที่ต้องหาสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดจากความหนาแน่น เป็นเพราะ การทดสอบกำลังรับแรงอัดมีความยุ่งยาก ซึ่งความหนาแน่นเป็นผลที่หาได้สะดวกกว่าและใช้เวลาไม่นาน หรือกรณีที่ได้รับอิฐที่รูปร่างไม่สมบูรณ์มาเพียงแค่นำไปตัดเป็นทรงลูกบาศก์จากนั้นหาความหนาแน่นแล้วใช้สมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดก็ทำให้สามารถประเมินค่ากำลังรับแรงอัดโดยประมาณได้ ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้จึงนำผลทดสอบที่ได้มาวิเคราะห์หาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าความหนาแน่นกับค่ากำลังรับแรงอัด

การสร้างสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดขั้นแรกหาความสัมพันธ์ระหว่างขนาดของอิฐกับค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐประเภทอิฐก้อนเดี่ยวทั้ง 2 รูปแบบ ตามที่แสดงในรูปที่ 9 ซึ่งจากรูปที่ 9 พบว่าเมื่อขนาดอิฐเพิ่มขึ้น อิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบกำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มลดลง ส่วนอิฐรูปแบบลูกบาศก์กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มสูงขึ้น ที่แนวโน้มต่างกันเป็นเพราะ อิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบเมื่อมีขนาดความหนาเพิ่มขึ้นอัตราส่วนความชะลูดก็มากขึ้นด้วย ส่งผลให้ตัวอย่างที่มีความหนาน้อยมีแนวโน้มรับแรงได้มากกว่าตัวอย่างที่มีความหนามาก [16] ซึ่งสามารถหาสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐที่มีขนาดความหนาต่างกันจากรูปที่ 9 ได้ดังนี้

$$f_b = -12.58(b) + 205.54 \quad (6)$$

$$f_c = 5.21(b) + 27.67 \quad (7)$$

โดย

f_b = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ, กก./ซม.^{2}

f_c = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์, กก./ซม.^{2}

b = ความหนาหรือขนาดลูกบาศก์ของอิฐ, ซม.

ในกรณีพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างค่าความหนาแน่นแห้งเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐนั้น อาศัยกรณีศึกษาจากตัวอย่างอิฐขนาดความหนา 5 ซม. โดยความหนาแน่นที่ใช้ในการสร้างสมการความสัมพันธ์ใช้ความหนาแน่นแห้งที่คำนวณปริมาตรจากการวัดขนาดของตัวอย่าง เนื่องจากความหนาแน่นที่คำนวณโดยวิธีการนี้สามารถประเมินได้ง่ายกว่าค่าความหนาแน่นที่คำนวณจากปริมาตรที่แท้จริงอันเกิดจากการแทนที่น้ำ โดยความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นกับค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐทั้ง 2 รูปแบบ แสดงได้ดังรูปที่ 10 และรูปที่ 11 โดยรูปที่ 10 ไม่คิดผลของตัวอย่างที่ 3 เนื่องจากกำลังรับแรงอัดมีค่าความคลาดเคลื่อนเกินร้อยละ 20 ของค่าเฉลี่ยทั้ง 5 ตัวอย่าง โดยตัวอย่างที่ 3 มีกำลังรับแรงอัดต่ำกว่าตัวอย่างอื่นอาจเป็นเพราะตัวอย่างทดสอบอาจผ่านกระบวนการผลิตที่ไม่สมบูรณ์

จากรูปที่ 10 และรูปที่ 11 พบว่าเมื่อความหนาแน่นสูงขึ้นกำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มที่สูงขึ้น และทำให้สามารถหาสมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐขนาด 5 ซม. ที่มีความหนาแน่นต่างกันได้ดังนี้

$$f_b = 176.46(d) - 110.25 \quad (8)$$

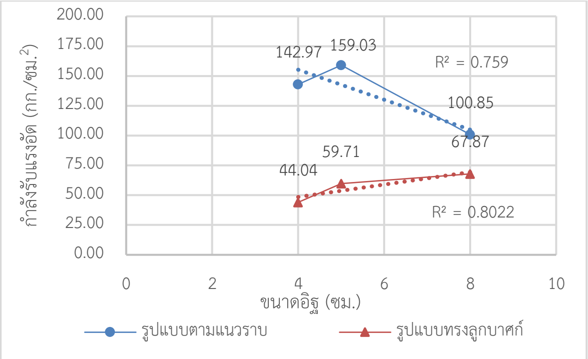
$$f_c = 70.15(d) - 42.20 \quad (9)$$

โดย

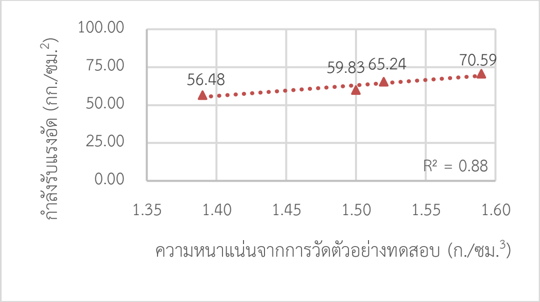
f_b = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ, กก./ซม.^{2}

f_c = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์, กก./ซม.^{2}

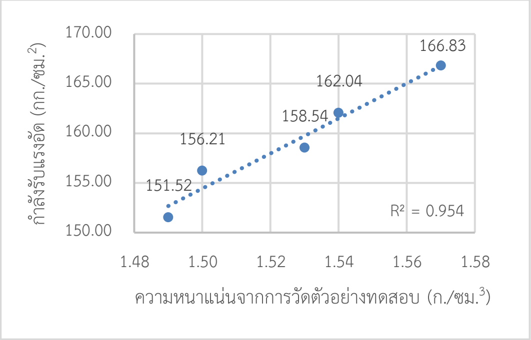
d = ความหนาแน่นของอิฐ, ซม.



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาของอิฐกับค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐทั้ง 2 รูปแบบ



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นกับค่ากำลังรับแรงอัดรูปแบบลูกบาศก์ของอิฐขนาด 5 ซม.



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นกับค่ากำลังรับแรงอัดรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบของอิฐขนาดความหนา 5 ซม.

สมการที่ 8 และ 9 สามารถใช้ประเมินค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐได้จากค่าความหนาแน่น โดยความคลาดเคลื่อนของการประมาณด้วยสมการเทียบกับผลการทดสอบจริงเป็นไปตามตารางที่ 6 และตารางที่ 7 ซึ่งในกรณีที่อิฐมีความหนาไม่เท่ากับ 5 ซม. สามารถดำเนินการประเมินหาสมการได้ในลักษณะเดียวกัน

จากตารางที่ 6 พบว่า ค่าความคลาดเคลื่อนของกำลังรับแรงอัดที่ได้จากสมการประมาณค่าอยู่ในช่วงประมาณร้อยละ 1-6 ยกเว้นผลของตัวอย่างที่ 3 ที่มีค่าความคลาดเคลื่อนมาก เนื่องจากเป็นตัวอย่างที่มีค่ากำลังรับแรงอัดจากการทดสอบต่างกับค่าเฉลี่ยอย่างมาก อย่างไรก็ตามผลการทดสอบสำหรับตัวอย่างที่ 3 นี้ยังคงต้องบันทึกไว้เพื่อเป็นข้อมูลสำหรับการประเมินร่วมกับตัวอย่างอื่นที่อาจมีผลการทดสอบเพิ่มเติมในอนาคต

จากตารางที่ 7 พบว่า ค่าความคลาดเคลื่อนโดยประมาณมีค่าไม่เกินร้อยละ 1.13

จากการเปรียบเทียบผลการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐด้วยสมการที่พัฒนาขึ้น พบว่าค่าที่ได้จากการใช้สมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัดทั้ง 2 รูปแบบสามารถประเมินกำลังรับแรงอัดได้ค่อนข้างใกล้เคียงกับผลทดสอบ ดังนั้นในกรณีที่สามารถรวบรวมข้อมูลวัสดุโบราณสถานที่แตกต่างกันในแต่ละที่มาทำการศึกษาในลักษณะเดียวกันนี้เพิ่มเติม ย่อมทำให้ฐานข้อมูลและการคาดการณ์กำลังของวัสดุมีความใกล้เคียงความเป็นจริงมากขึ้นตามจำนวนตัวอย่างที่สามารถดำเนินการเพิ่มเติมได้ต่อไปในอนาคต

ตารางที่ 6 ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์

ขนาด (ซม.)	ตัวอย่าง	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})	กำลังรับแรงอัดที่ได้จากการใช้สมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})	ความคลาดเคลื่อน (%)
5x5x5	1	56.48	55.31	2.07
	2	65.24	64.43	1.24
	3	46.41	65.83	41.85
	4	59.83	63.03	5.34
	5	70.59	69.34	1.77

ตารางที่ 7 ผลการเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ

ขนาด (ซม.)	ตัวอย่าง	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})	กำลังรับแรงอัดที่ได้จากการใช้สมการประมาณค่ากำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})	ความคลาดเคลื่อน (%)
15x30x5	1	162.04	161.50	0.33
	2	156.21	154.44	1.13
	3	158.54	159.73	0.75
	4	151.52	152.68	0.76
	5	166.83	166.79	0.02

4.1.4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐ

การทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐใช้อิฐเต็มแผ่นตามแนวราบที่มีขนาด 15x30x5 ซม. เพราะเป็นขนาดมาตรฐานของอิฐทดแทน จากนั้นนำผลการทดสอบไปเปรียบเทียบกับกำลังรับแรงอัดของอิฐเต็มแผ่นที่มีขนาดเดียวกัน โดยผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐขนาด 15x30x5 ซม. แสดงได้ดังตารางที่ 8

จากตารางที่ 5 และตารางที่ 8 ทำให้ทราบค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยและกำลังรับแรงดัดของอิฐขนาดความหนา 5 ซม. พบว่ากำลังรับแรงดัดของอิฐมีค่าประมาณร้อยละ 6 ของกำลังรับแรงอัดของอิฐประเภทก้อนเดี่ยวรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ ทำให้หาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดัด และกำลังรับแรงอัดอิฐ ได้ตามสมการที่ (10)

$$F_b = 0.06f_b \tag{10}$$

F_b = กำลังรับแรงดัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ, กก./ซม.^{2}

f_b = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ, กก./ซม.^{2}

4.2 ผลการทดสอบอิฐก่อ

จากการทดสอบทำให้ได้ผลของแรงกระทำสูงสุด อัตราส่วน h_p/t_p และกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อรูปแบบปริซึม ดังแสดงในตางรางที่ 9 ในการทดสอบนี้ใช้อิฐก่อเพียงแค่ 1 ตัวอย่าง ซึ่งคลาดเคลื่อนจากแผนการทดสอบเดิมอันเป็นเพราะผลกระทบของโรคระบาดโควิด-19 ทำให้การทดสอบได้รับการยกเลิก ทั้งนี้ผลการทดสอบที่ได้ 1 ตัวอย่างนี้สามารถอธิบายแนวทางในการประเมินกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อได้ดังต่อไปนี้

เมื่อได้ค่ากำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของอิฐขนาด 5 ซม. ของอิฐทั้ง 3 รูปแบบ ดังแสดงในตารางที่ 4 ตารางที่ 5 และตารางที่ 9 ทำให้หาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงอัดอิฐก่อรูปแบบปริซึม และกำลังรับแรงอัดอิฐก้อนเดี่ยวทั้ง 2 รูปแบบได้ดังนี้

สำหรับกรณีที่ใช้ตัวอย่างอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบพบว่ากำลังรับแรงอัดของอิฐก่อมีค่าประมาณร้อยละ 11 ของกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยวรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ ทำให้ได้สมการประมาณผลกำลังโดยประมาณดังนี้

$$f_m = 0.11f_b \tag{11}$$

f_m = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบปริซึม, กก./ซม.^{2}

f_b = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ, กก./ซม.^{2}

และสำหรับกรณีที่ใช้ตัวอย่างอิฐรูปแบบลูกบาศก์พบว่ากำลังรับแรงอัดของอิฐก่อมีค่าประมาณร้อยละ 29 ของกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยวรูปแบบลูกบาศก์ ทำให้ได้สมการประมาณผลกำลังโดยประมาณดังนี้

$$f_m = 0.29f_c \tag{12}$$

f_m = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบปริซึม, กก./ซม.^{2}

f_c = กำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบลูกบาศก์, กก./ซม.^{2}

ตารางที่ 8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของอิฐขนาด 15x30x5 ซม.

ตัวอย่าง	b (ซม.)	d (ซม.)	L (ซม.)	P (กก.)	F_b (กก./ซม.^{2})
1	14.5	3.6	15	58.30	6.98
2	15	3.4	15	77.09	10.00
3	14.9	3.5	15	121.19	14.94
4	15.1	3.3	15	60.45	8.27
5	14.9	3.3	15	56.21	7.79
				เฉลี่ย	9.60

ตารางที่ 9 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของอิฐรูปแบบปริซึม

ตัวอย่าง	แรงกระทำสูงสุด (กก.)	กำลังรับแรงอัด (กก./ซม.^{2})	อัตราส่วน h_p/t_p	ค่าปรับแก้ h_p/t_p	กำลังรับแรงอัดหลังปรับแก้ (กก./ซม.^{2})
1	8660.49	18.7025	1.6578	0.92	17.21

5. สรุปผล

งานวิจัยนี้ศึกษาสมบัติทางกลของอิฐทดแทนโดยพิจารณาผลของการเปลี่ยนแปลงขนาดตลอดจนความหนาแน่นที่มีต่อค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐทดแทนและทำการเปรียบเทียบผลกับรายงานผลการทดสอบอิฐโบราณ นอกจากนี้ยังประเมินค่ากำลังรับแรงดัดของอิฐรวมถึงกำลังรับแรงอัดของอิฐก่อในกรณีที่ไม่ใช้ปูนสอ ซึ่งสามารถสรุปผลการศึกษาเป็นประเด็นได้ดังนี้

1. สมบัติทางกลของอิฐทดแทนและอิฐโบราณมีค่าที่ใกล้เคียงกัน

2. กำลังรับแรงอัดของอิฐทดแทนรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบมีค่าสูงกว่ารูปแบบลูกบาศก์ อิฐรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบกำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มต่ำลงเมื่อความหนามากขึ้น ส่วนอิฐรูปแบบลูกบาศก์กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มสูงขึ้นเมื่อความหนามากขึ้น และอิฐก้อนเดี่ยวทั้ง 2 รูปแบบ เมื่อความหนาแน่นสูงขึ้น กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้วสูงขึ้น

3. กำลังรับแรงอัดมีความสัมพันธ์กับขนาดและความหนาแน่น ทำให้สามารถประมาณค่ากำลังรับแรงอัดของอิฐทดแทนประเภทอิฐก้อนเดี่ยวที่ขนาดและความหนาแน่นแตกต่างกันได้

4. กำลังรับแรงดัดของอิฐมีค่าประมาณร้อยละ 6 ของกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยว กำลังรับแรงอัดของอิฐก่อรูปแบบปริซึมมีค่าประมาณร้อยละ 11 ของกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยวรูปแบบเต็มแผ่นตามแนวราบ และร้อยละ 29 สำหรับกำลังรับแรงอัดของอิฐก้อนเดี่ยวรูปแบบลูกบาศก์

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนงบประมาณวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) และภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี และได้รับการสนับสนุนวัสดุทดสอบจากอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยา

เอกสารอ้างอิง

[1] นวลลักษณ์ วัสสันตชาติ (2561). หน้าจั่ว: ว่าด้วยสถาปัตยกรรม การออกแบบ และสภาพแวดล้อม. *วารสารวิชาการ ประจำคณะสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศิลปากร*, ฉบับที่ 33, หน้า 45-46

[2] ขวัญเนตร อินทร์จักร (2560). *พฤติกรรมการท่องเที่ยวอุทยานประวัติศาสตร์พระนครศรีอยุธยาของนักท่องเที่ยวเกาหลีใต้*. ภาควิชารัฐศาสตร์และรัฐประศาสนศาสตร์, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, หน้า 28-39

[3] Zheng, S., Niu, L., Pei, P. and Dong, J. (2019). Mechanical Behavior of Brick Masonry in an Acidic Atmospheric Environment. *Materials 2019*, 12, 2694, pp. 1-24

[4] Tang, Y., Shao, Z. and Xu, T. (2018). Uniaxial compressive tests on ancient brick masonry from heritage buildings under unsaturated freeze- thaw conditions. *Construction and Building Materials*, 183, pp. 706–715

[5] Kumavat, H.R. (2016). An Experimental Investigation of Mechanical Properties in Clay Brick Masonry by Partial Replacement of Fine Aggregate with Clay Brick Waste. *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, volume 97 , pp. 199-204

[6] Mitikie, B.B., Lee, T.S. and Chang, B.C. (2018). Application of Enzyme to Clay Brick and its Effect on Mechanical Properties. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(7), pp. 2528-2537

[7] Domède, N., Pons, G., Sellier, A. and Fritih, Y. (2009). Mechanical behaviour of ancient masonry. *Materials and Structures*, 42, pp. 123–133

[8] Silveira, D., Varum, H., Costa, A., Martins, T., Pereira, H. and Almeida, J. (2012). Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions. *Construction and Building Materials*, 28, pp. 36–44

[9] สุดชาย พานสุวรรณ (2543). *การวิเคราะห์โบราณสถานก่ออิฐในเชิงวิศวกรรม*. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, หน้า 15-31

[10] สุทัศน์ ลีลาทวีวัฒน์, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, ชัยณรงค์ อธิสกุล, รักติพงษ์ สหมิตรมงคล และ เสน่ห์ มหาผล (2562). *โครงการพัฒนาฐานข้อมูลทางวิศวกรรมเพื่อการประเมินและติดตามสภาพโครงสร้างโบราณสถานของไทย*. สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.), หน้า 111– 141

[11] จาตุรันต์ แร่เพชร, ธนสร อาจสำอางค์ และ พันธิพา นาคนวล (2560). *การศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างอิฐโบราณ: คุณสมบัติเชิงกลภายใต้แรงอัดการทดสอบแบบไม่ทำลาย และการสะสมของเกลือ*. ภาควิชา

วิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 30-61

[12] Sereenonchai, D. and Pratomsiripaisan, W. (2016). *Properties of Masonry bricks and Lime mortar for Restoration of Historic Structures*. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 35-47

[13] ASTM C642, 2013. *Standard Test Method for Density, Absorption and Voids in Hardened Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA,

[14] ASTM C293/C293M, 2016. *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading)*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

[15] ASTM C1314, 2018. *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

[16] ปริญญา จินดาประเสริฐ และ ชัย จาตุรศรีพิทักษ์กุล (2556). *ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และ คอนกรีต*. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย, หน้า 199-200

การศึกษากลสมบัติด้านกำลังของจีโอพอลิเมอร์ผสมถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา
A Study of Mechanical Properties of Geopolymer Mortar with Banana Peel Charcoal

ไตรทศ ขำสุวรรณ[1], ภาคภูมิ มงคลสังข์[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาสิ่งแวดล้อมและความยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสยาม

E-mail address: trithos@siam.edu, phakphumm@yahoo.com,

บทคัดย่อ

จีโอพอลิเมอร์เป็นวัสดุชนิดใหม่ที่เป็นทางเลือกสำหรับใช้ในงานก่อสร้าง ซึ่งไม่มีส่วนผสมของปูนซีเมนต์และก่อให้เกิด CO_2 น้อยมาก โดยเกิดจากการทำปฏิกิริยาจีโอพอลิเมอร์ไรเซชั่นของสารอัคคาไลที่มีความเข้มข้นสูง และออกไซด์ของซิลิกอนและอลูมิเนียม กลายเป็นวัสดุที่มีโครงสร้างแข็งแรง จึงเป็นวัสดุทางเลือกที่ใช้ทดแทนปูนซีเมนต์ได้ และเมื่อนำมาผสมกับผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา ซึ่งเป็นของเหลือทิ้งในผลผลิตทางเกษตรกรรมพืชผลกล้วยน้ำวา จึงได้ศึกษาวิจัยการนำมาผสมเพิ่มที่อัตราส่วนที่ออกแบบเริ่มต้นไว้ เพื่อศึกษากลสมบัติต่างๆ สำหรับตั้งต้นการนำไปใช้ต่อยอดทางอุตสาหกรรมการก่อสร้าง โดยในการนำผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวามาผสมกับวัสดุจีโอพอลิเมอร์ ในอัตราส่วนผสมเพิ่มที่เปอร์เซนต์ร้อยละ 0, 5, 10, และ 15 โดยน้ำหนัก ซึ่งออกแบบอัตราส่วนของวัสดุจีโอพอลิเมอร์ที่สัดส่วนเถ้าลอยร้อยละ 50 เปอร์เซนต์ ผสมกับอัตราส่วนผสมระหว่าง สารโซเดียมซิลิเกต 1 ส่วน กับสารโซเดียมไฮดรอไซด์ 12 โมลาร์ 1 ส่วน รวมกันเป็นเปอร์เซนต์ร้อยละ 50 ของทั้งหมด และผสมกับทรายแม่น้ำที่ผ่านตะแกรงร่อนเบอร์ 16 ในอัตราส่วนของจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้า 1 ส่วนต่อทราย 2 ส่วน โดยน้ำหนัก แล้วนำไปทดสอบค่ากลสมบัติ และทดสอบด้วยเครื่อง scanning electron microscope (SEM) และ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDS) พบว่าผลการศึกษากลสมบัติด้านกำลังของจีโอพอลิเมอร์ที่ผสมกับผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาสามารถเพิ่มประสิทธิภาพด้านกำลังรับแรงอัด,กำลังรับแรงดัด และค่าอัตราส่วนของการดูดซึมน้ำ ได้ในอัตราส่วนผสมเพิ่มที่เหมาะสม

คำสำคัญ: จีโอพอลิเมอร์, ซีเมนต์, เปลือกกล้วน้ำวา, เถ้าลอย, งานก่อสร้าง

Abstract

Geopolymer is a new alternative material for construction that does not contain cement and produces very little CO_2. Geopolymer was caused by the reaction of geopolymerization of high concentrations of alkali substances and oxides of silicon and aluminum that can transformed into a strong structural material. Therefore it is an alternative material that can be used to replace cement. When mixed with charcoal powder of banana peel which is waste in agricultural products form banana plants. This study is mixing with geopolymer with charcoal powder banana peel at 0, 5, 10, and 15% by weight for testing a mechanical properties. We used a ratio for fly ash 50% and the mixed with solution 1 part sodium silicate and 1 part of 12 molar sodium hydroxide into 50% by total weight. Last process, we mixed geopolymer part with river sand that passing through sieve no.16 in ratio of geopolymer 1 part per river sand 2 part by weight. Also we were tested the mechanical properties and testing both powder with scanning electron microscope (SEM) and Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDS). We found that charcoal powder banana peel mixed with geopolymer can improved the efficiency of compression and flexural strength and water absorption in an appropriate ratio.

Keywords: Geopolymer, Cement, banana peel, fly ash, Construction

1. คำนำ

ปัจจุบันความเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจของอุตสาหกรรมการก่อสร้างเป็นดัชนีชี้วัดทิศทางการพัฒนาของประเทศไทย ความจำเป็นต่อการพัฒนาในด้านนวัตกรรมทางวัสดุของการก่อสร้าง จึงมีประโยชน์อย่างยิ่ง เพื่อความคุ้มค่าและลดความสิ้นเปลืองในต้นทุนการผลิต สองคล้องตามนโยบายของรัฐบาลที่ต้องการนำพาประเทศไทยสู่โมเดล Thailand 4.0 กับบทบาทของการพัฒนาอุตสาหกรรมการก่อสร้างที่ส่งผลต่อทิศทางการพัฒนาประเทศในกลุ่มวัสดุซีเมนต์เป็นวัสดุที่สำคัญอย่างยิ่งกับการก่อสร้าง สำหรับแนวความคิดการนำเอาผลิตภัณฑ์พืชผลทางการเกษตรเพื่อมาประยุกต์ใช้ในอุตสาหกรรมการก่อสร้างก่อให้เกิดประโยชน์สูงสุด เป็นองค์ความรู้ที่มีความเหมาะสมสำหรับการพัฒนาประเทศที่จำเป็นต้องพึ่งพาภาคการเกษตร และประยุกต์สู่ภาคอุตสหกรรมเพื่อนำไปสู่การสร้างนวัตกรรมของประเทศต่อไป

สำหรับในกลุ่มพืชสวน/พืชไร่ กล้วยน้ำวาจัดว่ามีผลผลิตในการเพาะปลูกเป็นจำนวนมากในพื้นที่ส่วนใหญ่ของประเทศไทย ดังนั้น การบริโภคกล้วยน้ำวาจึงมีปริมาณเป็นจำนวนมากโดยทั่วไปของทุกพื้นที่ใน

ประเทศ เปลือกกล้วยน้ำวา ซึ่งเป็นของที่เหลือจากผลผลิตในกล้วยน้ำวา จึงไม่เป็นที่ต้องการในการนำไปใช้ประโยชน์ใดๆต่อเนื่อง กล่าวได้ว่าเปลือกกล้วยน้ำวาจึงเป็นรูปแบบของขยะของเสียที่นำไปกำจัดทิ้ง ดังนี้ การนำเปลือกกล้วยน้ำวามาใช้เพื่อให้เกิดประโยชน์และสร้างมูลค่าให้กับเปลือกกล้วยน้ำวาเหล่านั้น จึงเป็นการศึกษาและวิจัยเพื่อการพัฒนา ในการทดสอบและทดลองผลผลิตจากเปลือกกล้วยน้ำวามาแปรรูปเป็นผงถ่านเพื่อนำไปใช้ประโยชน์ด้านการก่อสร้างและด้านอุตสาหกรรมอื่นๆที่เกี่ยวข้อง จึงเป็นเหตุผลสำคัญที่ช่วยสร้างมูลค่าของเปลือกกล้วยน้ำวาให้มีประโยชน์มากขึ้น และยังเป็นการช่วยลดปริมาณของเสียและขยะที่เกิดจากเปลือกกล้วยน้ำวาที่ไม่ได้นำไปใช้ประโยชน์ใดๆ นอกจากนี้ยังเป็นการสร้างนวัตกรรมทางวัสดุใหม่ให้เกิดขึ้นและสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้จริง

การศึกษาและประยุกต์ใช้ผงถ่านเปลือกกล้วยในวัสดุจีโอพอลิเมอร์สำหรับการก่อสร้าง เช่น การนำมาเป็นส่วนผสมปูนฉาบ ปูนก่อ เป็นต้น ซึ่งจะทำให้ลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ ที่มีผลจากการผลิตที่ทำให้เกิดภาวะโลกร้อน นอกจากนี้ คุณสมบัติของเปลือกกล้วย ยังสามารถมีผลต้านทานเชื้อแบคทีเรียบางชนิดได้ และเมื่อนำมาให้ความร้อนจนเป็นเศษถ่าน จะสามารถมีสรรพคุณในการ ดูดกลิ่น ฟอกอากาศ และทำให้ซีเมนต์ที่ได้เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมมากยิ่งขึ้น สำหรับการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากลสมบัติที่เหมาะสมของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่นำมาผสมในวัสดุจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้า ให้ได้คุณสมบัติที่อยู่ในเกณฑ์มาตรฐานต่อการนำไปใช้งาน ต่อไป

2. การออกแบบวิธีการทดลอง

วัสดุที่ใช้ในการศึกษาวิจัยนี้ ประกอบด้วย เถ้าลอยจากโรงงานผลิตไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง, เถ้าเปลือกกล้วยน้ำวา แสดงในรูปที่ 1 สารโซเดียมซิลิเกต, สารโซเดียมไฮดรอไซด์ 15 Molar และ ทรายเม่น้ำ ร่อนผ่านกระแกรงเบอร์ 16 แสดงวิธีการเตรียมวัสดุที่ใช้การทำจีโอพอลิเมอร์ในรูปที่ 2

ในกรอบการศึกษาวิจัยครั้งนี้ ใช้เถ้าลอยจากโรงงานผลิตไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง มีค่าองค์ประกอบตามตารางที่ 1 และใช้ผงถ่านเปลือกกล้วยที่ผ่านการอบแห้งในเตาอบที่อุณหภูมิ 100 องศาเซลเซียส บดเป็นผงละเอียดแล้วร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40 มีค่าองค์ประกอบตามตารางที่ 2 ซึ่งมาตรฐานของการผสมซีเมนต์มอร์ต้าอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM และทดสอบคุณสมบัติด้านกำลังรับแรงอัด, แรงดัด และการดูดซึม อ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM เช่นกัน ค่าอัตราส่วนของจีโอพอลิเมอร์ที่ออกแบบไว้ ดังแสดงในตารางที่ 2 การทดสอบคุณสมบัติทางองค์ประกอบเคมีของของผงเปลือกถ่านด้วยเครื่อง scanning electron microscope (SEM) และ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDS) เพื่อศึกษาอิทธิพลของเคมีธาตุที่อาจจะส่งผลต่อกลสมบัติของก้อนตัวอย่างที่ใช้ทดสอบ การทดสอบค่ากำลังรับแรงต่างๆ เฉลี่ยโดยก้อนตัวอย่างทดสอบอย่างละ 5 ตัวอย่าง อ้างอิงตามมาตรฐานการทดสอบ ASTM C109 และ ASTM C1609

รูปที่ 1 แสดงกายภาพของผงเถ้าลอยแม่เมาะจ.ลำปาง และผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา ที่ใช้ในการศึกษา

รูปที่ 2 แสดงการเตรียมส่วนผสมกับวัสดุจีโอพอลิเมอร์

ตารางที่ 1 แสดงคุณสมบัติทางฟิสิกส์และเคมีของเถ้าลอยและทรายแม่น้ำ

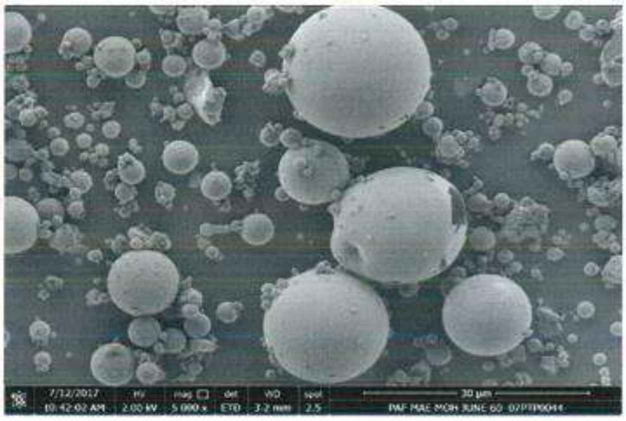
	Fly Ash	Sand
Physical properties		
Specific gravity	2.77	2.56
Absorption (%)		1.21
Moisture content (%)	0.06	0.47
Voids (%)		34.6
Fineness modulus		2.76
Blaine fineness (cm^2/g)	2,580	-
Median particle size (micron)		-
Retained on sieve number 325 (%)		-
Chemical composition (%)		
Silicon dioxide (SiO_2)	26.96	92.86
Aluminum oxide (Al_2O_3)	11.84	3.17
Iron oxide (Fe_2O_3)	10.36	0.27
Calcium oxide (CaO)	39.40	0.55
Magnesium oxide (MgO)	2.88	0.49
Potassium oxide (K_2O)	1.30	0.32
Sodium oxide (Na_2O)	1.30	0.42
Sulfur oxide (SO_3)	4.09	0.55
Loss on Ignition (LOI)	0.86	0.67

ตารางที่ 2 แสดงสัดส่วนการออกแบบตัวอย่างจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้าที่ใช้ทดสอบ

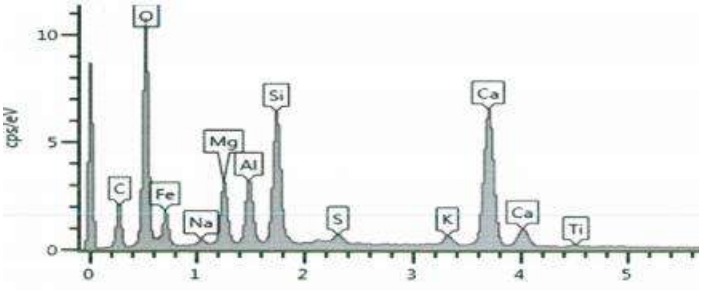
Sample	Fly ash (g.)	NaOH (g.)	Na_2SiO_3 (g.)	Sand (g.)	Banana peel ash (g.)
0% banana peel ash	1500	375	375	3000	0
5% banana peel ash	1425	375	375	3000	75
10% banana peel ash	1350	375	375	3000	150
15% banana peel ash	1275	375	375	3000	225

3. ผลการทดสอบ

จากการทดสอบผงเถ้าลอยที่ใช้เป็นส่วนผสมหลักในวัสดุจีโอพอลิเมอร์ทดสอบด้วยเครื่องทดสอบ *Scanning Electron Microscope* (SEM) ผลแสดงดังรูปที่ 3 และการทดสอบด้วย Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDX) ผลแสดงดังรูปที่ 4

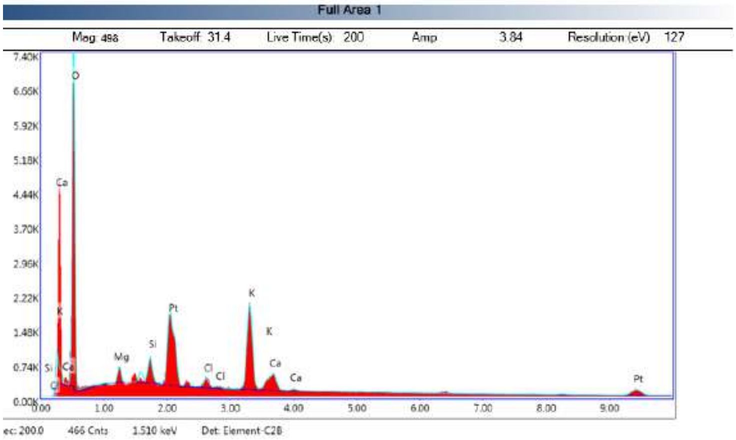


รูปที่ 3 แสดงผลการทดสอบผงเถ้าลอยแม่เมาะด้วยเครื่องทดสอบ *Scanning Electron Microscope* (SEM)

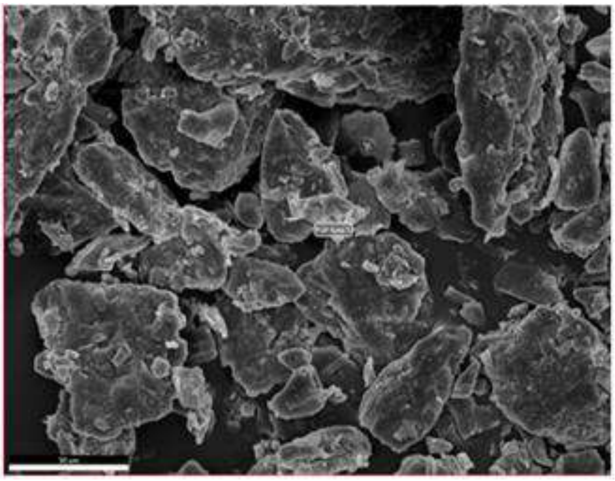


รูปที่ 4 แสดงผลการทดสอบผงเถ้าลอยแม่เมาะด้วยเครื่องทดสอบ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDX)

จากการทดสอบผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำว้าด้วยการใช้เครื่องทดสอบ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDX) ผลแสดงดังรูปที่ 5 และการทดสอบด้วย *Scanning Electron Microscope* (SEM) ผลแสดงดังรูปที่ 6



รูปที่ 5 แสดงผลการทดสอบผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำว้าด้วยเครื่องทดสอบ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDX)



eZAF Smart Quant Results

Element	Weight %	Atomic %	Net Int.
O K	53.71	80.23	210.13
MgK	1.5	1.47	12.04
SiK	2.09	1.78	22.39
PtM	19.65	2.41	70.54
ClK	1.31	0.88	9.17
K K	17.63	10.78	100.95
CaK	4.11	2.45	19.03

รูปที่ 6 แสดงผลการทดสอบผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำว้าด้วยเครื่องทดสอบ *Scanning Electron Microscope* (SEM)

สำหรับผลการทดสอบด้านกลสมบัติต่างๆของก้อนตัวอย่างการทดสอบจีโอพอลิเมอร์ผสมกับผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่อัตราส่วน 5% 10% และ 15% ตามลำดับ แสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 แสดงกลสมบัติค่าการรับกำลังแรงอัด แรงดัด และเปอร์เซนต์การดูดซึม ในการทดสอบ

Samples	Compressive strength (MPa)	Flexural strength (MPa)	Absorption (%)
0%	30.48	3.31	7.83
5% with banana peel	40.94	4.17	2.81
10% with banana peel	42.32	2.78	4.46
15% with banana peel	41.80	2.62	5.13

จากผลการทดสอบสังเกตุได้ว่า ค่ากำลังรับแรงอัดจะมีค่าสูงสุดที่อัตราส่วนผสมของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่ 10% สามารถรับแรงอัดได้เท่ากับ 42.32 MPa. ในขณะที่ค่ากำลังรับแรงดัดของก้อนตัวอย่างทดสอบที่อัตราส่วนผสมของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่ 5% สามารถรับแรงดัดได้เท่ากับ 4.17 MPa. ในส่วนของการเปอร์เซนต์การดูดซึมของก้อนตัวอย่างทดสอบจะเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมเพิ่มของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่ 5% สามารถรับแรงดัดได้เท่ากับ 4.17 MPa. ในส่วนของการเปอร์เซนต์การดูดซึมของก้อนตัวอย่างทดสอบจะเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมเพิ่มของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่ 5% 10% และ 15% ตามลำดับ โดยค่าที่มากที่สุดคืออัตราส่วนผสมที่ 0% ค่าการดูดซึมเท่ากับ 7.83%

ทั้งนี้จะสังเกตุได้ว่าการผสมเพิ่มอัตราส่วนของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาในวัสดุจีโอพอลิเมอร์ จะช่วยทำให้การรับกำลังแรงอัดและแรงดัดเพิ่มขึ้นได้ในอัตราส่วนผสมที่เหมาะสม ซึ่งน่าจะเกิดจากปฏิภาคของธาตุแคลเซียมในองค์ประกอบทางเคมีของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา สำหรับคุณสมบัติการดูดซึมน้ำของวัสดุจีโอพอลิเมอร์ที่ผสมกับผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาจะช่วยทำให้ประสิทธิภาพการป้องกันการสะสมของความชื้นในวัสดุจีโอพอเมอร์ ซึ่งในอัตราส่วนที่ไม่ผสมกับผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา พบว่ามีเปอร์เซนต์การดูดซึมน้ำที่สูงกว่าก้อนตัวอย่างที่ผสมผงถ่าน น่าจะเป็นผลจากโครงสร้างของวัสดุจีโอพอลิเมอร์มีผลึกโครงสร้างทางกายภาพที่รูปทรงกลม มีช่องว่างในการผลึกตัว ดังนั้นเมื่อผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวารวมเข้ากับวัสดุจีโอพอลิเมอร์ที่มีโครงสร้างผลึกที่ค่อนข้างเรียวยาวเป็นหยักจากรูปแสดงโครงสร้างผลึกข้างต้น จึงทำให้เกิดช่องว่างในการเรียงตัวเข้ากับโครงสร้างวัสดุจีโอพอลิเมอร์ได้น้อย ทำให้ลดอัตราส่วนการดูดซึมน้ำได้เพิ่มในสัดส่วนที่เหมาะสม

4. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษา ทดลองและทดสอบ การนำเอาเปลือกกล้วยน้ำวามาเปลี่ยนสภาพเป็นผงถ่าน ที่ใช้ผสมเพิ่มเข้าไปในวัสดุจีโอพอลิเมอร์ ที่สัดส่วนเถ้าลอยร้อยละ 50 เปอร์เซนต์ ผสมกับอัตราส่วนผสมระหว่าง สารโซเดียมซิลิเกต 1 ส่วน กับสารโซเดียมไฮดรอไซด์ 12 โมลาร์ 1 ส่วน รวมกันเป็นเปอร์เซนต์ร้อยละ 50 ของทั้งหมด ซึ่งผสมกับทรายแม่น้ำที่ผ่านตะแกรงร่อนเบอร์ 16 ในอัตราส่วนของจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้า 1 ส่วนต่อทราย 2 ส่วนโดยน้ำหนัก ซึ่งนำไปทดสอบค่ากลสมบัติ และทดสอบด้วยเครื่อง scanning electron microscope (SEM) และ Energy Dispersive X-Ray Analysis (EDS) สำหรับศึกษาโครงสร้างผลึกและส่วนประกอบทางเคมีของตัวอย่างทั้งส่วนของผงเถ้าลอยแม่เมาะและผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา ซึ่งสามารถสรุปได้ ดังนี้

1. การทดสอบอัตราการดูดซึมน้ำของการทดสอบ พบว่า การผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา สามารถช่วยลดอัตราการดูดซึมน้ำของวัสดุจีโอพอลิเมอร์ได้ในอัตราส่วนที่เหมาะสมเปอร์เซนต์ ร้อยละ 5
2. การทดสอบค่าการรับกำลังแรงอัด พบว่า การผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา สามารถเพิ่มค่ากำลังรับแรงอัดได้ที่อัตราส่วนการผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่เปอร์เซนต์ ร้อยละ 10
3. การทดสอบค่าการรับกำลังแรงดัด พบว่า การผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา สามารถเพิ่มค่ากำลังรับแรงดัดได้ที่อัตราส่วนการผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาที่เปอร์เซนต์ ร้อยละ 5
4. โครงสร้างผลึกของผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา มีลักษณะโครงสร้างผลึกที่มีรูปทรงเป็นก้อนหยัก มีความเป็นเหลียมที่พื้นผิวแตกต่างจากโครงสร้างผลึกของผงเถ้าลอยจากแม่เมาะ จ.ลำปาง ที่มีรูปทรงเป็นก้อนกลม ผิวเรียบ และมีองค์ประกอบทางเคมีที่แตกต่างกัน
5. ผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวา เมื่อนำมาใช้ผสมในวัสดุจีโอพอลิเมอร์ สามารถเพิ่มประสิทธิภาพกลสมบัติด้านการรับกำลังได้ อย่างเหมาะสม

ข้อเสนอแนะ

ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาเบื้องต้นของการนำเปลือกกล้วยน้ำวา มาประยุทธใช้ในอุตสาหกรรมการก่อสร้างในรูปของวัสดุจีโอพอลิเมอร์ที่ไม่จำเป็นต้องใช้ปูนซีเมนต์ มาศึกษาหากลสมบัติด้านกำลังเบื้องต้น ซึ่งเมื่อทราบอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมในด้านกำลัง จึงสมควรที่จะนำไปศึกษาเพิ่มเติมในประสิทธิภาพด้านต่างๆ อาทิ เช่น การดูดกลิ่น การต้านแบคทีเรีย เป็นต้น เพื่อให้วัสดุจีโอพอลิเมอร์ผสมผงถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาสามารถนำไปใช้งานด้านอุตสาหกรรมการก่อสร้างอย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น นอกจากนี้ ในการศึกษาครั้งนี้พบว่าการแปรรูปจากเปลือกกล้วยน้ำวาด้วยวิธีการอบและตากแห้งเพื่อไล่ความชื้นออก แล้วจึงค่อนนำเปลือกถ่านนำมาบดเป็นผงนั้น ถ่านเปลือกกล้วยน้ำวาก่อนการบดจะให้ค่าความร้อนที่ยาวนานจากสังเกตุโดยเบื้องต้น จึงน่าที่ศึกษาวิธีการทำถ่านจากเปลือกกล้วยน้ำวา ที่เป็นการสร้างมูลค่าใช้งานในเบื้องต้นก่อนการกลายสภาพเป็นผงถ่านต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] Chindaprasirt, P., Chareerat, T. and Sirivivatnanon, V. (2007). Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer. Cement and Concrete Composites, vol. 29(3), pp. 224-229

[2] Davidovits, J. (1991). Geopolymers - Inorganic polymeric new materials. Journal of Thermal Analysis, vol. 37(8), pp. 1633-1656

[3] Davidovits, J. (1999). Chemistry of geopolymeric systems, terminology. In: Davidovits J, Davidovits R, James C , editors. Géopolymère'9 9 , Proceedings of Geopolymer Second International Conference, Saint-Quentin, pp. 9-39.

[4] ปริญญา จินดาประเสริฐ. (2547) เถ้าลอยในงานคอนกรีต. พิมพ์ครั้งที่ 1. สมาคมคอนกรีตไทย. กรุงเทพฯ.

[5] ปริญญา จินดาประเสริฐ. (2549) สารจีโอพอลิเมอร์: วัสดุเชื่อมประสานที่ไม่ใช้ปูนซีเมนต์. เอกสารประกอบการประชุมวิชาการเทคโนโลยีและนวัดกรรมสำหรับการพัฒนาอย่างยั่งยืน, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น, 25-26 มกราคม 2549.

[6] สัมฤทธิ์ โม้พวง วิจิตร อุดอ้าย สุรัตน์ บุญผ่อง และ เริงนภรณ์ โม้พวง. (2548) การผลิตถ่านและถ่านกัมมันต์. จากเปลือกกล้วยและก้านเครือกล้วย. รายงานวิจัย สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ.

[7] ณรงค์ ฤทธิ์เทพ วรุณยุพา วิยาภรณ์ และ สุภาภรณ์ สิงห์เดช "เปลือกกล้วยและงวงเครือกล้วยน้ำว้าดิบ" พฤษภาคม 2547

[8] สมิตร ส่งพิริยะกิจ, มาณัติ ภมะราภา และ อุบลรักษณ์ รัตนศักดิ์. (2551). วัสดุจีโอโพลิเมอร์, พัฒนาเทคนิคศึกษา, ปีที่ 20, ฉบับที่ 65 (มกราคม-มีนาคม), หน้า 11-15.

[9] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2518). มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมโซเดียมไฮดรอไซด์ มอก.150-2518. กรุงเทพฯ.

[10] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. (2539). มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมโซเดียมซิลิเกตเหลว มอก.433-2539. กรุงเทพฯ.

คุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวเผามวลเบาทำจากไดอะตอมไมต์ผสมโฟม

Physical properties of lightweight fired clay made from diatomite Earth mixed with foam

ณัฐพล ฐาตุจิรางค์กุล[1] และ คำภี จิตชัยภูมิ[2,*]

[1] *สาขาวิชาช่างโยธา วิทยาลัยนวัตกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา*

E-mail address: natrmuti1967@gmail.com

[2] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา*

**Corresponding author; E-mail address: khampeej@yahoo.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้รายงานการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของดินเหนียวเผามวลเบาที่ทำจากไดอะตอมไมต์หรือดินเบาผสมโฟมชนิดเติมฟองอากาศในปริมาณร้อยละ 5 – 20 ของน้ำหนักดินแห้ง ดินเหนียวเผามวลเบาผ่านการเผาที่อุณหภูมิ 800 องศาเซลเซียส เป็นเวลานาน 12 ชั่วโมง นำไปทดสอบกำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ หน่วยน้ำหนักแห้ง และ โครงสร้างระดับจุลภาค ผลการศึกษาพบว่าหน่วยน้ำหนักแห้งของดินเหนียวเผามวลเบาอยู่ระหว่าง 900 – 1450 kg/m^3 ซึ่งลดลงตามปริมาณไดอะตอมไมต์ที่เพิ่มขึ้น กำลังรับแรงอัดของดินเหนียวเผามวลเบาลดลงตามระดับหน่วยน้ำหนักแห้งที่ลดลงโดยมีกำลังรับแรงอัดอยู่ระหว่าง 2.6 – 16.8 MPa ซึ่งค่ากำลังรับแรงอัดใกล้เคียงกับอิฐก่อสร้างสามัญท้องตลาด ส่วนค่าการดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้นตามระดับหน่วยน้ำหนักแห้งที่ลดลง โดยมีการดูดซึมน้ำอยู่ระหว่างร้อยละ 29 – 47 ซึ่งสูงกว่าอิฐก่อสร้างสามัญท้องตลาด อย่างไรก็ตามเป้าหมายหลักของงานวิจัยนี้เพื่อที่จะนำเอาไดอะตอมไมต์มาใช้เป็นวัสดุสำหรับผลิตอิฐก่อสร้างสามัญหรืออิฐมอญน้ำหนักเบาแต่แข็งแรงและเป็นการยกระดับคุณภาพของอิฐมอญให้สูงขึ้นสามารถแข่งขันในตลาดได้

คำสำคัญ: ดินเหนียวเผา, ไดอะตอมไมต์, มวลเบา, โฟม

Abstract

This article report was study of the physical properties of lightweight fired clay made from diatomaceous Earth mixed with PRE–FORMED FOAM in the amount of 5 – 20 % w/w of dry soil. The lightweight fired clay has been burnt at 800 °C for 12 hours. The compressive strength, water absorption, dry unit-weight and microstructure were tested. The results founded that the dry unit weight of lightweight fired clay was between 900 – 1450 kg/m^3 which decreased with increasing diatomite content. The compressive strength of lightweight fired clay decreases with the decreased of dry unit weight level. The compressive strengths were between of 2.6 – 16.8 MPa. Which the compressive strengths are similar to that of ordinary construction fired clay bricks. The water absorption increased with the decrease of the dry unit weight level. The water absorptions were between of 29 – 47 %, which are higher than the ordinary construction fired clay bricks. However, the main objective of this research is to use diatomite Earth as a material for the production of lightweight fired clay bricks, but strong and to enhance the quality of the fired clay bricks to be more competitive in the market.

Keywords: fired clay, diatomite Earth, lightweight, foam

1. บทนำ

อิฐมอญ หรือ อิฐแดง หรือ อิฐก่อสร้างสามัญ คือ อิฐดินเหนียวเผา (fire clay brick) เป็นวัสดุก่อสร้างใช้สำหรับก่อผนังเพื่อกั้นห้องหรือกำแพงสำหรับอาคารพักอาศัยทั่วไป อิฐดินเหนียวเผาทำจากวัสดุดินเหนียวเป็นหลัก แต่อาจมีวัสดุอื่นเจือปนบ้างเล็กน้อยเพื่อให้อิฐมอญมีคุณสมบัติตามที่ต้องการ เช่น การปั้นขึ้นรูปง่ายขึ้น ลดการหดตัว และ การเผาสุกเร็วขึ้น เป็นต้น วัสดุที่มักนำมาผสมเจือปนลงในดินเหนียว ได้แก่ แกลบเผาบด ดินทรายแป้ง เป็นต้น

การผลิตอิฐมอญทั่วไปทำได้โดย การนำเอาดินเหนียวมานวดเพื่อให้เนื้อดินมีความแน่นอย่างสม่ำเสมอ จากนั้นนำไปขึ้นรูปเป็นก้อนอิฐขนาดต่าง ๆ ได้แก่ ขนาดประมาณ 3 × 7 × 15 เซนติเมตร (มีรูตามแนวยาว จำนวน 2 รู) และ ขนาด 7 × 7 × 15 เซนติเมตร (มีรูตามแนวยาว จำนวน 4 รู) เป็นต้น การขึ้นรูปก้อนอิฐทำได้โดยการรีดดินเหนียวในสภาพพลาสติกที่มีน้ำเพียงเล็กน้อย ด้วยเครื่องรีดดิน หรือ การปั้นโดยใช้บล็อกที่เรียกว่าพิมพ์หรือโมลด์ (mold) จากนั้นปล่อยให้อิฐที่ปั้นแล้วแห้งโดยการผึ่งลมตามธรรมชาติ ขั้นตอนนี้ใช้เวลา 2 ถึง 3 วัน จากนั้นนำอิฐที่แห้งแล้วไปเผาไฟที่อุณหภูมิสูงประมาณ 700 – 900 องศาเซลเซียส จนอนุภาคดินหลอมตัวเข้าด้วยกัน จะได้อิฐที่มีความแข็งแรง สีของอิฐที่ผ่านการเผาแล้วจะเปลี่ยนสี จากสีของดินตามธรรมชาติ (สีเทา) กลายเป็นสีเหลืองอ่อนจนถึงสีน้ำตาล ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบทางเคมีของดิน ขั้นตอนนี้ใช้เวลา 1 ถึง ๒ วัน จากนั้นปล่อยให้อิฐเย็นตัวลงเท่าอุณหภูมิอากาศ ขั้นตอนนี้ใช้เวลา 1 วัน อิฐที่ผ่านการเผาในอุณหภูมิเหมาะสมเป็นเวลานานจนอิฐสุกอย่างเพียงพอ

จะได้อิฐที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมผ่านเกณฑ์มาตรฐานพร้อมวางจำหน่ายออกสู่ตลาด

ปัจจุบันผลิตภัณฑ์อิฐดินเหนียวเผาพอได้รับความนิยมอยู่บ้างสำหรับตลาดกลุ่มเล็กเมื่อเทียบกับคอนกรีตบล็อกมวลเบา (lightweight concrete block) ซึ่งมีตลาดที่ใหญ่กว่า เนื่องจากคอนกรีตบล็อกมวลเบามีคุณสมบัติหรือจุดแข็ง (น้ำหนักเบา การนำความร้อนต่ำ มีขนาดก้อนที่ก้อนใหญ่และสม่ำเสมอ) มากกว่าอิฐมอญ จึงเป็นเหตุให้อิฐดินเหนียวเผาได้รับความนิยมลดลงอย่างต่อเนื่อง ถึงแม้ว่าอิฐดินเหนียวเผาจะมี ความแข็งแรง ความทนทานและราคาถูกกว่าก็ตาม

อิฐดินเหนียวเผาสามารถแก้ปัญหาจุดอ่อนในเรื่องหน่วยน้ำหนัก (unit weight) หรือ ความหนาแน่น (density) ที่มาก ทำได้โดยการเติมฟองอากาศแบบ PRE–FORMED METHOD ทำให้อิฐดินเหนียวเผามีคุณสมบัติเปลี่ยนไปในทางวิศวกรรม ได้แก่ ความพรุนที่เพิ่มขึ้น หน่วยน้ำหนักลดลง การนำความร้อนต่ำ การดูดซึมน้ำต่ำและการทนไฟที่นานขึ้นเช่นเดียวกับคอนกรีตบล็อกมวลเบา นอกจากนี้อิฐดินเหนียวเผายังมีต้นทุนการผลิตที่ต่ำกว่าคอนกรีตบล็อกมวลเบาทั่วไปถึงร้อยละ 50 เนื่องจากอิฐดินเหนียวเผาทำจากวัสดุธรรมชาติที่หาง่ายในท้องถิ่นและขบวนการผลิตไม่ซับซ้อน สามารถใช้แรงงานในการผลิตที่มีทักษะไม่สูงมากนักได้ ส่วนการเผาอิฐนั้นจะมีการนำเอาเทคโนโลยีการเผาแบบไร้ควันมาแทนที่การเผาแบบดั้งเดิมที่ก่อให้เกิดควันไฟและมลพิษทางอากาศ

แน่นอนว่าการทำให้กับผลิตภัณฑ์อิฐดินเหนียวเผาแบบเก่ามีน้ำหนักเบา (ความหนาแน่นต่ำ) มีความแข็งแรง มีความเป็นฉนวนป้องกันความร้อนได้เป็นอย่างดีได้นั้น ถ้านำไปประยุกต์ใช้งานก่อเป็นผนังอาคารจะทำให้อาคารได้รับประโยชน์ คือ โครงสร้างอาคารแบกรับน้ำหนักลดลง งานก่ออิฐเสร็จเร็วเพราะก้อนอิฐมีน้ำหนักเบาและมีขนาดก้อนที่ใหญ่ขึ้น การบริโภคพลังงานของเครื่องปรับอากาศลดลงเพราะอุณหภูมิภายในอาคารต่ำ [1] เช่นเดียวกับคอนกรีตบล็อกมวลเบา ซึ่งประเภทของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (cellular lightweight concrete) แบ่งออกเป็น 2 ระบบ ตามขบวนการผลิต [2] คือ 1) ระบบอบไอน้ำ (autoclaved aerated concrete, AAC) ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (หรือใช้ปูนขาว) ทรายยิปซั่ม และ ผงอลูมิเนียม ซึ่งทำหน้าที่ขยายตัวกลายมาเป็นโฟมโดยอาศัยหลักการเกิดปฏิกิริยาทางเคมี สำหรับขบวนการผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าระบบอบไอน้ำนั้น เริ่มจากการผสมส่วนผสมทั้งหมดให้เข้ากันดีและรอให้คอนกรีตฟูขึ้นจากการขยายตัวของก๊าซไฮโดรเจน (H_2) ที่เกิดจากปูนขาวทำปฏิกิริยากับผงอลูมิเนียม เมื่อคอนกรีตผ่านการก่อตัวระยะปลายแล้วจะถูกนำไปบ่มไอน้ำภายใต้แรงดันและอุณหภูมิสูงในถังออโตเคลป (autoclave) เป็นเวลา 8 – 10 ชั่วโมง เพื่อให้คอนกรีตตกผลึกเป็นการเร่งกำลังให้สามารถนำไปใช้งานได้เร็ว นอกจากนี้การอบไอน้ำยังมีผลดีทำให้ลดการหดตัวและลดความชื้นภายในลง 2) ระบบเติมฟองอากาศ (PRE–FORMED FOAM METHOD) หรือโฟมคอนกรีต ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทราย และ โฟมเหลว (liquid foam) สำหรับขบวนการผลิตโฟมคอนกรีตนั้นเริ่มจากการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทราย และ น้ำ ให้เป็นเนื้อเดียวกันด้วยเครื่องผสม ก่อนที่โฟมเหลวซึ่งเป็นสารเพิ่มฟองเจือจางกับน้ำตามสัดส่วนที่กำหนดจะถูกทำให้เป็นฟองด้วยเครื่องกำเนิดโฟมโดยเตรียมไว้ก่อนแล้ว จากนั้นโฟมเหลวจะถูกฉีดผสมลงไปในคอนกรีตสดและผสมต่อไปอีกจนกระทั่งส่วนผสมทั้งหมดเข้ากันดี จากนั้นคอนกรีตสดจะถูกนำไปขึ้นรูปเป็นผลิตภัณฑ์โดยการเทเข้าแบบหล่อ หรือ ผ่านการตัดโฟมคอนกรีตจะผ่านการบ่มชื้นด้วยอากาศโดยใช้แผ่นพลาสติกคลุมไว้เป็นเวลาอย่างน้อย 2 สัปดาห์ คอนกรีตจึงจะมีความแข็งแรงพอที่จะนำไปใช้งาน

ไดอะตอมไมต์ (diatomite) หรือที่เรียกว่า ดินเบา ประกอบด้วยซากดึกดำบรรพ์ของไดอะตอม ซึ่งเป็นจำพวกหนึ่งของสาหร่ายเปลือกแข็งจัดเป็นพืชเซลล์เดียวชนิดหนึ่ง ในภาษาอังกฤษ มีคำศัพท์หลายคำที่ใช้เรียกดินเบานี้ ได้แก่ diatomaceous earth, diatomite, infusorial earth, siliceous earth และทับศัพท์ (เยอรมัน: Kieselguhr) เป็นต้น ไดอะตอมไมต์ มีความพรุนสูงคล้ายชอล์ก ไดอะตอมไมต์มีซิลิก้า (SiO_2) เป็นองค์ประกอบหลัก ลักษณะเนื้ออ่อนนุ่ม เกิดขึ้นตามธรรมชาติ ขนาดเม็ดเล็กละเอียดสีขาว เม็ดน้อยกว่า 1 ไมครอน (micron, μm) จนถึงมากกว่า 1 มิลลิเมตร โดยปกติมีขนาดระหว่าง 10 - 200 μm องค์ประกอบด้วย ซิลิก้า 80 – 90 % อลูมิน่า (Al_2O_3) 2 – 4 % และ สารจำพวกเหล็กออกไซด์ 0.5 – 2 % [3]

ดินเหนียวเป็นดินที่เกิดจากตะกอนที่พัดพาทับถมกัน ธรรมชาติของดินเหนียวประกอบด้วยแร่เคโอลิไนต์ (kaolinite) เป็นส่วนใหญ่ โดยแร่เคโอลิไนต์ที่พบในดินเหนียวมักมีผลึกที่ไม่สมบูรณ์และมีขนาดเล็ก นอกจากนี้ยังพบแร่ดินชนิดอื่น ๆ อาทิ มอนมอริลโลไนต์ (montmorillonite) อิลไลต์ (illite) ควอร์ทซ (quartz) แร่ไมกา (mica) เหล็กออกไซด์ (iron oxide) รวมทั้งมีสารอินทรีย์ปะปนอยู่เสมอ ดินเหนียวมีสีต่าง ๆ เกิดจากการมีแร่ธาตุชนิดต่าง ๆ ในปริมาณที่แตกต่างกันอาทิ สีดำ สีเทา สีครีม และ สีน้ำตาล ดินเหนียวที่มีสีเทาหรือสีดำนั้นเพราะมีอินทรีย์วัตถุปนมาก ส่วนดินเหนียวสีครีมหรือสีน้ำตาลมาจากแร่เหล็กที่ปะปนอยู่ ดินเหนียวมีคุณสมบัติเด่นในการนำมาขึ้นรูป คือ มีความเหนียวและเมื่อแห้งแล้วจะมีความแข็งแรงสูง ทำให้ผลิตภัณฑ์หลังแห้งมีความแข็งแรง แต่อย่างไรก็ตามเมื่อแห้งแล้วดินเหนียวมักมีการหดตัวสูงซึ่งเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ผลิตภัณฑ์มีการแตกร้าวดังนั้นจึงไม่นิยมใช้เนื้อดินเหนียวล้วนในการขึ้นรูปผลิตภัณฑ์ แต่จะมีการผสมวัสดุที่ไม่มีความเหนียว อาทิเช่น ดินทรายแป้งเพื่อลดการดึงตัวและหดตัวซึ่งช่วยลดปัญหาการแตกร้าว ดินเหนียวหลายชนิดมีช่วงอุณหภูมิเผาที่จะเปลี่ยนไปเป็นเนื้อแก้วมากขึ้น ซึ่งเป็นประโยชน์ช่วยปรับปรุงเนื้อผลิตภัณฑ์หลังการเผาให้แข็งแรงขึ้น

อิฐมอญหรืออิฐดินเหนียวเผาใช้สำหรับก่อผนังอาคาร ซึ่งนิยมใช้ในงานก่อสร้างกันอย่างแพร่หลาย อิฐมอญจึงจำเป็นต้องมีมาตรฐานเดียวกันเพราะว่าไม่สามารถตรวจสอบคุณสมบัติทางกลของอิฐมอญได้ด้วยตาเปล่าจึงมีความจำเป็นต้องใช้เครื่องมือในการทดสอบคุณสมบัติทางกลของอิฐมอญ โดยทั่วไปจะใช้มาตรฐานของ ASTM C 62–10 [4] และ มอก. 77–2545 มาตรฐานผลิตภัณฑ์อิฐก่อสร้างสามัญ [5] ซึ่งเคยกำหนดบังคับขึ้นครั้งแรกในปี พ.ศ. 2517

อิฐมอญเป็นวัสดุก่อสร้างที่เก่าแก่ชนิดหนึ่ง ได้มาจากการเผาดินเหนียวที่มีความชื้นประมาณ 10 – 30 % ในเตาเผาอิฐ ซึ้งใช้อุณหภูมิสูงประมาณ 1,000 องศาเซลเซียส เป็นเวลานานประมาณ 40 – 150 ชั่วโมง จนกระทั่งเม็ดดินเหนียวเกิดการหลอมตัวติดกันและยึดติดกันอย่างแน่นหนา อิฐมอญแบ่งออกเป็นอิฐมอญตัน (solid brick) และอิฐมอญกลวง (hollow brick) โดยมาตรฐาน ASTM C 62–10 ได้นิยามอิฐมอญตันและอิฐมอญกลวงว่า “อิฐมอญตันเป็นอิฐที่มีพื้นที่หน้าตัดสุทธิในการรับแรงในทุก ๆ ระนาบที่ขนานกับพื้นที่รับแรงดังกล่าว ไม่น้อยกว่า 75 % ส่วนอิฐมอญกลวงต้องมีพื้นที่หน้าตัดดังกล่าว อยู่ระหว่าง 40 – 75 %” การที่อิฐมอญมักมีรูกลวงนั้นก็เพื่อที่จะทำให้อิฐถูกเผาได้อย่างสมบูรณ์ ซึ่งจะเป็นผลดีทำให้อิฐมีกำลังรับแรงต่าง ๆ ได้สูงขึ้น

ส่วนการก่ออิฐ (masonry brick) อาจจัดเรียงในรูปแบบต่าง ๆ และมีรอยต่อเป็นปูนก่อ (mortar) ซึ่งได้จากการผสมปูนซีเมนต์ ทราย และ น้ำ หรือได้จากการนำเอาปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ปูนขาว ทราย และ น้ำ ในอัตราส่วนที่พอเหมาะ เป็นตัวประสานให้ก้อนอิฐเข้าด้วยกัน ดังนั้นอิฐก่อในลักษณะนี้จะถูกออกแบบให้รับแรงกดอัดเท่านั้น เนื่องจากมีกำลังรับแรงดึงที่ต่ำมาก ถ้าอิฐก่อถูกเสริมด้วยเหล็กกล้าแล้วจะเรียกว่า อิฐเสริมเหล็ก ซึ่งจะมีความสามารถในการรับแรงอัดได้ดี การที่อิฐมอญของแต่ละแหล่งมีคุณภาพแตกต่างกันนั้นขึ้นอยู่กับวัสดุที่ใช้ในการผลิต ซึ่งการตรวจสอบคุณภาพจะพิจารณาที่คุณสมบัติทางกายภาพ (ขนาด ความหนาแน่น และ อัตราการดูดซึมน้ำ) และ คุณสมบัติทางกล (กำลังรับแรงอัด)

ตามมาตรฐาน มอก. 77–2545 กำหนดไว้ว่าคุณสมบัติของอิฐมอญต้องทำด้วยเครื่องจักรหรือทำด้วยมืออย่างประณีต เผาสุกสม่ำเสมอตลอดทั้งแผ่น ด้วยความร้อนจาก 980 – 1205 °C มีความเหนียว ไม่แตกง่าย มีความแข็งแรงทนทาน รับน้ำหนักได้มาก มีรูปร่างเรียบร้อยดี ไม่แอ่นบิดหรือไม่มีขอบขรุขระมาก ทุก ๆ เหลี่ยมของอิฐจะต้องได้ฉากตลอด ขณะเผาให้ความร้อนค่อย ๆ เพิ่มขึ้นทีละน้อยตามลำดับจนถึง 980 – 1205 °C และถ้าเป็นเตาเผาฟืน จะเผาอยู่นาน 2 – 3 สัปดาห์ ขนาดเฉลี่ยเท่ากันทุกก้อน เมื่ออิฐหักออก จะมองเห็นเนื้อภายในคล้ายหินและแน่นมาก ไม่มีรูพรุน ไม่มีรอยแตกร้าว น้ำหนักและขนาดควรเฉลี่ยเท่ากันทุกก้อน มีสีสม่ำเสมอตลอดทุกก้อน ไม่ดูดซึมน้ำเกิน 10 % ของน้ำหนักอิฐภายหลังแช่น้ำไว้ 24 ชั่วโมง เมื่อเคาะเพื่อฟังเสียงดูต้องมีเสียงดังคล้ายเสียงเคาะโลหะ

การดูดซึมน้ำหรือดูดกลืนน้ำจะมากหรือน้อยเพียงใดเป็นสิ่งที่แสดงถึงคุณภาพของอิฐ เช่น อิฐที่ดีจะต้องดูดซึมน้ำประมาณ 10 - 17 % ของน้ำหนักอิฐ แต่สำหรับอิฐเคลือบนั้นต้องดูดซึมน้ำได้ประมาณ 7 % ของน้ำหนักอิฐเท่านั้น อิฐที่ผ่านการเผาไม่เพียงพอ จะดูดซึมน้ำประมาณ 20 - 25 % โดยน้ำหนัก นั้นแสดงว่ามีความพรุนของเนื้ออิฐมาก สำหรับงานก่อผนังหรือก่อกำแพงควรนำอิฐมาแช่ในน้ำจนอิฐอิ่มน้ำและปล่อยทิ้งไว้ให้ผิวแห้ง ถ้าชุ่มน้ำมากเกินไปจะทำให้ปูนก่อไหลหลุดออกมาขณะก่อผนังได้ ทำให้การก่อเป็นไปด้วยความยากลำบาก

บทความนี้ศึกษาความเป็นไปได้ในการทำอิฐบล็อกดินเหนียวเผาให้มีน้ำหนักเบาแต่ยังคงความแข็งแรง มีกระบวนการผลิตที่ง่าย ราคาประหยัด โดยทำการใช้ส่วนผสมของ ไดอะตอมไมต์ (diatomite, DA) ดินเหนียวด่านเกวียน (Dan Kwian clay, DC) และ สารเพิ่มฟอง (foaming agent, f) เพื่อเป็นแนวทางพื้นฐานในการพัฒนา “อิฐบล็อกดินเหนียวเผามวลเบา” สำหรับการนำไปใช้เป็นวัสดุก่อผนังอาคารในอนาคต

2. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

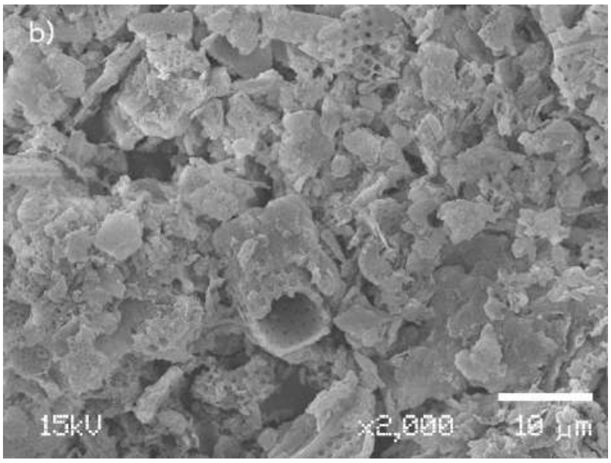
เพื่อศึกษากำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ และ หน่วยน้ำหนักแห้งของดินเหนียวเผามวลเบาที่ทำจาก ดินเหนียวด่านเกวียน ไดอะตอมไมต์ และ สารเพิ่มฟอง หน่วยน้ำหนักแห้งประมาณ 1000 kg/m^3 เผาที่อุณหภูมิ 800° C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง เปรียบเทียบกับอิฐมอญท้องตลาดจากโรงอิฐในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา

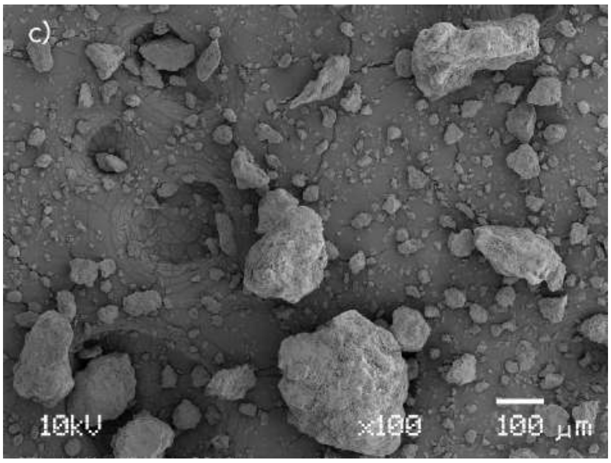
3. วิธีการศึกษา

3.1 วัสดุ

ไดอะตอมไมต์ (diatomite, DA) ที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากแหล่งอำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ผ่านการบดละเอียดและอบแห้ง บรรจุในถุงสำเร็จรูป (ดังรูปที่ 1a) เนื้อดินมีลักษณะสีเหลืองอ่อน แร่งผ่านตะแกรงมาตรฐาน ASTM เบอร์ 100 อนุภาค DA มีรูปทรงแบน โค้ง เต็มไปด้วยรูจำนวนมาก คล้ายตะแกรง ดังรูปที่ 1b

ดินเหนียว (clay) ที่ใช้ในการศึกษาเป็นดินเหนียวด่านเกวียน (Dan Kwian clay, DC) ได้มาจากแหล่งในพื้นที่ ตำบลด่านเกวียน อำเภอโชคชัย จังหวัดนครราชสีมา โดยนำมาอบแห้ง จากนั้นก่อนผสมได้นำดินมาบดละเอียดให้มีขนาดผ่านตะแกรงมาตรฐาน ASTM เบอร์ 100 ลักษณะเนื้อดินเป็นสีน้ำตาลอ่อน อนุภาคดินมีรูปทรงที่ไม่แน่นอน ผิวขรุขระ ดังรูปที่ 1c





รูปที่ 1 อนุภาควัสดุผสม a) ไดอะตอมไมต์บดละเอียด b) ภาพถ่าย SEM ของไดอะตอมไมต์ c) ภาพถ่าย SEM ของดินเหนียวด่านเกวียน

รูปที่ 2 สารเพิ่มฟองที่ฉีดออกมาแล้ว

สารเพิ่มฟอง (f) ที่ใช้ในการศึกษา เป็นสารเพิ่มฟองสังเคราะห์ชนิดประจุลบ ภายหลังเจือจางน้ำ (w) และเมื่อฉีดออกจากปืนฉีดของเครื่องสร้างฟองจะขยายตัว ให้ฟองในปริมาณมาก ความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักเฉลี่ยของฟองเหลวเท่ากับ 65 kg/m^3 ลักษณะฟองเหลว ดังรูปที่ 2

3.2 ปฏิภาคส่วนผสม

ในการออกแบบส่วนผสมดินเหนียวเผามวลเบาได้กำหนดสัดส่วนผสม ไดอะตอมไมต์ ดินเหนียว และ สารเพิ่มฟองที่เจือจางฉีดออกมาแล้ว โดยน้ำหนัก (ตารางที่ 1) อัตราส่วนของเหลวต่อดิน (w+f)/(DC+DA) อยู่ระหว่าง 0.30 ถึง 0.82 โดยส่วนผสมที่ใส่ทั้งดินเหนียวด่านเกวียนและไดอะตอมไมต์ใช้น้ำในปริมาณร้อยละ 30 ถึง ร้อยละ 37 ส่วนผสมที่ใส่ไดอะตอมไมต์ (D5) เพียงอย่างเดียวได้ใช้น้ำในปริมาณร้อยละ 82 ซึ่งสูงกว่าทุกส่วนผสม เนื่องจากไดอะตอมไมต์มีโพรงหรือช่องว่างเป็นจำนวนมาก จึงทำให้มีความต้องการน้ำในส่วนผสมสูง

ตารางที่ 1 ปฏิภาคส่วนผสมของดินเหนียวมวลเบาโดยน้ำหนัก

No.	ปริมาณวัสดุ (kg)				(w+f)/(DC+DA)
	DC	DA	f	w	
DC1	880	310	130	300	0.37
DC2	660	620	163	300	0.37
DC3	440	930	163	300	0.34
DC4	220	1,240	130	300	0.30
D5	1,100	-	100	800	0.82

หมายเหตุ : DC คือดินเหนียวด่านเกวียน, DA คือไดอะตอมไมต์, f คือโฟมเหลว , w คือน้ำ

3.3 การผลิตดินเหนียวเผามวลเบา

การผลิตดินเหนียวมวลเบาทำได้โดยเตรียมวัสดุผสม ไดอะตอมไมต์และดินเหนียวด่านเกวียนมาตวงหาปริมาตรแบบหลวม โดยแยกออกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนแรก นำไดอะตอมไมต์และดินเหนียวมาผสมกันในถุงพลาสติกให้วัสดุทั้งสองเข้ากัน พร้อมทั้งเตรียมน้ำไว้คอยผสม ส่วนที่สอง นำน้ำเจือจางสารเพิ่มฟองในอัตราส่วนน้ำต่อสารเพิ่มฟอง 1 : 40 โดยน้ำหนัก จากนั้นเทลงในถังสำหรับให้เครื่องสร้างฟองดูด

รูปที่ 3 การผสมดินเหนียว

เมื่อเตรียมส่วนผสมทั้งสองส่วนเสร็จแล้ว ลำดับต่อไปเป็นขั้นตอนการผสมดินเหนียวธรรมดาให้เป็นดินเหนียวมวลเบา เริ่มจากเทน้ำที่เตรียมไว้ลงไปในถังผสม จากนั้นเทดินเหนียวและไดอะตอมไมต์ลงไป ผสมต่อไปด้วยหัวปั่นสว่าน ดังรูปที่ 3 จนส่วนผสมเข้ากันดี จากนั้นฉีดฟองเหลวจากปืนฉีดของเครื่องสร้างฟองลงไปในถังผสม เมื่อส่วนผสมทั้งหมดเป็นเนื้อเดียวกันจึงเทลงในแบบหล่อก้อนตัวอย่าง (mold) มาตรฐาน ขนาด 5 × 5 × 5 เซนติเมตร พร้อมทั้งเคาะเล็กน้อย จากนั้นปล่อยไว้ 24±2 ชั่วโมง จึงทำการแกะแบบออก นำไปอบแห้งในตู้อบ ที่อุณหภูมิ 50±5 °C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง จากนั้นนำไปเผาที่อุณหภูมิ 800 °C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง จากนั้นปล่อยให้เย็นตัวเท่าอุณหภูมิห้อง จึงนำไปทดสอบกำลัง การดูดซึมน้ำ และหน่วยน้ำหนักแห้ง ในลำดับต่อไป

3.4 การทดสอบ

3.4.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังรับแรงอัด (compressive strength) ของดินเหนียวเผามวลเบา ทำได้โดยนำแท่งทดสอบขนาด 5 × 5 × 5 เซนติเมตร (รูปที่ 4) ที่ผ่านการเผาอุณหภูมิ 800 °C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง มากดทดสอบหากำลังด้วยเครื่องกด โดยมีอัตราการให้แรงกดบนแท่งทดสอบอยู่ระหว่าง 0.1 – 0.3 MPa/วินาที กำลังรับแรงอัด คือ แรงกดสูงสุด (ประลัย) หารด้วยพื้นที่หน้าตัดขวาง ตามสมการที่ 1 วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐาน มอก. 77–2545

$$Compressive\ strength(MPa) = \frac{P}{A} \quad (1)$$

เมื่อ P คือ แรงกดสูงสุด (N), และ A คือ พื้นที่หน้าตัดขวาง (m^2)

รูปที่ 4 แท่งทดสอบดินเหนียวเผามวลเบา

3.4.2 การทดสอบการดูดซึมน้ำ

การทดสอบการดูดซึมน้ำ (water absorption) ของดินเหนียวเผามวลเบา ทำได้โดยเอาก้อนตัวอย่างขนาด 5 × 5 × 5 เซนติเมตร ที่ผ่านการเผาแล้ว จำนวน 3 ก้อน แช่ไว้ในน้ำเป็นเวลา 48 ชั่วโมง เมื่อครบกำหนดจึงเอาออกจากน้ำ จากนั้นใช้ผ้าซับน้ำส่วนเกินที่ผิว พร้อมทั้งชั่งน้ำหนักภายในเวลา 30 วินาที ซึ่งค่าที่ได้เป็นน้ำหนักของดินเหนียวเผามวลเบาและน้ำหนักของน้ำที่ซึมเข้าไป จากนั้นนำก้อนตัวอย่างอบที่อุณหภูมิ 110±5° C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบกำหนดจะนำก้อนตัวอย่างออกจากเตาอบ ปล่อยให้เย็นที่อุณหภูมิห้องจึงชั่งน้ำหนัก ค่าที่ได้เป็นน้ำหนักแห้ง จากนั้นนำค่าที่ได้คำนวณหาอัตราการดูดซึมน้ำ ในสมการที่ 2 การดูดซึมน้ำของแต่ละก้อนนำมาเฉลี่ยกันจำนวน 3 ก้อนตัวอย่าง วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐาน มอก. 77–2545

$$Water\ absorption(\%) = \frac{(W_{sat} - W_{dry})}{W_{dry}} 100 \quad (2)$$

เมื่อ W_{sat} คือ น้ำหนักตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำชั่งในอากาศ, และ W_{dry} คือ น้ำหนักตัวอย่างอบแห้งชั่งในอากาศ

3.4.3 การทดสอบหน่วยน้ำหนักแห้ง

การทดสอบหน่วยน้ำหนักแห้ง (dry unitweight) หรือความหนาแน่นแห้ง (dry density) ทำได้โดยนำก้อนตัวอย่างขนาด 5 × 5 × 5 เซนติเมตร มาชั่งน้ำหนักมีหน่วยเป็นกิโลกรัมหารด้วยปริมาตรมีหน่วยเป็นลูกบาศก์เมตรของก้อนตัวอย่าง หน่วยน้ำหนักแห้งมีหน่วยเป็นกิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ดังสมการที่ 3

$$Dry\ density\ (kg/m^3) = \frac{M}{V} \quad (3)$$

เมื่อ M คือ น้ำหนักของก้อนตัวอย่างสภาพอบแห้ง (kg), V คือ ปริมาตรของก้อนตัวอย่าง (m^3)

3.4.4 การเผาดินเหนียวมวลเบา

การเผาอิฐดินเหนียวมวลเบาใช้อุณหภูมิเผาที่ 800 °C ขบวนการเผาเริ่มตั้งแต่ขั้นตอนการนำอิฐมาตั้งวางเรียงไว้ก่อนนำเข้าสู่เตาเผาและการเพิ่มอุณหภูมิของเตาเผา มี 2 ขั้นตอนดังนี้

1) การเผาดิบ (biscuit firing) ในขั้นตอนการเผาดิบมีเป้าหมายหลักคือต้องการให้อิฐที่เผาแล้วเกิดความเสียหายน้อยที่สุด เพื่อไล่ความชื้นหรือก๊าซออกจากดิน ขั้นตอนการเผาดิบใช้เวลา 2 วัน มีช่วงอุณหภูมิดังนี้

ช่วงแรก เมื่อเรียงอิฐเข้าสู่เตาเผาแล้วจะเริ่มเผาที่อุณหภูมิ 110 – 120 °C เพื่อให้น้ำและความชื้นที่อยู่ในอิฐระเหยออกไป เมื่ออิฐผ่านการเผาที่อุณหภูมิดังกล่าวอิฐจะแห้งสนิท

ช่วงที่สอง เป็นการเพิ่มอุณหภูมิเตาอย่างช้า ๆ ที่อุณหภูมิ 120 – 350 °C น้ำที่อยู่ในโครงสร้างของกลุ่มแร่ Clay จะสลายตัว ทำให้กลุ่มแร่ Clay เปลี่ยนเป็นสารประกอบอ๊อกไซด์ ในช่วงอุณหภูมิดังกล่าวอิฐจะขยายตัวประมาณร้อยละ 1 ถ้าอิฐมีความหนาไม่สม่ำเสมอ อิฐอาจปริแตกได้

ช่วงที่สาม เป็นการเพิ่มอุณหภูมิเตาเผาในช่วง 350 – 450 °C น้ำที่อยู่ในแร่ Clay จะสลายตัวออกจนหมด ช่วงอุณหภูมินี้มีความสำคัญมากเพราะต้องควบคุมให้อุณหภูมิภายในเตาเพิ่มขึ้นอย่างช้า ๆ ที่เรียกว่า การเลี้ยงไฟ เพื่อทำให้อิฐหดตัวพร้อมกันโดยไม่แตกร้าว

ช่วงที่สี่ เป็นการเพิ่มอุณหภูมิภายในเตาเผาประมาณ 570 °C ช่วงนี้ ซิลิก้า (SiO_2) ที่อยู่ในเนื้อดินจะมีการขยายตัว ถ้าควบคุมอุณหภูมิภายในเตาไม่สม่ำเสมอ อิฐจะแตกร้าวได้ง่าย

2) การเผาสุก เป็นการเผาที่อุณหภูมิสูงของการเผาครั้งสุดท้าย โดยให้ความร้อนต่อเนื่องจากการเผาดิบ เมื่ออุณหภูมิภายในเตาเผาสูงกว่าประมาณ 700 °C สารอินทรีย์และซัลเฟอร์ต่าง ๆ ที่อยู่ในเนื้อดิน จะเกิดการเผาไหม้ พอถึงอุณหภูมิที่ 800 °C วัสดุทั้งหมดจะหลอมจับตัวเข้าด้วยกัน ในกรณีที่ใช้เตาเผาแบบปกติ เช่น เตาเผาแบบอ๊อกซิเดชั่น (การอัดอากาศผ่านเข้าไปในเตาเผาให้มากพอที่จะทำให้เกิดการเผาไหม้อย่างสมบูรณ์) จะได้ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และก๊าซซัลเฟอร์ไตรออกไซด์ ขั้นตอนนี้ใช้เวลา 1 วัน จากนั้นปล่อยให้อิฐเย็นตัวลงอย่างช้า ๆ ต่อไปอีกใช้เวลาประมาณ 1 วัน หรือจนกว่าอุณหภูมิอิฐจะเท่ากับอุณหภูมิของอากาศโดยรอบ

3.4.5 การทดสอบคุณสมบัติอิฐมอญท้องตลาด

ทำการทดสอบอิฐมอญในท้องตลาดเพื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติระหว่างอิฐมอญทั่วไปและดินเหนียวเผามวลเบาที่ศึกษา โดยทำการสุ่มเก็บตัวอย่างก้อนอิฐมอญจากโรงงานผลิตอิฐ ในพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา จำนวน 3 โรง เป็นอิฐมอญชนิดตัน (ไม่กลวง) เก็บจำนวนก้อนตัวอย่างโรงงานละ 3 ก้อน คุณสมบัติที่ทดสอบ ได้แก่ กำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ และ หน่วยน้ำหนักแห้ง วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐาน มอก. 77–2545

4. ผลการศึกษาและวิเคราะห์ผล

4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด

ตารางที่ 1 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของดินเหนียวเผามวลเบาที่ผ่านการเผาอุณหภูมิ 800 °C พบว่าส่วนผสม DC1, DC2, DC3, DC4, และ D5 เท่ากับ 16.8, 13.7, 10.6, 5.2, และ 2.6 MPa ตามลำดับ ซึ่งกำลังรับแรงอัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ DA ด้วย DC ที่เพิ่มขึ้น โดยส่วนผสมที่ใช้ DC ในปริมาณมาก (DC1) ให้กำลังรับแรงอัดสูงสุดในทุกส่วนผสม นอกจากนี้ส่วนผสมที่ใช้ DA เพียงอย่างเดียวและใช้น้ำผสมมาก (D5) ให้กำลังรับแรงอัดต่ำสุดในทุกส่วนผสม

ตารางที่ 2 กำลังรับแรงอัดของดินเหนียวเผามวลเบา

No.	DC : DA : f : w (kg)	กำลังรับแรงอัด (MPa)
DC1	880 : 310 : 130 : 300	16.8
DC2	660 : 620 : 163 : 300	13.7
DC3	440 : 930 : 163 : 300	10.6
DC4	220 : 1240 : 130 : 300	5.2
D5	1100 : 0 : 100 : 800	2.6

4.2 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำ

ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของดินเหนียวเผามวลเบา พบว่าการดูดซึมน้ำของส่วนผสม DC1, DC2, DC3, DC4, และ D5 เท่ากับ 18.8, 19.6, 22.4, 30.7, และ 49.5 % ตามลำดับ ซึ่งการดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ DA ด้วย DC ที่ลดลง โดยส่วนผสมที่ใช้ DA ในปริมาณมาก (D5) ให้การดูดซึมน้ำสูงสุดในทุกส่วนผสม เนื่องจาก DA มีปริมาณมากส่งผลให้ความพรุนในดินเหนียวเผามีปริมาณมาก สอดคล้องกับผลงานวิจัยของ Pimraksa and Chindaprasirt (2009) ที่พบว่าการดูดซึมน้ำของอิฐมวลเบาเพิ่มขึ้นตามปริมาณการใส่ไดอะตอมไมต์ที่เพิ่มขึ้น [6]

ตารางที่ 3 การดูดซึมน้ำของดินเหนียวเผามวลเบา

No.	DC : DA : f : w (kg)	การดูดซึมน้ำ (%)
DC1	880 : 310 : 130 : 300	18.8
DC2	660 : 620 : 163 : 300	19.6
DC3	440 : 930 : 163 : 300	22.4
DC4	220 : 1240 : 130 : 300	30.7
D5	1100 : 0 : 100 : 800	49.5

เมื่อเปรียบเทียบการดูดซึมน้ำระหว่างดินเหนียวเผามวลเบาและอิฐดินเหนียวเผามาตรฐาน มอก. 77–2545 พบว่าส่วนผสม DC4 และ D5 สูงกว่ามาตรฐาน มอก. (ตามมาตรฐาน มอก. 77–2545 กำหนดค่าการดูดซึมน้ำของอิฐดินเหนียวเผาชั้นคุณภาพ ข ไม่ควรเกินร้อยละ 22)

4.3 ผลการทดสอบหน่วยน้ำหนักแห้ง

ตารางที่ 4 แสดงผลการทดสอบหน่วยน้ำหนักแห้งของดินเหนียวเผามวลเบา พบว่าหน่วยน้ำหนักแห้งของส่วนผสม DC1, DC2, DC3, DC4, และ D5 เท่ากับ 1452, 1398, 1346, 1296, และ 1203 kg/m^3 ตามลำดับ ซึ่งหน่วยน้ำหนักแห้งเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ DA ด้วย DC ที่ลดลง โดยส่วนผสมที่ใช้ DA ในปริมาณมาก (D5) ให้หน่วยน้ำหนักแห้งต่ำสุดในทุกส่วนผสม เนื่องจากส่วนผสม D5 มีปริมาณน้ำผสมอย่างเพียงที่ทำให้สารเพิ่มฟองมีประสิทธิภาพทำงานอยู่ในเนื้อดินได้โดยสูญเสียฟองน้อยกว่าทุกส่วนผสม

ตารางที่ 4 หน่วยน้ำหนักแห้งของดินเหนียวเผามวลเบา

No.	DC : DA : f : w (kg)	หน่วยน้ำหนักแห้ง (kg/m^3)
DC1	880 : 310 : 130 : 300	1452
DC2	660 : 620 : 163 : 300	1398
DC3	440 : 930 : 163 : 300	1346
DC4	220 : 1240 : 130 : 300	1296
D5	1100 : 0 : 100 : 600	950

4.4 ผลการทดสอบคุณสมบัติอิฐมอญท้องตลาด

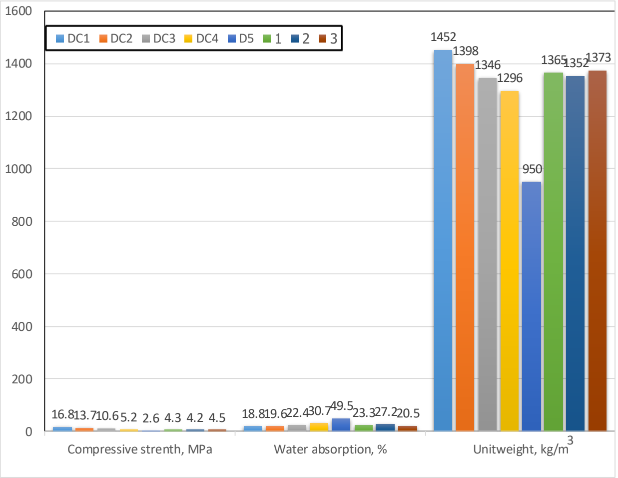
ตารางที่ 5 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ และหน่วยน้ำหนักแห้งของอิฐมอญท้องตลาดจากโรงอิฐในพื้นที่ อำเภอเมือง จังหวัดนครราชสีมา พบว่ามีกำลังรับแรงอัดเฉลี่ยเท่ากับ 4.3, 4.2, และ 4.5 MPa สำหรับโรงอิฐที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ การดูดซึมน้ำเฉลี่ยเท่ากับ 23.3, 27.2, และ 20.5 % สำหรับโรงอิฐที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ ส่วนหน่วยน้ำหนักแห้งเท่ากับ 1365, 1352, และ 1373 kg/m^3 สำหรับโรงอิฐที่ 1, 2, และ 3 ตามลำดับ ซึ่งเมื่อนำผลการทดสอบมาเปรียบเทียบระหว่างอิฐมอญท้องตลาดและอิฐดินเหนียวเผามวลเบาที่ศึกษา พบว่าดินเหนียวเผามวลเบาที่ศึกษานี้ให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าอิฐมอญท้องตลาด ในขณะที่

หน่วยน้ำหนักแห้งใกล้เคียงกัน (DC2 และ DC3) และหน่วยน้ำหนักแห้งของดินเหนียวเผามวลเบาที่ศึกษาต่ำกว่าอิฐมอญท้องตลาด ดังรูปที่ 5

ตารางที่ 5 คุณสมบัติของอิฐมอญตามท้องตลาด

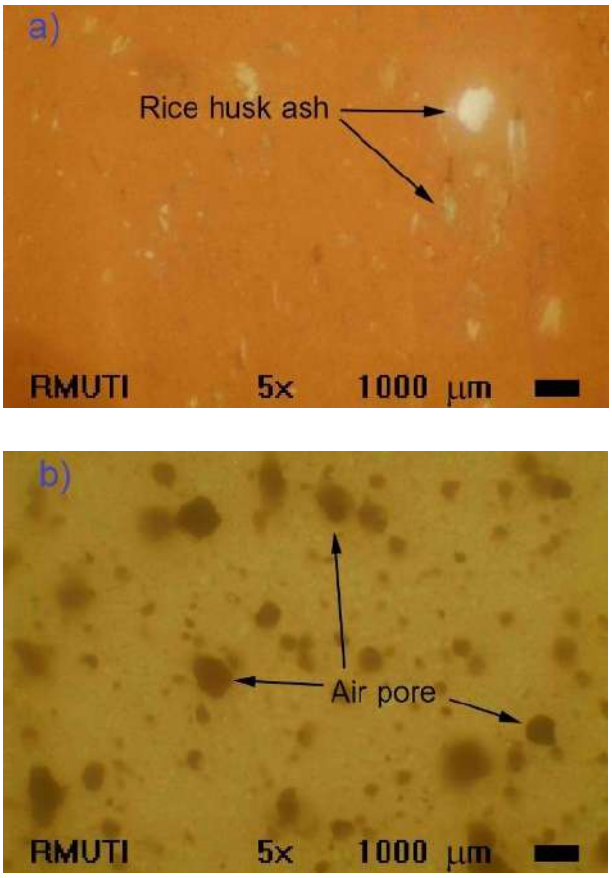
โรงอิฐที่	ขนาดก้อนอิฐ กว้าง×ยาว×หนา (cm)	กำลังรับแรงอัด (MPa)	การดูดซึมน้ำ (%)	หน่วยน้ำหนักแห้ง (kg/m^3)
1	6.0 × 14.0 × 3.5	4.3	23.3	1365
2	6.1 × 14.0 × 3.6	4.2	27.2	1352
3	6.2 × 15.0 × 3.7	4.5	20.5	1373

การลดลงของหน่วยน้ำหนักแห้งในดินเหนียวเผามวลเบานี้ เป็นเพราะว่าเกิดจากการใส่สารเพิ่มฟองในส่วนผสมที่ช่วยทำให้หน่วยน้ำหนักของดินเหนียวลดลง ในขณะที่เนื้อดินเหนียวเผาของอิฐมอญทั่วไปเป็นแบบตัน ซึ่งการทำให้หน่วยน้ำหนักดินเหนียวเผาลดลงจึงนิยมผสมเถ้าแกลบเข้าไปเล็กน้อย เมื่อนำก้อนอิฐมอญทั่วไปมาผ่าออกและขยายภาพดูจึงปรากฏเถ้าแกลบแทรกอยู่ ดังรูปที่ 6a



รูปที่ 5 กำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำและหน่วยน้ำหนักของอิฐ

ส่วนการดูดซึมน้ำของดินเหนียวเผามวลเบาศึกษา (DC4 และ D5) สูงกว่าอิฐมอญท้องตลาด เนื่องจากการใช้ DA และ สารเพิ่มฟองในดินเหนียวได้ส่งผลให้เนื้อดินเหนียวเผามวลเบามีความพรุน (porosity) หรือโพรงอากาศ (air pore) หรือ ช่องว่าง (void) ที่เพิ่มขึ้น ดังภาพถ่ายขยายด้วยกล้องจุลทรรศน์ (รูปที่ 6b) ซึ่งสอดคล้องกับผลการดูดซึมน้ำ (ตารางที่ 3) และ หน่วยน้ำหนักแห้ง (ตารางที่ 4)



รูปที่ 6 ภาพถ่ายพื้นผิว a) อิฐมอญท้องตลาด b) ดินเหนียวเผามวลเบาส่วนผสม D5

5. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาดินเหนียวเผามวลเบาทำจากไดอะตอมไมต์ ดินเหนียวด่านเกวียน และ สารเพิ่มฟอง ผ่านการเผาที่อุณหภูมิ 800° C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง หน่วยน้ำหนักแห้งอยู่ระหว่าง 900 – 1450 kg/m^3 สรุปได้ดังนี้

1) กำลังรับแรงอัดของดินเหนียวเผามวลเบาสูงกว่าอิฐมอญท้องตลาดที่หน่วยน้ำหนักใกล้เคียงกัน

2) การดูดซึมน้ำของดินเหนียวเผามวลเบาใกล้เคียงกับอิฐมอญท้องตลาดที่หน่วยน้ำหนักใกล้เคียงกัน ส่วนดินเหนียวเผามวลเบาที่มีหน่วยน้ำหนักแห้งต่ำกว่าของอิฐมอญ ให้ค่าการดูดซึมน้ำสูงกว่าของอิฐมอญท้องตลาด ซึ่งการดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้นตามปริมาณไดอะตอมไมต์และจำนวนโพรงอากาศที่เพิ่มขึ้น

สิ่งที่ได้รับจากดินเหนียวเผามวลเบาผสมสารเพิ่มฟอง คือ อิฐมีความแข็งแรงแต่น้ำหนักเบา หากนำไปใช้งานจะได้รับประโยชน์ คือ สามารถทำก้อนอิฐให้มีขนาดใหญ่ได้ ผนังก่ออิฐอาจมีคุณสมบัติกันความร้อนและทนไฟได้นานขึ้น ทั้งนี้หน่วยน้ำหนักต่ำกว่าอิฐ มอก. 77–2545 อย่างไรก็ตาม แนะนำว่าการใช้งานหรือการพัฒนาวิจัยดินเหนียวเผามวลเบา ควรมีการศึกษาคุณสมบัติเพิ่มเติม ได้แก่ การนำความร้อน อุณหภูมิเผา และ ความหนาของแท่งทดสอบต่อระยะเวลาในการทำให้ดินแห้ง

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ได้รับทุนอุดหนุนวิจัยจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ประเภทงบประมาณรายได้ประจำปี พ.ศ. 2563 สัญญาจ้างเลขที่ NKR2563INC042

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน 744 ถนนสุรนารายณ์ ตำบลในเมือง อำเภอเมืองนครราชสีมา จังหวัดนครราชสีมา ให้ความอนุเคราะห์สถานที่วิจัย

อำแดงเซรามิกส์ เลขที่ 34 หมู่ 4 ถนนราชสีมา–โชคชัย ตำบลด่านเกวียน อำเภอโชคชัย จังหวัดนครราชสีมา ให้ความอนุเคราะห์ดินเหนียวด่านเกวียน

เอกสารอ้างอิง

[1] ธนา จัดวัฒนกุล, *"คุณสมบัติของบล็อกคอนกรีตมวลเบา"* การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 1 โรงแรมระยองรีสอร์ท จังหวัดระยอง, 25-27 ตุลาคม 2548.

[2] Just, A., and Middendorf, B. (2009). Microstructure of high-strength foam concrete. *Materials Characterization*. 60(7): p. 741–748.

[3] Cummins, Arthur B., Diatomite, in Industrial Minerals and Rocks, 3rd ed. 1960, *American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers*, p. 303–319.

[4] ASTM C 62-10 Standard Specification for Building Brick (Solid Masonry Units Made From Clay or Shale). *Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia.*

[5] มอก. 77-2545 อิฐก่อสร้างสามัญ, สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (สมอ.)

[6] Pimraksa, K. and Chindaprasirt, P. (2009), Lightweight bricks made of diatomaceous earth, lime and gypsum. *Ceramics International*, 35(1): p. 471-478.

กำลังอัด กำลังเฉือน และความสามารถการทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซม

Compressive, Shear Strength and Workability of Geopolymer Concrete Containing Recycle Asphaltic Concrete Aggregate for Repair Materials

ภูริเดช โคตะนิวงษ์[1] ปริญญา จินดาประเสริฐ[2] และพัชรพล โพธิ์ศรี[3]

[1] นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น

[2] ศาสตราจารย์ ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

[3] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น

E-mail address: [1] puridet64@gmail.com, [2] prinya@kku.ac.th, [3] mister_wing@hotmail.com

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ ทำการศึกษากำลังอัด กำลังเฉือน และความสามารถการทำงานได้ของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซม โดยมีส่วนผสมคือ เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ประเทศไทย โซเดียมซิลิเกต โซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 10 โมลาร์ อัตราส่วนโซเดียมซิลิเกตต่อโซเดียมไฮดรอกไซด์มีค่า 1 ต่อ 1 ใช้ทรายแม่น้ำเป็นมวลรวมละเอียด ใช้หินธรรมชาติเป็นมวลรวมหยาบ มวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล ถูกนำมาคัดขนาด คือ ขนาดหยาบ (4.75– 19.0 มม.) และขนาดละเอียด (1.18 – 4.75 มม.) โดยผสมในอัตราส่วนขนาดหยาบและขนาดละเอียดเท่ากับ 1 ต่อ 3 และนำมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแทนที่มวลรวมหยาบธรรมชาติ ในปริมาณร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมหยาบธรรมชาติ และทำการปรับปรุงคุณสมบัติของจีโอโพลีเมอร์คอนกรีตโดยแทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย บ่มที่อุณหภูมิห้องจนกระทั่งอายุครบ 28 วัน ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัด กำลังเฉือน ความหนาแน่น และค่าการไหลแผ่ ผลการทดสอบพบว่า กำลังอัดมีค่าระหว่าง 313 และ 432 กก./ตร.ซม. กำลังเฉือนมีค่าระหว่าง 93 และ 139 กก./ตร.ซม. การไหลแผ่มีค่าระหว่าง 69 และ 75 ซม. และความหนาแน่นมีค่าระหว่าง 2,283 และ 2,356 กก./ลบ.ม. และผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า สามารถใช้จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลในงานโครงสร้างคอนกรีตได้ นอกจากนี้ยังมีค่าการไหลแผ่ที่เหมาะสำหรับเป็นวัสดุซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีต

คำสำคัญ: จีโอโพลิเมอร์คอนกรีต แอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล วัสดุซ่อมแซม กำลังเฉือน ความหนาแน่น

Abstract

This research, the compressive, shear strength and workability of geopolymer concrete containing recycle asphaltic concrete for repair material were studied. The concrete were made from fly ash that from Mae Moh power station in Lampang province, Thailand, sodium silicate (NS), sodium hydroxide (NH) 10 molars, ratio of NS:NH is 1:1, river sand, natural rock, recycle asphaltic concrete aggregate (RACA) was classified as coarse aggregate (4.75 – 19.0 mm.) and fine aggregate (1.18 – 4.75 mm.), mix coarse aggregate : fine aggregate ratio of 1:3. And use RACA to replace natural rock at 20 and 40% by weight of natural rock. And improve the properties of geopolymer concrete by replace fly ash with ordinary Portland cement (OPC) at 10% by weight of fly ash. Cure at room temperature until 28 days. The compressive, shear strength, density and flow were tested. The results of compressive strength between 313 and 432 kg/cm^2, shear strength between 93 and 139 kg/cm^2, density between 2,283 and 2,356 kg/m^3 and flow between 69 and 75 cm. were obtained. And the results showed that can be used geopolymer concrete containing recycle asphaltic concrete aggregate as concrete structure. In addition, flow is appropriate to be used as a repair material.

Keywords: Geopolymer Concrete, Recycle Asphaltic Concrete Aggregate, Repair material, Shear Strength, Density

1. คำนำ

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นส่วนประกอบที่สำคัญของคอนกรีต ในกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะใช้วัตถุดิบที่มีองค์ประกอบทางเคมี ได้แก่ แคลเซียมออกไซด์ (CaO) ซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) และเฟอร์ริกออกไซด์ (Fe_2O_3) โดยการเผาวัตถุดิบด้วยอุณหภูมิสูง 1,400 ถึง 1,600 องศาเซลเซียส เพื่อให้เกิดปฏิกิริยาเป็นเม็ดปูน (Clinker) แล้วบดให้ละเอียด [1] กระบวนการดังกล่าว นอกจากจะใช้พลังงานสูงแล้ว ยังปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งเป็นสาเหตุของปรากฏการณ์เรือนกระจก (Greenhouse Effect) อีกด้วย เพื่อลดการใช้ทรัพยากรธรรมชาติและลดผลกระทบที่มีต่อสิ่งแวดล้อม จึงได้เกิดการคิดค้นวัสดุใหม่ ที่มีคุณสมบัติในการเชื่อมประสานคล้ายปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ วัสดุดังกล่าวเรียกว่า "จีโอโพลิเมอร์"

จีโอโพลิเมอร์มีส่วนผสม ได้แก่ วัสดุปอซโซลาน สารละลายอัลคาไล เช่น โซเดียมซิลิเกตและโซเดียมไฮดรอกไซด์ ใช้ความร้อนเป็นตัวเร่งปฏิกิริยา จะได้จีโอโพลิเมอร์ที่มีความสามารถก่อตัวเป็นสารประกอบอะลูมิโนซิลิเกตที่มีโครงสร้างแบบกึ่งผลึกและแข็งตัว ทำให้รับแรงได้ดี [2] อย่างไรก็ตาม จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตยังคงมีมวลรวมธรรมชาติผสมอยู่มาก ซึ่งการนำมวลรวมธรรมชาติมาใช้เป็นการทำลายทรัพยากรธรรมชาติ เพื่อลดการใช้ทรัพยากรธรรมชาติและลดผลกระทบที่มีต่อสิ่งแวดล้อมจากความต้องการมวลรวมธรรมชาติ จึงได้เกิดการวิจัยวัสดุที่เป็นของเสียจากอุตสาหกรรมต่าง ๆ มาใช้แทน เช่น วัสดุผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตเดิม (Reclaimed Asphalt Pavement, RAP)

ซึ่งถนนสายหลักและถนนสายรองในประเทศไทยส่วนใหญ่เป็นผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต ผิวจราจรดังกล่าว จำเป็นต้องมีการบำรุงรักษาหรือบูรณะทาง เพื่อให้ผิวจราจรมีคุณสมบัติที่เหมาะสมต่อการใช้งาน เช่น การปูผิวแอสฟัลต์คอนกรีตทับผิวจราจรเดิม การนำวัสดุผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตเดิมและพื้นทางเดิมกลับมาหมุนเวียนใช้เป็นชั้นพื้นทาง (Pavement Recycling) แล้วทำการปูผิวแอสฟัลต์คอนกรีตใหม่ ในกรณีที่ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตเดิมมีความหนามากเกินข้อกำหนด จะต้องมีการขูดไสผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตเดิมออกก่อน จึงจะสามารถใช้ในงานพื้นทางหมุนเวียนได้ นอกจากนี้ยังมีการขูดไสผิวทางเดิมบริเวณที่เป็นร่องล้อหรือพื้นผิวจราจรไม่เรียบออก เพื่อให้ถนนมีความเรียบ สะดวก และปลอดภัยต่อการใช้งาน การบำรุงรักษาหรือบูรณะทางจึงเกิดวัสดุผิวทางแอสฟัลต์เดิม (RAP) ซึ่งเป็นของเสียมากขึ้นทุกวันอย่างต่อเนื่อง

วัสดุผิวทางแอสฟัลต์เดิม (RAP) มีส่วนผสมของมวลรวมธรรมชาติมากถึงร้อยละ 95 จึงได้มีการนำวัสดุผิวทางเดิมบางส่วนมาผสมกับแอสฟัลต์ซีเมนต์ เพื่อใช้ในงานซ่อมแซมถนน นอกจากนี้ยังใช้เป็นมวลรวมหยาบในส่วนผสมคอนกรีตในงานทาง เช่น ขอบคันทางคอนกรีต (Concrete Curb) คอนกรีตกันถนน (Barrier Concrete) แต่ก็ยังมีวัสดุผิวทางเดิมคงเหลือเป็นของเสียอีกมาก

ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงได้นำวัสดุผิวทางแอสฟัลต์เดิม (RAP) มาทำการคัดแยกขนาดมวลรวม และนำมาใช้แทนมวลรวมหยาบธรรมชาติ เพื่อผลิตเป็นจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของวัสดุมวลรวมผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตรีไซเคิล (Recycle Asphalt Concrete Aggregate, RACA) เพื่อใช้เป็นวัสดุซ่อมแซม โดยทำการปรับปรุงคุณภาพจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตด้วยปูนซีเมนต์ปอตแลนด์ เพื่อลดต้นทุนในการซ่อมแซมโครงสร้างคอนกรีต นอกจากนี้การนำผลิตภัณฑ์ของเสียกลับมาใช้ใหม่ ยังช่วยลดการใช้ทรัพยากรธรรมชาติ ลดปริมาณขยะ และยังเป็นการช่วยสนับสนุนการใช้วัสดุที่ยั่งยืนได้อีกด้วย

2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 วัสดุ

งานวิจัยนี้ ใช้เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ประเทศไทย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (OPC) โซเดียมซิลิเกต (NS) และโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ แสดงในตารางที่ 1 เถ้าลอยประกอบด้วย SiO_2 ร้อยละ 36.20 Al_2O_3 ร้อยละ 15.52 Fe_2O_3 ร้อยละ 14.25 และ CaO ร้อยละ 22.57 มีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผา (LOL) ร้อยละ 0.88 ซึ่งจัดเป็นเถ้าลอยชนิด C ตามมาตรฐาน ASTM C618 [3] ใช้โซเดียมซิลิเกตมีส่วนผสม Na_2O ร้อยละ 15.32 SiO_2 ร้อยละ 32.87 และน้ำ ร้อยละ 51.8 ใช้โซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีความเข้มข้น 10 โมลาร์ และใช้โซเดียมซิลิเกตต่อโซเดียมไฮดรอกไซด์อัตราส่วน 1 ต่อ 1 เป็นสารละลายอัลคาไลน์ เนื่องจากเป็นส่วนผสมที่มีความเหมาะสมที่สุด [4] ใช้ทรายแม่น้ำเป็นมวลรวมละเอียด ใช้หินธรรมชาติเป็นมวลรวมหยาบ คัดขนาดมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล คือ ขนาดหยาบ (CA) 4.75 ถึง 19.0 มม. และขนาดละเอียด (FA) 1.18 ถึง 4.75 มม. ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยผสมในอัตราส่วนขนาดหยาบและขนาดละเอียดเท่ากับ 1 ต่อ 3 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

Chemical Composition, ร้อยละ	Fly Ash	OPC
SiO_2	36.20	20.8
Al_2O_3	15.52	4.7
Fe_2O_3	14.25	3.4
CaO	22.57	65.3
K_2O	1.63	0.4
Na_2O	0.33	0.1
SO_3	8.9	2.7
LOI	0.88	0.9

OPC=ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

รูปที่ 1 มวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล

คุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุดังแสดงในตารางที่ 2 หน่วยน้ำหนักของ CA และ FA มีค่า 1,278 และ 1,297 กก./ลบ.ม. ความละเอียดวัดโดยวิธีของเบลน (Blaine) ของเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เท่ากับ 2,409 และ 3,600 ตร.ซม./ก. โดยมีขนาดอนุภาคเฉลี่ยเท่ากับ 18.6 และ 14.6 ไมโครเมตร ตามลำดับ

ตารางที่ 2 คุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

Property	Fly Ash	OPC	Fine Agg.	Coarse Agg	RACA CA	RACA FA
ความถ่วงจำเพาะ	2.66	3.15	2.60	2.70	2.44	2.34
ขนาดอนุภาค (ไมโครเมตร)	18.6	14.6	-	-	-	-
โมดูลัสความละเอียด	-	-	2.65	7.31	-	-
หน่วยน้ำหนัก (กก./ลบ.ม.)	-	1,440	1,753	1,599	1,278	1,297
การดูดซึมน้ำ (ร้อยละ)	-	-	1.09	0.36	0.47	0.62

OPC=ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์, RACA=ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตรีไซเคิลที่คัดขนาดแล้ว, NS=โซเดียมซิลิเกต, NaOH=โซเดียมไฮดรอกไซด์

2.2 ส่วนผสม

ออกแบบส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเพื่อศึกษาคุณสมบัติของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต โดยกำหนดปริมาณการแทนที่มวลรวมหยาบด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล (RACA) ในปริมาณร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักวัสดุมวลรวมหยาบ ปรับปรุงคุณสมบัติฯ โดยการแทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย เนื่องจากเป็นปริมาณที่เหมาะสมที่สุด [5] โดยส่วนผสมแสดงดังในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ส่วนผสมจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต (กก./ลบ.ม.)

Mixes	Fly Ash	OPC	Fine Agg.	Coarse Agg.	RACA	NS	NaOH
FA (0RACA)	428	-	590	1,090	-	139	139
FA (20RACA)	428	-	590	875	220	139	139
FA (40RACA)	428	-	590	655	440	139	139
FA 10OPC (0RACA)	385	43	590	1,090	-	139	139
FA 10OPC (20RACA)	385	43	590	875	220	139	139
FA 10OPC (40RACA)	385	43	590	655	440	139	139

OPC=ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์, RACA=ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตรีไซเคิลที่คัดขนาดแล้ว, NS=โซเดียมซิลิเกต, NaOH=โซเดียมไฮดรอกไซด์

2.3 รายละเอียดการผสม

ทำการผสมเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จนกระทั่งเป็นเนื้อเดียวกัน เติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ลงในส่วนผสม และผสมเป็นเวลา 5 นาที เติมมวลรวมหยาบและละเอียด ผสม 5 นาที เติมสารละลายโซเดียมซิลิเกต และผสมอีก 5 นาที [6] จากนั้นบรรจุส่วนผสมลงในแบบหล่อขนาด 15.0x15.0x15.0 ซม. สำหรับทดสอบกำลังอัด และขนาด 7.5x7.5x15.0 ซม. สำหรับทดสอบกำลังเฉือน ให้จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตก่อนตัว 1 วัน จึงถอดแบบหล่อ ห่อตัวอย่างด้วยแผ่นพลาสติกเพื่อรักษาความชื้นและบ่มด้วยอุณหภูมิห้อง จนกระทั่งตัวอย่างอายุครบ 28 วัน

2.4 รายละเอียดการทดสอบ

2.4.1 การไหลแผ่

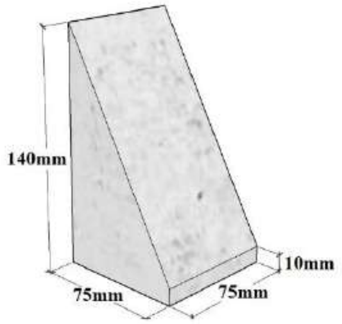
ทำการทดสอบค่าการไหลแผ่ ตามมาตรฐาน ASTM C1611 / C1611M [7] วางโมลสำหรับหาค่าการไหลแผ่บนพื้นราบเรียบ เติมจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตสดจนกระทั่งพอดีขอบโมล ยกโมลขึ้นในแนวดิ่ง ให้จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตสดไหลอย่างอิสระจนกระทั่งหยุดไหล รายงานค่าเฉลี่ยของระยะผ่านศูนย์กลางการไหลแผ่ที่กว้างที่สุดและระยะผ่านศูนย์กลางที่ตั้งฉากกัน

2.4.2 กำลังอัด

ทดสอบค่ากำลังอัดของตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 15.0x15.0x15.0 ซม. เมื่ออายุครบ 28 วัน โดยให้แรงกดในแนวแกนด้วยอัตราคงที่ 0.40 ถึง 0.80 MPa/s. จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ ตามมาตรฐาน BS EN 12390 [8] จำนวน 3 ตัวอย่าง ต่อ 1 ชุด และรายงานค่ากำลังอัดเฉลี่ย

2.4.3 กำลังเฉือน

ทำการหล่อแท่งคอนกรีตจำลอง (Dummy Section) ซึ่งจะใช้เป็นชิ้นส่วนด้านล่าง โดยใช้คอนกรีตกำลังอัดที่ 28 วัน เท่ากับ 700 กก./ตร.ซม. ตัดแท่งคอนกรีตจำลองในแนวทำมุม 30 องศา กับแนวดิ่ง ดังรูปที่ 2 หล่อจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตบนแท่งคอนกรีตจำลองแทนส่วนที่ถูกตัดออก ให้เป็นทรงปริซึมขนาด 75x75x150 มม. ทดสอบกำลังเฉือนตัวอย่างปริซึม เมื่ออายุครบ 28 วัน โดยให้แรงกดในแนวแกนด้วยอัตราคงที่ 0.15 ถึง 0.35 MPa/s. จนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติ ตามมาตรฐาน ASTM C882/C882M [9] จำนวน 3 ตัวอย่าง ต่อ 1 ชุด และรายงานค่ากำลังเฉือนเฉลี่ย



รูปที่ 2 แท่งคอนกรีตจำลอง (Dummy Section)

2.4.4 ความหนาแน่น

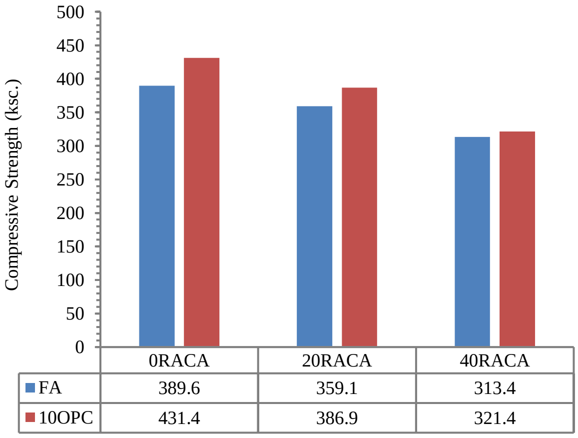
ทดสอบค่าความหนาแน่นของตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 15.0x15.0x15.0 ซม. ตามมาตรฐาน ASTM C138/C138M [10] จำนวน 3 ตัวอย่าง ต่อ 1 ชุด และรายงานค่าความหนาแน่นเฉลี่ย

3. ผลการทดสอบและการอภิปราย

3.1 กำลังอัด

ผลการทดสอบกำลังอัดจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแสดงดังรูปที่ 3 ส่วนผสม FA (0RACA), FA (20RACA) และ FA (40RACA) มีกำลังอัดเท่ากับ 389.6, 359.1 และ 313.4 กก./ตร.ซม. ตามลำดับ เมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมหยาบธรรมชาติ กำลังอัดคอนกรีตมีค่าลดลงร้อยละ 7.8 และ 19.6 ตามลำดับ กำลังอัดมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล กำลังอัดที่ลดลงเนื่องจากมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมีแอสฟัลท์ซีเมนต์เคลือบที่ผิวมวลรวม ทำให้การยึดเกาะระหว่างสารเชื่อมประสานและมวลรวมมีค่าลดลง [11,12]

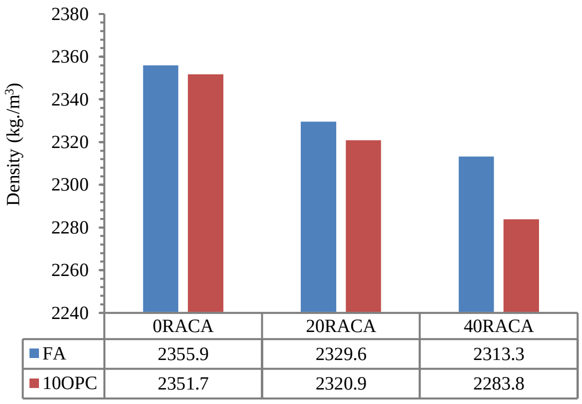
สำหรับตัวอย่างที่แทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย ส่วนผสม FA 10OPC (0RACA), FA 10OPC (20RACA) และ FA 10OPC (40RACA) มีกำลังอัดเท่ากับ 431.4, 386.9 และ 321.4 กก./ตร.ซม. โดยมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.7, 7.7 และ 2.5 ของกำลังอัดจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ไม่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ตามลำดับ การเพิ่มขึ้นของกำลังอัดเนื่องจากไอออนของแคลเซียมอิสระจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และซิลิกาและอะลูมินาที่ชะละลายจากเถ้าลอยทำให้เกิดผลิตภัณฑ์ C-S-H และ C-A-S-H โดยอยู่รวมกันกับผลิตภัณฑ์ของจีโอโพลิเมอร์ไรเซชัน ซึ่งเป็นสารเชื่อมประสาน [13,14] ทำให้คอนกรีตพัฒนากำลังอัดได้มากขึ้น



	0RACA	20RACA	40RACA
FA	389.6	359.1	313.4
10OPC	431.4	386.9	321.4

รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด
และปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล

ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นและปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตแสดงดังรูปที่ 4 เมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมธรรมชาติ ความหนาแน่นวัสดุมีค่าลดลงร้อยละ 1.1 และ 1.8 ตามลำดับ เนื่องจากมวลรวมธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลซึ่งมีความหนาแน่นที่น้อยกว่า

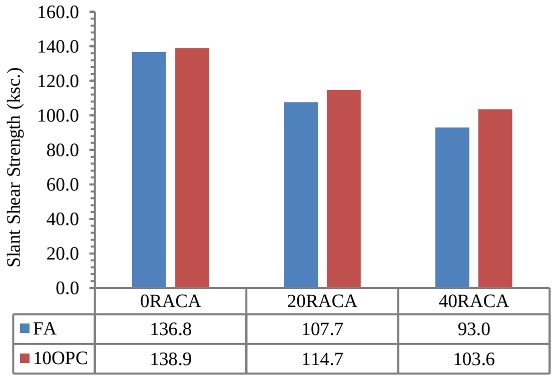


	0RACA	20RACA	40RACA
FA	2355.9	2329.6	2313.3
10OPC	2351.7	2320.9	2283.8

รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่น
และปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล

3.2 กำลังเฉือน

ผลการทดสอบกำลังเฉือนจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแสดงดังรูปที่ 5 แท่งตัวอย่างวิบัติที่ระนาบรอยต่อระหว่างแท่งคอนกรีตจำลองและจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 6 ส่วนผสม FA (0RACA), FA (20RACA) และ FA (40RACA) มีกำลังเฉือนเท่ากับ 136.8, 107.7 และ 93.0 กก./ตร.ซม. ตามลำดับ เมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมหยาบธรรมชาติ กำลังเฉือนมีค่าลดลงร้อยละ 21.3 และ 32.0 ตามลำดับ กำลังเฉือนมีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล กำลังเฉือนที่ลดลงเนื่องจากมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมีแอสฟัลท์ซีเมนต์เคลือบที่ผิวมวลรวม ทำให้การยึดเกาะระหว่างสารเชื่อมประสานและมวลรวมมีค่าลดลง



	0RACA	20RACA	40RACA
FA	136.8	107.7	93.0
10OPC	138.9	114.7	103.6

รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือน
และปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล

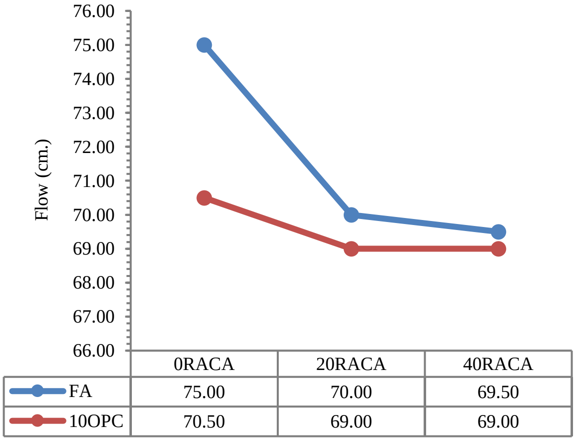
สำหรับตัวอย่างที่แทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย ส่วนผสม FA 10OPC (0RACA), FA 10OPC (20RACA) และ FA 10OPC (40RACA) มีกำลังเฉือนเท่ากับ 138.9, 114.7 และ 103.6

กก./ตร.ซม. โดยมีกำลังเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 1.5, 6.5 และ 11.4 ของกำลังเฉือนจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ไม่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ตามลำดับ เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของผลิตภัณฑ์ C-S-H และ C-A-S-H โดยอยู่รวมกันกับผลิตภัณฑ์ N-A-S-H ซึ่งเป็นผลิตภัณฑ์ของจีโอโพลิเมอร์ไรเซชัน การเพิ่มขึ้นของผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานทั้งสองชนิด ช่วยเพิ่มกำลังในบริเวณรอยต่อระหว่างวัสดุทั้งสองส่วน [15]

รูปที่ 6 ลักษณะการวิบัติของแท่งตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต

3.3 ความสามารถการทำงานได้

ผลการทดสอบการไหลแผ่จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแสดงดังรูปที่ 7 ส่วนผสม FA (0RACA), FA (20RACA) และ FA (40RACA) มีค่าการไหลแผ่เท่ากับ 75.0, 70.0 และ 69.5 ซม. ตามลำดับ การไหลแผ่มีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล เนื่องจากพื้นผิวของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมีลักษระขรุขระมากกว่าผิวมวลรวมหยาบธรรมชาติ [11,12] และอาจเป็นผลจากความหนืดของแอสฟัลท์ซีเมนต์ที่เคลือบผิวมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล [11,12,16]



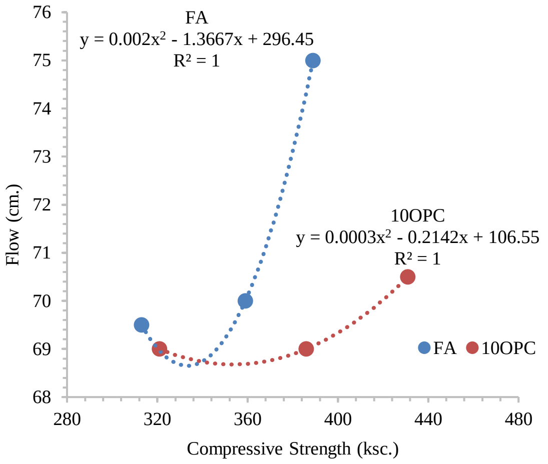
	0RACA	20RACA	40RACA
FA	75.00	70.00	69.50
10OPC	70.50	69.00	69.00

รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการไหลแผ่และปริมาณมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิล

เมื่อแทนที่ปูเถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย ส่วนผสม FA 10OPC (0RACA), FA 10OPC (20RACA) และ FA 10OPC (40RACA) มีค่าการไหลแผ่เท่ากับ 70.5, 69.0 และ 69.0 ซม. โดยค่าการไหลแผ่ลดลงร้อยละ 6.0, 1.4 และ 0.7 ตามลำดับ เนื่องจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีปริมาณ CaO สูง ทำให้จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตมีปริมาณแคลเซียมสูงขึ้น การเพิ่มขึ้นของปริมาณแคลเซียมช่วยเร่งระยะเวลาก่อตัว [17] นอกจากนี้แคลเซียมที่เพิ่มขึ้นเป็นแหล่งของการเกิดปฏิกิริยาที่สำคัญสำหรับการเกิดผลิตภัณฑ์ของสารละลายซึ่งเพิ่มอัตราการแข็งตัวและทำให้การก่อตัวเกิดเร็วขึ้น [14]

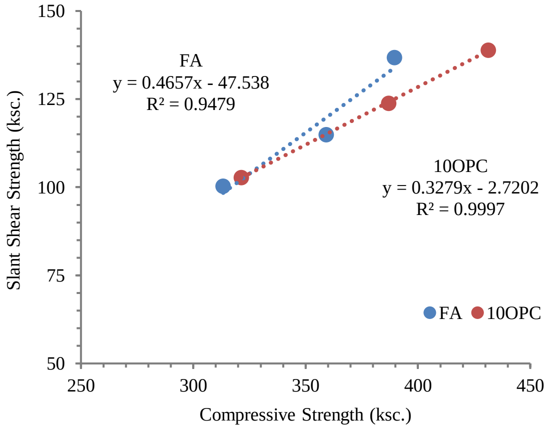
3.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัด, กำลังเฉือนและความสามารถการทำงานได้

ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการไหลแผ่และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแสดงดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการไหลแผ่และกำลังอัด

ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังเฉือนและกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่มีส่วนผสมของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลแสดงดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและกำลังเฉือนจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต

4. สรุป

1. เมื่อแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมากขึ้นร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมธรรมชาติ กำลังอัดมีค่าลดลงร้อยละ 7.8 และ 19.6 ตามลำดับ กำลังอัดที่ลดลงเนื่องจากมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมีแอสฟัลท์ซีเมนต์เคลือบที่ผิวมวลรวม ทำให้การยึดเกาะระหว่างสารเชื่อมประสานและมวลรวมมีค่าลดลง

2. เมื่อปรับปรุงคุณสมบัติวัสดุโดยแทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย ส่วนผสม FA 10OPC (0RACA), FA 10OPC (20RACA) และ FA 10OPC (40RACA) มีกำลังอัดเพิ่มขึ้นร้อยละ 10.7, 7.7 และ 2.5 ของกำลังกำลังอัดจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ไม่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

3. เมื่อแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมากขึ้นร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมธรรมชาติ กำลังเฉือนมีค่าลดลงร้อยละ 21.3 และ 32.0 ตามลำดับ

4. เมื่อปรับปรุงคุณสมบัติวัสดุโดยแทนที่เถ้าลอยด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณร้อยละ 10 โดยน้ำหนักเถ้าลอย ส่วนผสม FA 10OPC (0RACA), FA 10OPC (20RACA) และ FA 10OPC (40RACA) มีกำลังเฉือนเพิ่มขึ้นร้อยละ 1.5, 6.5 และ 11.4 ของกำลังกำลังอัดจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ไม่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์

5. เมื่อแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมากขึ้นร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมธรรมชาติ การไหลแผ่มีค่าลดลงร้อยละ 6.7 และ 7.3 ตามลำดับ การไหลแผ่ที่ลดลงเนื่องจากพื้นผิวของมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมีลักษระขรุขระมากกว่าผิวมวลรวมหยาบธรรมชาติ

6. เมื่อแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลมากขึ้นร้อยละ 20 และ 40 โดยน้ำหนักมวลรวมธรรมชาติ ความหนาแน่นวัสดุมีค่าลดลงร้อยละ 1.1 และ 1.8 ตามลำดับ เนื่องจากมวลรวมธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยมวลรวมแอสฟัลท์คอนกรีตรีไซเคิลซึ่งมีความหนาแน่นที่น้อยกว่า

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจาก สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น และศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยขอนแก่น

เอกสารอ้างอิง

[1] ปริญญา จินดาประเสริฐ และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2555). ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย (ส.ค.ท.), หน้า 11 – 15.

[2] อุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ (2560). วัสดุจีโอโพลิเมอร์. สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย (ส.ค.ท.), หน้า 69.

[3] ASTM C618-19, Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, www.astm.org.

[4] Posi, P., Ridtirud, C., Ekvong, C., Chammanee, D., Janthowong, K and Chindaprasirt, P. (2015). Properties of lightweight high calcium fly ash geopolymer concretes containing recycled packaging foam. Construction and Building Materials. 94, pp.408-413.

[5] Posi, P., Thongjapo, P., Thamultree, N., Boontee, P., Kasemsiri, P. and Chindaprasirt, P. (2016). Pressed lightweight fly ash-OPC geopolymer concrete containing recycled lightweight concrete aggregate. Construction and Building Materials. 127, pp.450-456.

[6] Chindaprasirt, P., Chreerat, T. and Sirivivatnanon, V. (2007). Workability and Strength of Coarse High Calcium Fly Ash Geopolymer. Cement and Concrete Composites, 8(29), pp.224-229.

[7] ASTM C1611 / C1611M-18, Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2018, www.astm.org.

[8] BS EN 12390: Part 3, Testing hardened concrete, Compressive strength of test specimens, British Standards Institution, London, 2009.

[9] ASTM C882 / C882M-13a, Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems Used With Concrete By Slant Shear, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, www.astm.org.

[10] ASTM C138 / C138M-17a, Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org.

[11] Khodair, Y. and Luqman. (2017). Self-compacting concrete using recycled asphalt pavement and recycled concrete aggregate. Journal of Building Engineering, 12, pp.282-287.

[12] Khodair, Y. and Raza, M. (2017). Sustainable self-consolidating concrete using recycled asphalt pavement and high volume of supplementary cementitious materials. Construction and Building Materials, 131, pp.245-253.

[13] Chindaprasirt, P., Phoo-ngernkhamc, T., Hanjitsuwand, S., Horpibulsuke, S., Poowancumf A. and Injorhor, B. (2018). Effect of calcium-rich compounds on setting time and strength development of alkali-activated fly ash cured at ambient temperature. Case Studies in Construction Materials, 9. E00198.

[14] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, T., Sata V. and Chindaprasirt, P. (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. Materials and Design, 53, pp.269-274.

[15] Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C., Hatanaka S. and Chindaprasirt, P. (2015). High calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement for use as repair material. Construction and Building Materials. 98, pp.482-488.

[16] Papakonstantinou, C. (2018). Resonant column testing on Portland cement concrete containing recycled asphalt pavement (RAP) aggregates. Construction and Building Materials. 173, pp.419-428.

[17] Chindaprasirt, P., Silva, P., Sagoe-Crentsil, K and Hanjitsuwan, S. (2012). Effect of SiO2 and Al2O3 on the setting and hardening of high calcium fly ash-based geopolymer systems. Journal of Materials Science. 47, pp.4876-4883.

ผลิตภัณฑ์บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง
Interlocking blocks products from granite dust mixed with waste vinyl signs

ขวัญชัย พิมเพราะ [1], อภิสิทธิ์ เกษมจิต[2], อนุวัช แสงจันทร์[3], อาทร ชูพลสัตย์ [4] และ ณรงค์ กุหลาบ [5]

[1, 2, 3] นักศึกษา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์
[4, 5] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์
96 หมู่ที่ 3 ถนนพุทธมณฑลสาย 5 ต.ศาลายา อ.พุทธมณฑล นครปฐม 73179 โทรศัพท์ : 0-2889-4585-7 ต่อ 2677
Email:boss250159@gmail.com

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการนำขยะป้ายไวนิลเหลือทิ้ง มาเป็นส่วนผสมในการทำผลิตภัณฑ์บล็อกประสาน โดยใช้อัตราส่วนผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ต่อ ฝุ่นหินแกรนิตที่อัตราส่วนผสม 1 : 3 และได้เพิ่มปริมาณไวนิลเหลือทิ้งบดละเอียดในอัตราส่วนผสมร้อยละ 0, 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุผสมตามลำดับ จากการศึกษาพบว่าที่ปริมาณไวนิลเหลือทิ้งในอัตราส่วนผสมร้อยละ 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุผสม มีค่ากำลังต้านแรงอัดเฉลี่ย 66.51, 52.19, 47.22 และ 38.03 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ที่อายุ 28 วันตามลำดับ ซึ่งผ่านมาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน (มผช. 602/2547) กระทรวงอุตสาหกรรม ชนิดไม่รับน้ำหนัก โดยการเพิ่มปริมาณไวนิลเหลือทิ้งบดละเอียด ในส่วนผสมจะทำให้ค่ากำลังต้านทานแรงอัด ค่าความหนาแน่นลดลง ค่าการดูดกลืนน้ำเพิ่มสูงขึ้น แต่จะส่งผลดีต่อการเป็นฉนวนกันความร้อน และเป็นการลดปัญหาขยะจากไวนิลเหลือทิ้งในสิ่งแวดล้อมได้อีกแนวทางหนึ่ง

คำสำคัญ: บล็อกประสาน, ฝุ่นหินแกรนิต, ไวนิลเหลือทิ้ง, ปูนซีเมนต์ปอร์ต แลนด์

Abstract

The objective of this research is to study the possibility of using waste vinyl as an ingredient to produce interlocking block products by using the ratio of Portland cement type I to granite dust at the ratio of 1: 3. In addition, we increased more the amount of waste vinyl in a mixing ratio of 0, 1.0, 1.5, 2.0 and 2.5 by weight of composites respectively. The research found that the amount of waste vinyl at the ratio of 1.0, 1.5, 2.0 and 2.5 by weight of the composites with the average compressive strength 66.51, 52.19, 47.22 and 38.03 kilograms / square at ages of 28 days, respectively that passed the community product standard (602/2547) of Ministry of Industry and these interlocking blocks were classified as non-load bearing type. Increasing amount of waste vinyl in the components lead to reduce a compressive strength, density and increase water absorption, but it is useful to insulation. This is another way to reduce the wastes and residues in the environment.

Keyword: Interlocking Blocks, Granite dust, Waste vinyl, Portland cement

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

ไวนิล (Vinyl) เป็นพลาสติกชนิดพิเศษมีส่วนผสมระหว่างพลาสติกคุณภาพสูง รวมกับสารผสมเพิ่มประสิทธิภาพต่างๆ เช่น สารเพิ่มความทนทานต่อแสงแดด สารเพิ่มความทนทานต่อแรงกระแทก และสารเพิ่มความทนทานต่อความร้อน โดยไวนิลจะมีความทนทานต่อแสงแดดรังสียูวีและสภาวะอากาศที่เปลี่ยนแปลงได้เป็นอย่างดี ซึ่งในปัจจุบันนิยมนำมาผลิตเป็นป้ายไวนิล เพื่อการประชาสัมพันธ์ [1] จากการสอบถามข้อมูลของบริษัทสื่อโฆษณาขนาดกลาง โดยเฉลี่ยพบว่าอัตราการผลิตป้ายไวนิลในหนึ่งเดือนเฉลี่ย 324 แผ่น/ร้าน เฉลี่ยในหนึ่งปี 4000 แผ่น/ร้าน และมีขนาดประมาณ 1x2 เมตร เป็นขนาดมาตรฐาน ถ้าเทียบเป็นน้ำหนักเท่ากับ 200.88 กิโลกรัม โดยส่วนมากป้ายไวนิลเมื่อใช้งานเสร็จหรือหมดอายุ จะก่อให้เกิดปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม [2]

บล็อกประสาน (Interlocking block) เป็นอิฐที่มีการพัฒนาขึ้นเพื่อให้มีความแข็งแรงมีความสะดวก รวดเร็วในการใช้งานก่อสร้างเป็นวัสดุก่อสร้างที่สามารถใช้งานได้ง่าย มีรูปแบบที่สวยงามและจากรูปแบบของบล็อกประสานที่มีรู ร่อง และเดือย ส่งผลให้สามารถก่อประสานได้ทั้งแนวนอน และแนวดิ่ง โดยไม่ต้องใช้ปูนก่อทีละก้อน สามารถจับวางซ้อนกันแล้วใช้มอร์ต้าร์ หยอดลงในร่องรู การก่อทำได้ง่าย ทำให้สามารถก่อสร้างได้อย่างรวดเร็วและมีความมั่นคงแข็งแรง [3]

จากปัญหาเกี่ยวกับขยะป้ายไวนิลเหลือทิ้งและข้อดีของบล็อกประสานทางคณะผู้จัดทำโครงการ จึงมีแนวความคิดที่จะทำการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับ

ผลิตภัณฑ์บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง โดยการนำฝุ่นหินแกรนิตและขยะป้ายไวนิลเหลือทิ้ง มาผสมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 แล้วนำมาอัดเป็นบล็อกประสานด้วยเครื่องอัด ที่อัตราส่วนผสมต่างๆ แล้วเปรียบเทียบคุณสมบัติทางกายภาพและทางกล ว่าอัตราส่วนผสมใดจะให้คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรม ที่เหมาะสมที่สุดและสามารถนำไปใช้ในการผลิตและใช้งานในงานก่อสร้างได้จริง ซึ่งจะเป็นการช่วยลดปัญหาขยะป้ายไวนิลเหลือทิ้งในสิ่งแวดล้อมได้อีกแนวทางหนึ่ง

1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษาวิจัย

1. เพื่อศึกษาถึงคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลของผลิตภัณฑ์บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง
2. เพื่อหาอัตราส่วนผสมที่มีคุณสมบัติที่เหมาะสมที่สุด และสามารถนำไปใช้ในการผลิตและใช้งานในงานก่อสร้างได้จริง
3. เพื่อเป็นการลดปัญหามลภาวะทางสิ่งแวดล้อม และเป็นการนำขยะป้ายไวนิลเหลือทิ้งมาใช้ให้เกิดประโยชน์ ทางด้านวิศวกรรมในอีกรูปแบบหนึ่ง

1.3 ขอบเขตการศึกษาวิจัย

1. การศึกษาคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุอันได้แก่ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ฝุ่นหินแกรนิต และป้ายไวนิลเหลือทิ้ง
2. การผลิตตัวอย่างทดสอบบล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง โดยใช้อัตราส่วนผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 : ฝุ่นหินแกรนิตที่อัตราส่วนผสม 1 : 3 โดยน้ำหนัก และเพิ่มป้ายไวนิลเหลือทิ้งในอัตราส่วนร้อยละ 0, ร้อยละ 1, ร้อยละ 1.5, ร้อยละ 2 และร้อยละ 2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุผสม
3. การทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลของตัวอย่าง บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง
4. การเปรียบเทียบผลการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลของตัวอย่างทดสอบ บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง ที่อัตราส่วนผสมร้อยละต่างๆ ว่าอัตราส่วนผสมร้อยละใด จะให้คุณสมบัติที่ดีและมีความเหมาะสมที่สุด ผ่านเกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนบล็อกประสาน มผช.602/2547 กระทรวงอุตสาหกรรม และอย่างอื่นที่เกี่ยวข้อง มีความเหมาะสมกับการนำไปใช้งาน และนำอัตราส่วนผสมที่มีความเหมาะสมที่สุด นำไปใช้ประโยชน์โดยการนำมาทดลองสร้างเป็นชิ้นงาน

2. การดำเนินการศึกษาวิจัย

2.1 การเตรียมวัสดุ

1. ฝุ่นหินแกรนิต เป็นวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมแปรรูปหินแกรนิตของบริษัทท่าราบก่อสร้าง ตำบลท่าราบ อำเภอเมือง จังหวัดราชบุรี โดยฝุ่นหินแกรนิตก่อนนำมาใช้ผลิตตัวอย่างทดสอบ จะต้องนำมาร่อนผ่านตะแกรงร่อนเบอร์ 16 ค้างบนตะแกรงเบอร์ 200 เพื่อร่อนส่วนที่มีขนาดหยาบและสิ่งแปลกปลอมทิ้งไป แสดงดังรูปที่ 1
2. ป้ายไวนิล นำมาจาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ พื้นที่เขตศาลายา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา โดยนำมาตัดให้มีขนาดประมาณ 3x3 เซนติเมตร และทำการบดให้ละเอียดด้วยเครื่องบดสับของ Moulinex ซึ่งต่อการบดสับหนึ่งครั้งใช้ป้ายไวนิลเหลือทิ้ง 0.70 กิโลกรัม และใช้เวลาประมาณ 2.30 นาที จนมีลักษณะเป็นเศษ ดังรูปที่ 2
3. ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 มีลักษณะดังรูปที่3

รูปที่ 1 ฝุ่นหินแกรนิตก่อน – หลังร่อนผ่านตะแกรง

รูปที่ 2 การจัดเตรียมวัสดุป้ายไวนิล

รูปที่ 3 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1

2.2 การออกแบบอัตราส่วนผสม

ได้นำอัตราส่วนผสมที่ดีที่สุดจาก งานวิจัยเรื่องบล็อกประสานขนาดเล็กจากฝุ่นหินแกรนิต คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 ต่อฝุ่นหินแกรนิตในอัตราส่วนผสมเท่ากับ 1 : 3 โดยน้ำหนัก [4] แล้วนำมาเพิ่มปริมาณป้ายไวนิลเหลือทิ้งบดละเอียด ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 0, 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5 ตามลำดับ แสดงดังตารางที่ 1 ในส่วนปริมาณน้ำเฉลี่ยที่เหมาะสมนั้นได้หาจาก วิธีการบดอัดแบบมาตรฐาน ตามมาตรฐาน ASTM D 1557-70

ตารางที่ 1 การออกแบบส่วนผสมสำหรับทำตัวอย่างการทดสอบ (โดยน้ำหนัก)

อัตราส่วนผสมที่	ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1	ฝุ่นหินแกรนิต	ป้ายไวนิลเหลือทิ้งร้อยละ
1	1	3	0
2	1	3	1
3	1	3	1.5
4	1	3	2.0
5	1	3	2.5

หมายเหตุ ปริมาณน้ำที่เหมาะสมสำหรับทำตัวอย่างทดสอบ เท่ากับ 0.106 โดยน้ำหนัก

2.3 การทำตัวอย่างทดสอบ

จากการออกแบบอัตราส่วนผสมต่างๆ ดังตารางที่1 จึงจัดการทำตัวอย่างการทดสอบบล็อกประสาน ขนาดกว้าง 6.25 เซนติเมตร ยาว 12.5 เซนติเมตร หนา 5 เซนติเมตร แสดงดังรูปที่ 4 โดยการขึ้นรูปด้วยเครื่องอัดบล็อกประสานแบบมือโยก เมื่อขึ้นรูปเสร็จนำตัวอย่างบล็อกประสานไปจัดเรียงในร่มจนมีอายุครบ 1 วัน ดังรูปที่ 5 ทำการหยดมอร์ต้าร์ในอัตราส่วน ปูนซีเมนต์ต่อทรายหยาบ ที่อัตราส่วน 1 : 2.75 ตามแต่ละการทดสอบ แล้วเริ่มทำการบ่มโดยวิธีฉีดพ่นน้ำแล้วคุมด้วยพลาสติก หลังจากนั้นนำไปทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพและทางกล โดยมีประเภทการทดสอบทางกายภาพและทางกล แสดงดังตารางที่ 2

รูปที่ 4 ตัวอย่างบล็อกประสานในอัตราส่วนผสมต่างๆ

รูปที่ 5 การผึ่งตัวอย่างในร่มและการอัดขึ้นรูป

ตารางที่ 2 ประเภทการทดสอบทางกายภาพและทางกล โดยมีจำนวนของตัวอย่างการทดสอบดังนี้

ประเภทการทดสอบ	ปูนซีเมนต์ :ฝุ่นหินแกรนิต 1:3 อัตราส่วนผสมเพิ่มปริมาณไวนิลเหลือทิ้งร้อยละ				
	0%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%
ลักษณะทั่วไปและมิติ (28 วัน)	5	5	5	5	5
การดูดกลืนน้ำและความหนาแน่นแห้ง (28 วัน)	5	5	5	5	5
แบบจำลองการต้านทานความร้อน (28 วัน)	24	24	24	24	24
ความต้านทานกำลังอัด					
-ที่อายุ 7 วัน	5	5	5	5	5
-ที่อายุ 14 วัน	5	5	5	5	5
-ที่อายุ 28 วัน	5	5	5	5	5
รวม	49	49	49	49	49

3. ผลการทดสอบ

3.1 ผลการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของวัสดุ

1. ผลการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 โดยใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM C - 150 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 3.15

2. ผลการทดสอบหาค่าความถ่วงจำเพาะของฝุ่นหินแกรนิต โดยใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM C128 - 93 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.62

3. ผลการทดสอบหาปริมาณความชื้นของฝุ่นหินแกรนิต โดยใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM D2216 - 98 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.62

4. ผลการทดสอบหาขนาดคละของฝุ่นหินแกรนิตโดยวิธีการร่อนผ่านตะแกรง โดยใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM D - 2487 มีค่าสัมประสิทธิ์ Cu เท่ากับ 4.59 และมีค่าสัมประสิทธิ์ Cc เท่ากับ 1.09 ซึ่งมีลักษณะเป็นกรวดที่มีขนาดคละกันดี

5. ผลการทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของฝุ่นหินแกรนิตและป้ายไวนิลเหลือทิ้ง โดยใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM C - 29 มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1633.75 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร และ 286.82 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตรตามลำดับ

6. ผลการทดสอบหาปริมาณน้ำที่เหมาะสม สำหรับตัวอย่างทดสอบโดยวิธีการบดอัดแบบมาตรฐาน ซึ่งใช้เกณฑ์มาตรฐาน ASTM D1557 - 70 พบว่าค่าที่ได้จะลดลงตามลำดับ เกิดจากการเข้าไปแทนที่ของป้ายไวนิลเหลือทิ้ง เนื่องด้วยตัวของป้ายไวนิลเหลือทิ้งไม่มีคุณสมบัติในการดูดซึมน้ำ โดยมีค่าแสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ยผลการทดสอบการหาปริมาณน้ำที่เหมาะสมของฝุ่นหินแกรนิตผสมไวนิลเหลือทิ้ง

รายการ	ปูนซีเมนต์ : ฝุ่นหินแกรนิต 1 : 3 อัตราส่วนผสมเพิ่มปริมาณไวนิลเหลือทิ้ง				
	ร้อยละ 0	ร้อยละ 1.0	ร้อยละ 1.5	ร้อยละ 2.0	ร้อยละ 2.5
ค่าความหนาแน่นแห้งเฉลี่ย (กรัม/ลูกบาศก์เมตร)	1.959	1.933	1.895	1.884	1.876
ปริมาณน้ำเฉลี่ย (%)	10.90	10.86	10.77	10.57	10.33

3.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลของตัวอย่างบล็อกประสาน

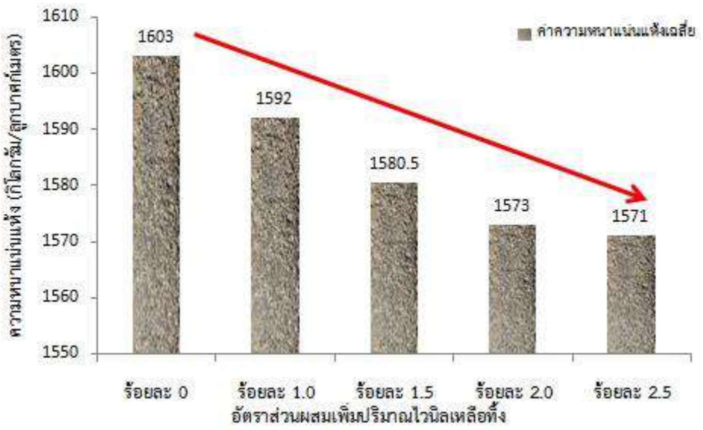
1. ผลการตรวจสอบลักษณะทั่วไปและมิติ ซึ่งใช้เกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน (มผช. 602/2547) กระทรวงอุตสาหกรรม พบว่าบล็อกประสานเมื่อมีอายุบ่มครบ 28 วัน จะมีสีที่จางลงเป็นสีเทาอ่อนทั้ง 5 อัตราส่วนผสม เนื่องจากน้ำในตัวอย่างทดสอบได้ระเหยออกไป โดยผิวนอกเมื่อเพิ่มปริมาณป้ายไวนิลเหลือทิ้งมากขึ้น จะปรากฏป้ายไวนิลบริเวณผิวอย่างเด่นชัด อีกทั้งยังส่งผลทำให้น้ำหนักของบล็อกประสานเบาลง และมีการพองตัวของบล็อกประสานเล็กน้อย โดยยังอยู่ในเกณฑ์มาตรฐาน มผช. 602/2547 ซึ่งมีค่าการทดสอบดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ค่าเฉลี่ยผลการทดสอบลักษณะทั่วไปและมิติของตัวอย่าง

รายการ	ปูนซีเมนต์ : ฝุ่นหินแกรนิต 1 : 3 อัตราส่วนผสมเพิ่มปริมาณไวนิลเหลือทิ้ง				
	ร้อยละ 0	ร้อยละ 1.0	ร้อยละ 1.5	ร้อยละ 2.0	ร้อยละ 2.5
น้ำหนัก (กิโลกรัม)	0.660	0.659	0.658	0.656	0.651
ความกว้าง (เซนติเมตร)	6.192	6.180	6.192	6.193	6.195
ความยาว (เซนติเมตร)	12.466	12.492	12.487	12.487	12.495
ความหนา (เซนติเมตร)	5.191	5.174	5.180	5.161	5.190

2. ผลการทดสอบหาค่าการดูดกลืนน้ำและความหนาแน่นแห้ง โดยใช้เกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน (มผช. 602/2547) กระทรวงอุตสาหกรรม ที่อัตราส่วนผสมต่างๆ ทั้ง 5 อัตราส่วนผสม พบว่าการเพิ่มปริมาณป้ายไวนิลเหลือทิ้ง จะทำให้ค่าความหนาแน่นและการยึดเกาะภายในตัวอย่างการทดสอบมีค่าที่ลดลง และยังส่งผลทำให้การดูดกลืนน้ำเพิ่มมากขึ้น แสดงดังรูปที่ 6 และรูปที่ 7

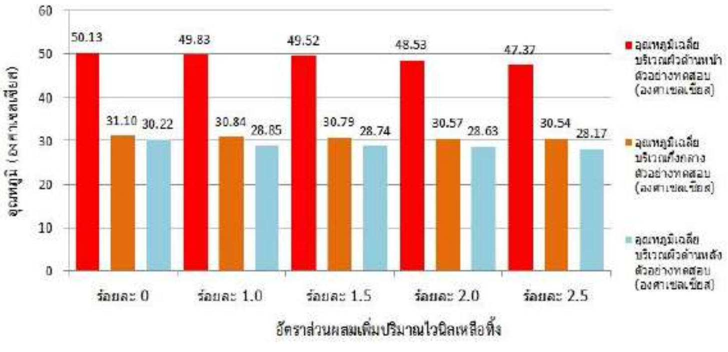
รูปที่ 6 กราฟแสดงค่าเฉลี่ยการดูดกลืนน้ำ ที่อายุ 28 วัน ในอัตราส่วนผสมต่างๆ



รูปที่ 7 กราฟแสดงค่าความหนาแน่นแห้ง ที่อายุ 28 วัน ในอัตราส่วนผสมต่างๆ

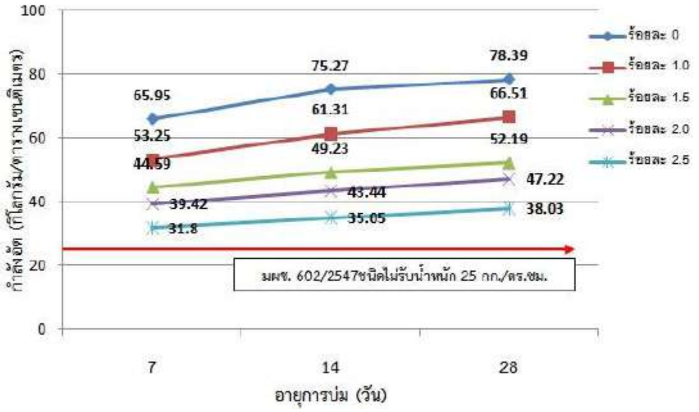
3. ผลการทดสอบหาค่าการต้านทานความร้อนของตัวอย่างทดสอบแบบจำลองกำแพง ซึ่งมีขนาดกว้าง 6.25 เซนติเมตร ยาว 50 เซนติเมตร สูง 30 เซนติเมตร ที่อายุการบ่ม 28 วัน ทำการฉายไฟจากสปอร์ตไลท์ไปยังแบบจำลองกำแพง โดยให้ระยะห่างจากผิวหน้าของสปอร์ตไลท์ถึงตัวอย่างเท่ากับ 30 เซนติเมตร แสดงดังรูปที่ 8 แล้วทำการจับเวลา 5 นาที ทำการบันทึกค่าอุณหภูมิ 3 ตำแหน่ง พบว่าอุณหภูมิเฉลี่ยทั้ง 3 บริเวณ จะมีแนวโน้มที่ลดลง ยิ่งเพิ่มป้ายไวนิลเหลือทิ้งจะส่งผลดีในด้านการเป็นฉนวนกันความร้อน โดยมีผลการทดสอบดังรูปที่ 9

รูปที่ 8 การทดสอบการต้านทานความร้อนของแบบจำลองกำแพง



รูปที่ 9 ค่าเฉลี่ยผลการทดสอบการต้านทานความร้อนของแบบจำลองกำแพง

4. ผลการทดสอบความต้านทานแรงอัดที่อายุ 7, 14 และ 28 วัน โดยใช้เกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน (มผช. 602/2547) กระทรวงอุตสาหกรรม จากผลการทดสอบดังรูปที่ 10 แสดงให้เห็นว่า บล็อกประสานที่มีป้ายไวนิลเหลือทิ้งผสมอยู่ จะมีค่าความต้านทานแรงอัดลดลงตามลำดับ โดยค่าความต้านทานแรงอัดที่อายุ 28 วัน เฉลี่ยที่มากที่สุดที่มีป้ายไวนิลผสมคือ ร้อยละ 1.0 และลดลงตามลำดับ ซึ่งผ่านเกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน มผช.602/2547 กระทรวงอุตสาหกรรม ชนิดไม่รับน้ำหนัก



รูปที่ 10 ผลการทดสอบความต้านทานกำลังอัดเฉลี่ยของตัวอย่างทดสอบที่อายุ 7 วัน, 14 วันและ 28 วัน

4. อภิปรายผล

การนำป้ายไวนิลเหลือทิ้งมาทีบดละเอียดผสมแล้วขึ้นรูปเป็นบล็อกประสานนั้น มีจุดประสงค์ในการสร้างประโยชน์จากการนำวัสดุเหลือทิ้งมารีไซเคิล และช่วยลดปัญหาขยะ โดยเลือกใช้อัตราส่วนผสมที่ดีที่สุดที่มีป้ายไวนิลเหลือทิ้งผสมอยู่ จากการศึกษาคุณสมบัติของบล็อกประสานนั้นคือมีค่าการดูดกลืนน้ำ ความหนาแน่น ความต้านทานกำลังอัด ที่มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นและลดลง เกิดจากการพองตัวของป้ายไวนิลเหลือทิ้งหลัง จากการอัดขึ้นรูป ซึ่งการพองตัวนั้นทำให้เกิดโพรงอากาศ และส่งผลทำให้การยึดเกาะภายในลดน้อยลง ส่วนค่าการต้านทานความร้อนของแบบจำลองกำแพงที่ลดลงตามลำดับนั้น เกิดจากตัวป้ายไวนิลเหลือทิ้งที่มีคุณสมบัติในการทนต่ออุณหภูมิ จึงมีผลต่อตัวบล็อกประสานโดยตรง ซึ่งคุณสมบัติของบล็อกประสานที่มีข้อสังเกตคือค่า ความต้านทานกำลังอัด พบว่าในบล็อกประสานอัตราส่วนผสมร้อยละ 0 มีค่าความต้านทานกำลังอัดมากที่สุด โดยอัตราส่วนผสมร้อยละ 1.0, 1.5, 2.0 และ 2.5 มีค่าความต้านทานแรงอัดรองลงมาตามลำดับ และยังเมื่อพิจารณาโดยใช้เกณฑ์มาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน มผช.602/2547 กระทรวงอุตสาหกรรม จะจัดเป็นบล็อกประสานชนิดไม่รับน้ำหนัก ซึ่งสามารถนำเอาไปพัฒนาต่อโดยการปรับปรุงเศษป้ายไวนิลเหลือทิ้ง หรือการปรับเปลี่ยนวัสดุเพื่อให้มีคุณสมบัติที่ดียิ่งขึ้นต่อไป

5. สรุป

จากการศึกษา บล็อกประสานจากฝุ่นหินแกรนิตผสมป้ายไวนิลเหลือทิ้ง โดยในการศึกษาวิจัยนี้ ได้จัดทำตัวอย่างการทดสอบ โดยใช้อัตราส่วนผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 : ฝุ่นหินแกรนิต 1 : 3 โดยน้ำหนักและเพิ่มปริมาณป้ายไวนิลเหลือทิ้ง ร้อยละ 0, 1, 1.5, 2 และ 2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุผสม ผลการทดสอบพบว่าเมื่อเพิ่มปริมาณป้ายไวนิลเหลือทิ้งมากขึ้น ส่งผลทำให้ค่าการดูดกลืนน้ำเพิ่มสูง ส่วนค่าความหนาแน่น ความต้านทานกำลังอัดและการต้านทานความร้อน มีแนวโน้มที่ลดลง ตามการใส่ป้ายไวนิลเหลือทิ้ง ซึ่งค่าความต้านทานกำลังอัดสูงสุด คืออัตราส่วนผสมร้อยละ 1.0 ที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 66.51 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร ตามลำดับ โดยผ่านมาตรฐานผลิตภัณฑ์ชุมชนอิฐบล็อกประสาน มผช. 602/2547 กระทรวงอุตสาหกรรม ชนิดไม่รับน้ำหนัก จึงเหมาะสมที่จะนำไปใช้เป็นวัสดุก่อสร้าง และด้วยความสามารถในการเป็นฉนวนกันความร้อน จึงสามารถนำไปพัฒนาต่อให้ประสิทธิรูปที่ดียิ่งขึ้น

6. กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณาจารย์ที่ปรึกษา และบริษัทท่าราบก่อสร้าง ตั้งอยู่ที่ตำบลท่าราบ อำเภอเมืองราชบุรี จังหวัดราชบุรี

7. เอกสารอ้างอิง

[1] สุกัญญา บุตรช่อง และ วิพรรษา แสนนาธนดล, “ระบบบริหารจัดการร้านป้ายไทศิลป์,” คณะการบัญชีและการจัดการ สาขาคอมพิวเตอร์ธุรกิจ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม, 2556

[2] ปฏิภาณ จุ้ยเกตุ และคณะ, “การออกแบบผลิตภัณฑ์กระเป๋าจากวัสดุไวนิลเหลือทิ้ง,” คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏกำแพงเพชร, 2562

[3] อภินันท์ เปรี้ยวหวาน และคณะ, “บล็อกประสานขนาดเล็กจากขยะเปลือกไข่,” คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์, 2560

[4] จิรพงศ์ สุขสอน และคณะ, “บล็อกประสานขนาดเล็กจากฝุ่นหินแกรนิต,” คณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์, 2561

[5] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, “มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม มผช.602/2547 เรื่องอิฐบล็อกประสาน,” กรุงเทพฯ : กระทรวงอุตสาหกรรม, 2547

[6] American Society of Testing and Materials; ASTM Standard : C 150 Standard Specification for Portland Cement

[7] American Society of Testing and Materials; ASTM Standard : C 128 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate

[8] American Society of Testing and Materials; ASTM D 2216 - 98 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass

[9] American Society of Testing and Materials; ASTM D 2487 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

[10] American Society of Testing and Materials; ASTM Standard : C 29/C29M-97a Standard Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregates. Annual Book of ASTM Standard. V.04.02. Philadelphia. 1-4p.

[11] American Society of Testing and Materials; ASTM D1557 - 70 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort

คุณสมบัติทางกลคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้กรวดแม่น้ำเป็นมวลรวมหยาบ

Mechanical Properties of Synthetic Fiber Reinforced Concrete Using River Gravel as Coarse Aggregate

วรชัย ใจกาศ[1], ชยานนท์ หรรษภิญโญ[1],ธีวรา สุวรรณ[1]

[1]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
Corresponding author; E-mail address: worachai_jaikad@cmu.ac.th

บทคัดย่อ

คอนกรีตเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติต้านทานแรงดึงและกำลังดัดต่ำเมื่อเทียบกับกำลังอัด และหากมีการนำกรวดแม่น้ำธรรมชาติมาเป็นส่วนผสมของมวลรวมหยาบจะทำให้กำลังดึงยิ่งลดลงไปอีก แนวทางหนึ่งเพื่อเสริมกำลังดึงคือการใช้เส้นใยสังเคราะห์เสริมคอนกรีต งานวิจัยนี้เลือกใช้เส้นใยสังเคราะห์ 3 ชนิด ได้แก่ เส้นใยแก้ว เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ เพิ่มเข้าไปในคอนกรีตที่อัตราส่วนร้อยละ 0, 0.5, 1.0 และ 1.5 โดยน้ำหนักของซีเมนต์ ซึ่งในแต่ละส่วนผสมจะใช้คอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบ 2 ชนิด คือ หินย่อยจากภูเขา และกรวดแม่น้ำธรรมชาติ จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการณ์พบว่าค่าการยุบตัว (Slump) มีค่าลดลงร้อยละ 50-57 เมื่อปริมาณเส้นใยเพิ่มขึ้น ค่ากำลังต้านทานแรงอัดเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ส่วนด้านของกำลังรับแรงดึงมีค่าที่เพิ่มมากสุดถึง ร้อยละ 42 เพิ่มขึ้นตามปริมาณที่ใช้ ความสามารถในการแอ่นตัวและความยืดหยุ่นมีเพิ่มมากขึ้นตามปริมาณเส้นใยสังเคราะห์อย่างเห็นได้ชัด

คำสำคัญ: กำลังรับแรงอัด, กำลังรับแรงดึงผ่าซีก, กำลังรับแรงดัด, เส้นใยสังเคราะห์, คอนกรีตผสมกรวดแม่น้ำ

Abstract

Concrete is a material with low tensile strength and bending strength compared to the compressive strength. In addition, the use of natural river gravel as a mixture of coarse aggregates resulting in lowering the tensile strength. One method to strengthen the tensile strength is the use of synthetic fiber reinforced concrete. This research uses 3 types of synthetic fibers which are glass fibers, polypropylene fibers and polyester fibers. The fibers are added to the concrete at the ratio of 0, 0.5, 1.0 and 1.5 percent by weight of cement. Two types of coarse aggregates, which are rock from the mountain and natural river gravel are tested. The results found that the slump decreases 50-57 percent as the fiber content increases. The compressive strength increases slightly. The tensile strength increases up to 42 percent with the increase of the amount of the fiber used. The increase in ductility is clearly observed with the increase of amount of the synthetic fibers.

1. บทนำ

ปัจจุบันในการก่อสร้างมีการใช้คอนกรีตเป็นชิ้นส่วนของสิ่งก่อสร้างกันอย่างแพร่หลาย ซึ่งคอนกรีตเป็นวัสดุที่มีความสามารถในการต้านทานแรงอัดที่สูงแต่ด้านการต้านทานแรงดึงมีเพียงแค่ร้อยละ 10 เมื่อเทียบกับแรงอัด จึงได้มีการเสริมแรงดึงให้กับคอนกรีต สิ่งที่นิยมกันมากก็คือการเสริมเหล็กเส้นในคอนกรีต รวมไปถึงการเสริมเส้นใยในคอนกรีตซึ่งเป็นอีกหนึ่งวิธีในการเสริมกำลังดึงในคอนกรีต Mo และคณะ [1] ได้มีการนำเส้นใยเหล็ก (Steel Fiber) และเส้นใยโพลิโพพีลีน (Polypropylene) มาเป็นส่วนผสมของคอนกรีตเปลือกลูกปาล์ม ซึ่งพบว่าคอนกรีตที่มีส่วนผสมของเส้นใยทั้ง 2 ชนิดนั้นมีความเหนียวเพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตธรรมดามากถึง 42 เท่า และยังช่วยยับยั้งรอยแตกร้าวให้มีขนาดที่น้อยลง ในตัวอย่างที่ใช้เส้นใยโพลิโพพีลีน Mohammadi และคณะ [2] ได้ทำการทดสอบการใช้เส้นใยเหล็กผสมในคอนกรีต พบว่าเมื่อเพิ่มเส้นใยเข้าไปในส่วนผสมคอนกรีตที่ปริมาณร้อยละ 2 โดยปริมาตร จะทำให้คอนกรีตมีกำลังต้านทานแรงกระแทกได้มากกว่าคอนกรีตธรรมดา

จะเห็นได้ว่าการเสริมเส้นใยเข้าไปในส่วนผสมของคอนกรีตนั้นจะทำให้คอนกรีตมีคุณสมบัติเชิงกลที่ดีขึ้นโดยเฉพาะด้านแรงดึงและความเหนียว [3-5] ซึ่งคอนกรีตในประเทศไทยส่วนใหญ่แล้วจะมีการใช้หินย่อยจากภูเขามาเป็นมวลรวมหยาบ (Coarse Aggregate) ผสมในคอนกรีต แต่ก็มีการใช้กรวดแม่น้ำมาเป็นส่วนผสมในคอนกรีตเช่นกันสำหรับบางพื้นที่ที่ห่างไกลจากแหล่งวัตถุดิบ ซึ่งด้านความสามารถในการต้านทานกำลังเชิงกลของคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำนั้นมีค่าที่ต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้หินย่อยจากภูเขาเนื่องด้วยรูปร่างของกรวดแม่น้ำที่มีลักษณะกลม ไม่มีเหลี่ยมมุม ทำให้การยึดเกาะกันภายในเนื้อคอนกรีตไม่ค่อยดี [6-7]

จากงานวิจัยที่ผ่านมาจะเห็นได้ว่ายังมีคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำเป็นส่วนผสม ซึ่งยังมีการศึกษาการเสริมเส้นใยสังเคราะห์ในคอนกรีตชนิดนี้ค่อนข้างน้อย งานวิจัยนี้จึงมุ่งเน้นในการศึกษา ชนิดของเส้นใยสังเคราะห์ ที่สามารถหาได้ในประเทศไทย ปริมาณที่ใช้ เมื่อเพิ่มเข้าไปในส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำที่กำลังอัดแตกต่างกัน เพื่อประเมินคุณสมบัติเชิงกลและพฤติกรรมของคอนกรีตในการนำไปใช้ให้เหมาะสมในอุตสาหกรรมการก่อสร้างต่อไป

2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

2.1.1 เส้นใยสังเคราะห์

ในงานวิจัยนี้ใช้เส้นใยสังเคราะห์ 3 ประเภทได้แก่ เส้นใยแก้ว เส้นใยโพลีโพรพีลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ (ตามตารางที่ 1)

2.1.2 ปูนซีปอร์ตแลนด์

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 มีค่าความถ่วงจำเพาะ 3.15

2.1.3 มวลรวมละเอียด

ทรายแม่น้ำขนาดคละตามมาตรฐาน ASTM C136

2.1.4 มวลรวมหยาบ

มวลรวมหยาบในงานวิจัยนี้ใช้ 2 ชนิด ได้แก่ หินย่อยจากภูเขา และกรวดแม่น้ำธรรมชาติ โดยทั้ง 2 ชนิดมีขนาดคละในเกณฑ์ของมาตรฐาน ASTM C33

2.1.5 น้ำ

น้ำสะอาด สำหรับงานก่อสร้างทั่วไป

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้ในการทดสอบ [8]

Fiber	Length (mm)	Density (g/cm^3)	Tensile strength (ksc)
Glass Fiber	25	2.4-2.7	9,381.34
Polypropylene	25	0.91	4,588.72
Polyester	25	1.2-1.37	5,098.58

2.2 สัดส่วนผสมคอนกรีต

อัตราส่วนผสมของคอนกรีตเป็นไปตามมาตรฐาน ACI 211.1-91 [9] ซึ่งตัวอย่างออกแบบกำลังอัดไว้ที่ 350 กก/ซม^2 อายุคอนกรีต 28 วัน ใช้หินเป็นส่วนผสม 2 ชนิด ได้แก่ หินย่อยจากภูเขา และกรวดแม่น้ำจากท้องถิ่น เสริมเส้นใยสังเคราะห์ 3 ชนิด ได้แก่ เส้นใยแก้ว เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ เพิ่มเข้าไปในคอนกรีตที่อัตราส่วนร้อยละ 0, 0.5, 1.0 และ 1.5 โดยน้ำหนักของซีเมนต์ดังแสดงในตารางที่ 2 โดยให้สัญลักษณ์เป็น a-bxx เมื่อ a คือ ชนิดของมวลรวมหยาบ ได้แก่ C คือ หินย่อยจากภูเขา และ G คือ กรวดแม่น้ำธรรมชาติ ส่วน b คือ ชนิดไฟเบอร์ ได้แก่ GF คือ เส้นใยแก้ว (Glass Fiber) PP คือ เส้นใยโพลีโพรพีลีน (Polypropylene Fiber) และ PE คือ เส้นใยโพลีเอสเตอร์ (Polyester Fiber) และ xx คือ ปริมาณร้อยละโดยน้ำหนักของปูนซีเมนต์ ตัวอย่างเช่น C-GF0.5 หมายถึง สัดส่วนผสมคอนกรีตใช้หินย่อยเสริมเส้นใยแก้วปริมาณร้อยละ 0.5 โดยน้ำหนักของปูนซีเมนต์ เป็นต้น

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์

Mix No.		Fiber	Aggregate	Fiber (%)
1	C-0 (Control)	-	C	-
2	G-0 (Control)	-	G	-
3	C-GF0.5	GF	C	0.5
4	C-GF1.0			1.0
5	C-GF1.5			1.5
6	G-GF0.5	GF	G	0.5
7	G-GF1.0			1.0
8	G-GF1.5			1.5
9	C-PP0.5	PP	C	0.5
10	C-PP1.0			1.0
11	C-PP1.5			1.5
12	G-PP0.5	PP	G	0.5
13	G-PP1.0			1.0
14	G-PP1.5			1.5
15	C-PE0.5	PE	C	0.5
16	C-PE1.0			1.0
17	C-PE1.5			1.5
18	G-PE0.5	PE	G	0.5
19	G-PE1.0			1.0
20	G-PE1.5			1.5

2.3 การทดสอบ

2.3.1 การทดสอบค่ายุบตัวของคอนกรีต (Slump test)

ใช้เพื่อทดสอบหาค่าความข้นเหลวของคอนกรีตในสภาพเหลวโดยใช้วิธีการทดสอบหาค่าการยุบตัว เพื่อตรวจสอบความสามารถเทได้ของคอนกรีต (Workability) ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C143

2.3.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดคอนกรีต (Compressive strength)

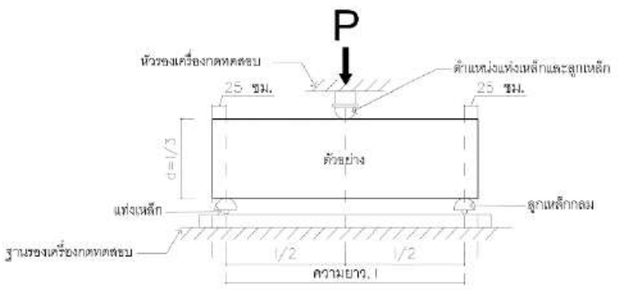
ในการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดก้อนตัวอย่างทรงลูกบาศก์ขนาด 15 ซม ทดสอบตัวอย่างที่อายุ 3 วัน และ 28 วัน ตามมาตรฐาน BS EN 12390

2.3.3 การทดสอบกำลังรับแรงดึง (Tensile Strength)

ในงานวิจัยนี้ใช้การวัดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตโดยวิธี การทดสอบการรับแรงดึงผ่าซีก (Splitting tensile strength) ตามมาตรฐาน BS EN12390-5: 2009 ทำการทดสอบด้วยตัวอย่างทรงกระบอก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 ซม. สูง 20 ซม. ที่อายุคอนกรีต 3 วัน และ 28 วัน

2.3.4 การทดสอบกำลังรับแรงดัด (Flexural Strength)

การทดสอบกำลังรับแรงดัดของตัวอย่างคอนกรีต จะทดสอบกับตัวอย่างขนาด 15x15x50 ซม. ทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C78 โดยทดสอบที่อายุคอนกรีต 28 วัน ในแรงหนึ่งจุดที่กึ่งกลางคาน การติดตั้งชิ้นตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 การทดสอบกำลังรับแรงดัดคอนกรีต

หลังจากการทดสอบสามารถคำนวณหาค่ากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบได้ตามสมการที่ (1)

$$R = 3Pl/2bd^2 \quad (1)$$

โดย R = กำลังรับแรงดัด (กก./ซม.^{2}), P = แรงที่จุดวิบัติของคาน (กก.), l = ช่วงคาน (ซม.), b = ความกว้างเฉลี่ยที่หน้าตัดบริเวณรอยแตก (ซม.), d = ความลึกเฉลี่ยที่หน้าตัดบริเวณรอยแตก (ซม.)

3. ผลการทดสอบ

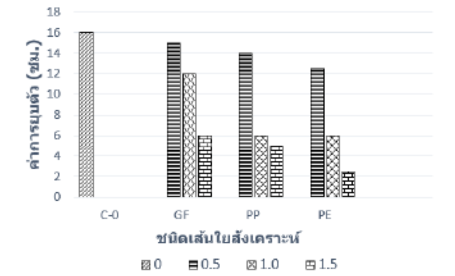
หลังจากการทดสอบคุณสมบัติทางกลของตัวอย่างทั้งหมด ซึ่งได้ผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 คุณสมบัติทางกล

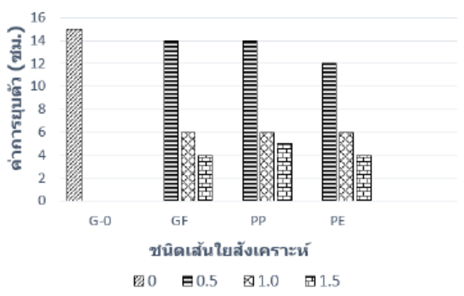
Mix Name	Compressive Strength (ksc)		Splitting Tensile Strength (ksc)		Flexural Strength (ksc)
	3 วัน	28 วัน	3 วัน	28 วัน	28 วัน
C-0 (Control)	180.20	304.73	24.29	45.59	48.00
G-0 (Control)	150.65	293.30	21.22	41.08	46.20
C-GF0.5	162.44	325.38	26.68	50.77	44.44
C-GF1.0	148.53	330.38	25.76	54.33	39.11
C-GF1.5	176.51	319.44	30.27	56.92	49.77
G-GF0.5	170.17	383.32	31.09	70.94	58.67
G-GF1.0	161.25	343.36	27.74	61.01	53.51
G-GF1.5	183.70	344.99	27.81	58.64	54.57
C-PP0.5	189.69	328.41	30.51	55.13	50.31
C-PP1.0	194.35	226.65	26.99	45.9	46.75
C-PP1.5	148.02	197.77	23.61	49.52	41.60
G-PP0.5	147.50	323.95	20.79	58.36	48.00
G-PP1.0	152.71	307.28	18.63	55.34	32.00
G-PP1.5	125.57	262.87	21.02	61.03	40.88
C-PE0.5	172.36	313.26	27.17	40.16	46.22
C-PE1.0	189.66	278.85	28.06	41.18	37.33
C-PE1.5	195.18	237.84	31.66	47.11	44.44
G-PE0.5	160.72	279.41	21.46	51.83	53.33
G-PE1.0	175.27	316.00	23.42	45.18	49.78
G-PE1.5	168.86	281.24	28.20	48.80	37.33

3.1 ค่ายุบตัวของคอนกรีต (Slump test)

รูปที่ 2 แสดงผลจากการทดสอบพบว่า ค่าการยุบตัวลดลงตามปริมาณการเสริมเส้นใย แสดงได้ถึงความสามารถในการทำงานได้ (Workability) ลดลง ทั้งในส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบหินย่อยและกรวดแม่น้ำ



(ก) หินย่อย

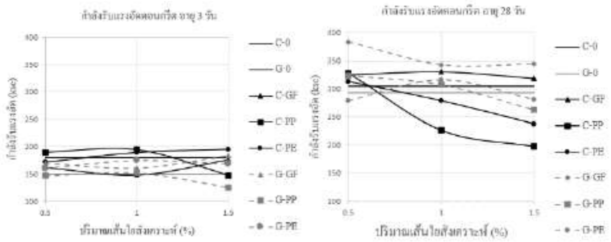


(ข) กรวดแม่น้ำ

รูปที่ 2 เปรียบเทียบค่าการยุบตัวของแต่ละส่วนผสม

3.2 กำลังรับแรงอัดคอนกรีต

จากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด แสดงตามตารางที่ 3 เมื่อเปรียบเทียบคอนกรีตธรรมดาที่ใช้หินย่อยและใช้กรวดแม่น้ำเป็นส่วนผสม ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยที่รูป 3(ก) ได้แก่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอายุ 3 วัน และรูป 3 (ข) ได้แก่กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตอายุ 28 วัน พบว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำมีค่าน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้หินย่อยร้อยละ 3 แต่เมื่อมีการเพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมทั้งสองโดยเริ่มจากปริมาณร้อยละ 0.5 ทำให้ค่ากำลังอัดเพิ่มขึ้น มากสุดคือตัวอย่าง G-GF เสริมเส้นใยแก้วที่ปริมาณร้อยละ 0.5 เพิ่มขึ้นมาร้อยละ 20 แต่เมื่อเพิ่มขึ้นที่ปริมาณร้อยละ 1.5 กลับทำให้ค่ากำลังอัดลดน้อยลงไป ส่วนเส้นใยอีก 2 ชนิด เมื่อเพิ่มเข้าไปในส่วนผสมที่ปริมาณร้อยละ 0.5 กำลังรับแรงอัดมีค่าเพิ่มขึ้น ที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.0 จะเป็นค่าที่กำลังต้านทานแรงอัดสูงที่สุด แต่เมื่อปริมาณเส้นใยเท่ากับร้อยละ 1.5 กำลังรับแรงอัดจะมีค่าลดน้อยลง การเพิ่มเส้นใยเข้าไปในส่วนผสมคอนกรีตจะมีผลดีกับส่วนผสมที่ใช้กรวดแม่น้ำมากกว่า ซึ่งดูตามรูปที่ 3 (ข) ตัวอย่าง C-GF มีค่ากำลังอัดที่มากกว่าตัวอย่าง C-GF ที่เป็นเส้นใยชนิดเดียวกัน ต่างกันที่ชนิดของหิน

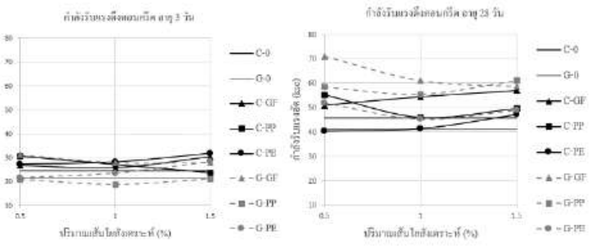


(ก) กำลังอัดคอนกรีต อายุ 3 วัน (ข) กำลังอัดคอนกรีต อายุ 28 วัน

รูปที่ 3 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

3.3 กำลังรับแรงดึงผ่าซีกคอนกรีต

ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงผ่าซีก แสดงตามตารางที่ 3 และเมื่อเปรียบเทียบคอนกรีตธรรมดาที่ใช้หินย่อยและใช้กรวดแม่น้ำเป็นส่วนผสม ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยที่รูป 3 (ก) ได้แก่กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตอายุ 3 วัน และรูป 3 (ข) ได้แก่กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตอายุ 28 วัน จากผลการทดสอบพบว่าความสามารถในการรับแรงดึงของคอนกรีตผสมหินย่อยจะมีค่าที่สูงกว่าคอนกรีตที่ผสมกรวดแม่น้ำประมาณร้อยละ 10 เมื่อเพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมคอนกรีตทั้งสองส่วนผสมแล้วนั้นทำให้ความสามารถในการรับแรงดึงเพิ่มมากขึ้นตั้งแต่เพิ่มเส้นใยที่ปริมาณร้อยละ 0.5 และความสามารถในการรับแรงดึงก็ยังเพิ่มขึ้นที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.0 จนกระทั่งที่ปริมาณเส้นใยอยู่ที่ร้อยละ 1.5 ค่ากำลังรับแรงดึงเริ่มมีค่าลดลง ยกตัวอย่างเช่น ความสามารถในการต้านทานแรงดึงของตัวอย่าง G-GF เป็นตัวอย่างที่มีกำลังดึงมากที่สุด ที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 0.5 ที่อายุคอนกรีต 28 วัน ดังแสดงในรูปที่ 4 (ข) แต่เมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยเป็นร้อยละ 1.0 กำลังรับแรงดึงจะเริ่มลดลงเนื่องจากมีเส้นใยเข้าไปแทนที่คอนกรีตในตัวอย่างมากเกินไป ส่วนตัวอย่างที่ใช้เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ ค่ากำลังรับแรงดึงมากสุดจะอยู่ที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.0 หลังจากนั้นพอมีปริมาณเส้นใยร้อยละ 1.5 กำลังรับแรงดึงก็จะลดลง ส่วนผสมที่ใช้กรวดแม่น้ำที่ยังไม่ได้เสริมเส้นใยเข้าไปค่ากำลังดึงจะมีค่าน้อยกว่าส่วนผสมที่ใช้หินย่อย แต่เมื่อเสริมเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมแล้ว ทำให้สามารถรับแรงดึงเพิ่มมากขึ้นร้อยละ 54 สำหรับตัวอย่าง G-GF0.5 แต่ตัวอย่าง C-GF0.5 มีค่ากำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้นเพียงร้อยละ 11

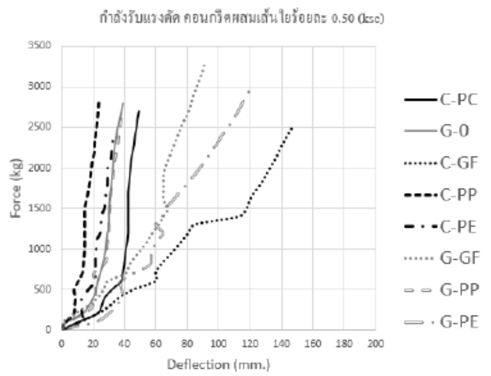


(ก) กำลังดึงคอนกรีต อายุ 3 วัน (ข) กำลังดึงคอนกรีต อายุ 28 วัน

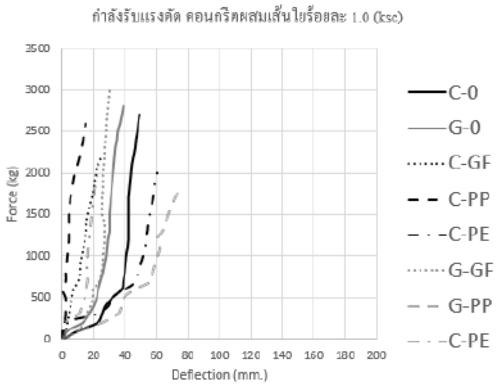
รูปที่ 4 กำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

3.4 กำลังรับแรงดัดคอนกรีต

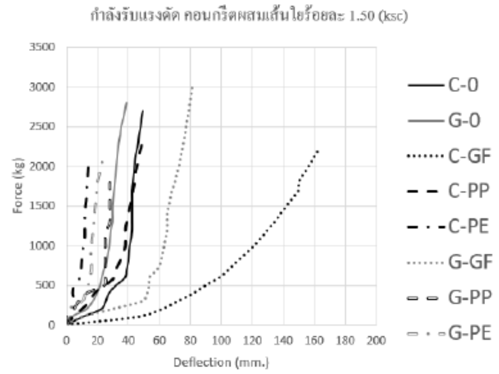
ผลการทดสอบกำลังรับแรงดัด แสดงตามตารางที่ 3 และการแอ่นตัวของตัวอย่างเทียบกับกำลังรับแรงดัด จะเป็นการเปรียบเทียบส่วนผสมที่ใช้หินย่อยและกรวดแม่น้ำเป็นส่วนผสม ที่ได้เพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมที่ปริมาณเดียวกัน ที่อายุคอนกรีต 28 วัน ดังแสดงในรูปที่ 5 โดยที่รูป 5 (ก) ได้แก่การเปรียบเทียบผลของเส้นใยชนิดต่าง ๆ ที่ปริมาณร้อยละ 0.5 รูปที่ 5 (ข) ได้แก่การเปรียบเทียบผลของเส้นใยชนิดต่าง ๆ ที่ปริมาณร้อยละ 1.0 และ 5 (ค) ได้แก่การเปรียบเทียบผลของเส้นใยชนิดต่าง ๆ ที่ปริมาณร้อยละ 1.5 พบว่ากำลังรับแรงดัดของคอนกรีตที่ใช้หินย่อย กับคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อเพิ่มเส้นใยเข้าไปในส่วนผสมในปริมาณร้อยละ 0.5 ทั้งคอนกรีตที่ใช้หินย่อยและกรวดแม่น้ำทำให้พฤติกรรมการแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้นและมีค่ากำลังดัดที่เพิ่มสูงขึ้นโดยเฉพาะตัวอย่างที่ใช้เส้นใยเส้นใยแก้วที่ปริมาณเส้นใยร้อยละ 0.5 ทำให้เพิ่มกำลังรับแรงดัดมากขึ้นร้อยละ 25 เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมเส้นใย ส่วนคอนกรีตที่ใช้เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ มีค่ากำลังรับแรงดัดใกล้เคียงกับคอนกรีตที่ไม่ได้เสริมเส้นใย เมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยขึ้นเป็นร้อยละ 1.0 ตัวอย่าง G-GF ยังมีค่ากำลังรับแรงดัดที่สูงที่สุด แต่ระยะการแอ่นตัวนั้นลดลงจนเท่าตัวอย่างที่ไม่ได้เสริมเส้นใย ส่วนคอนกรีตที่ใช้เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ มีแนวโน้มที่ใกล้เคียงกันคือ กำลังรับแรงดัดมีค่าลดลงร้อยละ 40 เมื่อเทียบกับตัวอย่างที่ไม่เสริมเส้นใย และเมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยเป็นร้อยละ 1.5 กำลังรับแรงดัดก็จะยิ่งลดลงไปอีกประมาณร้อยละ 30 ทุกชนิดของเส้นใยมีแนวโน้วใกล้เคียงกัน



(ก) คอนกรีตผสมเส้นใยร้อยละ 0.5



(ข) คอนกรีตผสมเส้นใยร้อยละ 1.0



(ค) คอนกรีตผสมเส้นใยร้อยละ 1.5

รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดกับระยะการแอ่นตัวที่กึ่งกลางคาน

4. บทสรุป

จากงานวิจัยนี้ ศึกษาผลของเส้นใยสังเคราะห์ 3 ชนิด ได้แก่ เส้นใยแก้ว เส้นใยโพลีโพรพิลิน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ เพิ่มเข้าไปในส่วนผสมคอนกรีตที่อัตราส่วนร้อยละ 0, 0.5, 1.0 และ 1.5 โดยน้ำหนักของซีเมนต์ และใช้มวลรวมหยาบ 2 ชนิด คือ หินย่อยจากภูเขา และกรวดแม่น้ำธรรมชาติ ส่งผลต่อคุณสมบัติของคอนกรีตทั้งเชิงกายภาพและเชิงกล โดยสามารถสรุปผลดังนี้

เมื่อเพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมคอนกรีตทำให้ความสามารถในการเทได้มีค่าลดลง โดยเฉพาะการเสริมเส้นใยที่ปริมาณร้อยละ 1.5 ความสามารถในการทำงานของคอนกรีตมีค่าน้อย ทั้งในการเคลื่อนย้ายและการเทเข้าแบบทำได้ยาก ปริมาณที่เหมาะสมควรจะอยู่ที่ร้อยละ 0.5-1.0

คุณสมบัติในการต้านทานกำลังอัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตธรรมดาถือว่ามีผลน้อย ค่ากำลังอัดที่มากที่สุดคือเส้นใยแก้วที่ปริมาณร้อยละ 0.5 สามารถเพิ่มค่ากำลังอัดมากขึ้นร้อยละ 20 ตามด้วยคอนกรีตที่ใช้เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ แต่อย่างไรก็ตามเมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยเพมขึ้นเรื่อย ๆ จะทำให้กำลังรับแรงอัดลดน้อยลง

ความสามารถต้านทานแรงดึงมีผลมากเมื่อมีการเพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสม กำลังลังรับแรงดึงที่มากที่สุดคือเส้นใยแก้ว ที่ปริมาณร้อยละ 0.5 สามารถเพิ่มกำลังรับแรงดึงเพิ่มขึ้นร้อยละ 75 เมื่อเทียบกับคอนกรีตธรรมดา ตามด้วยคอนกรีตที่ใช้เส้นใยโพลีโพรพิลีน และเส้นใยโพลีเอสเตอร์ การเสริมเส้นใยเข้าไปในส่วนผสมจะส่งผลให้กับส่วนผสมที่ใช้กรวดแม่น้ำมากกว่าส่วนผสมที่ใช้หินย่อย

ผลต่อการต้านทานแรงดัด มีการเปลี่ยนแปลงไม่มากแต่ช่วยชะลอการแอ่นตัวของตัวอย่างเมื่อรับแรงและยังสามารถรับแรงได้เมื่อการแอ่นตัวเพิ่มมากขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ไม่มีการผสมเส้นใย ในบางส่วนผสมเมื่อเพิ่มเส้นใยเข้าไปแล้วกำลังมีค่าลงลด เช่น ตัวอย่าง G-PE เนื่องจากเมื่อมีปริมาณเส้นใยเพิ่มขึ้นความหนาแน่นของคอนกรีตจะน้อยลงเพราะจะถูกแทนที่ด้วยเส้นใย

เมื่อนำเส้นใยสังเคราะห์มาใช้กับกรวดแม่น้ำทำให้เพิ่มขีดความสามารถให้กับคอนกรีตที่ใช้กรวดแม่น้ำได้เป็นอย่างดี ซึ่งจากคุณสมบัติเชิงกลที่น้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้หินย่อยอยู่แล้วนั้น เมื่อเพิ่มเส้นใยสังเคราะห์เข้าไปในส่วนผสมทำให้คุณสมบัติเชิงกลดีมากกว่าคอนกรีตที่ใช้หินย่อยที่ใช้เส้นใยชนิดเดียวกัน จึงกล่าวได้ว่าเส้นใยมีส่วนช่วยในการทำงานของมวลรวมอย่างมาก

เอกสารอ้างอิง

[1] Mo, K.H., Yap S.P., Alengaram, U.J., Jumaat, M.Z., and Bu, C.H. (2014). Impact resistance of hybrid fibre-reinforced oil palm shell concrete. *Construction and Building Materials,* 50, pp. 499–507.

[2] Mohammadi, Y., Azad, R.C., Singh, S.P. and Kaushik, S.P. (2009), Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio. *Construction and Building Materials,* 23, pp. 183-189.

[3] ประพนธ์ เฟื่องฟู และ จตุพล ตั้งปกาศิต (2012). พฤติกรรมของคอนกรีตผสมเส้นใยและการต้านทานแรงกระแทกด้วยวิธีตุ้มน้ำหนัก.

การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 6, เพชรบุรี, 20-23 ตุลาคม 2553, หน้า 177-181.

[4] เทเวศ พรหมจา และวีรชัย ศรีวงษ์คล (2542). พฤติกรรมของซิลิก้าฟูมคอนกรีตและเส้นใยเหล็ก, *ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต คณะวิศกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ*

[5] ปิติ สุคนธสุขสกุล, สมยศ วิวัฒิน์พัฒนพงศ์ และรณรงค์ แสงพันธ์. (2547),*พฤติกรรมการรับแรงดัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กและเส้นใยโพรพีลีน*, (พิมพ์ครั้งที่ 2). การประชุมวิชาการคอนกรีตแห่งชาติ สมาคมคอนกรีตไทย.

[6] Dinesh, N., and Karuppaiya, A. (2017), Experimental Study on Strength of Concrete Using Crushed Pebbles by Replacement of Fine Aggregate. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) 04*, pp. 1507-1511.

[7] Nithyanandham, R. and Pandian, G.A.M. (2017), Study of Strength Characteristics of Pebbles Concrete with Partial Replacement of Cement by GGBS, *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) 8*, pp. 1574-1579

[8] ปวีณา กล่อมมิตร (2019). การประเมินคุณสมบัติทางกลของซีเมนต์มอร์ตาร์ที่มีการเสริมกำลังด้วยเส้นใยสังเคราะห์. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562.

[9] ACI Committee. (2002), Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, *Heavyweight and Mass Concrete*, *ACI 211-91*, pp. 31-38

คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ากำลังสูงทำจากเพอร์ไลต์เผาขยาย
High–strength cellular lightweight concrete made from expanded perlite

คำภี จิตชัยภูมิ[1,*] และ ปริญญา จินดาประเสริฐ[2]

[1] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา
*Corresponding author; E-mail address: khampeej@yahoo.com
[2] ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน มหาวิทยาลัยขอนแก่น จ.ขอนแก่น
E-mail address: prinya@kku.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้รายงานการศึกษาคุณสมบัติทางกายภาพของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่ากำลังสูงทำจากเพอร์ไลต์เผาขยายผสมกับโฟมเหลวชนิดเติมฟองอากาศ ความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาประมาณ 800 kg/m^3 อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุยึดประสาน 0.6 คอนกรีตผ่านการบ่มไอน้ำเมื่อมีอายุ 1 วัน ภายในห้องควบคุมที่อุณหภูมิ 60 °C, 80 °C, และ 100 °C ความชื้นสัมพัทธ์ 80±5 % ความดัน 2±1 kg/cm^2 เป็นเวลานาน 12 ชั่วโมง คอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่แข็งตัวแล้วได้ทำการทดสอบคุณสมบัติ กำลังรับแรงอัด การดูดซึมน้ำ การหดตัวแห้ง และ โครงสร้างระดับจุลภาค ผลการศึกษาพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดอยู่ระหว่าง 1.8 – 3.1 MPa ซึ่งมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นตามอุณหภูมิบ่มไอน้ำที่เพิ่มขึ้น ส่วนการดูดซึมน้ำอยู่ระหว่างร้อยละ 29 – 42 ลดลงตามตามอุณหภูมิบ่มไอน้ำที่เพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: กำลังสูง, เพอร์ไลต์เผาขยาย, โฟม, คอนกรีตมวลเบา, ไอน้ำ

Abstract

This paper report on the physical properties of high–strength cellular lightweight concrete, made from expanded perlite mixed with pre–formed foam. Dry density of cellular lightweight concrete about 800 kg/m^3. The water–to–binder ratio was 0.6, the concrete has been cured with steam at age of 1 day in the temperature control room at 60 ° C, 80 ° C, and 100 ° C, relative humidity 80±5 %, and pressure of 2±1 kg/cm^2 for 12 hours. The properties of compressive strength, water absorption, drying shrinkage and microstructure were tested. The testing results founded that the compressive strength are between 1.8 – 3.1 MPa, which has higher compressive strength as the steam curing temperature increases. The water absorptions are between 29 – 42 %, which decreases with increasing steam curing temperature.

Keywords: high–strength, expanded perlite, foam, lightweight concrete, steam

1. บทนำ

คอนกรีตมวลเบาเป็นวัสดุก่อสร้างที่ได้รับความนิยมกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เนื่องจากมีคุณสมบัติเด่นคือ หน่วยน้ำหนักเบา แข็งแรง และนำความร้อนต่ำ คอนกรีตมวลเบานำไปประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างได้หลากหลาย เช่น ฉนวนกันความร้อนหลังคา วัสดุดูดซับเสียงภายในห้อง พื้นคอนกรีตเททับหน้า (topping) วัสดุถมคอสะพาน และ วัสดุอุดรูโพรง (void filling) เป็นต้น อาคารที่ก่อผนังด้วยคอนกรีตมวลเบาจะช่วยลดภาระการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง คอนกรีตมวลเบามีความแข็งแรงเทียบเท่าอิฐก่อสร้างสามัญ (อิฐมอญ) ที่ใช้กันมานานนับตั้งแต่สมัยโบราณ คอนกรีตมวลเบาช่วยลดอุณหภูมิภายในอาคาร ทำให้ประหยัดไฟฟ้าจากการใช้เครื่องปรับอากาศ นอกจากนี้คอนกรีตมวลเบายังทำให้ผู้บริโภคได้รับประโยชน์ทางอ้อม คือ ลดเวลาในการก่อสร้าง งานแล้วเสร็จเร็ว เนื่องจากมีน้ำหนักเบา การทำงานในระหว่างยกประกอบ ติดตั้ง ทำได้ง่าย [1]

ประเภทของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า (cellular lightweight concrete, CLC) แบ่งออกเป็น 2 แบบ ตามขบวนการผลิต [2] แบบแรกเป็นระบบอบไอน้ำ (autoclaved aerated concrete, AAC) ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (หรือใช้ปูนขาว) ทราย ยิปซั่ม และ ผงอลูมิเนียม ซึ่งทำหน้าที่ขยายตัวกลายมาเป็นโฟมโดยอาศัยหลักการเกิดปฏิกิริยาทางเคมี (chemical expansion) สำหรับขบวนการผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าระบบอบไอน้ำนั้น เริ่มจากการผสมส่วนผสมทั้งหมดให้เข้ากันดีและรอให้คอนกรีตฟูขึ้นจากการขยายตัวของก๊าซไฮโดรเจน (H_2) ที่เกิดจากปูนขาวทำปฏิกิริยากับผงอลูมิเนียม เมื่อคอนกรีตผ่านการก่อตัวระยะปลายแล้วจะถูกนำไปบ่มไอน้ำภายใต้แรงดันและอุณหภูมิสูงในถังออโตเคลป (autoclave) เป็นเวลา 8 ถึง 10 ชั่วโมง เพื่อเร่งกำลังของคอนกรีตให้สามารถนำไปใช้งานได้เร็ว นอกจากนี้การอบไอน้ำยังมีผลดีทำให้ลดการหดตัวและความชื้นในเนื้อคอนกรีตลง แบบที่สองเป็นระบบเติมฟองอากาศ (PRE–FORMED FOAM METHOD) หรือโฟมคอนกรีต (foamed concrete) ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทราย และ โฟมเหลว (liquid foam) หรือ โฟมแข็ง (physically foam) สำหรับขบวนการผลิตโฟมคอนกรีตนั้นเริ่มจากการผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทราย และ น้ำ ให้เป็นเนื้อเดียวกันด้วยเครื่องผสม ก่อนที่โฟมเหลวซึ่งเป็นสารเพิ่มฟอง (foaming agent) เจือจางกับน้ำตามสัดส่วนที่กำหนดจะถูกทำให้เป็นฟองด้วยเครื่อง

กำเนิดโฟม (foam generator) โดยเตรียมไว้ก่อนแล้ว จากนั้นโฟมเหลวจะถูกฉีดผสมลงไปในคอนกรีตสดและผสมต่อไปอีกจนกระทั่งส่วนผสมทั้งหมดเข้ากันดี จากนั้นคอนกรีตสดจะถูกนำไปขึ้นรูปเป็นผลิตภัณฑ์โดยการเทเข้าแบบหล่อ หรือ ผ่านการตัดเมื่อคอนกรีตมีอายุประมาณ 4 ชั่วโมง โฟมคอนกรีตจะผ่านการบ่มชื้นด้วยอากาศโดยใช้แผ่นพลาสติกคลุมไว้เป็นเวลาอย่างน้อย 2 สัปดาห์ คอนกรีตจึงจะมีความแข็งแรงพอที่จะนำไปใช้งานได้

เทคโนโลยี CLC ระบบอบไอน้ำได้เข้ามาในอุตสาหกรรมก่อสร้างของประเทศนับตั้งแต่ปี พ.ศ. 2538 เป็นต้นมา ส่วนมากเป็นอุตสาหกรรมขนาดกลางถึงขนาดใหญ่ที่มีมูลค่าการลงทุนมากกว่า 10 ล้านบาท ผลิตภัณฑ์ส่วนใหญ่มักประยุกต์ใช้ในงานสถาปัตยกรรม โดยวางขายตามท้องตลาดทั่วไปเป็นชนิดก้อนที่เรียกว่า คอนกรีตบล็อกหรืออิฐมวลเบา ตามขนาดมาตรฐาน มอก. 1505–2541 คือ 7 × 20 × 60 เซนติเมตร (cm) มีรูปลักษณ์ภายนอกเป็นก้อนสีขาว (สีปูนขาว) เมื่อจะนำไปก่อผนังต้องใช้ปูนกาวและปูนฉาบสำหรับคอนกรีตมวลเบาเท่านั้น ต่อมาเทคโนโลยี CLC ระบบเติมฟองอากาศได้ตามมาในปี พ.ศ. 2548 ส่วนมากเป็นอุตสาหกรรมขนาดย่อมที่มีมูลค่าการลงทุนไม่เกิน 5 ล้านบาท ส่วนผลิตภัณฑ์ที่ผลิตออกจำหน่ายนั้นเน้นรูปลักษณ์ภายนอกคล้ายกับ CLC ระบบอบไอน้ำ แต่แตกต่างกันที่ CLC ระบบเติมฟองอากาศมีลักษณะเป็นก้อนสีเทา (สีปูน) เมื่อจะนำไปก่อผนังอาจใช้ปูนกาว ปูนฉาบ สำหรับคอนกรีตมวลเบา หรือ ใช้ปูนก่อ ปูนฉาบทั่วไป

การเข้ามาของ CLC ในช่วงแรกยังไม่เป็นที่นิยมของผู้บริโภคเท่าใดนัก เนื่องจากเป็นนวัตกรรมใหม่สำหรับตลาดภายในประเทศ อย่างไรก็ตาม ในช่วงหลังได้มีผลการวิจัยและการทดสอบเกี่ยวกับ CLC เผยแพร่ออกมาเป็นจำนวนมากด้วยคุณสมบัติที่มีน้ำหนักเบา แข็งแรง ดูดซับเสียง การนำความร้อนต่ำเมื่อเทียบกับอิฐมอญ หากนำไปก่อผนังพบว่าคอนกรีตมวลเบาเหมาะใช้งานกับสภาพอากาศแบบร้อนชื้นของประเทศ ซึ่งอาคารที่ใช้งานจะได้รับประโยชน์ทั้งทางตรงและทางอ้อม เช่น ลดน้ำหนักบรรทุกต่อโครงสร้างอาคาร งานก่อเสร็จเร็ว อุณหภูมิภายในตัวอาคารต่ำ ซึ่งถ้าอาคารได้ติดตั้งเครื่องปรับอากาศร่วมด้วยจะทำให้ประหยัดพลังงานการใช้เครื่องปรับอากาศ ทำให้ CLC ได้รับความนิยมจากผู้บริโภคกันอย่างแพร่หลายตามลำดับจนถึงปัจจุบัน ต่อมาค่าแรงขั้นต่ำได้มีการปรับตัวสูงขึ้นประกอบกับสภาวะเศรษฐกิจที่ชะลอตัวลง ส่งผลให้คอนกรีตมวลเบาชนิดก้อนก่อได้รับความนิยมลดลง เนื่องจากขบวนการติดตั้ง (ก่อ ฉาบ) ของคอนกรีตมวลเบาชนิดก้อนก่อต้องพึ่งพาแรงงานเป็นส่วนใหญ่ ประกอบกับมีจุดอ่อนในเรื่องคุณภาพของผลิตภัณฑ์และความไม่สม่ำเสมอในการผลิต โดยเฉพาะผลิตภัณฑ์ CLC ระบบเติมฟองอากาศ ซึ่งประสบปัญหาในเรื่องความแข็งแรง และ การหดตัวสูงของคอนกรีต อีกทั้งการผลิตที่ต้องรออายุบ่มนาน บางครั้งไม่ทันต่อความต้องการของตลาด ส่งผลกระทบต่อเนื่องไปยังผู้บริโภค อาทิเช่น ปัญหาคอนกรีตบล็อกมวลเบาแตกหักในระหว่างขนส่ง เมื่อนำไปก่อฉาบแล้วพบว่าผนังมักเกิดการแตกร้าวในภายหลัง ปัญหาดังกล่าวทำให้ภาพลักษณ์ของผลิตภัณฑ์ CLC ระบบเติมฟองอากาศด้อยกว่าระบบอบไอน้ำ เป็นเหตุให้เกิดผลกระทบแบบตีกลับ (feedback) มายังผู้ผลิต CLC ระบบเติมฟองอากาศ จนทำให้โรงงานผู้ผลิต CLC ระบบเติมฟองอากาศขนาดย่อมบางรายต้องปิดตัวลง สร้างความเสียหายต่อเศรษฐกิจโดยรวมของประเทศ

ถึงแม้คอนกรีตมวลเบาที่เคยได้รับความนิยมกันอย่างแพร่หลายจนถึงปี พ.ศ. 2555 ซึ่งส่วนใหญ่เป็นผลิตภัณฑ์คอนกรีตมวลเบาชนิดก้อนสำหรับก่อ แต่ภายหลังปี พ.ศ. 2555 เป็นต้นมาตลาดคอนกรีตมวลเบาได้ประสบปัญหา คอนกรีตมวลเบาแบบก้อนได้รับความนิยมลดลง เนื่องจากต้องพึ่งพาแรงงานในการก่อและฉาบผิว ประกอบกับสภาวะเศรษฐกิจที่ชะลอตัวรวมทั้งค่าแรงขั้นต่ำได้ปรับตัวสูงขึ้น ผู้รับเหมาก่อสร้างต้องแบกรับภาระต้นทุนค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้น โรงงานผู้ประกอบการที่ผลิตคอนกรีตมวลเบามีจำนวนเพิ่มขึ้น ทำให้มีการแข่งขันสูง ทั้งในด้านคุณภาพผลิตภัณฑ์และราคา

เพอร์ไลต์เป็นวัสดุธรรมชาติที่เกิดจากการสลายตัวของหินภูเขาไฟ ชื่อว่าหินเพอร์ไลต์ ซึ่งเพอร์ไลต์ตามธรรมชาติยังไม่เหมาะที่จะใช้เป็นวัสดุปลูก จะต้องนำไปเผาที่อุณภูมิ 980 – 1,000 °C ก่อนเพื่อให้เพอร์ไลต์ขยายตัวเช่นเดียวกับเวอร์มิคูไลท์ เมื่อเผาแล้วเรียกว่า เพอร์ไลต์เผาขยาย มีความหนาแน่นประมาณ 95 – 145 kg/m^3 และขยายตัวออกไปได้ตั้งแต่ 4 ถึง 20 เท่าของปริมาตรเดิม ทำให้เปลี่ยนสภาพเป็นสารที่มีน้ำหนักเบา มีความพรุนสูง และมีลักษณะคล้ายหินพูมิซ สารที่ได้จากการขยายตัวของหินเพอร์ไลต์นี้เรียกว่า เพอร์ไลต์ ซึ่งมีความสามารถในการอุ้มน้ำและระบายอากาศได้ดี เพอร์ไลต์เมื่อขยายตัวแล้วมี เสถียรภาพดี มีการยุบตัวน้อย ราคาไม่แพงนักจึงนิยมใช้กันแพร่หลายในประเทศที่มีแหล่งวัตถุดิบ [3]

หินเพอร์ไลต์เป็นหินภูเขาไฟเนื้อแก้ว ที่มีส่วนประกอบของออกไซด์ของธาตุซิลิก้าค่อนข้างสูงประมาณร้อยละ 70 หรือมากกว่า มีน้ำเป็นส่วนประกอบประมาณร้อยละ 2 ถึง 5 ไม่ทำปฏิกิริยาทางเคมีกับสารเคมีอื่นๆ ได้ง่ายนัก จัดอยู่ในพวกสารเฉื่อยต่อปฏิกิริยาทางเคมี เนื้อแก้วของหินเพอร์ไลต์จะมีการเปลี่ยนสภาพแก้วเป็นผลึก (diversification) เมื่ออายุของหินเพอร์ไลท์มากขึ้น ดังนั้นหินเพอร์ไลต์ที่มีคุณภาพดีและสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้นั้น เนื้อแก้วจะต้องไม่เปลี่ยนสภาพเป็นผลึก เพอร์ไลต์ถูกนำมาใช้ในด้านอุตสาหกรรมก่อสร้างประมาณร้อยละ 70 ของปริมาณที่ผลิตได้ทั้งโลก เนื่องจากมีคุณสมบัติ น้ำหนักเบา ความหนาแน่นต่ำ ความพรุนสูง และทนไฟ ด้วยคุณสมบัติเด่นดังกล่าว เพอร์ไลต์จึงถูกนำไปใช้ประโยชน์ในด้านต่าง ๆ เช่น ฝ้าเพดาน และผลิตภัณฑ์ยิปซั่มแผ่นเรียบบาง เพอร์ไลต์เป็นส่วนผสมที่ทำให้กระเบื้องไม่เป็นตัวนำความร้อน คลื่นเสียงทะลุผ่านไม่ได้ มีความหนาแน่นต่ำ และเป็นวัสดุทนไฟ เมื่อนำไปผสมกับปูนซีเมนต์จะทำให้ได้คุณภาพที่ดีกว่าปูนซีเมนต์ธรรมดา เมื่อนำไปฉาบผนังตึกหรือเพดานจะทำให้ปูนสามารถยึดติดผนังได้ดี แห้งเร็ว โดยไม่เกิดรอยร้าวเนื่องจากคอนกรีตมีความยืดหยุ่นเพิ่มขึ้น

งานวิจัยนี้ได้เน้นศึกษา CLC ระบบเติมฟองอากาศอบไอน้ำภายใต้แรงดันต่ำให้มีกำลังสูงภายในระยะเวลาสั้น เพื่อประยุกต์ใช้งานเป็นแผงผนังหล่อสำเร็จรูปพร้อมยกติดตั้งและก้อนคอนกรีตบล็อกมวลเบาสำหรับก่อผนังทั่วไป

อนึ่ง CLC ระบบเติมฟองอากาศมีจุดแข็งในด้านต้นทุนการผลิตต่ำ การประยุกต์ใช้งานทำได้หลากหลาย ผู้ประกอบการสามารถแข่งขันตลาดได้เมื่อเทียบกับ CLC ระบบอบไอน้ำแรงดันสูง

2. วัตถุประสงค์ของการศึกษา

เพื่อศึกษากำลังรับแรงอัดของ CLC ระบบเติมฟองอากาศทำจากเพอร์ไลต์เผาขยาย (expanded perlite, EP) ผสมกับสารเพิ่มฟองอากาศ ความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาประมาณ 800 kg/m^3 อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุยึดประสาน (binder, b) เท่ากับ 0.6 บ่มไอน้ำที่อุณหภูมิ 60 °C, 80 °C, และ 100 °C ความชื้นสัมพัทธ์ 80±5 % ความดัน 2±1 kg/cm^2 เป็นเวลานาน 12 ชั่วโมง นอกจากนี้ยังทดสอบคุณสมบัติ การดูดซึมน้ำ การหดตัวแห้ง และ โครงสร้างระดับจุลภาค ของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้ว

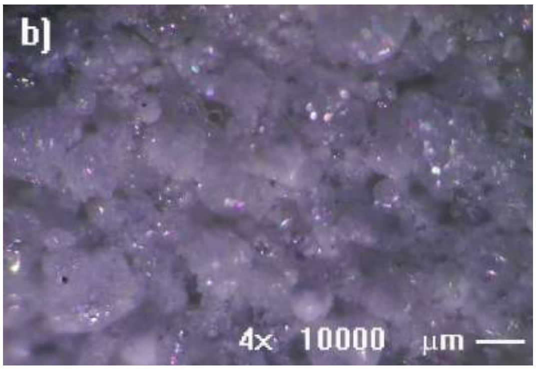
3. วิธีการศึกษา

3.1 วัสดุ

ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในการศึกษาเป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (ordinary Portland cement, OPC) จากบริษัทแห่งหนึ่งในประเทศไทย ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 ความละเอียดของเม็ดซีเมนต์จากการทดสอบพื้นที่ผิวจำเพาะตามวิธีของเบลน (Blaine's fineness modulus) เท่ากับ 3,620 g/cm^2 ขนาดอนุภาคเฉลี่ยสะสมที่ร้อยละ 50 หรือ d_{50} ของเม็ดปูนซีเมนต์จากการทดสอบด้วยวิธี Laser Particle Analyzer เท่ากับ 8.82 μm

เพอร์ไลต์เผาขยาย (expanded perlite, EP) ที่ใช้ในการศึกษาเป็นหินเพอร์ไลต์ดิบผ่านการบดละเอียดและผ่านการเผาที่อุณหภูมิสูงจนเกิดการขยายตัว มีลักษณะสีขาว (รูปที่ 1a) เมื่อนำไปส่องด้วยกล้องจุลทรรศน์ พบว่าโปร่งแสง เนื้อภายในเป็นโพรง ดังรูปที่ 1b มีหน่วยน้ำหนักแห้งสภาพหลวมเท่ากับ 175 kg/m^3 ความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 0.98 ขนาดอนุภาคเฉลี่ยสะสมที่ร้อยละ d_{50} เท่ากับ 45.0 μm ความละเอียดของเม็ด EP จากการทดสอบพื้นที่ผิวจำเพาะตามวิธีของเบลนเท่ากับ 4,168 g/cm^2 เพอร์ไลต์เผาขยายได้มาจากแหล่งแร่เพอร์ไลต์บนเขาพนมฉัตร ตั้งอยู่ ตำบลมหาโพธิ อำเภอสระโบสถ์ จังหวัดลพบุรี

สารเพิ่มฟอง (foaming agent) ที่ใช้ในการศึกษา เป็นสารเพิ่มฟองสังเคราะห์ชนิดประจุลบ ภายหลังเจือจางน้ำ (water, w) และเมื่อฉีดออกจากปืนฉีดของเครื่องสร้างฟองจะขยายตัว ให้ฟองในปริมาณมาก ความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนักเฉลี่ยของฟองเหลวเท่ากับ 65 kg/m^3 ลักษณะฟองเหลวดังรูปที่ 2



รูปที่ 1 เม็ดเพอร์ไลต์เผาขยาย a) ภาพถ่ายปกติ b) ภาพขยาย

รูปที่ 2 ฟองเหลว

3.2 ปฏิภาคส่วนผสม

ในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีต ได้ใช้เพอร์ไลต์เผาขยายแทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณร้อยละ 5, 10, และ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุยึดประสาน (binder, b) อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุยึดประสาน (w/b) เท่ากับ 0.6 ควบคุมความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตเท่ากับ 800 kg/m^3

ในการคำนวณส่วนผสมคอนกรีตได้กำหนดความหนาแน่นแห้ง (oven-dry density) คงที่ไว้ ส่วนน้ำที่ผสมคอนกรีตถือว่า 20 % ของน้ำหนักซีเมนต์ต้องทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่น กลายเป็นของแข็งหรือซีเมนต์เจล ฉะนั้นถ้าต้องการความหนาแน่นแห้งที่ 800 kg/m^3 ปริมาณปูนซีเมนต์จึงเท่ากับ 666.7 กิโลกรัม ต่อคอนกรีต 1 m^3 เพราะว่าน้ำหนักคอนกรีตส่วนหนึ่งมาจากน้ำหนักน้ำเท่ากับ $(20\times 800)/(100+20)=133.3$ กิโลกรัม ทั้งนี้ความหนาแน่นของคอนกรีตสัมพันธ์กับปริมาณโพรงอากาศ (air pores) ที่ได้จากปริมาณฟองเหลวที่จะฉีดใส่เข้าไป ซึ่งมาจากการแก้สมการที่ 1 และปฏิภาคส่วนผสมของ CLC แสดงไว้ในตารางที่ 1

$$D_d = \frac{W_w + W_c + W_f}{\left[(W_w/1000) + (W_c/3.15\times 1000) + V_f\right]} \qquad (1)$$

เมื่อ D_d คือ Design density of cellular lightweight concrete มีหน่วยเป็น kg/m^3, W_w คือ Weight of water มีหน่วยเป็น kg, W_c คือ

Weight of cement มีหน่วยเป็น kg, W_f คือ Weight of foam required มีหน่วยเป็น kg, V_f คือ Volume of foam required มีหน่วยเป็น m^3

ตารางที่ 1 ปฏิภาคส่วนผสมของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

No.	Specimen	% Poz	Mix proportion (kg/m³)						w/b
			Binder (b)		Water (w)			f	
			OPC	EP	for paste	for foam	total		
1	0.6D800CON	-	666.67	-	353	46	399	1.14	0.6
2	0.6D800EP5	5	633.37	33.34	355	44	399	1.11	0.6
3	0.6D800EP10	10	600.03	66.67	356	43	399	1.11	0.6
4	0.6D800EP20	20	533.36	133.34	359	40	399	1.00	0.6

หมายเหตุ

- OPC = ordinary Portland cement, EP = expanded perlite, CON = control mix, w/b = water-to-binder ratio, D = dry density, S = sand, f = foaming agent, Poz = pozzolan, paste = cement paste
- SG_{EP} = 0.98, SG_{OPC} = 3.15, f : w = 1 : 40, foam density = 65 kg/m³

3.3 การผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

การผลิต CLC ทำได้โดยเตรียมวัสดุผสม ปูนซีเมนต์ เพอร์ไลต์เผาขยาย ชั่งน้ำหนัก โดยแยกเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนแรกนำปูนซีเมนต์และเพอร์ไลต์เผาขยายมาผสมกันในถุงพลาสติกให้วัสดุทั้งสองเข้ากัน พร้อมทั้งเตรียมน้ำไว้คอยผสม ส่วนที่สองนำน้ำเจือจางสารเพิ่มฟองในอัตราส่วนน้ำต่อสารเพิ่มฟอง 1 : 40 โดยน้ำหนัก จากนั้นเทลงในถังสำหรับให้เครื่องสร้างฟองดูด จากนั้นทดสอบความหนาแน่นของฟองเหลวโดยการฉีดลงบนถังความจุ 20 ลิตร ทำการชั่งน้ำหนักฟองพร้อมทั้งบันทึกค่ามีหน่วยเป็นกิโลกรัม (kg) นำค่าที่ได้หารด้วยปริมาตรถัง มีหน่วยเป็นลูกบาศก์เมตร (m³) ค่าที่ได้คือความหนาแน่นของฟองเหลวมีหน่วยเป็น kg/m³ ทำเช่นนี้ถึง 3 ครั้ง จากนั้นนำค่ามาเฉลี่ยกัน เพื่อเป็นข้อมูลในการออกแบบส่วนผสมของ CLC

การผสมคอนกรีตเริ่มจากเทน้ำที่เตรียมไว้ลงไปในเครื่องผสมเป็นอันดับแรก จากนั้นเทปูนซีเมนต์และเพอร์ไลต์เผาขยายลงไป ผสมต่อไปจนส่วนผสม (w + OPC + EP) เข้ากันดี เมื่อส่วนผสมเข้ากันดีแล้ว จึงฉีดฟองเหลวจากปืนฉีดของเครื่องสร้างฟองลงไปในเครื่องผสมคอนกรีต เมื่อส่วนผสมทั้งหมด (w + OPC + EP + foam) เข้ากันดีจนกลายเป็นเนื้อเดียวกัน จึงเทส่วนคอนกรีตสดลงแบบหล่อก้อนตัวอย่าง (mold) ขนาดต่าง ๆ จากนั้นปล่อยไว้ 24±2 ชั่วโมง จึงทำการแกะแบบออก นำไปบ่มโดยการห่อด้วยแผ่นพลาสติกใสสำหรับส่วนผสมควบคุม (control mixture) หรือนำไปบ่มไอน้ำสำหรับส่วนผสมที่บ่มภายใต้อุณหภูมิ 60 °C, 80 °C, และ 100 °C ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 80±5 %

3.4 การทดสอบ

3.4.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

การทดสอบกำลังรับแรงอัด (compressive strength) ของ CLC ทำได้โดยหล่อแท่งทดสอบคอนกรีตมวลเบาด้วยแบบหล่อมาตรฐานขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 เซนติเมตร (cm) สูง 30 เซนติเมตร (cm) โดยตักหรือเทคอนกรีตใส่ลงในแบบหล่อหรือโมลด์ (mold) ดังกล่าว พร้อมทั้งเคาะข้างแบบเล็กน้อย ปาดผิวคอนกรีตให้เรียบเสมอขอบ ปิดทับด้วยแผ่นพลาสติกเพื่อป้องกันน้ำระเหยออก ปล่อยไว้ 24±4 ชั่วโมง จึงทำการถอดแบบหล่อออก จากนั้นห่อแท่งทดสอบด้วยแผ่นพลาสติกหรือนำไปบ่มในห้องบ่มไอน้ำที่อุณหภูมิและความชื้นตามที่กำหนด จนกระทั่งถึงวันทดสอบกำลัง โดยอัตราการให้แรงกดบนแท่งทดสอบอยู่ระหว่าง 0.14 – 0.34 MPa/วินาที วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐาน ASTM C 39 (2003) [4]

3.4.2 การทดสอบการดูดซึมน้ำ

การทดสอบการดูดซึมน้ำ (water absorption) ของ CLC ทำได้โดยเอาก้อนตัวอย่างขนาด 10 × 10 × 10 cm ที่มีอายุ 3 วัน จำนวน 3 ก้อน แช่ไว้ในน้ำเป็นเวลา 48 ชั่วโมง เมื่อครบกำหนดจึงเอาออกจากน้ำแล้วใช้ผ้าซับน้ำส่วนเกินที่ผิว พร้อมทั้งชั่งน้ำหนักภายในเวลา 30 วินาที ซึ่งค่าที่ได้เป็นน้ำหนักของคอนกรีตมวลเบาและน้ำหนักของน้ำที่ซึมเข้าไป จากนั้นนำก้อนตัวอย่างอบที่อุณหภูมิ 110±5° C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบกำหนดจะนำก้อนตัวอย่างออกจากเตาอบ ปล่อยให้เย็นที่อุณหภูมิห้องจึงชั่งน้ำหนัก ค่าที่ได้เป็นน้ำหนักแห้ง จากนั้นนำค่าที่ได้คำนวณหาอัตราการดูดซึมน้ำในสมการที่ 2 การดูดซึมน้ำของแต่ละก้อนนำมาเฉลี่ยกันจำนวน 3 ก้อนตัวอย่าง วิธีการทดสอบทำตามมาตรฐาน ASTM C 642 [5]

$$Water\,absorption(\%) = \frac{(W_{sat} - W_{dry})}{W_{dry}}100 \tag{2}$$

เมื่อ W_{sat} คือน้ำหนักตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำชั่งในอากาศ, และ W_{dry} คือน้ำหนักตัวอย่างอบแห้ง

3.4.3 การทดสอบความพรุน

การทดสอบความพรุน (porosity) แต่เดิมที่ใช้เทคนิคการแทนที่ช่องว่างด้วยปรอทภายใต้ระบบสุญญากาศตามวิธีการทดสอบของ Gaafar [6] โดยใช้เครื่องมือทดสอบหาความพรุนแบบอิ่มตัวด้วยน้ำในระบบสุญญากาศ ซึ่งวิธีการทดสอบคล้ายกับที่พัฒนาโดย Cabrera and Lynsdale [7] ทำได้โดยการเอาก้อนตัวอย่างของคอนกรีตมวลเบาทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 15 cm สูง 30 cm ตัดให้มีขนาด 3 × 3 × 1.5 cm อบแห้งที่อุณหภูมิ 110±5 °C เป็นเวลา 24 ชั่วโมง พร้อมทั้งชั่งน้ำหนัก จากนั้นทำให้ก้อนตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำในภายใต้ระบบสุญญากาศ แล้วชั่งน้ำหนักในอากาศและในน้ำ จากนั้นนำค่าที่ได้แทนค่าลงไปในสูตรสมการที่ 3 เพื่อหาค่าความพรุน

$$Porosity\ (\%) = \frac{(W_{sat} - W_{dry})}{(W_{sat} - W_{wat})}100 \tag{3}$$

เมื่อ W_{sat} คือน้ำหนักตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำชั่งในอากาศ, W_{wat} คือน้ำหนักตัวอย่างอิ่มตัวด้วยน้ำชั่งในน้ำ, และ W_{dry} คือน้ำหนักตัวอย่างอบแห้ง

3.4.4 การทดสอบการหดตัวแห้ง

การทดสอบการหดตัวแห้ง (drying shrinkage) ของ CLC ทำได้โดยการหล่อคอนกรีตมวลเบาด้วยแบบหล่อมาตรฐานขนาด 75 × 75 × 285 มิลลิเมตร (mm) พร้อมติดตั้งหัวปุ่ม (stud) เพื่อหาค่าการหดตัวแห้งเฉลี่ยของแท่งตัวอย่าง ภายหลังถอดแบบที่อายุ 24 ชั่วโมง จึงนำคอนกรีตไปบ่มในน้ำเป็นเวลา 1 วัน จากนั้นนำชิ้นตัวอย่างวัดความยาวเทียบกับแท่งโลหะความยาวมาตรฐานคงที่ (285 mm) ซึ่งจะเป็นค่าความยาวเริ่มต้น จากนั้นนำชิ้นตัวอย่างบ่มไว้ในตู้ควบคุมอุณหภูมิ 23±2°C ความชื้นสัมพัทธ์ 50±2

% ทำการวัดความยาวของแท่งตัวอย่างจำนวน 3 แท่ง เป็นเวลา 3, 7, 28, 60, และ 90 วัน นับจากวันที่ปล่อยให้หดตัวแห้ง

ค่าความยาวที่วัดได้ที่อายุต่าง ๆ สามารถนำไปคำนวณค่าอัตราความเครียด (strain) ของการหดตัวแห้ง ได้จากสมการที่ 4

$$\Delta L = \frac{L - L_i}{L_g} \quad (4)$$

เมื่อ ΔL คือ ค่าการเปลี่ยนแปลงความยาวหรือหดตัวแห้ง มีหน่วยเป็น mm/mm, L คือ ความยาวของแท่งตัวอย่างที่อายุต่าง ๆ มีหน่วยเป็น mm, L_i คือ ความยาวเริ่มต้นของแท่งตัวอย่างมีหน่วยเป็น mm, L_g คือ Gauge length เท่ากับ 250 mm

3.4.5 การบ่มไอน้ำ

การบ่มคอนกรีตด้วยไอน้ำแรงดันต่ำ (low pressure steam curing) ทำได้โดยแกะก้อนตัวอย่างออกจากแบบหล่อเมื่อคอนกรีตมีอายุครบ 24±2 ชั่วโมง จากนั้นนำไปบ่มไอน้ำภายใต้แรงดันต่ำที่ความดันไม่เกิน 0.2±0.1 MPa ที่อุณหภูมิสูงสุดระหว่าง 60 °C ถึง 100 °C เป็นเวลานาน 12 ชั่วโมง ซึ่งการให้อุณหภูมิแก่ตัวอย่างมีขบวนการเพิ่ม การคงที่ และการลดอุณหภูมิเป็น 3 ช่วงเวลา ดังนี้

ช่วงที่ 1 เพิ่มไอน้ำให้กับคอนกรีตอย่างช้า ๆ ด้วยอัตราการเพิ่มอุณหภูมิ 5 °C/ชั่วโมง จนกระทั่งถึงอุณหภูมิสูงสุดตามที่กำหนด

ช่วงที่ 2 รักษาอุณหภูมิสูงสุดของไอน้ำให้คงที่จนกระทั่งใกล้จะสิ้นสุดการบ่มก่อน 1 ชั่วโมง จึงหยุดการให้ความร้อน

ช่วงที่ 3 ปล่อยให้อุณหภูมิลดลง จนกระทั่งเท่ากับอุณหภูมิห้อง

4. ผลการศึกษาและวิเคราะห์ผล

ส่วนผสมต่าง ๆ ตามตารางที่ 1 เมื่อนำไปผลิตคอนกรีต พบว่าส่วนผสม 0.6D800EP20 ไม่สามารถขึ้นรูปให้เป็น CLC ได้เนื่องจากปริมาณน้ำไม่เพียงพอที่ทำให้ความข้นเหลวของคอนกรีตเพียงพอต่อความสามารถไหลได้ (flowability)

4.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัด

แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของ CLC แสดงในตารางที่ 2 พบว่ากำลังรับแรงอัดบ่มอุณหภูมิห้องปกติที่ 28 วัน สำหรับส่วนผสม 0.6D800CON เท่ากับ 2.80 MPa ส่วนกำลังรับแรงอัดบ่มอุณหภูมิห้องปกติที่ 28 วัน ของส่วนผสมแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วย EP ในปริมาณร้อยละ 5 และ 10 เท่ากับ 2.79 MPa และ 2.44 MPa สำหรับส่วนผสม 0.6D800EP5 และ 0.6D800EP10 ตามลำดับ ซึ่งให้กำลังรับแรงอัดลดลงตามปริมาณการแทนที่ EP ที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากอัตราการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นลดลงตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่ลดลง (ตารางที่ 1)

กำลังรับแรงอัดของ CLC ที่ผ่านการอบหรือบ่มไอน้ำที่อุณหภูมิ 60° C เท่ากับ 1.76, 1.94, และ 1.82 MPa สำหรับส่วนผสม 0.6D800CON, 0.6D800EP5, และ 0.6D800EP10 ตามลำดับ ซึ่งส่วนผสม0.6D800EP5 ให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าส่วนผสม 0.6D800EP10 ส่วนกำลังรับแรงอัดของ CLC ที่ผ่านการอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 80° C เท่ากับ 2.22, 2.47, และ 2.32 MPa สำหรับส่วนผสม 0.6D800CON, 0.6D800EP5, และ 0.6D800EP10 ตามลำดับ ซึ่งส่วนผสม 0.6D800EP5 ให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าส่วนผสม 0.6D800EP10 เนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลานิคและปฏิกิริยาไฮเดรชั่น

กำลังรับแรงอัดของ CLC ที่ผ่านการอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 100° C เท่ากับ 2.71, 3.05, และ 2.86 MPa สำหรับส่วนผสม 0.6D800CON, 0.6D800EP5, และ 0.6D800EP10 ตามลำดับ ซึ่งส่วนผสม0.6D800EP5 มีแนวโน้มให้กำลังรับแรงอัดสูงสุดกว่าส่วนผสม 0.6D800EP10 เช่นเดียวกับการบ่มที่อุณหภูมิ 60° C และ 80° C เนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลานิคทำให้คอนกรีตได้ผลิตภัณฑ์ C–S–H ที่เพิ่มขึ้น

สำหรับส่วนผสม 0.6D800EP10 ที่ให้กำลังอัดต่ำกว่า 0.6D800EP5 นั้น ขอแนะนำว่าการแทนที่ซีเมนต์ด้วย EP ในระดับปริมาณร้อยละ 10 สำหรับ w/b = 0.6 เพราะว่า EP มีปริมาณไม่พอเหมาะ (ปริมาณมากเกินไป)

เมื่อเปรียบเทียบอุณหภูมิอบไอน้ำต่อกำลังรับแรงอัดของ CLC พบว่ากำลังคอนกรีตมีแนวโน้มสูงขึ้นตามอุณหภูมิอบไอน้ำที่เพิ่มขึ้น ซึ่งการอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 100° C ให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าการอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 80° C และ 60° C เนื่องจากอัตราการเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานิคให้ประสิทธิผลดีในอุณหภูมิและความชื้นสูง

ตารางที่ 2 กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

No.	Symbol	% Poz	Compressive strength (MPa)			
			Ambient room at 28 days	Steam curing for 12 hours		
				60 °C	80 °C	100 °C
1	0.6D800CON	-	2.80	1.76	2.22	2.71
2	0.6D800EP5	5	2.79	1.94	2.47	3.05
3	0.6D800EP10	10	2.44	1.82	2.32	2.86
4	0.6D800EP20	20	-	-	-	-

4.2 ผลการทดสอบการดูดซึมน้ำ

ตารางที่ 3 แสดงผลการทดสอบการดูดซึมน้ำของ CLC บ่มในอุณหภูมิห้องปกติที่อายุ 28 วัน และ บ่มในตู้อบไอน้ำที่อุณหภูมิ 60 °C, 80 °C, และ 100 °C พบว่าการดูดซึมน้ำลดลงตามอุณหภูมิบ่มที่เพิ่มขึ้น และการดูดซึมน้ำของ CLC บ่มปกติที่อายุ 28 วัน ต่ำกว่าคอนกรีตที่บ่มไอน้ำ การดูดซึมน้ำของ CLC อยู่ระหว่าง 29 % – 42 % คล้ายผลงานวิจัยที่พบโดย Kunhanandan and Ramamurthy (2007) [8]

ตารางที่ 3 การดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

No.	Symbol	% Poz	Water absorption (%)			
			Ambient room at 28 days	60 °C	80 °C	100 °C
1	0.6D800CON	-	33.1	42.0	39.5	37.9
2	0.6D800EP5	5	29.1	36.4	34.0	32.0
3	0.6D800EP10	10	30.8	37.6	35.6	33.5

4.3 ผลการทดสอบความพรุน

ตารางที่ 4 แสดงผลการทดสอบความพรุนรวมของ CLC บ่มปกติที่อายุ 28 วัน และบ่มในตู้อบไอน้ำที่อุณหภูมิ 60° C, 80° C, และ 100° C ความ

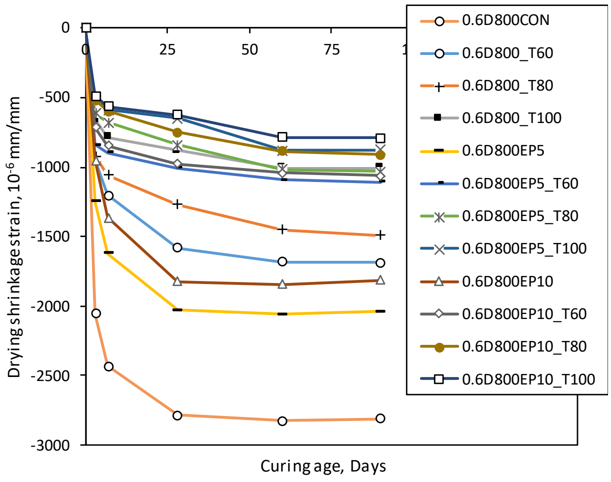
พรุนรวมของ CLC บ่มปกติที่อายุ 28 วัน ต่ำกว่าความพรุนของ CLC บ่มไอน้ำ นอกจากนี้ยังพบว่าความพรุนรวมสัมพันธ์กับการดูดซึมน้ำ โดยการดูดซึมน้ำมีปริมาณเพิ่มขึ้นตามความพรุนรวมที่เพิ่มขึ้น ค่าความพรุนรวมของ CLC อยู่ระหว่าง 33 % – 45 % คล้ายผลงานวิจัยที่พบโดย Kearsley and Wainwright (2001) [9]

ตารางที่ 4 ความพรุนรวมของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

No.	Symbol	% Poz	Total porosity (%)			
			Ambient room at 28 days	60 °C	80 °C	100 °C
1	0.6D800CON	-	37.0	45.2	42.0	40.0
2	0.6D800EP5	5	33.0	39.0	37.7	35.5
3	0.6D800EP10	10	35.0	39.9	38.8	36.0

4.4 ผลการทดสอบการหดตัวแห้ง

ผลการทดสอบการหดตัวแห้งของ CLC พบว่ามีอัตราการหดตัวมากในช่วงอายุต้น การหดตัวเริ่มลดลงตามอายุที่เพิ่มขึ้นเกือบคงที่ในช่วงอายุปลาย โดยส่วนผสมควบคุม (0.6D800CON) มีอัตราการหดตัวสูงสุดในทุกส่วนผสม ดังรูปที่ 3 เนื่องจากปริมาณปูนซีเมนต์และปริมาณน้ำในช่องว่างซึ่งสัมพันธ์กับอัตราการดูดซึมน้ำ (ตารางที่ 3) และความพรุน (ตารางที่ 4) อย่างไรก็ตามการหดตัวของ CLC มีอัตราการหดตัวที่ลดลงเมื่อคอนกรีตได้ผ่านการอบไอน้ำแล้ว โดยส่วนผสม 0.6D800EP10 อบไอน้ำที่อุณหภูมิ 100° C ให้อัตราการหดตัวต่ำสุดในทุกส่วนผสม นี้เป็นเพราะว่าผลของปริมาณปูนซีเมนต์ ความชื้น และอุณหภูมิบ่ม



รูปที่ 3 อัตราการหดตัวแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า

5. สรุปผลการศึกษา

การผลิตคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าโดยใส่ EP แทนที่ซีเมนต์ในระดับปริมาณมากกว่าหรือเท่ากับ 20 % โดยน้ำหนักของวัสดุยึดประสาน สำหรับ w/b เท่ากับ 0.6 ความหนาแน่นแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่า 800 kg/m^3 ไม่สามารถขึ้นรูปได้เนื่องจากปริมาณน้ำไม่เพียงพอ

กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่ใส่ EP แทนที่ปูนซีเมนต์อบไอน้ำที่อุณหภูมิ 100° C ให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 60° C, 80° C, เล็กน้อย และ บ่มปกติ 28 วัน ซึ่งการอบไอน้ำที่อุณหภูมิ 60° C และ 80° C ให้กำลังรับแรงอัดต่ำกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าบ่มปกติที่อายุ 28 วัน ส่วนการบ่มไอน้ำที่อุณหภูมิ 100° C ของส่วนผสมควบคุมให้กำลังรับแรงอัดต่ำกว่าคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าที่บ่มปกติที่อายุ 28 วัน

การดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าลดลงตามอุณหภูมิบ่มที่เพิ่มขึ้น การดูดซึมน้ำของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าบ่มปกติอายุ 28 วัน ต่ำกว่าการบ่มด้วยไอน้ำ การดูดซึมน้ำสัมพันธ์กับความพรุน คือ การดูดซึมน้ำเพิ่มขึ้นตามปริมาณความพรุนรวมที่เพิ่มขึ้น

การบ่มด้วยไอน้ำช่วยทำให้ลดการหดตัวแห้งของคอนกรีตมวลเบาเซลลูล่าลง โดยส่วนผสมที่ใส่ EP แทนที่ซีเมนต์ในปริมาณร้อยละ 10 ให้อัตราการหดตัวแห้งต่ำสุดในทุกส่วนผสม

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ได้รับทุนอุดหนุนวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) ปีงบประมาณ 2561 ประเภททุนเสริมสร้างงานวิจัยภาคอุตสาหกรรม (Supporting Research Funds for Industry ,SuRF) สัญญาทุนเลขที่ RDG6150052

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน เลขที่ 744 ถนนสุรนารายณ์ ตำบลในเมือง อำเภอเมืองนครราชสีมา จังหวัดนครราชสีมา ให้ความอนุเคราะห์สถานที่วิจัย

ห้างหุ้นส่วนจำกัด คลองยาง ตำบลมหาโพธิ อำเภอสระโบสถ์ จังหวัดลพบุรี และบริษัท ไทยทริดิไมท์ เลขที่ 108/1 หมู่ 10 ถนนพุแค-แก่งคอย ตำบลสองคอน อำเภอแก่งคอย จังหวัดสระบุรี ให้ความอนุเคราะห์เพอร์ไลต์เผาขยาย

เอกสารอ้างอิง

[1] สุขสงญาติ, ก., ชัยสายัณห์, อ., จันทน์กะพ้อ, อ., จันทวงษ์, ป., วิมานจันทร์, ว. และ นามประกาย, พ. (2550). การศึกษาเปรียบเทียบเชิงเศรษฐศาสตร์ระหว่างบ้านที่ใช้ผนังอิฐมอญกับผนังมวลเบาด้านการถ่ายเทความร้อนและคุณสมบัติทางความร้อน. *วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ*, 17(2), 9.

[2] Just, A., and Middendorf, B. (2009). Microstructure of high-strength foam concrete. *Materials Characterization*. 60(7): 741–748.

[3] ศักดิ์สิทธิ์ พันทวี (2551). *การศึกษาเปรียบเทียบการใช้ไดอะตอมไมท์และเพอร์ไลท์ในงานคอนกรีตมวลเบา.* ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต, สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, ประเทศไทย.

[4] ASTM C 39 (2003) "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens" *American Society for Testing and Materials, Philadelphia*.

[5] ASTM C 642 (1997). Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete. *Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia.*

[6] Gaafar B.A., The effect of environmental curing conditions on the gas and water permeability of concrete. *Ph.D. Thesis Department of Civil Engineering, University Leeds*, UK, 1995.

[7] Cabrera J.G. and Lynsdale C.J., A new gas permeameter for measuring the permeability of mortar and concrete. *Management and Concrete Research*, 1988. 40 (144) p. 177–182.

[8] Kunhanandan Nambiar, E. K., and Ramamurthy, K. (2007). Sorption characteristics of foam concrete. *Cement and Concrete Research.* 37(9): 1341–1347.

[9] Kearsley, E. P., and Wainwright, P. J. (2001). Porosity and permeability of foamed concrete. *Cement and Concrete Research*. 31(5): 805–812.

การพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูงสำหรับโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษ
Development of high modulus concrete for special rigid structures

ณรงค์ชัย ปักษา[1,*] ทศพล ปิ่นแก้ว[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: pohnnarongchai@gmail.com[1] , tospol.p@chula.ac.th[2]*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาคุณสมบัติโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus) ของคอนกรีตให้มีค่ามากกว่าคอนกรีตกำลังสูงทั่วไป เพื่อประยุกต์ใช้ในส่วนโครงสร้างที่ต้องการความแข็งเกร็ง (Rigidity) เป็นพิเศษ เช่น เสาตอม่อโครงการรถไฟฟ้าความเร็วสูง หรือผนังรับแรงเฉือนในอาคารสูงชะลูด เพื่อลดการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ แม้การใช้คอนกรีตกำลังสูงจะสามารถให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่มากขึ้น แต่เนื่องจากมีราคาแพงจึงไม่มีประสิทธิภาพ ในงานวิจัยนี้จะอาศัยการปรับเปลี่ยนวัสดุมวลรวมหยาบเป็นหินบะซอลต์ขนาดระหว่าง 9.5-25 มม. และตะกรันจากเตาอาร์คไฟฟ้า (EAF slag) ขนาดระหว่าง 9.5-19 มม. ซึ่งมีคุณสมบัติทางกลดีกว่าหินปูน การศึกษาพิจารณาแหล่งหินบะซอลต์จากโรงโม่หินในเขตภาคตะวันออกเฉียงเหนือจำนวน 2 แหล่ง และแหล่งตะกรันจากโรงหลอมเหล็กในเขตภาคตะวันออกอีก 1 แหล่ง โดยทำการออกแบบส่วนผสมที่เหมาะสม แล้วหล่อตัวอย่างคอนกรีตเพื่อทำการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดและค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่อายุ 14 และ 28 วัน จากนั้นจึงเปรียบเทียบกับค่าที่ได้จากตัวอย่างคอนกรีตที่พัฒนาขึ้นกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้วัสดุมวลรวมเป็นหินปูน จากผลการทดสอบพบว่าการใช้ตะกรันจากเตาอาร์คไฟฟ้าสามารถเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตได้มาก ทั้งประหยัดกว่าการใช้คอนกรีตกำลังสูงอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: คอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูง, โครงสร้างแข็งเกร็ง, หินบะซอลต์, ตะกรันจากเตาอาร์คไฟฟ้า

Abstract

This research objective is to develop high elastic modulus concrete over existing high strength concrete in order to apply to the structures those required special high rigidity or stiffness such as pier columns of high-speed rail projects and slender tall buildings to reduce the displacements under loadings. To increase the elastic modulus, high strength concrete can be adopted, however it is found to be ineffectiveness due to its high cost. In this research, the coarse aggregates using basalt rocks having size between 9.5 - 25 mm and EAF slag having size between 9.5 - 19 mm are used instead of conventional limestone aggregates. Both basalt aggregate and EAF slag exhibit better mechanical properties than limestone aggregate. The study considers two sources of basalt rock produced from different crushing plant in Northeastern of Thailand and EAF slag produced from steel manufactures in Eastern of Thailand. Based on appropriate mix design, the compressive strength as well as elastic modulus of the developed concrete specimen are tested at 14 and 28 days. The obtained results are compared with normal concrete specimen using limestone as coarse aggregate. It is found that the proposed concrete using EAF slag can significantly enhanced the elastic modulus with more cost effective than conventional high strength concrete.

Keywords: High Elastic Modulus Concrete, Rigid Structure, Basalt Aggregate, EAF slag

1. บทนำ

คอนกรีตเทคโนโลยีมีการเปลี่ยนแปลงและพัฒนาอย่างรวดเร็ว นับตั้งแต่การค้นพบและเป็นวัสดุที่ถูกใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างอย่างกว้างขวาง เนื่องจากคอนกรีตมีข้อได้เปรียบหลายประการ เช่น ความสามารถในการหล่อ ความประหยัด ความทนทาน และความสามารถต้านการเคลื่อนตัวของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำ ซึ่งมีความเหมาะสมโดยเฉพาะอย่างยิ่งกับโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษ เช่น เสาตอม่อของโครงการรถไฟความเร็วสูงที่ต้องออกแบบให้เกิดการเคลื่อนตัวที่ต่ำมากภายใต้แรงเบรคและเร่งเครื่องของขบวนรถ หรือผนังรับแรงเฉือนในอาคารสูงชะลูดที่ต้องออกแบบให้มีการเคลื่อนตัวภายใต้แรงลมที่ต่ำกว่าเกณฑ์การใช้งานตามมาตรฐาน เป็นต้น ซึ่งในกรณีดังกล่าวค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Elastic modulus) มีความสำคัญมากกว่ากำลังของคอนกรีต การพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูง จึงจำเป็นเมื่อต้องออกแบบโครงสร้างคอนกรีตที่การเคลื่อนตัวเป็นข้อจำกัดหลักในการออกแบบ

ในช่วงหลายทศวรรษที่ผ่านมา การพัฒนาด้านเทคโนโลยีคอนกรีต มีมาอย่างต่อเนื่องและกว้างขวาง แต่มีแค่ส่วนน้อยที่จะสนใจเรื่องการพัฒนาโมดูลัสยืดหยุ่น แต่ในทางกลับกัน โมดูลัสยืดหยุ่นเป็นคุณสมบัติที่สำคัญมากในโครงสร้างคอนกรีต โดยเฉพาะโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษ จึงมีความจำเป็นอย่างมากที่จะต้องพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูง

คอนกรีตเป็นวัสดุผสมประกอบด้วย มวลรวมซึ่งจะถูกเติมด้วย ซีเมนต์เพสต์ (Cement paste) ในช่องว่างระหว่างมวลรวมเพื่อยึดติดมวลรวมเข้าด้วยกัน มีเนื้อไม่สม่ำเสมอ เปราะ และพฤติกรรมจะแปรผันตามแรงที่มากระทำ ตัวแปรที่ส่งผลสำคัญต่อโมดูลัสยืดหยุ่นคือ เนื้อซีเมนต์ รอยต่อระหว่างซีเมนต์กับมวลรวม และมวลรวม โดยประมาณ 75% ของปริมาตรคอนกรีตเป็นปริมาตรของมวลรวม คุณสมบัติของมวลรวมจึงมีผลกระทบอย่างมากต่อสมรรถนะของคอนกรีต ดังนั้นการพัฒนาคอนกรีตโมดูลัสยืดหยุ่นสูงจึงมักมุ่งเน้นการปรับปรุงสัดส่วนผสม ขนาดและคุณสมบัติของมวลรวมในคอนกรีต

2. ทบทวนวรรณกรรม

2.1 มวลรวมและขนาดคละ

โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุที่ทำมาจากซีเมนต์นั้นมีความซับซ้อนเนื่องจากโครงสร้างในวัสดุไม่ได้เป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อที่จะคาดการณ์พฤติกรรมของคอนกรีตภายใต้แรงกระทำนั้น จะต้องใช้ความเข้าใจผลกระทบจากประเภทมวลรวม ขนาดของมวลรวม และ ปริมาตรของมวลรวม [1] ซึ่งโมดูลัสยืดหยุ่นจะเป็นสัดส่วนโดยตรงของความแข็งเกร็งของแต่ละองค์ประกอบในคอนกรีตและรอยต่อ [2] จากการศึกษา [3] ได้พบว่าคุณสมบัติของหินนั้นจะขึ้นอยู่กับแหล่งหิน แม้กำลังของหินอาจไม่สามารถคาดการณ์ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้หินนั้นเป็นมวลรวมหยาบได้ แต่คุณสมบัติของหินก็มีความสัมพันธ์กับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ได้ และ [4-5] พบว่าประเภทของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดส่งผลอย่างมากต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเมื่อเทียบกับกำลังของคอนกรีตซึ่งเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ถึงแม้จะใช้มวลรวมหยาบที่มีกำลังสูงแต่การวิบัติจะเกิดขึ้นที่รอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบกับมอร์ตาร์ (Mortar) และมวลรวมที่มีความพรุนมากจะส่งผลให้กำลังของคอนกรีตลดลง [6] การศึกษาของ [7] พบว่าการเพิ่มยึดเกาะของมวลรวมในเนื้อซีเมนต์และการลดการแตกร้าวที่รอยต่อทำได้โดยการลดอัตราน้ำต่อซีเมนต์ ทั้งยังลดความพรุนของที่รอยต่ออีกด้วย อิทธิพลของความแข็งของมวลรวมจะพัฒนาโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตอย่างเห็นได้ชัดในคอนกรีตอายุไม่เกิน 14 วันเท่านั้น [8]

ส่วนใหญ่โมดูลัสยืดหยุ่นแบบสถิต (Static elasticity modulus) จากการกดอัดตามแนวแกนปกติ จะกดถึงที่ระดับความเค้นประมาณ 40-50% ของกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่านั้น ซึ่งเป็นระดับที่ความเค้นที่ยังไม่เกิดรอยร้าวขนาดเล็กที่รอยต่อระหว่างเนื้อซีเมนต์และมวลรวม [9] จากการวิจัยของ [10] พบว่าวิธีการอัดแน่นเพื่อพัฒนาสัดส่วนของส่วนผสม เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพอย่างมากในการลดปริมาณซีเมนต์ในส่วนผสม การผลิตซีเมนต์นั้นส่งผลเสียต่อสิ่งแวดล้อม ซึ่งการปรับปรุงการอัดแน่นของมวลรวมจะสามารถลดปริมาณซีเมนต์และช่วยเพิ่มค่าโมดูลัสยืดหยุ่นอีกด้วย โดยช่วยพัฒนากำลังจากการปรังปรุงกระบวนการไฮเดรชั่น (Hydration process) ในคอนกรีต [11] และกำลังของคอนกรีตได้รับอิทธิพลเป็นอย่างมากจากการกระจายขนาดของมวลรวม ซึ่งปัจจัยสำคัญของการอัดแน่นมวลรวมนั้นคือการให้มวลรวมขนาดเล็กเติมเต็มในช่องว่างระหว่างอนุภาคมวลรวมขนาดใหญ่ โดยการใช้ขนาดคละและสัดส่วนที่เหมาะสม [12]

2.2 หินบะซอลต์

หินบะซอลต์เกิดจากการเย็นตัวอย่างรวดเร็วของลาวา (Lava) พบได้ในหลายประเทศทั่วโลก ส่วนใหญ่มีสีดำ ถูกนำมาใช้เป็นมวลรวมในการผลิตคอนกรีต เนื่องจากหินบะซอลต์นั้นมีเนื้อแน่น ทนทานและการดูดซึมน้ำน้อยกว่าหินปูน การใช้หินบะซอลต์ยังช่วยลดความพรุนและการนำความร้อนของคอนกรีตได้ ซึ่งพบว่ากำลังรับแรงอัด กำลังรับแรงดัดและค่าโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of rupture) เพิ่มขึ้นเมื่อใช้หินบะซอลต์เป็นมวลรวมแทนหินปูน ดังนั้นการใช้หินบะซอลต์เป็นมวลรวมแทนหินปูนสามารถเพิ่มคุณสมบัติของคอนกรีตได้ [1] เนื่องจากหินบะซอลต์ช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีตทำให้สามารถลดค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างได้ โดยคอนกรีตยังคงมีคุณสมบัติตามที่ต้องการ [13] และ [14] ได้ใช้หินบะซอลต์เป็นมวลรวมในโครงสร้างเสาคอนกรีต พบว่ากำลังรับแรงอัดของเสาเพิ่มมากขึ้นและการโก่งของเสาลดลงตามสัดส่วนของหินบะซอลต์ที่ใช้แทนหินปูน

2.3 ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า

การใช้วัสดุรีไซเคิลในอุตสาหกรรมการก่อสร้างถือว่าเป็นทางเลือกใหม่และเป็นสิ่งที่น่าสนใจในการลดปัญหาการกำจัดขยะซึ่งส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม [15] งานวิจัยที่ผ่านมาได้แสดงให้เห็นถึงความเป็นไปได้ในการใช้มวลรวมรีไซเคิลจากอุตสาหกรรมโลหะในการผลิตคอนกรีต [16] ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า คือผลพลอยได้จากการผลิตเหล็กมีองค์ประกอบทางเคมีดังตารางที่ 1 ปัจจุบันมีปริมาณเพิ่มขึ้นมากตามการพัฒนาเศรษฐกิจ โดยปกติผู้ผลิตเหล็กต้องเสียค่าใช้จ่ายในการกำจัด ดังนั้นหากสามารถนำตะกรันเหล็กซึ่งมีคุณสมบัติเชิงกลสูงกว่ามวลรวมจากธรรมชาติ มาพัฒนาใช้เป็นวัสดุมวลรวมในการผลิตคอนกรีตได้ก็จะเป็นประโยชน์อย่างมาก [17]

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า [17]

Principal constituents (% by weight)		Element traces (mg/kg)	
CaO	25 - 30	As	< 15
CaO_{free}	0 - 4	Cd	< 30
SiO_2	8 - 18	Cr_{total}	5000 - 20000
Al_2O_3	3 - 10	Cu	< 300
MgO	2 - 9	Hg	< 0.5
Fe_{total}	20 - 30	Ni	< 70
Mn_{total}	2 - 8	Pb	< 90
CaO/SiO_2	1.7 - 4.0	Zn	< 900

ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้ามีคุณสมบัติทางกายภาพ แร่และทางเคมีที่ดี เหมาะสำหรับใช้ในงานวิศวกรรมโยธา คอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กจะมีน้ำหนักมากกว่าคอนกรีตธรรมดา เนื่องจากมีความหนาแน่นและความถ่วงจำเพาะที่มากและมีความพรุนน้อย เนื่องจากตะกรันเหล็กมีคุณสมบัติทางกลที่ดี ทำให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงขึ้นตามไปด้วย ดังนั้นการใช้ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้าเป็นมวลรวมหยาบจึงสามารถเพิ่มคุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตได้ [18] และเมื่อทดสอบที่สภาวะเปียกสลับแห้งพบว่า กำลังลดลงมากกว่าคอนกรีตที่ใช้หินปูนเพียงเล็กน้อย แต่อนุภาคเหล็กที่สึกกร่อนของตะกรันเหล็กจะเคลื่อนย้ายมาอยู่บนพื้นผิวของตัวอย่างคอนกรีต ทำให้มีจุดคราบหลายจุด ซึ่งไม่เหมาะกับโครงสร้างที่ต้องการความสวยงามโดยจะขึ้นอยู่กับความแปรปรวนของความชื้น และจากการประเมินเสถียรภาพภายใต้สภาพแวดล้อมที่เปิดโล่งพบว่าคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กเกิดการขยายตัวมากกว่าคอนกรีตทั่วไปเพียงเล็กน้อย จากการทดสอบความทนทานต่ออุณหภูมิสูงต่ำสลับกันพบว่าคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กได้ผลเหมือนกับคอนกรีตทั่วไปและไม่มีสัญญาณการเกิดรอยแตกร้าว [19] และสามารถต้านทานการซึมผ่านของน้ำภายใต้แรงดันได้ดีมากกว่าคอนกรีตที่ใช้มวลรวมจากธรรมชาติ [20] การศึกษาของ [21] ได้ประเมินการกัดกร่อนของเหล็กเส้นเมื่อฝังอยู่ในคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเตาอาร์คไฟฟ้าและให้อยู่ในสิ่งแวดล้อมใกล้ทะเลเป็นเวลา 1 ปี พบว่าคอนกรีตที่ใช้ตะกรันจากเตาอาร์คไฟฟ้ามีพฤติกรรมเหมือนกับคอนกรีตที่ใช้หินปูน และมีค่าการบดแตก (Aggregate crushing value) ที่ต่ำ [22] แต่ [23] พบว่าคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กจะหดตัวมากกว่าคอนกรีตทั่วไป

การขยายตัวของตะกรันเหล็กนั้นขัดขวางการใช้ตะกรันเหล็กในงานวิศวกรรมโยธา อีกทั้งลดคุณภาพของตะกรัน มีหลายปัจจัยที่ทำให้เกิดอนุภาคอิสระของปูนขาวและแมกนีเซียมโดยเฉพาะกระบวนการการผลิตเหล็กและการเย็นตัวของตะกรันที่อุณหภูมิในเตาหลอม อนุภาคแคลเซียมอิสระและแมกนีเซียมออกไซด์จะส่งผลสำคัญกับความชื้นและการขยายตัวของตะกรันเมื่อได้สัมผัสกับน้ำ แคลเซียมออกไซด์จะขยายตัวขึ้นอย่างรวดเร็วในขณะที่แมกนีเซียมออกไซด์จะต้องมีความชื้นที่ยาวนานมากขึ้นจึงจะเกิดการขยายตัวที่กว้างขึ้นและใช้เวลานาน ขึ้นอยู่กับความเข้มข้นของอนุภาคทั้งสองซึ่งทำให้ประสิทธิภาพและความทนทานของคอนกรีตที่ใช้ตะกรันจากเตาอาร์คไฟฟ้าเป็นวัสดุมวลรวมนั้นลดลง ดังนั้นการดูแลอย่างเช่นการควบคุมสภาพแวดล้อมและฉีดน้ำอย่างน้อย 3 เดือน จะช่วยเพิ่มเสถียรภาพของปริมาตรและจำกัดการขยายตัวของตะกรันได้ โดยทั่วไปหลังจากการ ปรับสภาพนั้นพบว่าอนุภาคปูนขาวอิสระลดลงจนเหลือสัดส่วนน้อยมาก ทำให้สามารถใช้ตะกรันเหล็กได้อย่างปลอดภัยในการผลิตคอนกรีต การทดสอบแสดงให้เห็นว่าแคลเซียมออกไซด์และแมกนีเซียมออกไซด์ ในตะกรันเหล็ก ไม่ได้จำกัดความสามารถด้านความทนทานของคอนกรีตเนื่องจากมีเสถียรภาพในโครงผลึก คอนกรีตตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้าจึงสามารถใช้ในงานก่อสร้างได้อย่างปลอดภัย [24-25]

3. วัสดุและวิธีดำเนินงานวิจัย

3.1 วัสดุและสัดส่วนผสมที่ใช้ในงานวิจัย

การวิจัยจะศึกษาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต จากการใช้หินบะซอลต์ และตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า เป็นวัสดุมวลรวมหยาบเปรียบเทียบกับคอนกรีตทั่วไปที่ใช้หินปูน ตารางที่ 2 แสดงถึงคุณสมบัติของวัสดุมวลรวมหยาบที่จะใช้ในการทดสอบ ทั้งคุณลักษณะทางกายภาพและคุณสมบัติเบื้องต้นของวัสดุ จะเห็นว่าหินปูนและหินบะซอลต์มีค่าความถ่วงจำเพาะและความหนาแน่นที่ใกล้เคียงกัน โดยหินบะซอลต์จะมีค่าสูงกว่าเล็กน้อย แตกต่างจากตะกรันเหล็กที่มีค่าสูงกว่ามากเนื่องจากองค์ประกอบทางเคมีของตะกรันเหล็ก รูปที่ 1 แสดงวัสดุมวลรวมที่ใช้ในการวิจัย ตะกรันเหล็กมีรูปทรงอนุภาคไม่คงที่และผิวค่อนข้างขรุขระแตกต่างจากหินบะซอลต์และหินปูนที่ส่วนใหญ่รูปทรงมีเหลี่ยมมุมและผิวเรียบ ค่าการดูดซึมน้ำของตะกรันเหล็กมีค่าน้อยที่สุด ซึ่งส่งผลดีต่อคุณสมบัติของคอนกรีต โดยในการศึกษาครั้งนี้พบว่าหินบะซอลต์มีค่าการดูดซึมน้ำสูงที่สุด

ตารางที่ 2 คุณสมบัติของมวลรวมหยาบ

Physical properties	EAF Slag	Basalt YL	Basalt SR	Limestone	River sand
Size (mm)	9.5 - 19	9.5 - 25	9.5 - 25	6.3 - 19	< 4.75
Specific gravity	3.43	2.78	2.62	2.7	2.51
Density (kg/m^3)	2101.18	1657.26	1625.49	1621	1664
Water Absorption (%)	0.39	1.33	1.58	0.6	0.72
Shape	Irregular	Angular	Angular	Angular	Roundish

รูปที่ 1 วัสดุมวลรวมที่ใช้ในการวิจัย

ตารางที่ 3 แสดงสัดส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้วัสดุมวลรวมหยาบแต่ละประเภท โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.34 และ 0.38 เพื่อเปรียบเทียบกำลังและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตเมื่อปรับเปลี่ยน

ตารางที่ 3 ส่วนผสมคอนกรีต

Composition	Limestone concretes (LS)	Basalt concretes-YL (BS1)	Basalt concretes-SR (BS2)	EAF concrete (EAF)
Water (L)	181.6	202.9	181.6	181.6
Cement (kg)	534	534	534	534
River sand (kg)	528	538.1	538.1	504.8
Limestone (kg)	1197.5	-	-	-
Basalt YL (kg)	-	1224.3	-	-
Basalt SR (kg)	-	-	1224.3	-
EAF slag (kg)	-	-	-	1552.2
Superplasticizer (%)	0.5	0.5	0.5	0.5
w/c	0.34	0.38	0.34	0.34
Slump (cm)	4.5	16	3.5	6

อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ โดยที่อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.38 จะมี 1 ส่วนผสม และอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.34 จะมี 3 ส่วนผสม ซึ่งจะใช้หินบะซอลต์จากโรงโม่หินในภาคตะวันออกเฉียงเหนือจำนวน 2 แหล่ง ขนาดอนุภาคระหว่าง 9.5 - 25 มม. และใช้ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้าซึ่งได้จากโรงหลอมเหล็กจากภาคตะวันออก ขนาดอนุภาคระหว่าง 9.5 - 19 มม. เป็นวัสดุมวลรวมหยาบหลักเพื่อเปรียบเทียบกับการใช้หินปูน ซึ่งมีขนาดอนุภาคระหว่าง 6.3 - 19 มม. ซึ่งเป็นวัสดุมวลรวมหยาบที่ใช้อยู่ในงานก่อสร้างทั่วไป ส่วนมวลรวมละเอียดจะใช้เป็นทรายแม่น้ำ โดยใช้ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 และเติมสารลดน้ำพิเศษจากโพลีคาร์บอกซิเลท (Polycarboxylate) ปริมาณ 0.5 เปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักปูนซีเมนต์ เพื่อพัฒนาคุณสมบัติทางกลของคอนกรีต ทั้ง 4 ส่วนผสมจะถูกผสมตามมาตรฐาน ASTM C192 และก่อนจะทำการผสม มวลรวมทั้งหมดจะอยู่ในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง (Saturated surface dry) เมื่อผสมเสร็จคอนกรีตสดจะถูกทดสอบหาค่าการยุบตัวตามมาตรฐาน ASTM C143 ก่อนจะนำไปเข้าแบบหล่อ หลังจากนั้น 24 ชม. ตัวอย่างจะถูกถอดแบบและนำไปบ่ม ที่ห้องบ่มซึ่งควบคุมระดับความชื้นที่ 100% จนถึงเวลาที่จะทำการทดสอบ

3.2 การทดสอบขนาดคละที่เหมาะสมของมวลรวมหยาบ

เนื่องจากมวลรวมที่ใช้มีขนาดคละที่ต่างกันดังในตารางที่ 2 การหาขนาดคละที่เหมาะสมนั้นจึงมีความจำเป็น โดยการลดช่องว่างระหว่างมวลรวมหยาบโดยการให้อนุภาคขนาดเล็กเติมในช่องว่างระหว่างอนุภาคขนาดใหญ่ เพื่อลดการใช้ซีเมนต์และปรับปรุงคุณสมบัติของคอนกรีต ทั้งนำไปสู่การลดต้นทุนของการก่อสร้าง การทดลองจึงถูกออกแบบโดยการใช้ถังเหล็กขนาดความจุ 7 ลิตร นำมาใส่มวลรวมหยาบแล้วอัดแน่นโดยการกระทุ้งด้วยแท่งเหล็ก ก่อนจะนำไปชั่งน้ำหนัก เพื่อทดลองหาน้ำหนักมากที่สุดที่มวลรวมหยาบสามารถอัดเข้าไปได้ โดยจะทำการทดลองโดยใช้มวลรวมหยาบ 3 ขนาด คือ ขนาด 9.5 มม. 19 มม. และ 25 มม. โดยจะปรับเปลี่ยนปริมาตรของแต่ละขนาด คละกันโดยเพิ่มลดทีละ 20% ของปริมาตรมวลรวมหยาบ ซึ่งแบบทดลองการคละทั้งหมด 21 แบบ จะถูกทดลอง และแต่ละแบบจะทดลอง 3 ครั้ง

3.3 การทดสอบกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่น

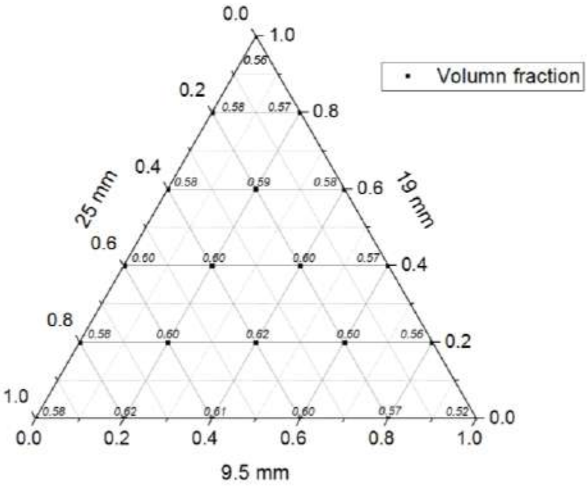
เพื่อที่จะประเมินกำลังและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ตัวอย่างทรงกระบอกขนาด เส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. สูง 30 ซม. จะถูกหล่อโดยใช้ขนาดคละที่อัดแน่นที่สุดที่ได้จากการทดลอง โดยจะหล่อส่วนผสมละ 3 ตัวอย่าง กำลังอัดของคอนกรีตตัวอย่างทรงกระบอกจะหาตามมาตรฐาน ASTM C39 และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต จะหาตามมาตรฐาน ASTM C469 ที่อายุคอนกรีต 14 และ 28 วัน

4. ผลการทดสอบ

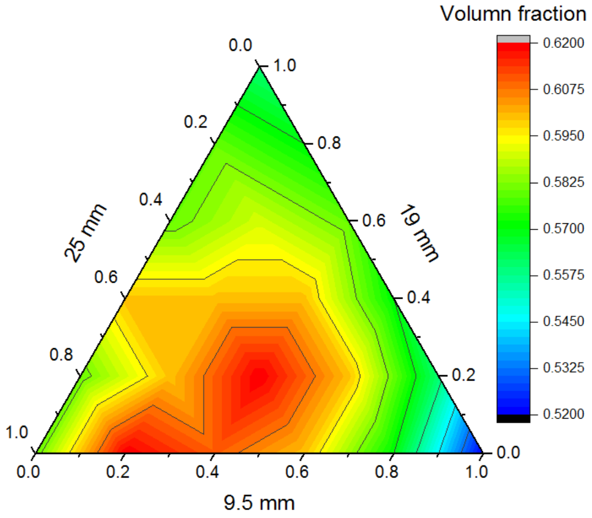
4.1 ขนาดคละของมวลรวมหยาบ

จากการทดลองเพื่อหาขนาดคละที่อัดแน่นที่สุดของมวลรวมหยาบได้ผลดังแสดงในรูปที่ 2 โดยแสดงเป็นสัดส่วนของมวลรวมหยาบต่อปริมาตรทั้งหมด จากการใช้มวลรวมหยาบขนาด 9.5 มม. 19 มม. และ 25 มม. และในรูปที่ 3 คือเส้นแสดงรูปร่างสัดส่วนของมวลรวมหยาบต่อปริมาตรทั้งหมด จะสังเกตเห็นได้ว่าปริมาตรมากที่สุดและน้อยที่สุดของมวลรวมหยาบที่อัดแน่นได้คือ 62% และ 52% ตามลำดับ และเห็นว่าการใช้ขนาดของมวลรวมหยาบเพียงขนาดเดียวไม่ว่าจะเป็นขนาดเล็กหรือใหญ่ส่งผลให้เกิดช่องว่างระหว่างอนุภาคขึ้นมากกว่าการคละขนาด เนื่องจากขาดอนุภาคที่เล็กกว่าไปเติมในช่องว่างระหว่างมวลรวม และผลการทดลองยังแสดงให้เห็นว่าการคละขนาดของมวลรวมหยาบมีอิทธิผลต่อการอัดแน่นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เนื่องจากรูปทรงของอนุภาคมีเหลี่ยมมุมซึ่งสามารถอัดแน่นได้ดีมากกว่าอนุภาคทรงกลมอยู่แล้ว การคละขนาดจึงเห็นผลต่างน้อย

กว่าการใช้อนุภาคทรงกลม และขนาดของอนุภาคที่ใช้ในการวิจัยนั้น มีขนาดใกล้เคียงกันทำให้ไม่มีอนุภาคขนาดเล็กที่จะไปเติมในช่องว่างระหว่างอนุภาคมวลรวมขนาดใหญ่ได้ จากผลการทดลอง การวิจัยนี้จึงจะใช้หินบะซอลต์ขนาด 25 มม. สัดส่วน 60% ขนาด 19 มม. สัดส่วน 10% และขนาด 9.5 มม. สัดส่วน 30% ของปริมาตรมวลรวมหยาบทั้งหมด และใช้ตะกรันเหล็กขนาด 19 มม. สัดส่วน 60% และ 9.5 มม. สัดส่วน 40% ของปริมาตรมวลรวมหยาบทั้งหมด ซึ่งขนาดคละข้างต้นจะให้ค่าการอัดแน่นที่สุดจากการทดลอง

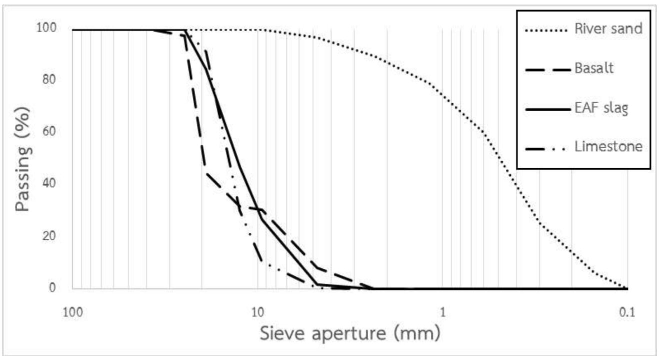


รูปที่ 2 กราฟขนาดคละของปริมาตรวัสดุมวลรวมหยาบ



รูปที่ 3 รูปร่างขนาดคละของปริมาตรวัสดุมวลรวมหยาบ

หลังจากนั้นจึงทำการตรวจสอบขนาดคละของมวลรวมที่ได้ตามมาตรฐาน ASTM C136 ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งขนาดคละของทั้งหินบะซอลต์และตะกรันเหล็กจะถูกปรับปรุงจากการทดลองอีกเล็กน้อย เพื่อลดปริมาณซีเมนต์ที่ต้องการใช้ในส่วนผสมให้ดียิ่งขึ้น



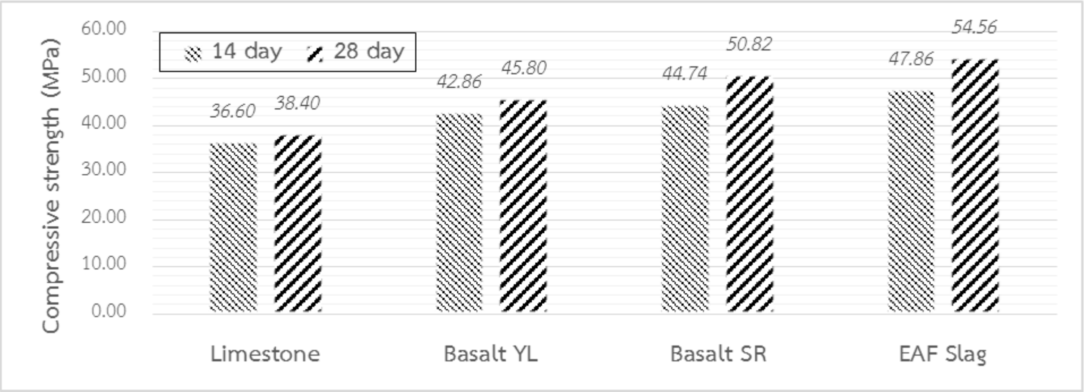
รูปที่ 4 ขนาดคละของมวลรวม

4.2 กำลังอัดของคอนกรีต

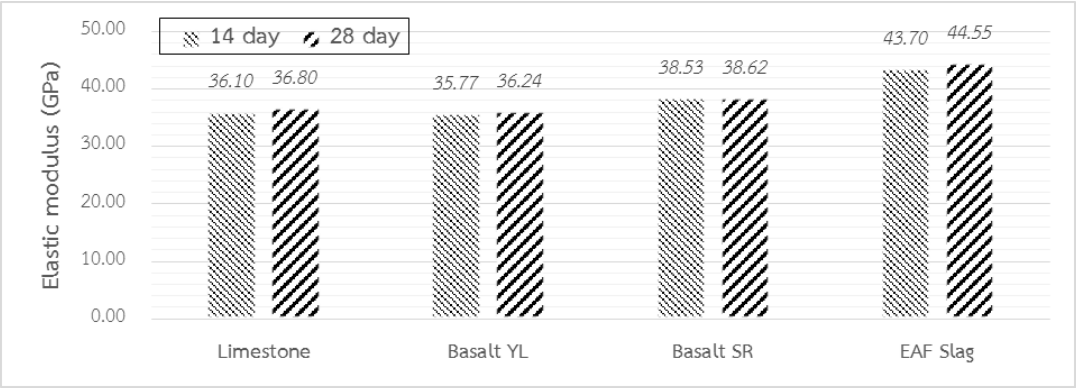
ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตในการใช้มวลรวมหยาบแต่ละประเภทแสดงในรูปที่ 5 พบว่าประเภทของมวลรวมหยาบมีอิทธิพลต่อทั้งกำลังอัดของคอนกรีตที่ 14 และ 28 วัน อย่างมีนัยสำคัญ จะสังเกตได้ว่าคอนกรีตที่ใช้หินบะซอลต์และตะกรันเหล็กเป็นวัสดุมวลรวมหยาบ มีค่ากำลังอัดที่สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้หินปูนอย่างเห็นได้ชัด โดยมีส่วนผสมของมอร์ตาร์เหมือนกัน เนื่องจากคุณสมบัติทางกลของหินบะซอลต์และตะกรันเหล็กมีความถ่วงจำเพาะและความหนาแน่นที่ดีกว่าหินปูน โดยเฉพาะตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้าที่มีค่าความถ่วงจำเพาะสูงถึง 3.43 และมีหน่วยน้ำหนักอัดแน่นถึง 2,101 kg/m^3 ซึ่งสูงกว่าวัสดุมวลรวมจากธรรมชาติอย่างชัดเจน จึงส่งผลให้คอนกรีตมีความแข็งแรงมากขึ้นตามไปด้วย คอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กเป็นวัสดุมวลรวมหยาบมีค่ากำลังอัดสูงที่สุด ถึง 54.6 MPa ที่อายุคอนกรีต 28 วัน แต่จะส่งผลให้คอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กมีหน่วยน้ำหนักมากขึ้นเป็น 2,855 kg/m^3 รองลงมาคือหินบะซอลต์ซึ่งจะมีกำลังอัดสูงสุดประมาณ 50.8 MPa และน้อยที่สุดคือคอนกรีตที่ใช้หินปูนเป็นวัสดุมวลรวมหยาบ ซึ่งได้กำลังอัดของคอนกรีตเพียง 38.4 MPa เท่านั้น

4.3 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ผลการทดสอบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตดังรูปที่ 6 บ่งชี้ว่าการเปลี่ยนประเภทของมวลรวมส่งผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตด้วยเช่นกัน โดยค่าโมดูลัสจากคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กเป็นวัสดุมวลรวมหยาบให้ค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบประเภทอื่น ซึ่งใช้ส่วนผสมของมอร์ตาร์เดียวกัน โดยมีค่าโมดูลัสสูงถึง 44.6 GPa และพบว่าคอนกรีตที่ใช้หินปูนให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่น้อยที่สุดเท่ากับ 36.8 GPa เนื่องจากตะกรันเหล็กมีค่าความถ่วงจำเพาะและหน่วยน้ำหนักที่สูงกว่ามวลรวมจากธรรมชาติมาก และผิวของตะกรันเหล็กมีความหยาบและขรุขระจึงช่วยเพิ่มแรงยึดเกาะที่รอยต่อระหว่างมวลรวมหยาบและเนื้อซีเมนต์ ซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญในการเพิ่มโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต สำหรับคอนกรีตที่ใช้หินบะซอลต์ พบว่ามีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นประมาณ 38.6 GPa ซึ่งสูงกว่าคอนกรีตจากหินปูนเพียงเล็กน้อย และยังพบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ 28 วันมีค่าเพิ่มขึ้นจาก 14 วันเพียงเล็กน้อยเท่านั้น ในทุกประเภทของมวลรวม



รูปที่ 5 กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้วัสดุมวลรวมหยาบประเภท หินปูน หินบะซอลต์ และตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า ตามลำดับ



รูปที่ 6 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้วัสดุมวลรวมหยาบประเภท หินปูน หินบะซอลต์ และตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้า ตามลำดับ

5. สรุปผลการวิจัย

จากผลการทดลองบ่งชี้ว่าการคละขนาดของมวลรวมสามารถช่วยเพิ่มการอัดแน่นของมวลรวมได้ แต่จะเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเท่านั้นเมื่อขนาดของมวลรวมใกล้เคียงกัน และอิทธิพลของประเภทมวลรวมส่งผลทั้งกำลังและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต ทั้งคอนกรีตอายุ 14 วัน และ 28 วัน โดยกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กจากเตาอาร์คไฟฟ้ามีค่าสูงที่สุดถึง 54.6 MPa เนื่องจากมีหน่วยน้ำหนักและคุณสมบัติของมวลรวมที่ดีกว่ามวลรวมจากธรรมชาติ ส่วนคอนกรีตที่ใช้หินบะซอลต์เป็นวัสดุมวลรวมหยาบให้กำลังคอนกรีตที่สูงรองลงมาประมาณ 50.8 MPa และคอนกรีตทั่วไปที่ใช้หินปูนมีกำลังที่น้อยที่สุดเพียง 38.40 MPa เท่านั้น คิดเป็นการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมชนิดหินปูนด้วยหินบะซอลต์และตะกรันเหล็กเท่ากับ 32.34% และ 42.1% ตามลำดับ ส่วนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเหล็กเป็นวัสดุมวลรวมหยาบให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงที่สุดถึง 44.6 GPa เนื่องจากผิวของตะกรันที่ขรุขระช่วยปรับปรุงกำลังระหว่างรอยต่อของมวลรวมและเนื้อซีเมนต์ให้ดีขึ้น ซึ่งมากกว่าคอนกรีตทั่วไปที่ใช้หินปูนเป็นวัสดุมวลรวมที่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเพียง 36.8 GPa ซึ่งคิดเป็นสัดส่วนที่เพิ่มขึ้นประมาณ 20% ส่วนคอนกรีตที่ใช้หินบะซอลต์เป็นวัสดุมวลรวมหยาบมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 38.62 GPa ซึ่งสูงกว่าคอนกรีตทั่วไปที่ใช้หินปูนเพียงเล็กน้อย และเมื่อนำผลกำลังของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบ มาหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากสมการที่นำเสนอโดยมาตรฐานของ American Concrete Institute (ACI) และเปรียบเทียบกับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ จึงพบว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากการทดสอบมากกว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากสมการของ ACI ประมาณ 13.34% และ 10.17% ที่คอนกรีตอายุ 14 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ

จากผลการศึกษาข้างต้น แสดงให้ว่ามีความเป็นไปได้อย่างยิ่งที่จะพัฒนาคอนกรีตให้มีคุณสมบัติโมดูลัสยืดหยุ่นที่ดีขึ้น โดยการเลือกใช้ประเภทของมวลรวมหยาบที่เหมาะสม และออกแบบให้มีขนาดคละที่เหลือช่องว่างน้อย คอนกรีตที่ได้อาจมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงกว่าปกติมากกว่าร้อยละ 20 โดยมีค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้นอีกเพียงเล็กน้อย (ประหยัดกว่าการใช้คอนกรีตที่กำลังสูงขึ้น) อันเป็นประโยชน์ในการประยุกต์ใช้กับงานโครงสร้างแข็งเกร็งพิเศษได้อย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] Al-Baijat, H. M. (2008). The use of basalt aggregates in concrete mixes in Jordan. *Jordan Journal of Civil Engineering*, *2*(1), 63-70.

[2] Alexander MG, Mindess S. (2005). Aggregates in concrete. Abingdon: Taylor & Frances, Oxon

[3] Piasta, W., Góra, J., & Budzyński, W. (2017). Stress-strain relationships and modulus of elasticity of rocks and of ordinary and high performance concretes. *Construction and Building Materials*, *153*, 728-739.

[4] Fan, T. (2017). *Development of high modulus concrete for tall buildings* (Doctoral dissertation).

[5] Beshr, H., Almusallam, A. A., & Maslehuddin, M. (2003). Effect of coarse aggregate quality on the mechanical properties of high strength concrete. *Construction and* Building Materials, 17(2), 97-103.

[6] Zhou, F. P., Lydon, F. D., & Barr, B. I. G. (1995). Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete. *Cement and concrete research*, *25*(1), 177-186.

[7] Fic, S., & Szeląg, M. (2015). Analysis of the development of cluster cracks caused by elevated temperatures in cement paste. *Construction and Building Materials*, *83*, 223-229.

[8] Beushausen, H., & Dittmer, T. (2015). The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete. *Construction and Building Materials*, *74*, 132-139.

[9] ASTM, A. (2010). C469/C469M-10 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.

[10] de Grazia, M. T., Sanchez, L. F., Romano, R. C., & Pileggi, R. G. (2019). Investigation of the use of continuous particle packing models (PPMs) on the fresh and hardened properties of low-cement concrete (LCC) systems. *Construction and Building Materials*, *195*, 524-536.

[11] Klein, N. S., Lenz, L. A., & Mazer, W. (2020). Influence of the granular skeleton packing density on the static elastic modulus of conventional concretes. *Construction and Building Materials*, *242*, 118086.

[12] Haque, M. B., Tuhin, I. A., & MSS, F. (2012). Effect of aggregate size distribution on concrete compressive strength. *SUST journal of science and technology*, *19*(5), 35-39.

[13] Kishore, I. S., Mounika, L., Prasad, C. M., & Krishna, B. H. (2015). Experimental study on the use of basalt aggregate in concrete mixes. *SSRG International Journal of Civil Engineering*, *2*(4), 37-40.

[14] Al-Baijat, H., & Benedetti, A. (2013). Comparison between Composite Column Using Limestone and Basalt Concrete.

[15] Oikonomou, N. D. (2005). Recycled concrete aggregates. *Cement and concrete composites*, *27*(2), 315-318.

[16] Pellegrino, C., Cavagnis, P., Faleschini, F., & Brunelli, K. (2013). Properties of concretes with black/oxidizing electric arc furnace slag aggregate. *Cement and Concrete Composites*, *37*, 232-240.

[17] Hekal, E. E., Abo-El-Enein, S. A., El-Korashy, S. A., Megahed, G. M., & El-Sayed, T. M. (2013). Hydration characteristics of Portland cement–Electric arc furnace slag blends. *HBRC Journal*, *9*(2), 118-124.

[18] Faleschini, F., Brunelli, K., Zanini, M. A., Dabala, M., & Pellegrino, C. (2016). Electric arc furnace slag as coarse recycled aggregate for concrete production. *Journal of Sustainable Metallurgy*, *2*(1), 44-50.

[19] González-Ortega, M. A., Cavalaro, S. H. P., de Sensale, G. R., & Aguado, A. (2019). Durability of concrete with electric arc furnace slag aggregate. *Construction and Building Materials*, *217*, 543-556.

[20] Santamaría, A., Orbe, A., San José, J. T., & González, J. J. (2018). A study on the durability of structural concrete incorporating electric steelmaking slags. *Construction and Building Materials*, *161*, 94-111.

[21] Sezer, G. İ., & Gülderen, M. (2015). Usage of steel slag in concrete as fine and/or coarse aggregate.

[22] BSI, B. (1990). 812-110 Testing aggregates-Methods for determination of aggregate crushing value (ACV).

[23] Coppola, L., Buoso, A., Coffetti, D., Kara, P., & Lorenzi, S. (2016). Electric arc furnace granulated slag for sustainable concrete. *Construction and Building Materials*, *123*, 115-119.

[24] Pellegrino, C., & Gaddo, V. (2009). Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate. *Cement and Concrete Composites*, *31*(9), 663-671.

[25] Pellegrino, C., Cavagnis, P., Faleschini, F., & Brunelli, K. (2013). Properties of concretes with black/oxidizing electric arc furnace slag aggregate. *Cement and Concrete Composites*, *37*, 232-240.

อิทธิพลของอัตราส่วนการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ต่อคุณสมบัติของคอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง

Effect of Replacement of Fine Aggregate with HDPE Recycled Plastic Particles on Fresh Properties of Self-Compacting Concrete

นันทชัย ชูศิลป์[1,*] จุฑามาศ ลักษณะกิจ[2] และ อรุณ ลูกจันทร์[3]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย จ.สงขลา
**Corresponding author; E-mail address: nuntachai_chusilp@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาผลของการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ต่อสมบัติของคอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง อัตราส่วนการแทนที่ที่ใช้ในการศึกษานี้เท่ากับร้อยละ 0 5 10 และ 15 โดยน้ำหนักของมวลรวมละเอียด ค่า W/C เท่ากับ 0.4 แบ่งเป็นปริมาณซีเมนต์ 660 kg/m^3 และ 560 kg/m^3 ทดสอบการเสียรูปโดยใช้ค่าการไหลแผ่ Slump flow การแยกตัวโดย V-funnel การไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน L-box และ J-ring พบว่าที่การแทนที่ร้อยละ 5 การไหลแผ่สูงขึ้นและสูงกว่าอัตราส่วนผสมควบคุมประมาณร้อยละ 4-6 แต่เมื่อเพิ่มการแทนที่มากกว่าร้อยละ 5 การไหลแผ่ลดลงประมาณร้อยละ 15-30 ของอัตราส่วนควบคุม ค่าการแยกตัวของทุกอัตราส่วนผสมสูงกว่าเกณฑ์อย่างมากและแปรผันตามการเพิ่มของร้อยละการแทนที่ ซึ่งบ่งชี้ชัดว่าอัตราส่วนผสมของการศึกษานี้หนืดมากจึงมีแนวโน้มสูงที่จะทำให้มวลรวมเกิดการแยกตัวขณะเท สำหรับการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอนของอัตราส่วนผสมที่มีปริมาณซีเมนต์ 660 kg/m^3 มีแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงไม่ชัดเจน ขณะที่ค่าของอัตราส่วนผสมที่มีปริมาณซีเมนต์ 560 kg/m^3 มีแนวโน้มลดลงชัดเจน โดยที่การแทนที่มากกว่าร้อยละ 5 มีค่าการไหลผ่าน L-box ลดลงประมาณร้อยละ 67-76 ของอัตราส่วนควบคุม สรุปได้ว่าการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิลร้อยละ 5 ทำให้คอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเองมีสมบัติการไหลแผ่ การไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน L-box และ J-ring ไม่แตกต่างจากเกณฑ์ที่ยอมรับได้ตามมาตรฐาน ASTM และ EFNARC

คำสำคัญ: คอนกรีตไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง, พลาสติก HDPE, พลาสติกรีไซเคิล, สมบัติของคอนกรีตสด

Abstract

This is study aims to investigate the effect of the replacement of fine aggregate with HDPE recycled plastic on fresh properties of self-compacting concrete (SCC). Four levels of HDPE recycled plastic were replaced (0%, 5%, 10%, and 15%) by weight of fine aggregate, by using water-cement (W/C) ratio at 0.4 including 660 kg/m^3 and 560 kg/m^3 of cement. The deformation test using slump flow, segregation test using V-funnel, and ability of passing though steel bar using L-box and J-ring were conducted. It was found that the slump flow values of 5% of replacement increased and higher than that of the control about 4-6 percent. Whereas the exceed 5% of replacement was produced, the reducing of slump flow values were occurred by 15-30 percent comparing with the controls. Segregation of all mixes presented exceedingly values of typical requirements for SCC and varied by the increasing of replacement. These indicated that all mixes of this study had very thick viscosity and consequently segregated when pouring. For the ability of passing though steel bars of L-box and J-ring test, the mixes with 660 kg/m^3 showed an unidentified trend. Further, the mixes with 560 kg/m^3 presented the remarkable decreasing trend. The mixes with exceed 5% of replacement were observed with 67-76 percent reducing compared to the controls. The five percent replacement of fine aggregate with HDPE recycled plastic seem to have acceptable values of slump flow and ability of passing through obstruction of L-box and J-ring according to the requirements of ASTM and EFNARC.

Keywords: Self-compacting concrete, HDPE, Recycled plastic, Fresh properties

1. บทนำ

ขยะพลาสติกเป็นปัญหาที่ท้าทายอย่างมากในประเทศไทยและทุกภูมิภาคทั่วโลก เพราะส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมทั้งบนแผ่นดินและในมหาสมุทร กรมควบคุมมลพิษรายงานว่าในปี พ.ศ. 2561 เกิดขยะมูลฝอย

ทั้งหมด 27 ล้านตัน เป็นขยะพลาสติกประมาณ 2 ล้านตัน นำเข้าระบบรีไซเคิลประมาณ 0.5 ล้านตัน ส่วนที่เหลือเป็นขยะตกค้างอีก 1.5 ล้านตัน รอการจัดการอย่างถูกวิธี [1]

การวิจัยด้านการนำขยะพลาสติกมาใช้ในผลิตภัณฑ์ที่เกี่ยวกับงานก่อสร้างได้รับความสนใจอย่างมากเนื่องจากสามารถทดแทนมวลรวมได้ ช่วยลดการใช้มวลรวมจากแหล่งทรัพยากรธรรมชาติได้อีกทางหนึ่ง จากการวิจัยพบว่าขยะพลาสติกประเภทโพลีโพรพิลีน (Polypropylene plastic, PP) เมื่อนำมาผ่านกระบวนการรีไซเคิลแล้วผสมกับคอนกรีตในลักษณะเส้นใยเสริมกำลังช่วยให้สมบัติเชิงกลของคอนกรีตดีขึ้น [2-4] ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาอิทธิพลของการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยพลาสติกรีไซเคิลประเภทโพลีเอททิลีนความหนาแน่นสูง (High density polyethylene) หรือ HDPE ต่อสมบัติของคอนกรีตสดไหลอัดแน่นด้วยตัวเอง (Self-compacting concrete, SCC) ได้แก่ การไหลเสียรูป การแยกตัว และการไหลผ่านสิ่งกีดขวาง

2. การทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในการวิจัย

(1) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (Ordinary Portland Cement, OPC) ซึ่งมีสมบัติตามเกณฑ์มาตรฐาน ASTM C150 [5]

(2) มวลรวมหยาบ มวลรวมละเอียด และเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE มวลรวมหยาบที่ใช้เป็นส่วนผสมของคอนกรีตในงานวิจัยนี้ใช้หินย่อยมีขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 3/4 นิ้ว มีค่าความถ่วงจำเพาะ 2.76 ค่าร้อยละการดูดซึมน้ำ 0.70 และค่าร้อยละความชื้น 1.01 ขณะที่มวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำที่ร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ค่าโมดูลัสความละเอียด 2.72 มีค่าความถ่วงจำเพาะ 2.67 ค่าร้อยละการดูดซึมน้ำ 1.80 และค่าร้อยละความชื้น 1.02 สำหรับเม็ดพลาสติกรีไซเคิลที่ใช้แทนที่มวลรวมละเอียด ได้จากการนำขยะพลาสติกประเภท HDPE ที่ใช้แล้วมาบดเป็นชิ้นเล็ก ๆ แล้วหลอมเป็นเม็ดพลาสติกเกรดสองหรือพลาสติกรีไซเคิลมีขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 2.36 mm มีค่าความถ่วงจำเพาะ 0.496 ค่าร้อยละความชื้น 1.01 และไม่มีค่าร้อยละการดูดซึมน้ำ

(3) สารเคมีผสมเพิ่มคือ High range water reducing superplasticisers ตามมาตรฐาน BS-EN 934-2 [6] ใช้ในปริมาณร้อยละ 6 โดยน้ำหนักซีเมนต์

(4) น้ำที่ผสมคอนกรีตใช้น้ำประปา

2.2 วิธีการวิจัย

2.2.1 อัตราส่วนผสม

งานวิจัยนี้ได้ออกแบบให้เป็นคอนกรีตไหล SCC โดยทุกอัตราส่วนผสมมีค่า W/C เท่ากับ 0.4 ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 เป็นวัสดุประสานในปริมาณ 660 kg/m^3 และ 560 kg/m^3 การแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE (P) (ดังรูปที่ 1) ที่อัตราส่วนร้อยละ 0 5 10 และ 15 โดยน้ำหนักของมวลรวมละเอียด ใช้สารเคมีผสมเพิ่มประเภท High range water reducing superplasticisers (SP) แทนด้วยสัญลักษณ์ SCC1-P_SP และ SCC2-P_SP ตามลำดับ อัตราส่วนผสมของคอนกรีตแสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 1 เม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ที่ใช้ในการวิจัย

ตารางที่ 1 อัตราส่วนผสมคอนกรีตไหลอัดแน่นด้วยตัวเองผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล

อัตราส่วนผสม	W/C	ปูนซีเมนต์ (kg/m^3)	เม็ดพลาสติกรีไซเคิล %	เม็ดพลาสติกรีไซเคิล (kg/m^3)	ทราย (kg/m^3)	หิน (kg/m^3)	น้ำ (kg/m^3)	SP (kg/m^3)
SCC1-P0-SP*	0.4	660	0	0	976	561	264	3.36
SCC1-P5-SP	0.4	660	5	49	928	561	264	3.36
SCC1-P10-SP	0.4	660	10	98	879	561	264	3.36
SCC1-P15-SP	0.4	660	15	147	830	561	264	3.36
SCC2-P0-SP*	0.4	560	0	0	977	561	224	3.96
SCC2-P5-SP	0.4	560	5	49	928	561	224	3.96
SCC2-P10-SP	0.4	560	10	98	879	561	224	3.96
SCC2-P15-SP	0.4	560	15	147	830	561	224	3.96

* อัตราส่วนผสมควบคุม

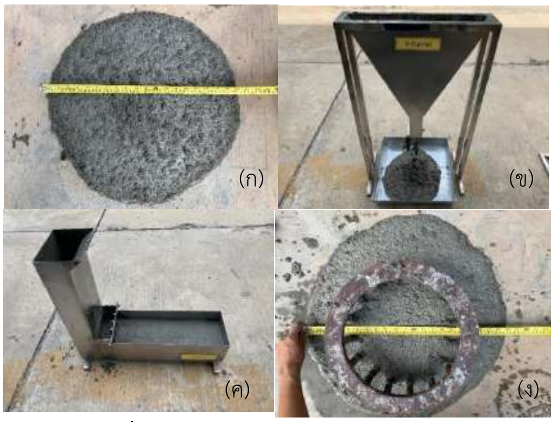
2.2.2 การทดสอบสมบัติของคอนกรีตสด SCC ประกอบด้วย 4 การทดสอบ แต่ละการทดสอบทำซ้ำอัตราส่วนผสมละ 3 ตัวอย่าง แล้วนำค่าที่ได้มาเฉลี่ย มีรายละเอียดดังนี้

(1) การทดสอบการเสียรูป (Deformability test) หรือการทดสอบการไหลแผ่แบบอิสระ (Slump flow test) ตามมาตรฐาน ASTM C1611 [7] เป็นการทดสอบเพื่อประเมินความสามารถในการไหลเข้าแบบ โดยเติมคอนกรีตสดลงในกรวย Abram cone จนเต็มแล้วปล่อยให้คอนกรีตไหลจนแน่นด้วยตัวเองโดยไม่ต้องกระทุ้ง จากนั้นยกกรวยขึ้นในแนวดิ่ง คอนกรีตจะไหลแผ่โดยอิสระ วัดเส้นผ่านศูนย์กลางใน 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกัน เพื่อนำมาหาค่าเฉลี่ยของการไหลแผ่สูงสุด ดังรูปที่ 2 (ก) ค่าการไหลแผ่อิสระที่ยอมรับได้อยู่ในช่วง 480-680 mm

(2) การทดสอบการแยกตัว (V-funnel test) ตามมาตรฐาน EFNARC [8] โดยเติมคอนกรีตสดจนเต็มกล่องรูปตัววีแล้วทิ้งไว้ 5 นาที เพื่อปล่อยให้คอนกรีตสดไหลจนแน่นด้วยตัวเอง จากนั้นเปิดช่องด้านล่างให้คอนกรีตไหลตามแรงโน้มถ่วงอย่างอิสระ จับเวลาที่คอนกรีตไหลออกจนหมดกล่อง ดังรูปที่ 1 (ข) ตามมาตรฐานในหมวด BS-EN 12350-9 กำหนดความสามารถในการแยกตัวของคอนกรีต SCC ที่ยอมรับได้ต้องใช้เวลาในการไหลประมาณ 6-12 วินาที

(3) การทดสอบไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน (L-box test) ตามมาตรฐาน EFNARC [8] ดังรูปที่ 2 (ค) โดยเติมคอนกรีตสดจนเต็มกล่องที่อยู่ในแนวดิ่ง จากนั้นเปิดแผ่นกั้นเพื่อปล่อยให้คอนกรีตสดไหลด้วยแรงโน้มถ่วงผ่านสิ่งกีดขวางไปตามกล่องที่อยู่ในแนวนอน วัดความสูงของคอนกรีตด้านที่ติดกับแผงสิ่งกีดขวาง (H1) และด้านปลายกล่องในแนวนอน (H2) ตามมาตรฐานในหมวด BS-EN 12350-10 คอนกรีต SCC ที่ไหลเข้าแบบได้ดีจะมีสัดส่วนของ H2 และ H1 (H2/H1) อยู่ระหว่าง 0.8-1.0

(4) การการทดสอบการไหลผ่านสิ่งกีดขวาง (J-ring test) ตามมาตรฐาน ASTM C1621 M-17 [9] ทำการทดสอบเช่นเดียวกับการทดสอบการเสียรูปโดยเติมคอนกรีตสดลงในกรวยที่วางอยู่ในวงแหวนเหล็กที่มีเหล็กซี่อยู่โดยรอบ เมื่อเต็มแล้วให้ยกกรวยออกปล่อยให้คอนกรีตไหลผ่านซี่เหล็กที่กีดขวางอยู่จนหยุด วัดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2 ทิศทางที่ตั้งฉากกันเพื่อนำมาเฉลี่ยหาค่าการไหลแผ่ผ่านสิ่งกีดขวางสูงสุด ดังรูปที่ 2 (ง)

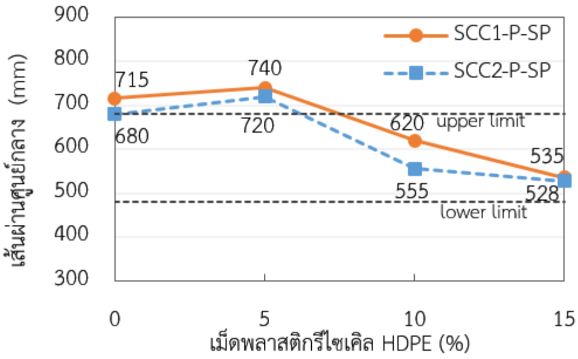


รูปที่ 2 การทดสอบสมบัติของคอนกรีตสด SCC

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

3.1 การไหลแผ่ (Slump flow test)

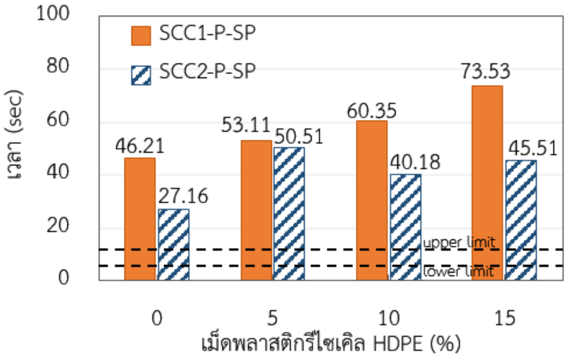
จากรูปที่ 3 แสดงการไหลแผ่ของคอนกรีต SCC ผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE พบว่าเมื่อร้อยละของการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE เท่ากับ 0 5 10 และ 15 การไหลแผ่ของคอนกรีตสด SCC1-P-SP (ซีเมนต์ 660 kg/m^3) มีค่าเท่ากับ 715 mm 740 mm 620 mm และ 535 mm และ SCC2-P-SP (ซีเมนต์ 560 kg/m^3) มีค่าเท่ากับ 680 mm 720 mm 555 mm และ 528 mm ตามลำดับ การไหลแผ่ของอัตราส่วนผสมควบคุม SCC1-P0-SP และที่ผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ร้อยละ 5 (SCC1-P5-SP และ SCC2-P5-SP) มีค่าสูงกว่าเกณฑ์เล็กน้อย ขณะที่อัตราส่วนที่เหลือมีค่าอยู่ในเกณฑ์และมีค่าต่ำกว่าอัตราส่วนผสมควบคุมประมาณร้อยละ 15-30 ทั้งนี้เมื่อเพิ่มปริมาณเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE มากกว่าร้อยละ 5 การไหลแผ่ของคอนกรีตสด SCC ลงอย่างต่อเนื่องและอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ของ ASTM C1611 [7] นั้นแสดงให้เห็นว่าปริมาณซีเมนต์ไม่มีผลต่อการเสียรูปของคอนกรีตสด SCC อย่างมีนัยสำคัญ



รูปที่ 3 การไหลแผ่ Slump flow

3.2 การแยกตัว (V-funnel test)

ผลการทดสอบการแยกตัวโดยชุดทดสอบ V-funnel แสดงในรูปที่ 4 คอนกรีตสด SCC ผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ทุกอัตราส่วนใช้เวลาในการไหลผ่านชุดทดสอบ V-funnel นานกว่าเกณฑ์ BS-EN 12350-9 ซึ่งกำหนดไว้ 6-12 sec ซึ่งชี้ชัดว่าอัตราส่วนผสมของการศึกษานี้หนืดหรือเหนียวมาก การแยกตัวของอัตราส่วนผสม SCC1-P-SP (ซีเมนต์ 660 kg/m^3) ที่การแทนที่ร้อยละ 5 10 และ 15 มีค่าสูงกว่าอัตราส่วนผสมควบคุม (SCC-P0-SP) ประมาณร้อยละ 15 30 และ 60 ตามลำดับ ขณะที่อัตราส่วนผสม SCC2-P-SP (ซีเมนต์ 560 kg/m^3) เมื่อร้อยของการแทนที่เท่ากับ 5 ใช้เวลาในการไหลสูงสุดเท่ากับ 50.51 sec รองลงมาคือร้อยละ 15 และ 10 ใช้เวลา 40.18 sec และ 45.57 sec ตามลำดับ แสดงให้เห็นว่าการเพิ่มปริมาณซีเมนต์และเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ส่งผลให้คอนกรีตหนืดหรือเหนียวมากจึงใช้เวลานานในการไหลผ่านชุดทดสอบมีแนวโน้มสูงที่มวลรวมจะแยกตัวในระหว่างเทคอนกรีตจึงอาจไม่เหมาะสมกับหน้างานจริง

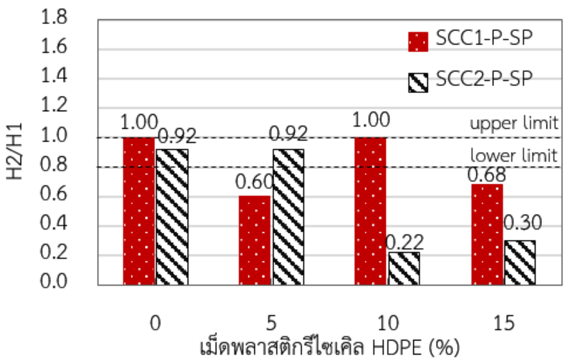


รูปที่ 4 ความสามารถในการแยกตัว V-funnel

3.3 การไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน (L-box)

รูปที่ 5 แสดงการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอนของคอนกรีต SCC ผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE โดยวิธี L-box พบว่าค่า H2/H1 ของอัตราส่วนผสม SCC1-P-SP (ซีเมนต์ 660 kg/m^3) มีค่าเพิ่ม-ลด สลับไปมาที่การแทนที่ร้อยละ 0 5 10 และ 15 มีค่าเท่ากับ 1.00 0.60 1.00 และ 0.68 ขณะที่อัตราส่วน SCC2-P-SP (ซีเมนต์ 560 kg/m^3) ค่า H2/H1 มี

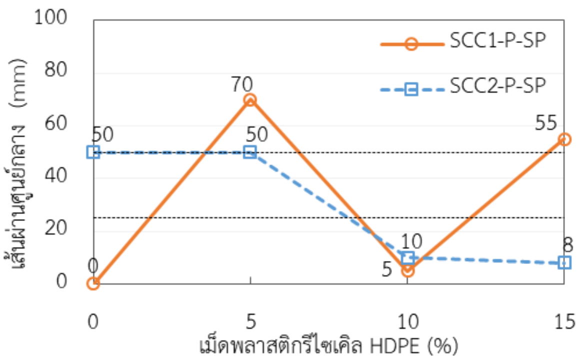
แนวโน้มลดลงตามการเพิ่มขึ้นของร้อยละการแทนที่ที่ 0 5 10 และ 15 โดยมีค่าเท่ากับ 0.92 0.92 0.22 และ 0.30 ตามลำดับ ซึ่งทั้ง 2 กลุ่มมีค่าต่ำกว่าอัตราส่วนผสมควบคุม (SCC1-P0-SP และ SCC2-P0-SP) เห็นได้ชัดว่าค่า H2/H1 ของอัตราส่วนผสม SCC2_P5_SP และ SCC1_P10_SP เป็นไปตามเกณฑ์ BS-EN 12350-10 ซึ่งกำหนดไว้ 0.80-1.00 สำหรับอัตราส่วนผสมที่เหลือค่า H2/H1 มีค่าต่ำกว่าเกณฑ์แสดงว่าอัตราส่วนผสมเหล่านั้นมีความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในระดับต่ำ เพราะการแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE หรือเส้นใยอาจส่งผลกระทบในทางลบทำให้ค่าความหนืดของคอนกรีตสูงขึ้นจึงทำให้ความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวางลดลง ซึ่งคล้ายกับในงานวิจัยของ [3] ที่พบว่าการแทนที่ด้วยเส้นใยสังเคราะห์จากพลาสติก Polypropylene ทำให้คอนกรีตมีความหนืดเพิ่มขึ้น และการศึกษาของ [10] ที่สรุปไว้ว่าความสามารถในการเทได้ของคอนกรีตลดลงเมื่อผสมเส้นใยสังเคราะห์จากพลาสติกรีไซเคิลประเภท Polypropylene ในปริมาณที่สูงขึ้น



รูปที่ 5 การไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน L-box

3.4 การไหลผ่านสิ่งกีดขวาง (J-ring)

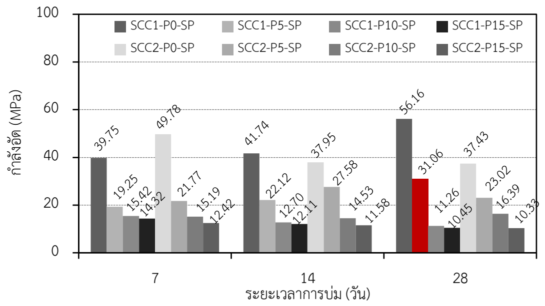
ผลการทดสอบการไหลผ่านสิ่งกีดขวางโดยวิธี J-ring แสดงในรูปที่ 6 พบว่าเมื่อร้อยละของการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติก HDPE เท่ากับ 0 5 10 และ 15 การไหลผ่านสิ่งกีดขวาง J-ring ของอัตราส่วนผสม SCC1-P-SP (ซีเมนต์ 660 kg/m^3) มีค่าเท่ากับ 0 70 10 และ 55 มิลลิเมตร สำหรับอัตราส่วน SCC2-P-SP (ซีเมนต์ 560 kg/m^3) มีค่าเท่ากับ 50 50 5 และ 8 มิลลิเมตร ตามลำดับ ค่าการไหลผ่านสิ่งกีดขวาง J-ring ของอัตราส่วนผสม SCC1-P-SP มีค่าสูงกว่าอัตราส่วนผสมควบคุมและมีความแปรปรวนสูงในทางกลับกันค่า ของอัตราส่วนผสม SCC2-P-SP มีค่าลดลงตามการเพิ่มขึ้นของร้อยละการแทนที่ของเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE และมีค่าต่ำกว่าอัตราส่วนผสมควบคุมคิดประมาณ 5 เท่า อัตราส่วนผสม SCC1-P0-SP SCC1-P5-SP SCC2-P10-SP และ SCC1-P15-SP จัดอยู่ ประเภทไม่เกิดการกีดขวางของการไหล (0-25 มิลลิเมตร) สำหรับอัตราส่วนผสมที่เหลือจัดเป็นคอนกรีต SCC ประเภทเกิดการกีดขวางของการไหลในระดับเล็กน้อย (25-50 มิลลิเมตร) และระดับสูง (> 50 มิลลิเมตร)



รูปที่ 5 การไหลผ่านสิ่งกีดขวาง J-ring

3.5 กำลังอัดของคอนกรีต SCC ผสมเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE

จากรูปที่ 6 พบว่า กำลังอัดของคอนกรีตไหลอัดแน่นด้วยตัวเองแบบ SCC1 และ SCC 2 ที่ระยะเวลาการบ่ม 7 14 และ 28 วัน มีกำลังอัดลดลงตามการเพิ่มขึ้นของปริมาณเม็ดพลาสติกรีไซเคิล เมื่อพิจารณาการพัฒนากำลังอัดเห็นได้ชัดว่าคอนกรีตที่มีเม็ดพลาสติกรีไซเคิลร้อยละ 5 แบบผสมซีเมนต์ 660 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร (SCC1-P5-SP) มีการพัฒนากำลังอัดจากอายุการบ่ม 7 วัน ถึง 28 วัน ได้สูงสุดจาก 19.25 MPa เป็น 31.06 MPa คิดเป็นร้อยละ 44.69 ของอัตราส่วนผสมควบคุม SCC1 หรือร้อยละ 80 ของอัตราส่วนผสมควบคุมของ SCC2 ซึ่งมีค่า 37.43 MPa เพียงร้อยละ 20



รูปที่ 6 กำลังอัดของคอนกรีต SCC

4. สรุปผลการวิจัย

(1) การแทนที่มวลรวมละเอียดด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ในคอนกรีต SCC ทำให้การเสียรูปลดลง ที่การแทนที่ร้อยละ 10 และ 15 มีค่าการเสียรูปอยู่ในเกณฑ์ 480-680 มิลลิเมตร แต่การแทนที่ร้อยละ 5 มีค่าสูงกว่าเกณฑ์ ทั้งนี้ปริมาณซีเมนต์ไม่มีผลต่อการเสียรูปของคอนกรีต SCC

(2) ความสามารถในการแยกตัวของคอนกรีต SCC เพิ่มขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของร้อยละการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE เพราะการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ส่งผลทางลบทำให้คอนกรีต SCC เหนียวขึ้นมีแนวโน้มสูงที่จะแยกตัวในขณะเทคอนกรีต

(3) ความสามารถในการไหลผ่านสิ่งกีดขวางในแนวนอน L-box ของของคอนกรีต SCC ไม่มีแนวโน้มที่ชัดเจน ส่วนใหญ่มีค่าลดลงเมื่อร้อยละของการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE สูงขึ้น

(4) ความสามารถในการไหลแผ่กีดขวาง J-ring ของคอนกรีต SCC ค่อนข้างแปรปรวน ส่วนใหญ่มีค่าสูงขึ้นเมื่อร้อยละของการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE สูงขึ้น ที่การแทนที่ร้อยละ 10 และ 15 จัดอยู่ในกลุ่มเกิดการกีดขวางของการไหลในระดับเล็กน้อย

(5) กำลังอัดของคอนกรีต SCC มีค่าลดขึ้นเมื่อร้อยละของการแทนที่ด้วยเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE สูงขึ้น ที่การแทนที่ร้อยละ 5 และมีปริมาณซีเมนต์ 660 kg/m^3 (SCC1-P5-SP) มีกำลังอัดลดลงน้อยสุด จึงเป็นอัตราการแทนที่ของเม็ดพลาสติกรีไซเคิล HDPE ที่เหมาะสมที่สุด

5. กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย สำหรับโครงการทุนวิจัยงบประมาณเงินรายได้ ประจำปีงบประมาณ 2562 ที่ได้สนับสนุนทุนสำหรับงานวิจัยในครั้งนี้ จนงานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

6. เอกสารอ้างอิง

[1] กรมควบคุมมลพิษ (2561). สรุปสถานการณ์มลพิษของประเทศไทย ปี 2561. หจก.ส.มงคลการพิมพ์.

[2] Al-Hadithi, A.I. and Hilal, N.N. (2016). The possibility of enhancing some properties of self-compacting concrete by adding waste plastic fibers. *Journal of Building Engineering*, 8, pp. 20-28.

[3] Ghernouti, Y., Rabehi, B., Bouziani, T., Ghezraoui, H. and Makhloufi, A. (2015). Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing plastic bag waste fibers (WFSCC). *Construction and Building Materials*, 82, pp. 89–100.

[4] Yang, S., Yue, X., Liu, X. and Tong, Y. (2015). Properties of self-compacting lightweight concrete containing recycled plastic particles. *Construction and Building Materials*, 84, pp. 444-453.

[5] ASTM International. (2019). ASTM C150 Standard Specification for Portland Cement. Philadelphia.

[6] British Standard. (2001). BS-EN 934 Admixtures for concrete, mortar and grout.

[7] ASTM International. (2011). ASTM C1611 Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete. Philadelphia.

[8] The European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems (EFNARC). (2005). The European Guidelines for Self-Compacting Concrete.

[9] ASTM International. (2011). ASTM C1621 M-17 Standard Test Method for Passing Ability of Self-Consolidating Concrete by J-Ring.

[10] Salih, S.A. and AL-Azaawee, M.E. (2005). Effect of Polypropylene Fibers on Properties of Mortar Containing Crushed Brick as Aggregate. *Engineering and Technology Journal*, 26, pp. 1508-1513.

ลักษณะการยึดเกาะของจีโอโพลิเมอร์เพสต์กับมวลรวมละเอียดต่างชนิดกัน
Interfacial transition zone between geopolymer paste and several fine aggregates

ธวัชชัย โทอินทร์[1,*] แสงสุรีย์ พังแดง[2] สุบรร ผลกะสิ[3] สมหมาย สงบาง[4] และ สิทธิศักดิ์ อันทะผาลา[5]

[1,3,4,5] สาขาวิชาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น จ.ขอนแก่น

[2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนครพนม จ.นครพนม

**Corresponding author; E-mail address: tawatchai.to@rmuti.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษาโครงสร้างทางจุลภาคของการยึดเกาะกันระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และผิวของมวลรวมเป็นสิ่งที่สำคัญ ไม่ว่าจะเป็นการยึดเกาะระหว่างเพสต์กับมวลรวมละเอียดหรือมวลรวมหยาบล้วนส่งผลต่อความสามารถในการรับแรงได้ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์หรือจีโอโพลิเมอร์คอนกรีต ในการทดสอบความสามารถในการยึดเกาะของจีโอโพลิเมอร์เพสต์กับมวลรวมครั้งนี้ ได้ทำการรวบรวมลักษณะการยึดเกาะกันระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และมวลรวมละเอียดที่ต่างชนิดกัน ได้แก่ ทรายแม่น้ำ เศษคอนกรีตรีไซเคิล เศษหินปูนย่อย และเศษแก้ว โดยทำการตรวจสอบรอยต่อระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และผิวมวลรวมละเอียดด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเลคตรอนแบบส่องกราด (Scanning Electron Micro Scope) จากการตรวจสอบพบว่า จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่มีทรายแม่น้ำเป็นส่วนผสมให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด เนื่องจากการยึดเกาะกันระหว่างมวลรวมละเอียดและจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีความทึบแน่นซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจสอบด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเลคตรอนแบบส่องกราด

คำสำคัญ: จีโอโพลิเมอร์, วัสดุรีไซเคิล, โครงสร้างทางจุลภาค, แรงยึดเหนี่ยวที่ผิวมวลรวม

Abstract

The study of the adhesion between geopolymer paste and the surface of aggregates, whether the adhesion between the paste and the fine or coarse aggregate is important and affects the compressive strength of geopolymer mortar or geopolymer concrete. In this test, the adhesion ability of geopolymer paste with total adhesion characteristics between geopolymer paste and different types of fine aggregates fragments, including river sand, recycled concrete, crushed limestone and crushed container glass by investigated the joints between geopolymer paste and fine aggregates surfaces using Scanning Electron Micro Scope. From the investigation, it was found that geopolymer mortar with river sand as the mixture, providing the highest compressive strength. Because the adhesion between the fine aggregate and geopolymer paste is dense, which is consistent with the results of scanning electron microscopy.

Keywords: Geopolymer, Recycled aggregates, Microstructure, Interfacial transition zone

1. คำนำ

วัสดุจีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุประสานชนิดใหม่ที่สามารถใช้เป็นวัสดุทางเลือกสำหรับงานก่อสร้างได้ ไม่ว่าจะเป็นงานผนังธรรมดา ผนังมวลเบา งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น คาน เสา พื้นจีโอโพลิเมอร์ ทั้งนี้เนื่องจากประโยชน์ของวัสดุจีโอโพลิเมอร์ที่สามารถให้กำลัง ความทนทาน และขึ้นรูปตามแบบหล่อได้เช่นเดียวกันกับวัสดุซีเมนต์ แต่วัสดุจีโอโพลิเมอร์สามารถลดการปล่อยก๊าซเรือนกระจกสาเหตุของสภาวะโลกร้อนได้ วัสดุจีโอโพลิเมอร์ได้วัสดุตั้งต้นจากกระบวนการผลิต (By-product) ที่มีองค์ประกอบหลักเป็นอสัญฐานของซิลิกาและอลูมินา เช่นเถ้าลอย ตะกรันถลุงเหล็ก ทำปฏิกิริยากับสารละลายด่าง เช่น สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ สารละลายโปตัสเซียมไฮดรอกไซด์ เป็นต้น ได้วัสดุประสานที่เป็นผลจากปฏิกิริยาโพลิเมอร์ไรเซชัน [1] ยึดเหนี่ยวกับมวลรวม ในขณะที่วัสดุประสานประเภทซีเมนต์เป็นผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน เห็นได้ชัดเจนว่าความสามารถในการยึดเกาะของเพสต์กับมวลรวมมีความสำคัญต่อความแข็งแรงและความทนทานของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตและคอนกรีตธรรมดา ในการศึกษาความสามารถในการยึดเกาะระหว่างเพสต์และมวลรวมนั้น โดยทั่วไปมีการศึกษาในระดับโครงสร้างทางจุลภาคในบริเวณที่เรียกว่า Interfacial transition zone หรือ ITZ วัสดุจีโอโพลิเมอร์มีการศึกษาการยึดเหนี่ยวบริเวณ ITZ ไม่มากนัก เช่นมีการศึกษาเปรียบเทียบการยึดเหนี่ยวระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และมวลรวมที่เป็นหินปูนย่อยและหินแกรนิต พบว่ามีการสะสมของแคลเซียมไฮดรอกไซด์บริเวณ ITZ ที่มีความพรุน [2] ความแข็งแรงของจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตเพิ่มขึ้นเมื่อความทึบแน่น (Densed) ของจีโอโพลิเมอร์เจลบริเวณ ITZ เพิ่มขึ้น [3] และการที่บริเวณ ITZ ไม่ถูกทำลายทำให้จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตมีความแข็งแรงเช่นเดียวกัน [4, 5] อย่างไรก็ตามสำหรับจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตพรุนความแข็งแรงไม่ได้

ขึ้นตรงต่อการยึดเหนี่ยวบริเวณ ITZ โดยเฉพาะอย่างยิ่งมวลรวมที่เป็นเศษคอนกรีตเนื่องจากการแตกร้าวทะลุผ่านเนื้อมวลรวมไม่ได้แตกร้าวตามแนวของผิวมวลรวม [6]

มวลรวมในงานคอนกรีตเป็นส่วนผสมที่สำคัญที่มีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักได้ของคอนกรีตตลอดจนความสามารถในการต้านทานการเปลี่ยแปลงรูปร่างเนื่องจากอุณหภูมิ [7] ในขณะที่มวลรวมธรรมชาติมีความเสี่ยงต่อการขาดแคลน การแทนที่มวลรวมธรรมชาติด้วยวัสดุเหลือทิ้งหรือแม้กระทั่งขยะที่เกิดจากงานก่อสร้างเป็นสิ่งที่ถูกศึกษาอย่างกว้างขวางทั้งใช้แทนที่ในมวลรวมบางส่วนและใช้เป็นมวลรวมทั้งจำนวน จากผลการศึกษาดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าการนำวัสดุเหลือทิ้งหรือขยะจากงานก่อสร้างสามารถทำให้จีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์และจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตมีคุณสมบัติที่ดีได้ [8-10]

ดังนั้นงานวิจัยนี้มุ่งเน้นทำการศึกษาความแข็งแรงของจีโอโพลิเมอร์มอร์ตาร์ที่มีละเอียดธรรมชาติ ได้แก่ทรายแม่น้ำ เปรียบเทียบกับจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่มีมวลรวมละเอียดจากเศษวัสดุก่อสร้างต่างชนิดกันได้แก่เศษคอนกรีตย่อยและเศษหินปูนย่อย เนื่องจากเศษวัสดุเหล่านี้เป็นสิ่งที่เกิดขึ้นในปริมาณมากในกระบวนการก่อสร้าง และมวลรวมละเอียดที่เป็นเศษขวดแก้วย่อย เนื่องจากเศษแก้วมีความแกร่งและมีองค์ประกอบหลักเป็นซิลิกาเช่นเดียวกับทรายแม่น้ำ โดยใช้ผลการศึกษาจากการวิเคราะห์ด้วยภาพถ่ายจากกล้องจุลทรรศน์อิเลคตรอนแบบส่องกราด (Scanning electron microscope, SEM)

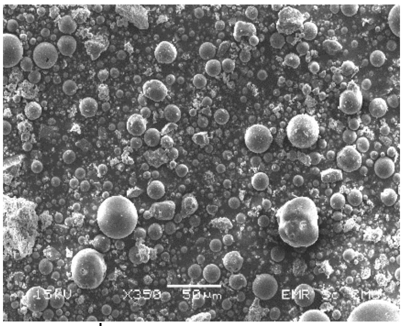
2. วัสดุและการทดสอบ

2.1 วัสดุ

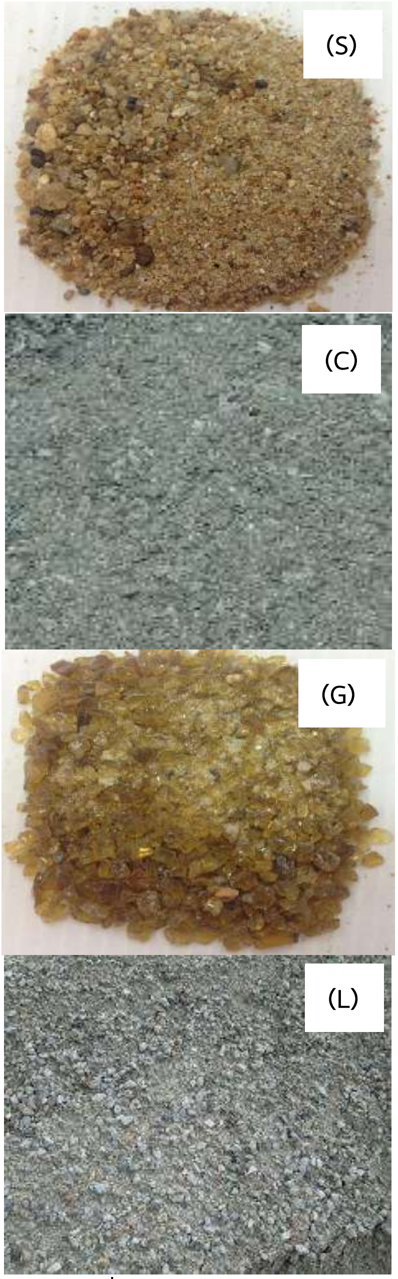
เถ้าลอย (Fly ash, FA) เป็นเถ้าลอยประเภทแคลเซียมสูง แสดงดังตารางที่ 1 ลักษณะค่อนข้างกลม จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จ.ลำปาง ขนาดอนุภาคเฉลี่ย 45 ไมครอน แสดงดังรูปที่ 1 และใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เข้มข้น 10 โมลาร์ เป็นสารชะละลายซิลิกาและอลูมินาในเถ้าลอยร่วมกับสารละลายโซเดียมซิลิเกต ส่วนมวลรวมละเอียดใช้เป็นทรายแม่น้ำ (S) และวัสดุรีไซเคิล ได้แก่การย่อยเศษคอนกรีตรีไซเคิล (C), เศษขวดแก้ว (G), และ เศษหินปูนย่อย (L) ดังรูปที่ 2 ให้มีค่าโมดูลัสความละเอียด (Fineness modulus, FM) ใกล้เคียงกัน (FM=2.82 โดยประมาณ) โดยควบคุมการกระจายตัวให้อยู่ภายใต้เงื่อนไข ASTM C33 [11] ดังรูปที่ 3

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอย

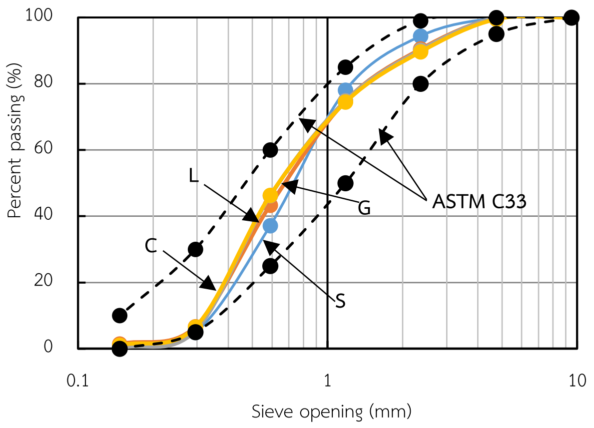
องค์ประกอบ	ปริมาณ (%wt.)	องค์ประกอบ	ปริมาณ (%wt.)
SiO2	35.86	Fe_2O_3	17.31
Al_2O_3	15.05	SO_3	5.94
MgO	2.34	P_2O_5	0.30
CaO	17.16	TiO_2	-
Na_2O	1.58	BaO	0.17
K_2O	3.12	LOI	0.10



รูปที่ 1 ลักษณะของอนุภาคเถ้าลอย



รูปที่ 2 ลักษณะของมวลรวมละเอียด



รูปที่ 3 การกระจายตัวของมวลรวมละเอียด

2.2 การทดสอบ

2.2.1 การเตรียมตัวอย่าง

ตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สามารถเตรียมได้จากสัดส่วนผสมแสดงดังตารางที่ 2 โดยคงที่อัตราส่วนสารละลายด่างต่อเถ้าลอยและอัตราส่วนสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ต่อสารละลายโซเดียมซิลิเกต เท่ากับ 1.00 และ 0.50 ตามลำดับ และอัตราส่วนเถ้าลอยต่อมวลรวมละเอียดเท่ากับ 1:2.75 ตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สดได้จากการผสมเถ้าลอยและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เป็นเวลา 5 นาที เติมมวลรวมละเอียดที่อยู่ในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้งผสมให้เข้ากันเป็นเวลา 2 นาที หลังจากนั้นเติมสารละลายโซเดียมซิลิเกตและผสมต่อเนื่องจนกระทั่งครบ 10 นาที นำจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์สดที่ได้บรรจุลงแบบหล่อรูปทรงลูกบาศก์ขนาด 5x5x5 เซนติเมตร ปล่อยไว้ที่อุณหภูมิ 25-28 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 1 ชั่วโมง หลังจากนั้นห่อแบบหล่อด้วยแผ่นพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นและนำเข้าตู้อบร้อนอุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 48 ชั่วโมง แกะแบบหล่อแล้วหุ้มตัวอย่างด้วยแผ่นพลาสติกอีกครั้งแล้วเก็บตัวอย่างในห้องควบคุมอุณหภูมิ 23-25 องศาเซลเซียส และความชื้นสัมพัทธ์เท่ากับ 50% จนกระทั่งอายุครบ 28 วัน

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์**

ตัวอย่าง	ปริมาณ (กรัม)						
	FA	NH	NS	S	C	G	L
Control	250	156.25	93.75	687.5			
MC	250	156.25	93.75		687.5		
MG	250	156.25	93.75			687.5	
ML	250	156.25	93.75				687.5

*** อัตราส่วนสารละลายต่อเถ้าลอยเท่ากับ 1.00 และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอไซด์ เท่ากับ 0.60*

2.2.2 กำลังรับแรงอัด

การทดสอบความสามารถในการรับแรงอัดของตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C109 [12]

2.2.3 การตรวจสอบโครงสร้างทางจุลภาค

การตรวจสอบโครงสร้างทางจุลภาคของตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ดำเนินการโดยใช้การวิเคราะห์ภาพถ่ายด้วยกล้องจุลทรรศอิเลคตรอนแบบส่องกราด (Scanning electron microscope, SEM)

3. ผลและวิเคราะห์ผลการทดสอบ

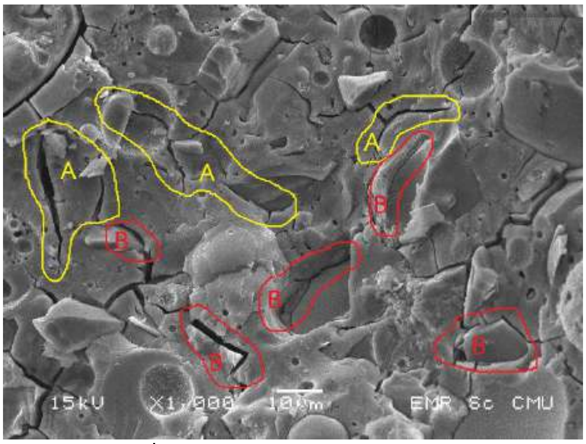
จากการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่มีมวลรวมละเอียดต่างกัน พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วัน มีค่าสูงสุดเท่ากับ 48 เมกะปาสคาล และค่าต่ำสุดเท่ากับ 36 เมกะปาสคาล ได้แก่ ตัวอย่าง Control และ MG ตามลำดับ แสดงดังตารางที่ 3 เนื่องจากลักษณะของเศษขวดแก้วย่อยมีความเรียบและลื่นทำให้การยึดเกาะของจีโอโพลิเมอร์เพสต์และเศษขวดแก้วย่อยไม่ดีส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าต่ำที่สุด ในขณะที่ตัวอย่าง MC และ ML มีค่ากำลังรับแรงอัดใกล้เคียงกันอย่างมีนัยสำคัญ โดยมีค่าเท่ากับ 43 และ 41 เมกะปาสคาล ตามลำดับ ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากมวลรวมละเอียดทั้ง 2 ชนิด มีผิวที่ค่อนข้างขรุขระมากกว่าเศษขวดแก้วย่อยทำให้มีการยึดเกาะกันระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และผิวมวลรวมละเอียดได้ดีและจากลักษณะทางกายภาพพบว่าเศษคอนกรีตมีพื้นผิวมากกว่าเศษหินปูนย่อย นอกจากนั้นอาจจะเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันขึ้นอีกครั้งจากเศษมอร์ต้าร์เก่าที่เกาะบนผิวหินปูนย่อยเดิมกับน้ำที่มีอยู่ในสารละลายทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดของตัวอย่าง MC มีค่ามากกว่า ML

ตารางที่ 3 กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ ที่อายุ **28** วัน

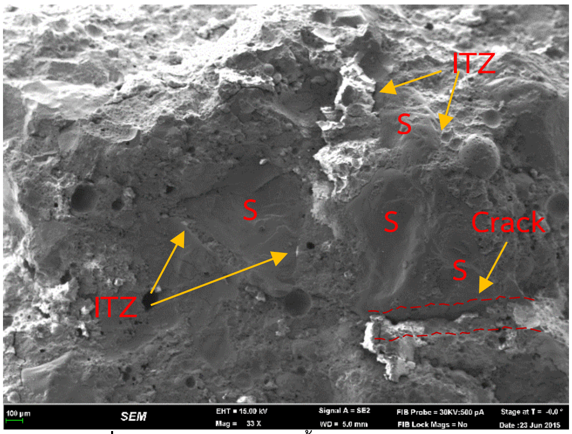
ตัวอย่าง	กำลังรับแรงอัด (เมกะปาสคาล)	ร้อยละ**	แตกต่าง**
Control	48	100	0
MC	43	89.58	-10.42
MG	36	75.00	-25
ML	41	85.42	-14.58

***เมื่อเปรียบเทียบกับ Control*

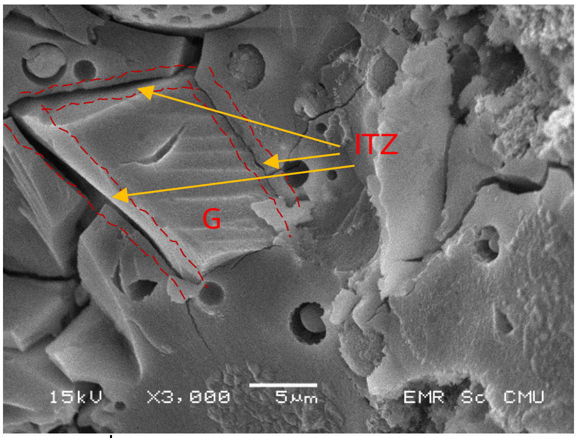
นำตัวอย่างที่ผ่านการทดสอบค่ากำลังรับแรงอัดทำการวิเคราะห์โครงสร้างทางจุลภาคเบื้องต้นบริเวณรอยต่อระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และผิวของมวลรวมละเอียด (Interfacial transition zone, ITZ) ด้วยวิธี SEM พบว่าการแตกร้าวของตัวอย่างแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะ ได้แก่ การแตกร้าวที่จีโอโพลิเมอร์เพสต์ (A) และการแตกร้าวที่บริเวณ ITZ (B) ดังแสดงในรูปที่ 4 พบว่าการแตกร้าวของตัวอย่างจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ทั้งหมดเกิดขึ้นทั้งสองลักษณะ โดยการแตกร้าวของ control พบได้น้อยที่สุด ดังรูปที่ 5 ในขณะที่ MC, ML และ MG มีปริมาณรอยแตกร้าวเพิ่มขึ้นตามลำดับ สอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงอัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งรอยร้าวบริเวณ ITZ ของ MG ลักษณะของการหลุดร่อนที่เป็นตลอดทั้งผิวของเศษขวดแก้วย่อย ดังรูปที่ 6 แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าจีโอโพลิเมอร์เพสต์ไม่สามารถยึดเกาะกับมวลรวมละเอียดที่เป็นเศษขวดแก้วได้ ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงอัดมีค่าต่ำที่สุด



รูปที่ 4 การแตกร้าวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์



รูปที่ 5 ITZ ระหว่างทรายแม่น้ำและจีโอโพลิเมอร์เพสต์



รูปที่ 6 ITZ ระหว่างเศษขวดแก้วและจีโอโพลิเมอร์เพสต์

สำหรับ MC และ ML พบว่าการแตกร้าวที่เกิดขึ้นเป็นลักษณะเดียวกันกับ Control แต่มีปริมาณรอยแตกร้าวบริเวณ ITZ มากกว่า มีความเป็นไปได้ว่าเศษมอร์ต้าร์เก่าจากคอนกรีตเก่ามีความไม่แข็งแรงแม้จะมีพื้นที่ผิวมากแต่อาจเกิดการแตกและหลุดร่อนออกจากหินปูนย่อยเดิมทำให้มีการเพิ่มขึ้นของส่วนละเอียดที่ไม่แข็งแรงจากเศษมอร์ต้าร์เก่าที่มีความพรุน ในขณะที่ ML การแตกร้าวบริเวณ ITZ เป็นผลจากการเกิดช่องว่างใต้แผ่นของเศษหินปูนย่อยเนื่องจากมีน้ำตกค้างใต้มวลรวมรวมที่มีลักษณะเป็นแผ่นแบนจำนวนมาก

4. สรุปผลการทดสอบ

จากการศึกษาผลของการยึดเหนี่ยวระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และมวลรวมละเอียดต่างชนิดกัน สามารถสรุปผลการวิจัยได้ดังนี้

- ค่ากำลังรับแรงอัดที่เพิ่มขึ้นของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ขึ้นอยู่กับการเพิ่มขึ้นของพื้นที่ผิวสัมผัสของมวลรวมรวมและการยึดเหนี่ยวบริเวณ Interfacial transition zone ที่แข็งแรง
- ปริมาณการแตกร้าวที่ Interfacial transition zone เป็นสิ่งที่แสดงให้เห็นถึงความแข็งแรงของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์
- ความแข็งแรงของเนื้อจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีความแข็งแรงมากกว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างจีโอโพลิเมอร์เพสต์และผิวมวลรวมละเอียด
- เศษคอนกรีตย่อย เศษขวดแก้วย่อยและเศษหินปูนย่อย สามารถใช้เป็นมวลรวมละเอียดในการผลิตจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น และศูนย์วิจัยและฝึกอบรมระบบขนส่งทางราง คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J., ed. *Proceedings of the World Congress Geopolymer*. 2005: Saint Quentin, France 69-73.

[2] Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J., and Jalali, S. (2007). Investigations about the effect of aggregates on strength and microstructure of geopolymeric mine waste mud binders. *Cement and Concrete Research*. 37(6): pp. 933-941.

[3] Wang, Q. and Gu, W.W. (2009). Advances in research on nanotechnology for enhancing the absorption of poorly water-soluble drugs. *Pharmaceutical Care and Research*. 9(1): pp. 48-51.

[4] Embong, R., Kusbiantoro, A., Shafiq, N., and Nuruddin, M.F. (2016). Strength and microstructural properties of fly ash based geopolymer concrete containing high-calcium and water-absorptive aggregate. *Journal of Cleaner Production*. 112: pp. 816-822.

[5] Lee, W.K.W. and van Deventer, J.S.J. (2004). The interface between natural siliceous aggregates and geopolymers. *Cement and Concrete Research*. 34(2): pp. 195-206.

[6] Sata, V., Wongsa, A., and Chindaprasirt, P. (2013). Properties of pervious geopolymer concrete using recycled aggregates. *Construction and Building Materials*. 42: pp. 33-39.

[7] Neville, A. M. (2011). *Properties of concrete* Pearson Education Limited, pp.

[8] Mesgari, S., Akbarnezhad, A., and Xiao, J.Z. (2020). Recycled geopolymer aggregates as coarse aggregates for Portland cement concrete and geopolymer concrete: Effects on mechanical properties. *Construction and Building Materials*. 236: pp. 117571.

[9] Nuaklong, P., Sata, V., and Chindaprasirt, P. (2018). Properties of metakaolin-high calcium fly ash geopolymer concrete containing recycled aggregate from crushed concrete specimens. *Construction and Building Materials*. 161: pp. 365-373.

[10] Xie, J., Wang, J., Rao, R., Wang, C., and Fang, C. (2019). Effects of combined usage of GGBS and fly ash on workability and mechanical properties of alkali activated geopolymer concrete with recycled aggregate. *Composites Part B: Engineering*. 164: pp. 179-190.

[11] ASTM C33 / C33M-18. (2018). *Standard Specification for Concrete Aggregates*, ASTM InternationalWest Conshohocken, PA.

[12] ASTM C109 / C109M-20a. (2020). *Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*, ASTM International: West Conshohocken, PA.

การศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล

A Study of Water Permeability on Porous Concrete Using Recycled Coarse Aggregates

กมล ตรีผอง[1*] รณกร เทพวงษ์[2]

[1]นักศึกษาปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา จ.นครปฐม
[2]อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ วิทยาเขตศาลายา จ.นครปฐม
*Corresponding author Email: kamon.tre@rmutr.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล จากการนำเศษวัสดุคอนกรีตเก่าเหลือทิ้งมาใช้เป็นมวลรวมหยาบในงานคอนกรีตพรุนแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ โดยการนำคอนกรีตเก่า(ลูกปูน) มาย่อยและคัดแยกขนาดเดียว (Single Grade) ได้มวลรวมหยาบรีไซเคิล 3 ขนาด ได้แก่ หินขนาด 1/2 นิ้ว, 3/8 นิ้ว และหินที่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 4 ใช้ปริมาณซีเมนต์เพสต์ร้อยละ 10, 15 และ 20 โดยปริมาตร ที่อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ (W/C Ratio) เท่ากับ 0.30 หล่อเป็นก้อนตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร ความสูง 20 เซนติเมตร ผลการทดสอบพบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตขึ้นอยู่กับขนาดหินและปริมาณซีเมนต์เพสต์ โดยคอนกรีตพรุนจะมีกำลังรับแรงอัดอยู่ในช่วงระหว่าง 23-95 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งเป็นผลมาจากช่องว่างในมวลรวมหยาบของหินขนาดเดียวกัน อีกทั้งมีเพสต์เก่าและมอร์ตาร์เกาะติดอยู่ จึงทำให้ต้องใช้ปริมาณซีเมนต์เพสต์เคลือบผิวมากขึ้นและการดูดซึมน้ำเพิ่มมากขึ้นด้วย แต่มีช่องว่างของอัตราส่วนโพรงที่ดีซึ่งอยู่ในช่วงร้อยละ 25 - 37 ทำให้มีค่าการซึมผ่านน้ำได้มาก โดยมวลรวมหยาบรีไซเคิลขนาด 1/2 นิ้ว มีค่าการซึมผ่านน้ำได้มากที่สุดเท่ากับ 0.989 เซนติเมตรต่อวินาที ที่ปริมาณซีเมนต์เพสต์เท่ากัน

คำสำคัญ: คอนกรีตพรุน, มวลรวมหยาบรีไซเคิล, การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุน, กำลังอัด

Abstract

This paper presents the study of the leftover concrete for recycling by being an ingredient in the porous concrete instead of natural mineral aggregate tested in physical and mechanical properties by subdividing the leftover concrete and grading to 3 sizes; the rock which was left on a sieve 1/2 inches, 3/8 inches and number 4. The ingredient which was suitable for compressive strength and the water permeability of the porous concrete was determined by using cement paste 10, 15 and 20 percent capacity and the water cement ratio (W/C Ratio) of 0.30 was used for making an example cylindrical block with a diameter of 10 x 20 centimeter. The results showed that the compressive strength of recycled porous concrete depends on the stone size and the amount of cement paste. The recycled porous concrete will have compressive strength in the range of 23-95 kg/square cm. It is the result of the gaps in the coarse aggregate of rocks of the same size, including the old paste and mortar. Therefore, it has to require a large amount of coated cement paste and increased water absorption but there is a gap between the good cavity ratio in the range of 25 - 37 percent. As a result in a large value of water permeability the recycled coarse aggregate size 1/2 inch, which has the highest value equal to 0.989 cm/s, with the same amount of cement paste.

Keywords: porous concrete, recycled coarse aggregate, water permeability of porous concrete, compressive strength

1. บทนำ

ปัจจุบันประเทศไทยกำลังเผชิญกับวิกฤตปัญหา ในเรื่องการบริหารจัดการน้ำเป็นอย่างมาก โดยมีสาเหตุอันเนื่องมาจาก การเพิ่มขึ้นของจำนวนประชากรและการขยายตัวของสิ่งก่อสร้างในเขตเมือง ส่งผลต่อการไหลซึมผ่านของน้ำจากชั้นผิวดินไปยังชั้นใต้ดินในทางอุทกวิทยา ซึ่งทำให้ทิศทางและปริมาณการไหลของน้ำเปลี่ยนแปลงไป โดยเฉพาะเมื่อเวลาเกิดพายุฝนตกหนัก ประสิทธิภาพในการรับน้ำและระบายน้ำได้ไม่ดี เกิดน้ำท่วมขังสูงในพื้นที่เป็นบริเวณกว้าง สร้างความเสียหายให้แก่ชีวิตและทรัพย์สิน รวมทั้งความไม่สะดวกในการดำรงชีวิต คอนกรีตพรุน (Porous Concrete) เป็นวัสดุที่ยั่งยืนมีลักษณะของโครงสร้างที่มีรูพรุนที่เชื่อมต่อกันซึ่งช่วยให้น้ำไหลผ่านได้ดี รูพรุนในคอนกรีตสามารถทำได้โดยการลดหรือขจัดมวลรวมละเอียดในคอนกรีต คงเหลือแต่ซีเมนต์เพสต์และมวลรวมหยาบ ซึ่งสามารถที่จะออกแบบคุณสมบัติได้อย่างหลากหลาย แตกต่างกันไปขึ้นอยู่กับ

วัตถุประสงค์ของการใช้งาน เช่น ในด้านความแข็งแรง ความสามารถในการระบายน้ำ ความสามารถในการอุ้มน้ำและการนำความร้อนได้ต่ำซึ่งจะเป็นฉนวนได้ดี นอกจากนี้คอนกรีตพรุนยังถูกนำมาใช้งานในคอนกรีตสีเขียว (Green Concrete) ที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมสำหรับงานปูผิวถนน ลานจอดรถ ดาดคลองและพื้นรางระบายน้ำ งานกรองตะกอนในระบบระบายน้ำเสีย รวมทั้งในงานก่อสร้างทางวิศวกรรมและสถาปัตยกรรมอื่น ๆ

งานวิจัยนี้ เป็นการทดลองสมบัติการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุน โดยใช้เศษวัสดุมวลรวมหยาบรีไซเคิลจากคอนกรีตที่แข็งตัว (Hardened Concrete) ซึ่งเกิดจากการเก็บตัวอย่างลูกปูนที่เหลือทิ้งเป็นจำนวนมาก โดยการนำมวลรวมหยาบจากคอนกรีตที่แข็งตัวเหล่านี้กลับมาใช้ใหม่ (Recycled Aggregate) ผ่านกระบวนการย่อยด้วยเครื่องย่อยจะได้หิน (มวลรวมหยาบ) คัดแยกขนาดต่าง ๆ ได้ประมาณ 75% ส่วนที่เหลือจะเป็นหินขนาดเล็ก (มวลรวมละเอียด) อีกประมาณ 25% และหาส่วนผสมของมวลรวมหยาบรีไซเคิลและปริมาณซีเมนต์เพสต์ที่เหมาะสม ควบคุมปริมาณน้ำต่อปูนซีเมนต์ ที่อัตราส่วน 0.30 จากนั้นทำการทดสอบตัวอย่างแล้วนำผลมาวิเคราะห์เปรียบเทียบค่าการซึมผ่านน้ำและกำลังอัด เพื่อให้ได้คอนกรีตพรุนที่มีช่องว่างในการระบายน้ำได้มากที่สุดและมีกำลังรับแรงได้ตามการใช้งาน อีกทั้งเป็นการลดปัญหาการกองของวัสดุเหลือทิ้ง ที่ส่งผลเสียต่อชุมชนและสิ่งแวดล้อม

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 คอนกรีตพรุน

คอนกรีตพรุน (Porous Concrete, Pervious Concrete หรือ no-fines concrete) คือคอนกรีตมวลเบาชนิดหนึ่งที่มีลักษณะพิเศษแตกต่างจากคอนกรีตทั่วไป คือภายในเนื้อคอนกรีต มีรูพรุนและโพรงที่ต่อเนื่องในปริมาณมาก ซึ่งยอมให้อากาศหรือน้ำไหลผ่านได้ จากที่มีโพรงในเนื้อคอนกรีตมาก ทำให้คอนกรีตพรุนมีน้ำหนักที่เบาและกำลังต่ำกว่าคอนกรีตทั่วไปในต่างประเทศ เช่น อังกฤษ อเมริกาและญี่ปุ่น มีการนำคอนกรีตพรุนมาใช้งานก่อสร้างมากกว่า 40 ปี [1-2] ลักษณะทั่วไปของคอนกรีตพรุนคือคอนกรีตที่ไม่มีมวลรวมละเอียด หรือมีในปริมาณเล็กน้อยซึ่งจะอยู่ในส่วนผสมของเพสต์ โดยเพสต์นี้จะทำหน้าที่เชื่อมประสานมวลรวมหยาบเข้าไว้ด้วยกัน ดังนั้นคอนกรีตพรุนจึงประกอบด้วย 3 ส่วน โดยส่วนแรกคือมวลรวมหยาบที่มีขนาดไม่ต่อเนื่อง (Open Grade) หรือขนาดเดียว (Single Grade) ได้แก่ หิน กรวด มวลรวมรีไซเคิล หรือวัสดุอื่น ๆ มีปริมาณ 60-70 เปอร์เซ็นต์ โดยปริมาตร ส่วนที่สอง คือส่วนที่เป็นเพสต์ทำหน้าที่เป็นวัสดุเชื่อมประสานมวลรวมหยาบเข้าไว้ด้วยกัน ซึ่งประกอบด้วยปูนซีเมนต์และน้ำ เป็นหลัก แต่อาจมีส่วนผสมเพิ่ม เช่น สารลดน้ำพิเศษ สารผสมเพิ่ม (Admixture) หรือวัสดุผสมเพิ่ม (Additive) เข้าไปเล็กน้อย คอนกรีตพรุนมีปริมาณเพสต์ 15-25 เปอร์เซ็นต์ โดยปริมาตร และส่วนสุดท้าย คือโพรงช่องว่าง (Pore Size) ของคอนกรีตพรุนที่ยอมให้น้ำไหลผ่านได้

คอนกรีตพรุน เป็นคอนกรีตที่ออกแบบมาให้มีช่องว่างในเนื้อคอนกรีตซึ่งได้จากการผสมของ ปูนซีเมนต์ น้ำ สารผสมเพิ่ม มวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดหรือทรายในปริมาณที่น้อยมาก หรืออาจจะไม่มีเลย จึงทำให้คอนกรีตพรุนมีโพรงหรือช่องว่างขนาด 2-8 มิลลิเมตร ที่ต่อเนื่องกันและไม่ต่อเนื่องกันในเนื้อคอนกรีตพรุน และยอมให้น้ำหรือของเหลวสามารถไหลซึมผ่านไปได้ โดยทั่วไปคอนกรีตพรุนมีค่ากำลังอัดประมาณ 28-280 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ค่าความพรุนหรืออัตราส่วนโพรงร้อยละ 15-35 และมีค่าการซึมผ่านน้ำประมาณ 0.14-1.22 เซนติเมตรต่อวินาที [1] คอนกรีตพรุนมักถูกนำมาประยุกต์ใช้งานเพื่อให้เป็นประโยชน์ต่อสิ่งแวดล้อม เช่น งานด้านพื้นผิวถนน ช่วยลดหรือชะลอการไหลนองของน้ำฝนได้ ลดปัญหาการท่วมขังของน้ำ จึงทำให้ปัญหาของการเกิดตะไคร่น้ำลดลง และลดการลื่นไถลของพื้นผิวทางเดิน ในขณะที่ฝนตกได้อีกด้วย

คอนกรีตพรุนในงานวิศวกรรมและสถาปัตยกรรม เช่น คอนกรีตทางเดินเท้า คอนกรีตลานจอดรถหรือถนนที่การจราจรไม่หนาแน่นมาก พื้นสนามเทนนิส พื้นเรือนเพาะชำ ใช้ในงานตกแต่งภูมิทัศน์ งานดาดผิวคลองระบายน้ำ คอนกรีตปูพื้นทางเท้า ที่ไม่ต้องการให้น้ำขังหรือปลูกหญ้าได้ เป็นต้น นอกจากนั้นความพรุนในเนื้อคอนกรีตยังช่วยเพิ่มการดูดซับเสียง ค่าการนำความร้อนต่ำและระบายความร้อนได้ดี ดังนั้นจึงถือได้ว่าคอนกรีตพรุนเป็นคอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม

2.2 คอนกรีตเหลือทิ้ง

2.2.1 การนำเศษคอนกรีตเหลือทิ้งมาแปรรูปใช้ในประโยชน์ด้านอื่น ๆ

คือการนำคอนกรีตที่เหลือไปใช้งานด้านอื่น ๆ ที่เป็นประโยชน์และไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม เช่น คอนกรีตสดเหลือทิ้งที่นำมาใช้เทปรับปรุงพื้นที่ในหน่วยผลิต หรือนำมาเทใส่แบบหล่อเพื่อประยุกต์ให้เป็นชิ้นงานคอนกรีต ที่นำไปทำประโยชน์ได้ เศษซากคอนกรีตจากการรื้อถอนก็อาจจะนำไปใช้ถมที่ หรือเป็นวัสดุชั้นรองพื้นทาง (Subbase) เป็นต้น

2.2.2 การแยกวัตถุดิบในคอนกรีตสดเหลือทิ้งออกจากกันเพื่อนำกลับมาใช้ใหม่

การรีไซเคิลลักษณะนี้ จะเป็นการจัดการกับเศษคอนกรีตสด (Fresh Concrete) ที่เหลือจากการเท โดยทำการแยกวัตถุดิบในคอนกรีตออกจากกันและนำกลับไปใช้ใหม่ ซึ่งโดยปกติแล้วเศษคอนกรีตสดเหล่านี้จะไม่สามารถคายทิ้งโดยปกติได้ เพราะเศษคอนกรีตเหล่านี้มีค่า pH ที่สูง อีกทั้งยังมีเศษมวลรวมปะปนอยู่ ซึ่งจะก่อให้เกิดมลพิษกับแหล่งน้ำได้ กระบวนการที่ทำโดยทั่วไปก็คือ การฉีดน้ำเจือจางเศษคอนกรีตก่อนทำการคายลงบ่อคายกากคอนกรีต ส่วนที่ทำการแยกได้ก็คือ ส่วนของมวลรวมหยาบและน้ำคายกากที่จะต้องรอกระบวนการตกตะกอนของกากปูน โดยน้ำที่ผ่านกระบวนการตกตะกอนแล้วสามารถนำกลับมาใช้ประโยชน์ในหน่วยผลิตได้ เช่น ใช้ในการฉีดล้างทำความสะอาดรถโม่ กรณีที่จะนำมวลรวมหยาบและน้ำรีไซเคิล (Recycled Aggregate and Recycled Water) กลับมาใช้ใหม่ในการผลิตคอนกรีต จะต้องมีการควบคุมคุณภาพตามมาตรฐาน วสท. 1014 “ข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุและการก่อสร้างสำหรับโครงสร้างคอนกรีต” เพื่อให้มั่นใจว่ามวลรวมหยาบและน้ำที่นำกลับมาใช้ใหม่ไม่มีวัสดุเจือปน ที่เป็นอันตรายต่อคุณภาพของคอนกรีต โดยในส่วนของมวลรวมหยาบรีไซเคิลที่ใช้แล้ว จะมีข้อกำหนดคุณภาพ การแบ่งแยกชั้นคุณภาพของมวลรวมหยาบที่ใช้แล้ว รวมไปถึงขอบเขตของการนำไปใช้งาน

ส่วนน้ำที่นำกลับมาใช้ใหม่จะต้องมีการควบคุมปริมาณสารแขวนลอย คลอไรด์ ซัลเฟต และความเป็นด่าง ไม่ให้มีมากเกินข้อกำหนดที่ระบุไว้

2.2.3 การนำเศษซากคอนกรีตมาทำเป็นวัตถุดิบมวลรวมรีไซเคิล

กระบวนการนี้เป็นการนำเศษซากอาคารหรือสิ่งก่อสร้าง ที่ถูกรื้อถอนมาทำการคัดแยกให้เหลือเฉพาะส่วนที่เป็นเศษซากคอนกรีต เพื่อนำมาผ่านกระบวนการบดย่อยและคัดแยกขนาด และนำมาใช้เป็นวัตถุดิบมวลรวมในคอนกรีตใหม่อีกครั้ง การรีไซเคิลรูปแบบนี้เป็นกระบวนการที่มีประสิทธิภาพมากในการกำจัดเศษซากคอนกรีตรื้อถอน เพราะเป็นการกำจัดขยะคอนกรีตที่เกิดขึ้นได้เกือบร้อยเปอร์เซ็นต์ จึงมีความสำคัญมากในประเทศที่มีทรัพยากรอยู่น้อย หรือมีพื้นที่อยู่อย่างจำกัด เช่น ประเทศญี่ปุ่น ซึ่งประกอบไปด้วยขั้นตอนหลัก ๆ ดังนี้ [3]

1. การรื้อถอนทำลายและเคลื่อนย้ายเศษซากอาคารที่ทุบทิ้ง
2. การบดย่อยเศษซากอาคารถูกส่งมา
3. การคัดแยกวัสดุแปลกปลอมอื่น ๆ นอกจากเศษคอนกรีต เช่น เหล็กหรือไม้
4. การล้างและคัดแยกขนาด
5. การแยกเก็บตามขนาดเพื่อเตรียมนำกลับไปใช้เป็นวัตถุดิบมวลรวมต่อไป

2.3 คุณสมบัติของคอนกรีตพรุน

คุณสมบัติทางกลและทางกายภาพของคอนกรีตพรุน ขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของเนื้อคอนกรีต คอนกรีตพรุนมีคุณสมบัติที่แตกต่างจากคอนกรีตทั่วไป เนื่องจากคอนกรีตพรุนมีปริมาณโพรงที่มากกว่าคอนกรีตทั่วไป ดังนั้นคุณสมบัติของคอนกรีตพรุนจึงมักสัมพันธ์กับปริมาณโพรงอย่างเด่นชัด นอกจากนั้นยังขึ้นอยู่กับอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ การอัดแน่น ขนาดคละและความแข็งแรงของมวลรวม

2.3.1 ปริมาณโพรงและความหนาแน่น

คอนกรีตพรุนทั่วไป จะมีปริมาณโพรงอยู่ระหว่าง 15-35 เปอร์เซ็นต์โดยปริมาตร ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัย เช่น ขนาดคละของมวลรวม ปริมาณปูนซีเมนต์ อัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ และการอัดแน่น เป็นต้น โดยความพรุนในเนื้อคอนกรีตพรุนประกอบด้วยโพรง 3 ชนิด ได้แก่ โพรงในเนื้อเพสต์ (Pores) โพรงในเนื้อมวลรวม (Voids in Aggregate) และโพรงช่องว่าง (Voids) โดยโพรงในเนื้อเพสต์ ซึ่งเป็นโพรงขนาดเล็กประกอบด้วยโพรงเจล (Gel Pores) และโพรงคาปิลารี (Capillary Pores) ซึ่งมีผลต่อกำลังของเพสต์ โดยโพรงส่วนนี้ขึ้นอยู่กับส่วนผสมของเพสต์ [4] โพรงในเนื้อวัสดุมวลรวมหยาบ คือโพรงอากาศที่อยู่ในเนื้อมวลรวมหยาบซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่นำมาใช้ และสุดท้ายคือโพรงช่องว่าง คือโพรงที่อยู่ระหว่างมวลรวมหยาบซึ่งเหลือจากการเข้าแทนที่ของเพสต์ ซึ่งในการหาปริมาณโพรง (Void Content) ในคอนกรีตพรุน คือการหาปริมาณโพรงช่องว่างในส่วนนี้และมีอิทธิพลมากต่อคุณสมบัติของคอนกรีตพรุน หากคอนกรีตพรุนที่ใช้เพสต์และมวลรวมชนิดเดียว แต่มีปริมาณโพรงช่องว่างที่แตกต่างกัน ก็ย่อมส่งผลต่อคุณสมบัติของคอนกรีตพรุนที่แตกต่างกัน ปริมาณโพรงช่องว่างนี้มีทั้งโพรงที่ต่อเนื่อง (Connected Voids) และโพรงไม่ต่อเนื่อง (Unconnected Voids) ปริมาณโพรงต่อเนื่องมีผลต่อความสามารถในการซึมผ่านน้ำ ส่วนผสมคอนกรีตพรุนที่มีปริมาณเพสต์มากหรือที่ใช้มวลรวมหยาบที่มีขนาดเล็กลง จะมีผลทำให้ความต่อเนื่องของโพรงลดลง [5]

การอัดแน่นในคอนกรีตพรุน นอกจากส่งผลต่อปริมาณโพรงในเนื้อคอนกรีตแล้วยังมีผลต่อความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนด้วย โดยคอนกรีตพรุนที่ได้รับการอัดแน่นต่าง ๆ กัน มีความหนาแน่นอยู่ระหว่าง 1,680 ถึง 1,920 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร [6] อย่างไรก็ตามเมื่อมีการใช้มวลรวมเบาในการทำคอนกรีตพรุน เช่น ไดอะตอมไมต์ หินภูเขาไฟ หรือเศษคอนกรีตมวลเบา ทำให้ความหนาแน่นของคอนกรีตพรุนมีค่าต่ำลงถึง 558-775 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร [7]

2.3.2 การซึมผ่านน้ำ

การซึมผ่านน้ำเป็นคุณสมบัติเฉพาะตัวของคอนกรีตพรุน ที่ยอมให้น้ำหรืออากาศไหลผ่านเนื้อคอนกรีตได้ โดยการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนมีความสัมพันธ์กับปริมาณโพรงและขนาดรูพรุนของคอนกรีต คอนกรีตพรุนที่มีปริมาณโพรงมากจะให้ค่าการซึมผ่านน้ำที่มาก อย่างไรก็ตามค่าการซึมผ่านน้ำไม่ได้ขึ้นอยู่กับปริมาณโพรงเพียงอย่างเดียว แต่ยังขึ้นกับขนาดของโพรงและความต่อเนื่องของโพรง ปริมาณเพสต์ที่มากขึ้นมีผลให้ความต่อเนื่องของโพรงลดลง การให้มวลรวมขนาดเล็กลงก็มีผลให้ความต่อเนื่องของโพรงและการซึมผ่านน้ำลดลงเช่นกัน นอกจากนั้นพฤติกรรมของปริมาณโพรง ขนาดโพรง ความต่อเนื่องของโพรงสำหรับคอนกรีตพรุน เพื่อทำนายค่าการซึมผ่านน้ำ มีความสัมพันธ์ระหว่างค่าการซึมผ่านน้ำและปริมาณโพรง เป็นสมการแบบเอ็กซ์โปเนนเชียล [8] ตัวอย่างเช่น สมการที่มีค่า R^2 เท่ากับ 0.88 โดยที่ k คือ การซึมผ่านน้ำ (เซนติเมตรต่อวินาที) และ v คือ อัตราส่วนโพรง (เปอร์เซ็นต์) ได้จากสมการที่ (1)

$$k = 0.0589e^{0.1202(v)} \tag{1}$$

เนื่องจากการซึมผ่านน้ำมีค่าเพิ่มเมื่อปริมาณโพรงเพิ่มขึ้น ในขณะเดียวกันกำลังรับแรงอัดจะมีค่าลดลง ดังนั้นในการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตพรุนสิ่งที่ต้องพิจารณา คือปริมาณโพรงต้องทำให้ค่าการซึมผ่านน้ำต้องไม่มากเกินไปและต้องเหมาะสมกับค่ากำลังอัดที่ต้องการ การทดสอบการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตพรุนทดสอบโดยอาศัยหลักการวัดค่าการซึมผ่านน้ำของดินที่มีเม็ดขนาดใหญ่ ซึ่งเป็นการทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำแบบแรงดันคงที่ (Constant Head Test) โดยทำการจำลองการทดสอบได้ในการทดสอบ เริ่มต้นจากการนำตัวอย่างรูปทรงกระบอกมาใส่ในแบบที่สามารถป้องกันการไหลซึมด้านข้างได้ จากนั้นนำตัวอย่างติดตั้งเข้ากับชุดทดสอบ ปล่อยน้ำเข้าสู่ชุดทดสอบโดยน้ำจะไหลเข้ากระบอกด้านบนเหนือตัวอย่าง และไหลผ่านตัวอย่างไปสู่กระบอกอีกด้าน ไล่ฟองอากาศที่อยู่ในตัวอย่างออก ปรับปริมาณน้ำไหลเข้าให้ระดับน้ำที่ทางออกทั้งสองคงที่ วัดปริมาณน้ำด้วยการชั่งน้ำหนัก แล้วคำนวณหาค่าการซึมผ่านน้ำ

3. ขั้นตอนการดำเนินงาน

3.1 วัสดุและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

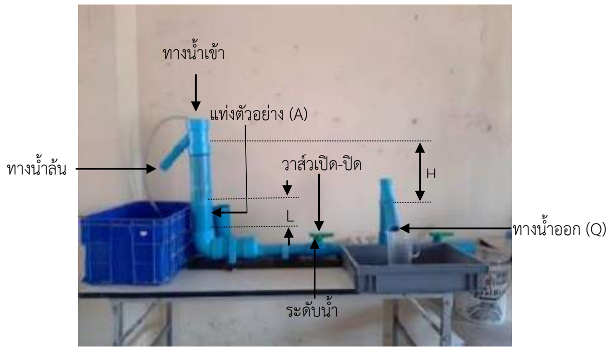
1. ปูนซีเมนต์ ใช้ปูนซีเมนต์ไฮดรอลิคประเภท GU ตามมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก. 2594-2556) โดยเป็นปูนซีเมนต์ที่ใหม่ ไม่จับตัวเป็นก้อน บรรจุในถุงพลาสติกอย่างดี

2. หิน (มวลรวมหยาบรีไซเคิล) ใช้หิน 3 ขนาด ได้แก่ ขนาด 1/2 นิ้ว, 3/8 นิ้ว และเบอร์ 4 ดังแสดงในรูปที่ 1

(ก) (ข) (ค)

รูปที่ 1 มวลรวมหยาบรีไซเคิล (ก) หินขนาด1/2 นิ้ว (ข) หินขนาด 3/8 นิ้ว (ค) หินเบอร์ 4

3. เครื่องทดสอบการซึมผ่านน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 เครื่องทดสอบการซึมผ่านน้ำ

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

1. ทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานของปูนซีเมนต์ไฮดรอลิคประเภท GU ทดสอบความถ่วงจำเพาะ ตามมาตรฐานทดสอบวัสดุ ASTM C 188

2. ทดสอบความถ่วงจำเพาะของมวลรวมหยาบ ตามมาตรฐาน ASTM C127-88 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate โดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิลตัวอย่างที่อยู่ในสภาพอิ่มตัวผิวแห้ง (Saturated Surface Dry, SSD)

3. ทดสอบหน่วยน้ำหนักและช่องว่างของมวลรวม ตามมาตรฐาน ASTM C29 Standard Test Method for Bulk Density (Unit Weight) and Void in Aggregate

3.3 การทดสอบตัวอย่าง

1. การทดสอบค่าการยุบตัวของคอนกรีตสดโดยวิธี Slump Test ตามมาตรฐาน ASTM C143-89 Standard Test Method for Portland Cement Concrete

2. การทดสอบกำลังรับแรงอัด ตามมาตรฐาน ASTM C39 โดยทำการทดสอบที่อายุ 7 วัน และที่อายุ 28 วัน ใช้ตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร ความสูง 20 เซนติเมตร เมื่อ σmax หมายถึง กำลังรับแรงอัดสูงสุด (กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร) $Pmax$ คือแรงอัดสูงสุด (กิโลกรัม) และ A คือพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง (ตารางเซนติเมตร) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2)

$$\sigma max = \frac{Pmax}{A} \quad (2)$$

3. การทดสอบค่าการซึมผ่านน้ำ ตามมาตรฐาน ASTM D2434 เป็นการทดสอบหาค่าการซึมผ่านน้ำแบบแรงดันคงที่ (Constant Head Test) เมื่อ k หมายถึง ค่าการซึมผ่านน้ำ (เซนติเมตรต่อวินาที), Q คืออัตราการไหล (ลูกบาศก์เซนติเมตร), L คือความสูงของตัวอย่าง (เซนติเมตร), H คือระยะห่างระหว่างระดับน้ำล้นของทางออกทั้งสอง (เซนติเมตร), A คือพื้นที่หน้าตัดของตัวอย่าง (ตารางเซนติเมตร) และ t คือเวลา (วินาที) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3)

$$k = \frac{QL}{HAt} \quad (3)$$

4. การออกแบบส่วนผสมของคอนกรีตพรุน โดย ACI 522R-10 [1] ได้เสนอแนะวิธีการออกแบบคอนกรีตพรุนปริมาตร 1 ลูกบาศก์เมตร ประกอบด้วยมวลรวมหยาบที่อยู่ชิดกัน ในสภาพที่หลวมกว่าสภาพอัดแน่นเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องจากมีปริมาณเพสต์เข้าไปเคลือบผิวมวลรวมและแทรกตัวอยู่ในช่องว่าง ทั้งนี้สภาพการอยู่ชิดกันของมวลรวมในคอนกรีตนั้นขึ้นอยู่กับสมบัติของเพสต์ ปริมาณเพสต์ และพลังงานที่ใช้ในการอัดแน่น เพสต์ที่มีค่าการไหลสูงจะเคลือบผิวมวลรวมได้บางกว่า ทำให้มวลรวมอยู่ชิดกันมากกว่า แต่จะไม่สามารถใช้ในปริมาณมากได้ เนื่องจากจะเกิดการไหลของเพสต์ไปอุดตันด้านล่าง ในขณะที่เพสต์มีค่าการไหลต่ำจะเคลือบมวลรวมได้หนากว่า ส่งผลให้มวลรวมอยู่ห่างกันมากขึ้น และพลังงานในการอัดแน่นที่สูงขึ้นจะทำให้มวลรวมอยู่ชิดกันมากขึ้น โดยทั่วไปปริมาณเพสต์ที่เหมาะสมมีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 15-25 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับขนาดและลักษณะของมวลรวม โดยที่มวลรวมขนาดเล็กหรือมีผิวหยาบ จะมีพื้นที่ผิวมากกว่ามวลรวมขนาดใหญ่หรือผิวเรียบ ดังนั้น จึงต้องการปริมาณเพสต์ในการเคลือบผิวมากกว่า และปริมาณเพสต์ยังขึ้นอยู่กับพลังงานที่ใช้ในการอัดแน่น หากพลังงานอัดแน่นสูงปริมาณเพสต์ที่ใช้ไม่ควรมาก ทั้งนี้เพื่อป้องกันการไหลลงด้านล่างของเพสต์ การออกแบบส่วนผสมของคอนกรีตพรุนเบื้องต้นจึงต้องทำการทดลองหาปริมาณมวลรวมหยาบและปริมาณเพสต์ที่เหมาะสมกับระดับพลังงานที่ใช้ในการอัดแน่น เมื่อ Vp หมายถึงปริมาณของซีเมนต์เพสต์ (กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร), C คือปริมาณปูนซีเมนต์ (กิโลกรัม), W คือปริมาณน้ำ (กิโลกรัม) และ w/c คืออัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์ สามารถคำนวณหาปริมาณต่าง ๆ ได้ [9] ตามสมการที่ (4) - (6)

$$Vp = \ (C\ /\ (3.15 * 1{,}000)) + \ (W/(1{,}000) \quad (4)$$

$$W = (w/c) * C \quad (5)$$

$$C\ = (Vp * 1{,}000)/(0.315 + (w/c) \quad (6)$$

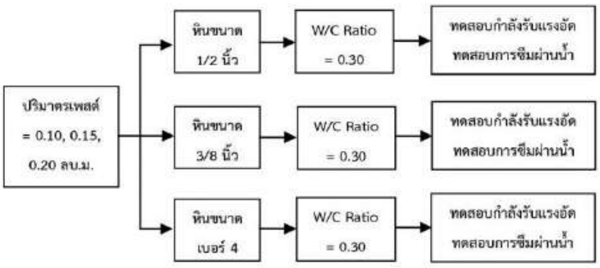
3.4 การทดสอบหาค่าอัตราส่วนโพรง (Porosity)

การทดสอบหาค่าอัตราส่วนโพรงของคอนกรีตพรุนรีไซเคิล ใช้ตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร ความสูง 20 เซนติเมตร ซึ่งทำการทดสอบโดยนำตัวอย่างมาวัดขนาดเพื่อหาปริมาตรรวม จากนั้นนำตัวอย่างแช่น้ำเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เพื่อชั่งน้ำหนักในน้ำ ต่อจากนั้นนำตัวอย่างทำให้อยู่ในสภาพอิ่มตัวผิวแห้ง มาชั่งน้ำหนักในอากาศ เมื่อ V หมายถึงอัตราส่วนโพรง (เปอร์เซ็นต์), W_1 คือน้ำหนักก้อนตัวอย่างชั่งในน้ำ (กิโลกรัม), W_2 คือน้ำหนักก้อนตัวอย่างชั่งในอากาศ (กิโลกรัม) และ V_1 คือปริมาตรของก้อนตัวอย่าง (ลูกบาศก์เมตร) สามารถคำนวณหาอัตราโพรง ตามคำแนะนำของ ถนัดกิจ ชารีรัตน์ และคณะ [10] ได้จากสมการที่ (7)

$$V = (1 - \left(\frac{W_2 - W_1}{V_1}\right) * 100 \quad (7)$$

3.5 แผนผังแสดงการออกแบบส่วนผสมคอนกรีตพรุน

การออกแบบส่วนผสมจะใช้ปริมาณซีเมนต์เพสต์ที่อัตราส่วน 0.10, 0.15 และ 0.20 ลูกบาศก์เมตร โดยปริมาตร ที่มีปริมาณน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.30 ตามแผนผัง ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 แผนผังการออกแบบส่วนผสมและการทดสอบของคอนกรีตพรุน

4. ผลการดำเนินงานและการวิเคราะห์

4.1 ผลการทดสอบหาคุณสมบัติทางด้านกายภาพ

1. ผลการทดสอบความถ่วงจำเพาะปูนซีเมนต์ไฮดรอลิก ได้ผลจากการทดสอบค่าความถ่วงจำเพาะเฉลี่ย คือ 3.11 ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกับค่ามาตรฐานของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ที่อยู่ระหว่าง 3.05-3.20 ซึ่งค่าจะมากหรือน้อยโดยทั่วไปขึ้นอยู่ส่วนประกอบของเนื้อซีเมนต์และความละเอียดของซีเมนต์ (ASTM C 188)

2. ผลการทดสอบความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบรีไซเคิล ได้ผลจากการทดสอบค่าความถ่วงจำเพาะและการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบรีไซเคิลขนาด 1/2 นิ้ว, 3/8 นิ้ว และเบอร์ 4 ได้ค่าความถ่วงจำเพาะของแต่ละขนาด คือ 2.58, 2.56 และ 2.47 ตามลำดับ ซึ่งความถ่วงจำเพาะของมวลรวมทั่วไป ที่ใช้ในประเทศไทยจะมีค่าอยู่ระหว่าง 2.65 ถึง 2.70 จะเห็นได้ว่าค่าความถ่วงจำเพาะอิ่มตัวผิวแห้งที่ได้มีค่าต่ำกว่าความถ่วงจำเพาะมวลรวมทั่วไป และค่าการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบของแต่ละขนาดมีค่าเท่ากับ 2.80, 3.37 และ 4.58 โดยพบว่ามวลรวมหยาบรีไซเคิลมีการดูดซึมน้ำมากกว่าค่าการดูดซึมน้ำของหินย่อยหรือมวลรวมหยาบธรรมชาติที่ใช้กันอยู่ทั่วไป (ASTM C 128) เนื่องจากมีปริมาณเพสต์เก่าหรือมอร์ต้าเกาะอยู่ที่ผิวมวลรวมหยาบรีไซเคิล จึงทำให้มีการดูดซึมน้ำมากขึ้น

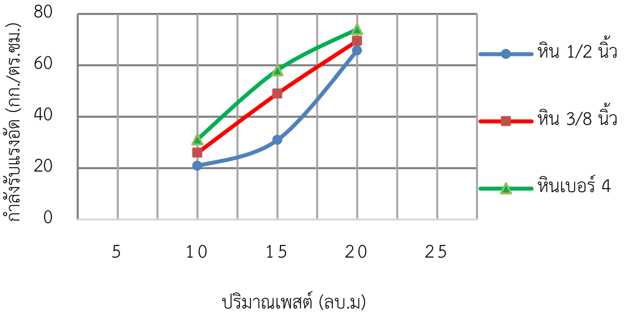
4.2 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ตารางที่ 1 แสดงค่ากำลังอัดของคอนกรีตพรุนที่อายุการบ่ม 7 วัน และตารางที่ 2 แสดงค่ากำลังอัดของคอนกรีตพรุนที่อายุการบ่ม 28 วัน โดยมีค่าของปริมาณซีเมนต์เพสต์เท่ากับ 0.10, 0.15 และ 0.20 ลูกบาศก์เมตร ตามลำดับ และในแต่ละซีเมนต์เพสต์มีอัตราส่วนน้ำต่อปูนซีเมนต์เท่ากับ 0.30 มีขนาดของมวลรวมที่ต่างกัน พบว่าคอนกรีตพรุนที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบขนาดเล็ก ให้ความสามารถในการเทเข้าแบบได้ง่ายกว่าคอนกรีตพรุนที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบที่มีขนาดใหญ่และลักษณะของก้อนตัวอย่างมีความสม่ำเสมอหรือมีการกระจายตัวของซีเมนต์เพสต์ที่ดีกว่าด้านบนของก้อนตัวอย่างมีการยึดเกาะกันดีไม่หลุดร่อนง่ายเหมือนคอนกรีตพรุนที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบขนาดใหญ่

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตพรุนของแต่ละปริมาตรเพสต์ W/C Ratio เท่ากับ 0.30 ที่อายุ 7 วัน

ขนาดหิน	กำลังรับแรงอัดที่อายุ 7 วัน		
	เพสต์ 0.10 (กก./ตร.ซม.)	เพสต์ 0.15 (กก./ตร.ซม.)	เพสต์ 0.20 (กก./ตร.ซม.)
1/2 นิ้ว	20.822	30.895	65.736
3/8 นิ้ว	25.904	48.940	69.495
เบอร์ 4	31.193	58.079	74.069

จากตารางที่ 1 จะเห็นได้ว่าปริมาณซีเมนต์เพสต์ที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ซีเมนต์เพสต์ที่จุดเชื่อมต่อระหว่างมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีความหนาขึ้น และทำให้ขนาดของความโพรงภายในเนื้อคอนกรีตพรุนลดลง ส่งผลให้การรับกำลังอัดของคอนกรีตพรุนเพิ่มมากขึ้น สามารถนำผลมาสร้างกราฟระหว่างปริมาตรเพสต์กับกำลังอัด ดังแสดงในรูปที่ 4

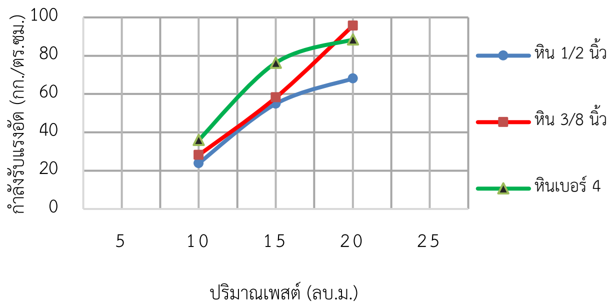


รูปที่ 4 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณซีเมนต์เพสต์กับค่ากำลังอัดที่อายุ7วัน

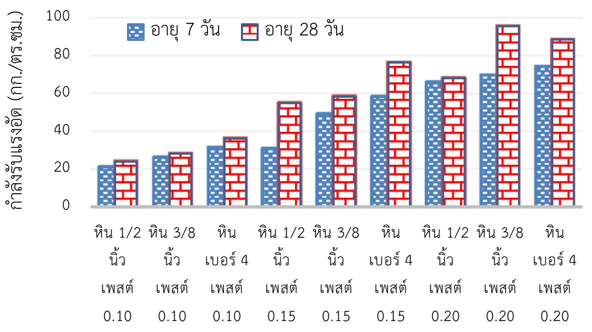
ตารางที่ 2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตพรุนของแต่ละปริมาตรเพสต์ W/C Ratio เท่ากับ 0.30 ที่อายุ 28 วัน

ขนาดหิน	กำลังรับแรงอัดที่อายุ 28 วัน		
	เพสต์ 0.10 (กก./ตร.ซม.)	เพสต์ 0.15 (กก./ตร.ซม.)	เพสต์ 0.20 (กก./ตร.ซม.)
1/2 นิ้ว	23.840	54.889	68.025
3/8 นิ้ว	28.174	58.139	95.633
เบอร์ 4	36.007	76.299	88.401

จากตารางที่ 2 จะเห็นได้ว่าค่ากำลังอัดของคอนกรีตพรุนที่อายุ 28 วัน มีค่ากำลังอัดประลัยเพิ่มขึ้น โดยแต่ละปริมาณซีเมนต์เพสต์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้การรับกำลังอัดของคอนกรีตพรุนมากขึ้นด้วย สามารถนำผลมาสร้างกราฟระหว่างปริมาตรเพสต์กับค่ากำลังอัดได้ ดังแสดงในรูปที่ 5 และนำผลการทดสอบกำลังอัดที่อายุ 7 วัน กับที่อายุ 28 วัน มาเปรียบเทียบกัน ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 5 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณซีเมนต์เพสต์กับค่ากำลังอัดที่อายุ28วัน



รูปที่ 6 แผนภูมิความสัมพันธ์กำลังอัดคอนกรีตพรุนที่อายุ 7 วัน และที่อายุ 28 วัน ของแต่ละซีเมนต์เพสต์

จากรูปที่ 6 จะเห็นได้ว่าค่ากำลังอัดของคอนกรีตพรุนที่อายุ 7 วันและที่อายุ 28 วัน มีค่ากำลังอัดประลัยเพิ่มมากขึ้น ทั้งนี้ค่าเปอร์เซ็นต์ที่เพิ่มขึ้นต่างกัน เช่น หินขนาด 1/2 นิ้ว ที่ซีเมนต์เพสต์ 0.10 ลูกบาศก์เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นน้อยที่สุดร้อยละ 8.76 ส่วนหินขนาด 3/8 นิ้ว ที่ซีเมนต์เพสต์ 0.20 ลูกบาศก์เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นมากที่สุดที่ร้อยละ 37.61

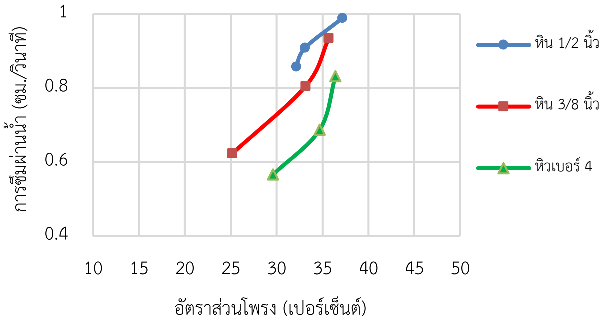
4.3 การทดสอบการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนรีไซเคิล

การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุน ที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบรีไซเคิลขนาดเล็ก ให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่มีค่าต่ำที่สุด และคอนกรีตพรุนที่มีส่วนผสมของมวลรวมหยาบรีไซเคิลขนาดใหญ่ให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำที่มีค่ามากที่สุด โดยตารางที่ 3 จะแสดงค่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าการซึมผ่านน้ำกับขนาดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลที่ใช้อัตราส่วนปริมาณน้ำต่อปูนซีเมนต์ (W/C Ratio) เท่ากับ 0.30 โดยหินขนาด 1/2 นิ้ว ที่ปริมาณซีเมนต์เพสต์ 0.10 ลูกบาศก์เมตร ได้ค่าการซึมผ่านน้ำมากที่สุดเท่ากับ 0.989 เซนติเมตรต่อวินาที ส่วนหินขนาดเบอร์ 4 ที่ปริมาณซีเมนต์เพสต์ 0.20 ลูกบาศก์เมตร ได้ค่าการซึมผ่านน้ำน้อยที่สุดเท่ากับ 0.566 เซนติเมตรต่อวินาที

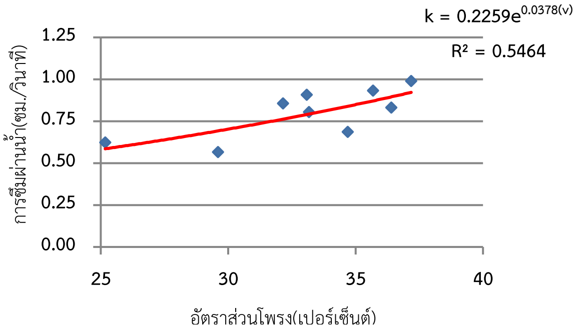
ตารางที่ 3 ผลการทดสอบการซึมผ่านน้ำ อัตราส่วนโพรง และความหนาแน่นของคอนกรีตพรุน ที่อัตราส่วนปริมาณน้ำต่อปูนซีเมนต์ (W/C Ratio) เท่ากับ 0.30

Mixes	การซึมผ่านน้ำ (ซม./วินาที)	การดูดซึมน้ำหลังแช่ 24 ชม. (%)	อัตราส่วนโพรง (%)	ความหนาแน่น (กก./ลบ.ม.)
CPM0.1(1/2)	0.989	5.25	37.183	1,513.347
CPM0.1(3/8)	0.934	6.33	35.687	1,543.143
CPM0.1(No.4)	0.831	8.61	36.398	1,519.160
CPM0.15(1/2)	0.908	6.67	33.081	1,610.763
CPM0.15(3/8)	0.805	2.46	33.165	1,603.547
CPM0.15(No.4)	0.687	3.55	34.686	1,564.890
CPM0.2(1/2)	0.857	2.29	32.150	1,633.120
CPM0.2(3/8)	0.623	2.30	25.174	1,797.687
CPM0.2(No.4)	0.566	3.08	29.604	1,692.917

จากตารางที่ 3 ค่าการซึมผ่านน้ำแยกตามขนาดของหินที่ใช้เท่ากับ 1/2 นิ้ว, 3/8 นิ้ว และเบอร์ 4 อัตราส่วนโพรงหาได้จากสมการที่ (7) ยกตัวอย่างเช่น อัตราส่วนผสมของหินขนาด 1/2 นิ้ว ซีเมนต์เพสต์ 0.10 ลูกบาศก์เมตร คือ [CMP0.1(1/2)] แทนค่า [1- (2.385-2.38401) / (0.001576)] x 100 ได้เท่ากับ 37.183 เปอร์เซ็นต์

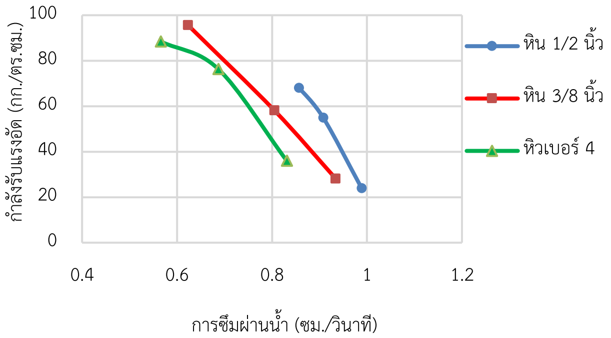


รูปที่ 7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนโพรงกับการซึมผ่านน้ำ



รูปที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการซึมผ่านน้ำกับอัตราส่วนโพรง

สามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างการซึมผ่านน้ำกับอัตราส่วนโพรง ดังแสดงในรูปที่ 7 และรูปที่ 8 พบว่าเมื่อการซึมผ่านน้ำมีค่าสูง เนื่องจากมีค่าอัตราส่วนโพรงมาก จึงทำให้เกิดการไหลซึมผ่านของน้ำได้ดี และมีแนวโน้มเพิ่มมากขึ้น เมื่อมีปริมาณซีเมนต์เพสต์ลดลง



รูปที่ 9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการซึมผ่านน้ำกับกำลังอัดของคอนกรีตพรุน

จากรูปที่ 9 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างการซึมผ่านน้ำกับกำลังอัด โดยกำลังรับแรงอัดมีค่ามากขึ้นเมื่อค่าการซึมผ่านน้ำน้อยลง จึงทำให้เกิดการไหลซึมผ่านของน้ำได้ต่ำ และมีแนวโน้มลดลงเมื่อมีปริมาณซีเมนต์เพสต์เพิ่มมากขึ้น

5. บทสรุป

การศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล จากผลการทดลองพบว่า ค่าความถ่วงจำเพาะและค่าหน่วยน้ำหนักของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีค่าต่ำกว่ามวลรวมหยาบธรรมชาติทั่วไป แต่มีค่าร้อยละการดูดซึมน้ำที่มากกว่ามวลรวมหยาบธรรมชาติ ส่วนค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตพรุนมีค่ามากขึ้น เมื่อขนาดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลเล็กลง เนื่องจากมวลรวมขนาดใหญ่มีพื้นที่ผิวสัมผัสกับซีเมนต์เพสต์น้อยกว่ามวลรวมขนาดเล็ก ดังนั้นปริมาตรซีเมนต์เพสต์ที่ผสมจะมีส่วนสำคัญต่อค่ากำลังรับแรงของคอนกรีตพรุนโดยตรง จากพื้นที่ผิวสัมผัสของมวลรวมหยาบรีไซเคิลมีค่าไม่เท่ากัน ทำให้ปริมาณซีเมนต์เพสต์ที่ใช้เคลือบมวลรวมหยาบรีไซเคิลแต่ละขนาดหรือรูปร่างจึงมีค่าไม่เท่ากันด้วย

ค่าการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุน ไม่ได้ขึ้นอยู่กับขนาดของมวลรวมหยาบรีไซเคิลเพียงอย่างเดียว แต่ยังมีปัจจัยอื่น ๆ อีก เช่น ลักษณะพื้นผิวของมวลรวมหยาบรีไซเคิล ความต่อเนื่องของโพรง และปริมาณซีเมนต์เพสต์ เป็นต้น จากผลการทดลองพบว่า หินขนาด 1/2 นิ้ว ที่ปริมาณซีเมนต์เพสต์ 0.10 ลูกบาศก์เมตร ให้ค่าการซึมผ่านน้ำสูงสุดได้เท่ากับ 0.989 เซนติเมตรต่อวินาที

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลรัตนโกสินทร์ ที่ให้สนับสนุนการใช้อุปกรณ์และเครื่องมือทดสอบ รวมทั้งอำนวยความสะดวกในด้านสถานที่ ทำให้งานวิจัยเรื่อง “การศึกษาการซึมผ่านน้ำในคอนกรีตพรุนโดยใช้มวลรวมหยาบรีไซเคิล” สำเร็จและเสร็จสมบูรณ์

เอกสารอ้างอิง

[1] American Concrete Institute (ACI) Committee 522, (2010). *Report on Pervious Concrete : ACI 522R-10*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

[2] American Concrete Institute (ACI) Committee 522, (2006). *Report on Pervious Concrete : ACI 522R-06*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

[3] O' Mahony, M., (1990). *Recycling of Materials in Civil Engineering*. Doctoral Thesis, University of Oxford, USA.

[4] ปริญญา จินดาประเสริฐ และชัย จาตุรพิทักษ์กุล, (2556). ปูนซีเมนต์ ปอซโซลานและคอนกรีต. *สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย*, พิมพ์ครั้งที่ 7, กรุงเทพมหานคร

[5] Sumanasooriya, M.S. and Neithalath, N., (2011). Pore structure features of pervious concretes proportioned for desired porosities and their performance prediction. *Cement and Concrete Composites*, Vol.33, No.8, pp.778-787.

[6] Richard, C., (1988). No-fines pervious concrete for paving. *Concrete International*, No.10, pp.20-27.

[7] Zaetang, Y., Wongsa, A., Sata, V. and Chindaprasirt, P., (2013). Use of lightweight aggregates in pervious concrete. *Construction and Building Materials*, Vol.48, pp.585-591.

[8] วันชัย สะตะ และปริญญา จินดาประเสริฐ, (2556). โครงการ การใช้เศษวัสดุเป็นมวลรวมหยาบในคอนกรีตพรุน. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

[9] วันชัย สะตะ และปริญญา จินดาประเสริฐ, (2559). คอนกรีตพรุน : คอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม. *วารสารคอนกรีต สมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย*, ฉบับที่ 29 ธันวาคม 2559

[10] ถนัดกิจ ชารีรัตน์, ปริญญา จินดาประเสริฐ, และShigemitsu Hatanaka, (2551). คอนกรีตพรุน : คอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อม. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่13*, จอมเทียน ปาล์ม บีช พัทยา ชลบุรี

พฤติกรรมรับการดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้เส้นใยพอลิโพรพิลีน

Flexural Behavior of Synthetic Fiber Reinforced Concrete Beams using Polypropylene Fiber

สิริพงศ์ เกิดบุญมา[1,*] นิติพงษ์ ประภาพันธ์กุล[2] และ วิทิต ปานสุข[3]

[1,2,3] หน่วยปฏิบัติการวิจัยนวัตกรรมวัสดุก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร

**Corresponding author; E-mail address: siriphong10@gmail.com, cnnitipong@outlook.com, Withit.P@chula.ac.th*

บทความนี้นำเสนอข้อมูลพฤติกรรมรับการดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้เส้นใยพอลิโพรพิลีน ที่มีความยาว 56-58 มิลลิเมตร รูปแบบผิวลายนูน มีกำลังดึงประมาณ 520 และ 640 MPa โดยผสมลงไปในคอนกรีตที่มีสัดส่วนผสมสำหรับพื้นโรงงานอุตสาหกรรมและพื้นถนน โดยออกแบบให้มีกำลังอัดรูปทรงลูกบาศก์ที่อายุ 28 วัน คือ 28 และ 32 MPa และผสมเส้นใยลงไปในปริมาณ 0, 2 และ 3 กิโลกรัม ต่อคอนกรีต 1 ลูกบาศก์เมตร และทดสอบคานที่มีรอยบากด้วยการทดสอบการดัดแบบสามจุดตามที่ระบุในมาตรฐาน โดยรายงานผลทดสอบในรูปของแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) เพื่อใช้แสดงความแปรปรวนของผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเส้นใยและอิทธิพลของตัวแปรต่างๆต่อผลการทดสอบ และคำนวณพบว่าเมื่อใส่เส้นใยพอลิโพรพิลีนในคอนกรีต จะทำให้ค่ากำลังรับการดัดที่แสดงในรูปของโมเมนต์ดัดสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของหน้าตัดซึ่งสมมติค่าความหนาขององค์อาคาร 150 มิลลิเมตร มีค่าเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 30 และค่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 10 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าดังกล่าวของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรงด้วยเส้นใย

คำสำคัญ: คอนกรีตเสริมเส้นใย, เส้นใยสังเคราะห์, เส้นใยพอลิโพรพิลีน, พื้นโรงงาน, พื้นถนน

Abstract

This article shows results of flexural behavior of synthetic fiber reinforced concrete beams using polypropylene fiber, that made from fiber with 56-58 mm length, embossed surface and has tensile strength about 520 and 640 MPa. It was added to the mixture of concrete industrial ground floor and pavement with 28 and 32 MPa of designed compressive strength at 28 days of cube specimen. By using amount of fiber in 0, 2 and 3 kg for one cubic meter of concrete and test concrete notched beam according to standard with 3-point bending test. Test results are shown in the diagram of relationship between load and crack mouth opening displacement (CMOD). This diagram represents varience of the results and significant of each variable to the results. The synthetic fiber reinforcement has increased load capacity of concrete by 30 percents in form of maximum bending moment per width of section, assuming member thickness of 150 mm. And shear capacity is increased at least 10 percents compare to the plain concrete, polypropylene.

Keywords: fiber reinforced concrete, synthetic fiber, polypropylene fiber, industrial floor, pavement

1. คำนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่สำคัญและถูกใช้งานอย่างแพร่หลายมาเป็นเวลานาน คุณสมบัติที่โดดเด่นของคอนกรีตคือมีกำลังอัดที่สูง แต่มีข้อด้อยคือกำลังดึงที่ต่ำ โครงสร้างโดยทั่วไปจึงออกแบบในรูปแบบของคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยส่วนของคอนกรีตถูกออกแบบเพื่อรับแรงอัดและใช้เหล็กเสริมเพิ่มเติมเข้ามาเพื่อรับแรงดึง คอนกรีตในปัจจุบันถูกพัฒนาขึ้นอย่างต่อเนื่องเพื่อให้มีสมรรถนะในการใช้งานที่ดี มีความต้านทานการกระทำโดยสิ่งแวดล้อม และยังสามารถควบคุมการผลิตให้คอนกรีตมีคุณสมบัติตามต้องการ ทั้งด้านกำลังและด้านการใช้งานอีกด้วย ดังนั้นเพื่อพัฒนาสมรรถนะของคอนกรีตในด้านต่างๆ การศึกษาวัสดุที่สามารถเพิ่มคุณสมบัติในการรับแรงดึงของคอนกรีตจึงมีบทบาทสำคัญ ซึ่งในบทความนี้จะให้ความสนใจกับการเสริมแรงด้วยเส้นใย

คอนกรีตเสริมเส้นใย คือ คอนกรีตที่มีการผสมเส้นใยเพื่อช่วยรับแรงดึงในสัดส่วนผสม ทำให้คอนกรีตในโครงสร้างมีความสามารถรับแรงดึงเพิ่มขึ้น โดยเส้นใยดังกล่าวจะกระจายอยู่ทั่วเมทริกซ์ (เนื้อคอนกรีตที่เส้นใยแทรกอยู่) เมื่อเกิดแรงดึงขึ้นจนเกิดรอยแตกร้าวที่พาดผ่านเส้นใย เส้นใยจะช่วยดึงรั้งเมทริกซ์เข้าไว้ด้วยกันจึงทำให้คอนกรีตเสริมเส้นใยมีความสามารถในการรับแรงดึงหลังเกิดรอยแตกร้าวได้มากกว่าคอนกรีตทั่วไป และถือได้ว่าคอนกรีตเสริมเส้นใยมีความเหนียวมากกว่าคอนกรีตทั่วไป เส้นใยที่ถูกใช้เป็นส่วนผสมในคอนกรีตเสริมเส้นใยมีหลายประเภท เช่น เส้นใยประเภทเหล็ก ซึ่งมีจุดเด่นในด้านกำลัง แต่ก็มีจุดด้อยในด้านต้นทุนการผลิต ต่อมาจึงมีการพัฒนาเส้นใยขึ้นอีกหลายประเภทโดยเฉพาะเส้นใยสังเคราะห์ โดยเส้นใย

สังเคราะห์นั้นผลิตจากวัสดุหลายชนิด เช่น พลาสติก สามารถผลิตให้มีรูปร่าง ขนาด และลักษณะพื้นผิวได้ตามที่ต้องการ จึงมีศักยภาพที่จะพัฒนาเพื่อใช้เป็นเส้นใยเสริมคอนกรีต

ในบทความนี้ทำการศึกษาการเสริมแรงด้วยเส้นใยสังเคราะห์ที่ทำจากพอลิโพรพิลีน มีลักษณะเป็นเส้นใยสั้น ผิวลายนูน ซึ่งเป็นคุณลักษณะที่เหมาะสมในการยึดรั้งเมทริกซ์ และทำการวิเคราะห์พฤติกรรมรับการดัดของตัวอย่างทดสอบประเภทคาน (ซึ่งการดัดทำให้เกิดแรงดึงขึ้นในส่วนหนึ่งของตัวอย่างทดสอบ) เช่น ความเหนียวหลังการแตกร้าวของคาน โดยเปรียบเทียบระหว่างคานคอนกรีตที่ไม่มีการเสริมเส้นใยและเหล็กเสริมรับแรงดึง กับคานคอนกรีตที่เสริมแรงด้วยเส้นใยพอลิโพรพิลีน โดยมีตัวแปรต่างๆ ได้แก่ ปริมาณเส้นใย กำลังอัดของคอนกรีต และกำลังดึงของเส้นใย จากนั้นได้คำนวณเพื่อแสดงค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นตามมาตรฐานการออกแบบ โดยค่าที่ได้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบองค์อาคารที่เหมาะสม เช่น พื้นโรงงานอุตสาหกรรม(แผ่นพื้นวางบนดิน) พื้นถนน(ผิวทางคอนกรีต) ฯลฯ

2. วัตถุประสงค์และขอบเขตการศึกษา

บทความนี้ทำการศึกษาผลของการผสมเส้นใยสังเคราะห์ที่ทำจากพอลิโพรพิลีนในเมทริกซ์ที่มีต่อพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีต โดยมีตัวแปรได้แก่ สัดส่วนการผสมเส้นใย กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ต่อพฤติกรรมการดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใย และกำลังรับแรงดึงของเส้นใยที่ใช้ ด้วยการทดสอบการดัดคานที่มีรอยบากแบบสามจุดตามที่ระบุในมาตรฐาน EN 14651 [1] โดยใช้ตัวอย่างทดสอบคอนกรีตที่มีกำลังอัดออกแบบ 28 และ 32 MPa ใช้เส้นใยที่มีกำลังดึงระบุ 520 และ 640 MPa ผสมในสัดส่วน 0, 2 และ 3 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร และคำนวณกำลังรับการดัดและแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยตามวิธีการคำนวณที่ระบุในมาตรฐาน EN 14845 [2] Eurocode 2 [3] และRILEM [4] เพื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตปกติที่ไม่ได้ผสมเส้นใย ในการศึกษาจะเลือกใช้เส้นใยพอลิโพรพิลีนที่มีความยาว 56-58 มิลลิเมตรเท่านั้น และเติมเส้นใยลงไปให้กระจายตัวแบบสุ่มในเนื้อคอนกรีตเท่านั้น โดยไม่ได้ควบคุมการเรียงตัวของเส้นใย (fiber orientation)

3. ระเบียบวิธีวิจัย

3.1 การแบ่งกลุ่มตัวอย่างทดสอบ

บทความนี้ทำการทดสอบคานที่มีรอยบากทั้งหมด 10 กลุ่มตัวอย่าง โดยมีตัวแปร ได้แก่ ปริมาณของเส้นใยสังเคราะห์ที่ผสม กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ และกำลังดึงของเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้ แต่ละกลุ่มตัวอย่างจะทดสอบคานที่มีรอยบาก 3 ตัวอย่าง ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดถูกจัดเตรียมและขนส่งมาทดสอบที่หน่วยทดสอบวัสดุ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

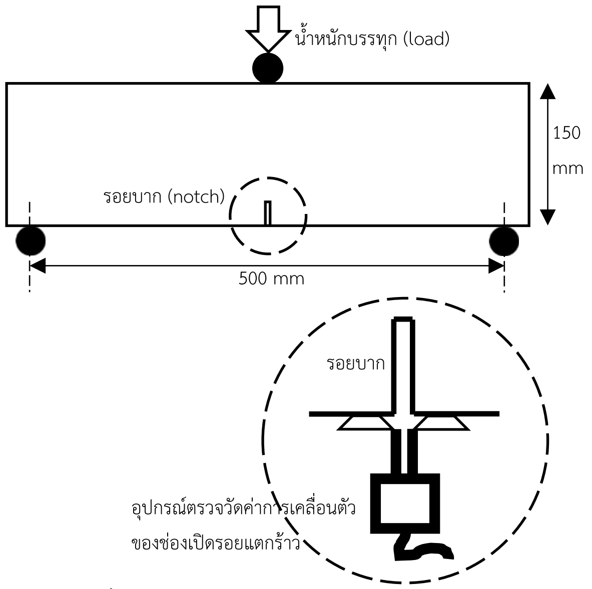
ปริมาณเส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้ในการทดสอบจะแตกต่างกันทั้งหมด 3 สัดส่วน คือ 0, 2 และ 3 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร โดยระหว่างการผสมจะมีการควบคุมคุณภาพที่เหมาะสมและจำเป็น เพื่อหลีกเลี่ยงปัญหาการแยกตัวและเส้นใยเกาะตัวกันเป็นก้อน ส่วนคอนกรีตจะออกแบบให้มีกำลังอัดรูปทรงลูกบาศก์ที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 28 และ 32 MPa โดยออกแบบสัดส่วนผสมให้สอดคล้องกับคอนกรีตที่ใช้ในงานพื้นโรงงานอุตสาหกรรมและพื้นถนน เส้นใยสังเคราะห์ที่ใช้ศึกษาเป็นเส้นใยสั้น ผิวลายนูน มีความยาวเส้นใย 56-58 มิลลิเมตร โดยเลือกใช้เส้นใยที่มีกำลังดึง 520 และ 640 MPa ตามที่ระบุโดยผู้ผลิต กลุ่มตัวอย่างคานที่มีรอยบากที่ใช้ในการทดสอบจะมีรายละเอียดที่แตกต่างกันดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 รายละเอียดของกลุ่มตัวอย่างทดสอบ

กลุ่มตัวอย่างทดสอบ	กำลังดึงระบุของเส้นใย (MPa)	กำลังอัดออกแบบของคอนกรีต (MPa)	ปริมาณเส้นใย (กก./ลบ.ม.)
280-NF	-	28	0
320-NF	-	32	0
280-F52-2	520	28	2
280-F52-3	520	28	3
280-F64-2	640	28	2
280-F64-3	640	28	3
320-F52-2	520	32	2
320-F52-3	520	32	3
320-F64-2	640	32	2
320-F64-3	640	32	3

3.2 การทดสอบการดัดคานตัวอย่าง

การทดสอบการดัดของคานที่มีรอยบากทั้งหมดอ้างอิงตามมาตรฐาน EN 14651 [1] โดยใช้คานทดสอบขนาดหน้าตัด 150 x 150 มิลลิเมตร ระยะห่างระหว่างจุดรองรับ 500 มิลลิเมตร ทำการบากร่องที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวคานบริเวณท้องคาน โดยให้มีความกว้างรอยบากไม่เกิน 5 มิลลิเมตรและความลึกรอยบาก 25 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 ทำการทดสอบการดัดแบบสามจุด โดยติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของคานไว้ที่ตำแหน่งกึ่งกลางความยาวคานและอุปกรณ์ตรวจวัดค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดรอยแตกร้าว (Crack Opening Displacement: COD) ไว้ที่ตำแหน่งบริเวณปากรอยบากใต้ท้องคานดังแสดงในรูปที่ 1 และ2 เพื่อเก็บค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (Crack Mouth Opening Displacement: CMOD) ที่เกิดขึ้น โดยทำการบันทึกค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าวด้วยความถี่เท่ากับ 100 ค่า ต่อ 1 วินาที และทำการควบคุมอัตราการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกที่ให้แบบคงที่ตามการเพิ่มขึ้นของค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD control)



รูปที่ 1 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบและอุปกรณ์ตรวจวัด [1]

รูปที่ 2 การติดตั้งคานที่มีรอยบากสำหรับทดสอบ

3.3 การวิเคราะห์และเปรียบเทียบผลการทดสอบ

นำค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) ที่บันทึกค่าได้มาเขียนแผนภูมิความสัมพันธ์เพื่อใช้แสดงความแปรปรวนของผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเส้นใยและอิทธิพลของตัวแปรต่างๆต่อผลการทดสอบ โดยถึงแม้ว่าแต่ละกลุ่มตัวอย่างได้ทำการทดสอบคานที่มีรอยบากกลุ่มละ 3 ตัวอย่าง แต่ในการนำเสนอแผนภูมิความสัมพันธ์จะเลือกนำเสนอเฉพาะตัวอย่างทดสอบที่เป็นตัวแทนของแต่ละกลุ่มตัวอย่างตามตารางที่ 1 เท่านั้นเพื่อให้ง่ายต่อการเปรียบเทียบและเหมาะสมกับความยาวของบทความนี้

3.4 การคำนวณกำลังรับการดัดและแรงเฉือน

ในการคำนวณค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือนโดยใช้ค่าที่ได้จากการทดสอบเพื่อทำการเปรียบเทียบนั้น จะอ้างอิงสมการตามมาตรฐานต่างๆ [2-4] ซึ่งรวบรวมอยู่ใน Technical Report 34 [5] โดยจะแยกการคำนวณออกเป็น 4 ส่วน ได้แก่ การคำนวณกำลังรับการดัดขององค์อาคารคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรง (plain concrete) กำลังรับการดัดขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเส้นใย กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรง และกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใย

กำลังรับการดัดขององค์อาคารคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรง สามารถแสดงในรูปของโมเมนต์ดัดสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของหน้าตัด (M_{un}) ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$M_{un} = f_{ctd,fl}\left({h^2}/{6}\right) \tag{1}$$

โดย $f_{ctd,fl}$ คือ กำลังดึงจากการดัดของคอนกรีต สามารถคำนวณได้ดังแสดงในสมการที่ (2), h คือ ค่าความลึกออกแบบของหน้าตัด

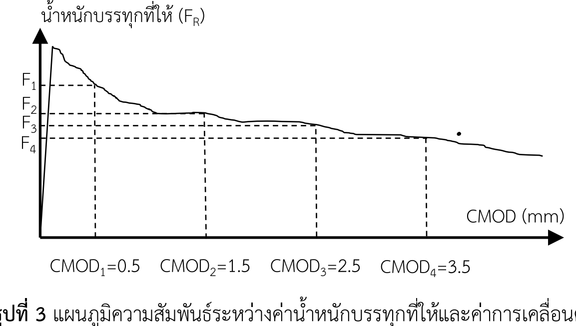
$$f_{ctd,fl} = f_{ctm}\left(1.6 - {h}/{1000}\right)/\gamma_m \tag{2}$$

โดย f_{ctm} คือ กำลังดึงตามแนวแกนเฉลี่ย เท่ากับ $0.3f_{ck}^{(0.67)}$, f_{ck} คือ กำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก, γ_m เท่ากับ 1.5 สำหรับคอนกรีต

ในการคำนวณกำลังรับการดัดและแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยจะต้องใช้ค่าที่ได้จากการทดสอบ โดยใช้ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้ระหว่างทดสอบที่ทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) มีค่าเท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 3 มาคำนวณค่ากำลังดึงจากการดัดคงค้าง (residual flexural tensile strength: f_R) ดังแสดงในสมการที่ (3)

$$f_R = {3F_R l}/{(2bh_{sp}^2)} \tag{3}$$

โดย F_R คือ น้ำหนักบรรทุกที่ให้, l คือ ระยะห่างระหว่างจุดรองรับ (500 มิลลิเมตร), h_{sp} คือ ความลึกของหน้าตัดจนถึงปลายของรอยบาก (125 มิลลิเมตร), b คือ ความกว้างคานทดสอบ (150 มิลลิเมตร)



รูปที่ 3 แผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) [5]

ค่ากำลังดึงจากการดัดคงค้างที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการที่ (3) ทั้งหมดสี่ค่า ได้แก่ f_{R1}, f_{R2}, f_{R3} และ f_{R4} ซึ่งเป็นค่าที่สอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) มีค่าเท่ากับ 0.5, 1.5, 2.5 และ 3.5 มิลลิเมตร ตามลำดับ จะนำไปใช้ในการคำนวณกำลังรับการดัดและแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยต่อไป

ในการคำนวณกำลังรับการดัดของคอนกรีตเสริมเส้นใยจะต้องคำนวณค่ากำลังตามแนวแกนเฉลี่ย (mean axial tensile strength) สองค่า ได้แก่ σ_{r1} และ σ_{r4} ซึ่งสอดคล้องกับค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) มีค่าเท่ากับ 0.5 และ 3.5 มิลลิเมตร ตามลำดับ ดังแสดงในสมการที่ (4) และ (5) [4]

$$\sigma_{r1} = 0.45 f_{R1} \quad (4)$$

$$\sigma_{r4} = 0.37 f_{R4} \quad (5)$$

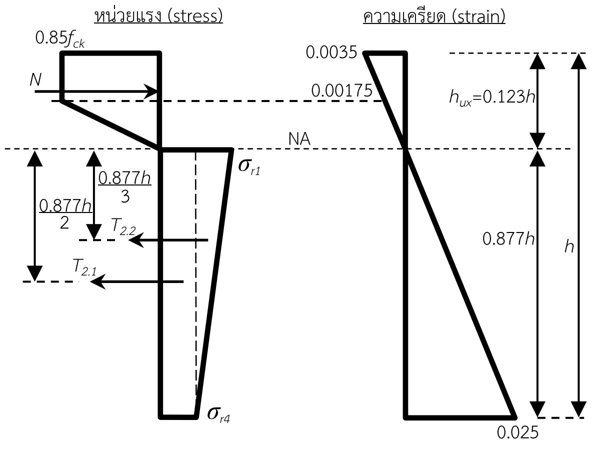
สำหรับวัสดุคอนกรีตเสริมเส้นใยที่มีความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) แสดงพฤติกรรมการอ่อนตัวจากความเครียด (strain softening) สามารถประมาณค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของหน้าตัดด้วยวิธีการอย่างง่ายตามข้อสมมุติต่างๆ [5] ดังแสดงในรูปที่ 4 โดยค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดดังกล่าวสามารถคำนวณได้จากการคิดโมเมนต์รอบเซนทรอยด์ของแรงอัด N ดังแสดงในรูปที่ 4 และสมการที่ (6) ถึง (8)

$$M_u = \left[T_{2.1}\left(\frac{0.877h}{2} + 0.075h\right) + T_{2.2}\left(\frac{0.877h}{3} + 0.075h\right)\right] \Big/ \gamma_m \quad (6)$$

$$T_{2.1} = 0.88h\sigma_{r4} \quad (7)$$

$$T_{2.2} = 0.44h(\sigma_{r1} - \sigma_{r4}) \quad (8)$$

โดย h คือ ค่าความลึกของหน้าตัด, γ_m เท่ากับ 1.5 สำหรับคอนกรีต



รูปที่ 4 การกระจายตัวของหน่วยแรงและความเครียดบนหน้าตัดที่รับโมเมนต์ดัดขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเส้นใย [5]

การคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตตามมาตรฐาน Eurocode 2 [3] จะต้องคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรงก่อน จากนั้นจึงค่อยรวมผลของเส้นใยเข้าไปเพื่อคำนวณเป็นกำลังรับแรงเฉือนรวมของคอนกรีตเสริมเส้นใย โดยกำลังรับแรงเฉือนต่ำสุดของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรง ($v_{Rd,c,min}$) สามารถคำนวณได้ดังแสดงในสมการที่ (9) และ (10)

$$v_{Rd,c,min} = 0.035 k_s^{1.5} f_{ck}^{0.5} \quad (9)$$

$$k_s = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{0.5} \leq 2.0 \quad (10)$$

โดย d คือ ค่าความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด

Technical Report 34 [5] ได้แนะนำวิธีการคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจากผลของเส้นใย (v_f) โดยใช้ค่ากำลังดึงจากการดัดคงค้างที่ได้จากการคำนวณด้วยสมการที่ (3) ทั้งหมดสี่ค่า ได้แก่ f_{R1}, f_{R2}, f_{R3} และ f_{R4} มาคำนวณดังแสดงในสมการที่ (11)

$$v_f = 0.015(f_{R1} + f_{R2} + f_{R3} + f_{R4}) \quad (11)$$

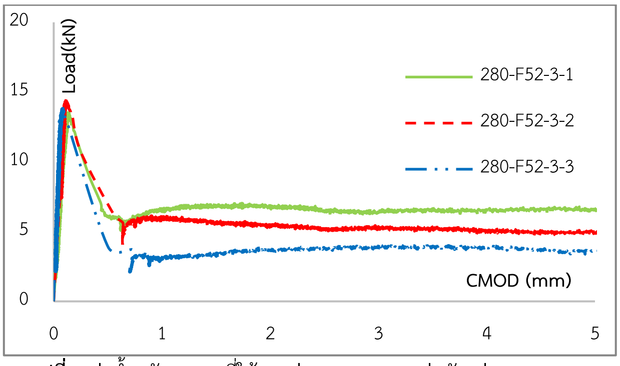
ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใย (v_{FRC}) สามารถคำนวณได้ดังแสดงในสมการที่ (12)

$$v_{FRC} = v_{Rd,c,min} + v_f \quad (12)$$

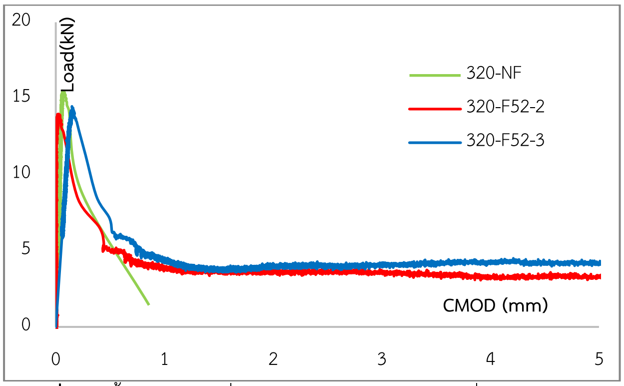
4. ผลการศึกษาและการอภิปรายผล

4.1 ผลการทดสอบการดัดของคานที่มีรอยบาก

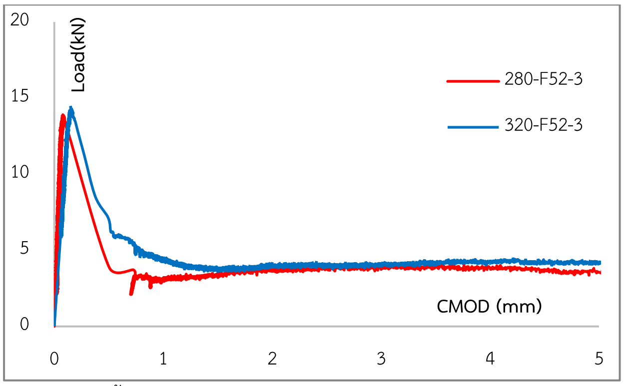
จากผลการทดสอบการดัดของคานคอนกรีตเสริมเส้นใยที่มีรอยบากทุกตัวอย่างพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) แสดงพฤติกรรมการอ่อนตัวจากการโก่งตัว (Deflection softening) ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 5 กล่าวคือ เกิดการอ่อนตัวจากความเครียดภายใต้การดัด โดยโมเมนต์ดัดมีค่าลดลงอย่างต่อเนื่องหลังจากเกิดรอยแตกร้าวดัดขึ้นในตัวอย่างทดสอบตามมุมหมุนจากการดัดที่เพิ่มขึ้น ซึ่งผลทดสอบที่ได้สอดคล้องกับการทดสอบแรงดึงตามแนวแกนของคอนกรีตเสริมเส้นใยที่ใช้เส้นใยที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน [6] ที่ผลการทดสอบแสดงพฤติกรรมการอ่อนตัวจากความเครียด (strain softening) โดยวัสดุที่มีการอ่อนตัวจากการโก่งตัวนี้สามารถประยุกต์ใช้ในงานที่หลากหลาย ตั้งแต่การควบคุมการแตกร้าวจากการหดตัวพลาสติกของคอนกรีต ไปจนถึงการใช้ในผิวทางคอนกรีตและแผ่นพื้นวางบนดิน [7] นอกจากนั้นจากรูปที่ 5 ยังพบว่าผลการทดสอบที่ได้มีความแปรปรวน โดยหลังจากค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่ให้ ความสัมพันธ์จะมีความแตกต่างกันอย่างชัดเจนแม้ว่าตัวอย่างทั้งสามจะผสมพร้อมกันและแยกเทจากเครื่องผสมด้วยวิธีเดียวกัน และเนื่องจากความแปรปรวนดังกล่าวมีผลโดยตรงกับค่าที่ใช้ในการออกแบบ จึงอาจมีความจำเป็นที่ต้องทดสอบด้วยจำนวนที่มากขึ้น [5] และเลือกค่าที่เหมาะสมในการใช้งาน



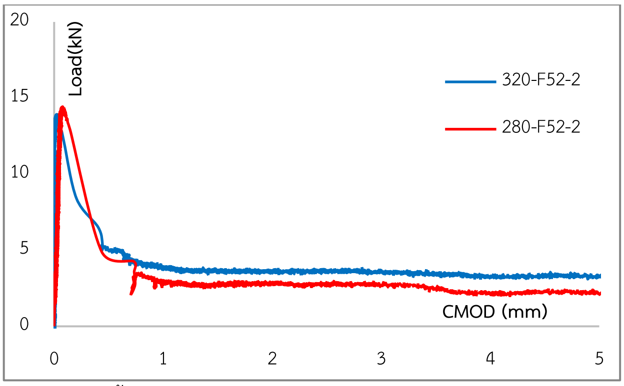
รูปที่ 5 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่า CMOD ของกลุ่มตัวอย่าง 280-F52-3



รูปที่ 6 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่า CMOD ของตัวอย่างที่เป็นตัวแทนกลุ่มตัวอย่างที่มีปริมาณเส้นใยแตกต่างกัน



รูปที่ 7 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่า CMOD ของตัวอย่างที่เป็นตัวแทนกลุ่มตัวอย่างที่มีกำลังอัดของคอนกรีตแตกต่างกัน



รูปที่ 8 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่า CMOD ของตัวอย่างที่เป็นตัวแทนกลุ่มตัวอย่างที่มีกำลังอัดของคอนกรีตแตกต่างกัน

4.2 อิทธิพลของปริมาณเส้นใย

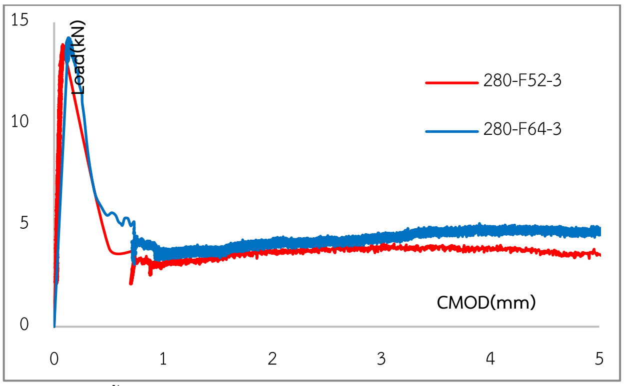
ในการเปรียบเทียบผลการทดสอบคานตัวอย่างที่ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดออกแบบเท่ากันและใช้เส้นใยที่มีกำลังดึงระบุเท่ากันดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 6 พบว่าเมื่อมีการผสมเส้นใยลงไปในสัดส่วนผสมด้วยปริมาณ 2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร คอนกรีตจะสามารถต้านทานการดัดหลังจากค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่เกิดการแตกร้าวดัด โดยสามารถคำนวณค่ากำลังดึงจากการดัดคงค้าง (residual flexural tensile strength) ที่ใช้ในการออกแบบ ซึ่งแตกต่างจากคานคอนกรีตล้วนไม่ผสมเส้นใยที่ไม่สามารถต้านทานการดัดหลังการแตกร้าวดัดได้เลย และเมื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยจาก 2 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรเป็น 3 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตรจะทำให้ผลทดสอบมีค่าน้ำหนักบรรทุกคงค้างเพิ่มขึ้นเล็กน้อยดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 6 ซึ่งผลทดสอบที่ได้สอดคล้องกับการทดสอบแรงดึงตามแนวแกนของคอนกรีตเสริมเส้นใยที่ใช้เส้นใยที่มีลักษณะคล้ายคลึงกัน [6] ที่ผลการทดสอบแสดงว่าการเพิ่มเส้นใยในปริมาณที่ไม่มากจนเกินไปจะทำให้ค่าน้ำหนักบรรทุกคงค้างเพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตามเมื่อคำนึงถึงความแปรปรวนของผลทดสอบ จึงเป็นการยากที่จะสรุปความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณเส้นใยกับผลการทดสอบที่จะเปลี่ยนแปลงไป ดังนั้นในการหาค่าที่ใช้ในการออกแบบสำหรับคอนกรีตที่เสริมเส้นใยด้วยปริมาณที่ต้องการ จะต้องมีการทดสอบด้วยจำนวนตัวอย่างที่เพียงพอและเลือกค่าที่เหมาะสมในการใช้งาน

4.3 อิทธิพลของกำลังอัดของคอนกรีต

ในการเปรียบเทียบผลการทดสอบคานตัวอย่างที่ใช้เส้นใยที่มีกำลังดึงระบุและปริมาณเท่ากันดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 7 และ 8 พบว่าค่าน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่เกิดการแตกร้าวดัด ซึ่งสอดคล้องกับค่ากำลังดึงจากการดัดหรือค่ามอดุลัสการแตกร้าว (modulus of rupture) มีค่าแปรผันตรงกับกำลังอัดของคอนกรีตตามสมการที่ (2) ดังแสดงในรูปที่ 7 แต่สำหรับการเปรียบเทียบบางกลุ่มตัวอย่างพบว่าค่าดังกล่าวไม่ได้แปรผันตรงกับกำลังอัดของคอนกรีตดังแสดงในรูปที่ 8 โดยความแปรปรวนดังกล่าวอาจเกิดจากค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่พิจารณานั้นเป็นค่ากำลังอัดออกแบบ ดังนั้นควรมีการใช้กำลังอัดของคอนกรีตจริงจากการทดสอบในการเปรียบเทียบต่อไป

4.4 อิทธิพลของกำลังดึงของเส้นใย

ในการเปรียบเทียบผลการทดสอบคานตัวอย่างที่ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดออกแบบเท่ากันและใช้เส้นใยที่มีปริมาณเท่ากันดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 9 พบว่าค่ากำลังดึงระบุของเส้นใยที่แตกต่างกันสองค่าได้แก่ 520 และ 640 MPa นั้น ไม่มีอิทธิพลต่อผลทดสอบอย่างมีนัยสำคัญ ซึ่งสอดคล้องกับรูปแบบการพังทลาย (failure mode) ของหน้าตัดตัวอย่างทดสอบที่พบ แต่อย่างไรก็ตามเมื่อคำนึงถึงความแปรปรวนของผลทดสอบ การหาค่าที่ใช้ในการออกแบบสำหรับคอนกรีตที่เสริมเส้นใยซึ่งมีการระบุกำลังดึงจากผู้ผลิต จะต้องมีการทดสอบด้วยจำนวนตัวอย่างที่เพียงพอและเลือกค่าที่เหมาะสมในการใช้งาน



รูปที่ 9 ค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่า CMOD ของตัวอย่างที่เป็นตัวแทนกลุ่มตัวอย่างที่มีกำลังดึงของเส้นใยแตกต่างกัน

ตารางที่ 2 ตัวอย่างการคำนวณของกลุ่มตัวอย่างทดสอบ 280-F52-2

i =	CMOD (mm)	F_{Ri} (N)	f_{Ri} (N/mm^2)	σ_{ri} (N/mm^2)
1	0.5	4800	1.536	0.691
2	1.5	2800	0.896	-
3	2.5	2800	0.896	-
4	3.5	2600	0.832	0.308
f_{cu} (N/mm^2)	f_{ck} (N/mm^2)	f_{ctm} (N/mm^2)	$f_{ctd,fl}$ (N/mm^2)	M_{un} (N˙mm/mm)
28	22	2.41	2.33	8732
$T_{2.1}$ (N/mm)	$T_{2.2}$ (N/mm)	M_u (N˙mm/mm)	$v_{Rd,c,min}$ (N/mm^2)	v_f (N/mm^2)
40.6	25.3	3016	0.469	0.062

ตารางที่ 3 ค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือนของตัวแทนกลุ่มตัวอย่างทดสอบ

กลุ่มตัวอย่างทดสอบ	M_{un} (N˙mm/mm)	M_u (N˙mm/mm)	$v_{Rd,c,min}$ (N/mm^2)	v_f (N/mm^2)
280-NF	8732	-	0.469	-
320-NF	9549	-	0.501	-
280-F52-2	8732	3016	0.469	0.062
280-F52-3	8732	3495	0.469	0.072
280-F64-2	8732	3422	0.469	0.072
280-F64-3	8732	4223	0.469	0.088
320-F52-2	9549	4679	0.501	0.094
320-F52-3	9549	4642	0.501	0.095
320-F64-2	9549	2735	0.501	0.055
320-F64-3	9549	2891	0.501	0.057

4.5 การคำนวณและเปรียบเทียบค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือน

ในการคำนวณค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเส้นใยจะใช้ข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าน้ำหนักบรรทุกที่ให้และค่าการเคลื่อนตัวของช่องเปิดที่ปากรอยแตกร้าว (CMOD) จากการทดสอบคานที่มีรอยบากมาคำนวณตามสมการที่ (1) ถึง (12) โดยตัวอย่างการคำนวณของกลุ่มตัวอย่างทดสอบ 280-F52-2 จะได้ค่าต่างๆดังแสดงในตารางที่ 2 และค่ากำลังรับการดัดและแรงเฉือนของตัวแทนกลุ่มตัวอย่างทดสอบทุกกลุ่มจะแสดงในตารางที่ 3 ซึ่งจะพบว่าเมื่อใส่เส้นใยพอลิโพรพิลีนในคอนกรีตด้วยรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 1 จะทำให้ค่ากำลังรับการดัดที่แสดงในรูปของโมเมนต์ดัดสูงสุดต่อหนึ่งหน่วยความกว้างของหน้าตัดซึ่งสมมติค่าความหนาขององค์อาคาร 150 มิลลิเมตร มีค่าเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 30 และค่ากำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 10 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าดังกล่าวของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรงด้วยเส้นใย

5. บทสรุป

แม้ว่าระหว่างการผสมจะมีการควบคุมคุณภาพที่เหมาะสมและจำเป็นแต่ผลการทดสอบที่ได้มีความแปรปรวนซึ่งส่งผลโดยตรงกับค่าที่ใช้ในการคำนวณออกแบบ จึงอาจมีความจำเป็นที่ต้องทดสอบด้วยจำนวนตัวอย่างที่มากขึ้นและเลือกค่าที่เหมาะสมในการใช้งาน สำหรับค่ากำลังรับการดัดซึ่งสมมติค่าความหนาขององค์อาคาร 150 มิลลิเมตร จะมีค่าเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 30 ส่วนค่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นไม่ต่ำกว่าประมาณร้อยละ 10 เมื่อเปรียบเทียบกับค่าดังกล่าวของคอนกรีตล้วนที่ไม่เสริมแรงด้วยเส้นใย

เอกสารอ้างอิง

[1] British Standards Institution, EN 14651 + A1: 2007 (2005). *Test method for metallic fibered concrete. Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. BSI, London.

[2] British Standards Institution, EN 14845 (2006). *Test methods for fibres in concrete, Part 1: Reference concretes, Part 2: Effect on strength*. BSI, London.

[3] British Standards Institution, EN 1992-1-1 + NA (2004). *Eurocode 2, Design of concrete structures, Part 1-1, General rules and rules for buildings*. BSI, London.

[4] RILEM Final recommendations of TC 162-TDF (2002). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: bending test. *Materials and structures*, 35, pp. 579–582.

[5] The Concrete Society (2013). Concrete Industrial Ground Floors, *Technical Report 34*, The Concrete Society, Camberley.

[6] จิตราภรณ์ จิตตานุรักษ์ (2559). *การพัฒนาสัดส่วนผสมคอนกรีตเสริมเส้นใยสมรรถนะสูงมาก*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[7] Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W. (2006). Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Materials and structures*, 39, pp. 547-555.

ความต้านทานคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์
Chloride Resistance and Compressive Strength of Concrete Containing Synthetic Zeolite

อัญชนา กิจจานนท์[1] ทวีชัย สำราญวานิช[2,*] และ ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้มุ่งศึกษาความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตผสมซีโอไลท์สังเคราะห์ โดยวัสดุประสานที่ใช้ ได้แก่ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และซีโอไลท์สังเคราะห์ ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.50 และ 0.60 การแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งและกำลังอัดของคอนกรีตทดสอบที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 28, 56 และ 91 วัน จากผลการทดลองพบว่า คอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์มีความต้านทานคลอไรด์ดีกว่าคอนกรีตล้วนทุกอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน โดยคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.03 มีความต้านทานคลอไรด์ดีที่สุด แต่คอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์มีกำลังอัดต่ำกว่าคอนกรีตล้วน

คำสำคัญ: ความต้านทานคลอไรด์, คอนกรีต, ซีโอไลท์สังเคราะห์, กำลังอัด

Abstract

This paper aims to study the chloride resistance and compressive strength of concrete containing synthetic zeolite. In this paper, Portland cement type I and synthetic zeolite were used as cementitious materials. The synthetic zeolite to binder ratios were kept at 0.01, 0.03, 0.05, and 0.10. Water to binder ratios were kept at 0.50 and 0.60. The rapid chloride penetration and compressive strength of concrete were performed at 7, 28, 56 and 91 days of curing time. From the experimental results, it was seen that concretes with synthetic zeolite had better chloride resistance than cement-only concrete at all water to binder ratios. Concrete with synthetic zeolite to binder ratio of 0.03 had the best chloride resistance. But, concretes with synthetic zeolite had lower compressive strength than cement-only concrete.

Keywords: chloride resistance, concrete, synthetic zeolite, compressive strength

1. คำนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมทะเลมักเกิดการเสื่อมสภาพเนื่องจากเกลือคลอไรด์ในน้ำทะเล โดยคลอไรด์สามารถแทรกซึมเข้าสู่ภายในเนื้อคอนกรีตได้จากหลายกระบวนการ เช่น การแพร่ (Diffusion), การดึงดูดคาปิลลารี (Capillary suction), การดึงดูดอิออนคลอไรด์ (Ion adsorption) และความดันน้ำ (Hydraulic pressure) เมื่อคลอไรด์แทรกซึมภายในเนื้อคอนกรีตและมีการสะสมของคลอไรด์ที่บริเวณผิวของเหล็กเสริมจนมีค่ามากกว่าปริมาณคลอไรด์วิกฤต (Threshold chloride content) ชั้นฟิล์มที่เคลือบป้องกันเหล็กเสริมอยู่จะถูกทำลายลง และหากมีปริมาณออกซิเจนและความชื้นที่เพียงพอจะทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเริ่มเกิดสนิมได้ เมื่อปริมาตรของสนิมเกิดเพิ่มมากขึ้นจะดันให้เนื้อคอนกรีตเกิดการหลุดล่อนและแตกร้าวในที่สุด [1, 2]

ซีโอไลท์ (Zeolite) คือ สารประกอบอลูมิโนซิลิเกต ซึ่งหน่วยย่อยของซีโอไลท์ประกอบด้วยอะตอมของซิลิกอนหรืออะลูมิเนียมหนึ่งอะตอม และออกซิเจนสี่อะตอม (SiO_4 หรือ AlO_4) สร้างพันธะกันเป็นรูปทรงสามเหลี่ยมสี่หน้า (Tetrahedral) โดยที่อะตอมของซิลิกอน หรืออะลูมิเนียมอยู่ตรงกลางล้อมรอบด้วยอะตอมของออกซิเจนที่มุมทั้งสี่ ซึ่งโครงสร้างสามเหลี่ยมสี่หน้านี้จะเชื่อมต่อกันที่มุมโดยใช้ออกซิเจนร่วมกันก่อให้เกิดเป็นโครงสร้างขนาดใหญ่ ที่มีช่องว่างระหว่างโมเลกุลที่จัดเรียงตัวกันอย่างเป็นระเบียบในระบบสามมิติ ขนาดตั้งแต่ 2-10 อังสตรอม จึงทำให้ลักษณะทางกายภาพของซีโอไลท์เป็นผลึกแข็ง มีรูพรุน อีกทั้งในโครงสร้างโมเลกุลของซีโอไลท์ยังมีประจุบวกของโลหะที่เกาะอยู่หลวม ๆ ได้แก่ โซเดียม แคลเซียม โพแทสเซียม เป็นต้น และยังมีน้ำเป็นองค์ประกอบอยู่ในช่องว่างในโครงผลึกด้วย [3] โดยทั่วไปซีโอไลท์แบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่ ซีโอไลท์ธรรมชาติและซีโอไลท์สังเคราะห์ โดยซีโอไลท์สังเคราะห์มีองค์ประกอบที่สม่ำเสมอ มีโครงสร้างที่แน่นอน มีความบริสุทธิ์ และมีสารปนเปื้อนน้อยกว่าซีโอไลท์ธรรมชาติ จากผลการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับการใช้ซีโอไลท์ธรรมชาติแทนที่วัสดุประสานพบว่า คอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์มีคุณสมบัติทางกลและความคงทนดีขึ้น [4]

สำหรับบทความนี้มุ่งศึกษาคุณสมบัติความต้านทานคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนที่บางส่วนของวัสดุประสานในคอนกรีต

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

องค์ประกอบทางเคมี (%)	ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC)	ซีโอไลท์สังเคราะห์ (Z)
SiO_2	20.8	32.98
Al_2O_3	5.5	27.73
Fe_2O_3	3.16	0.04
CaO	64.97	0.04
MgO	1.06	-
SO_3	2.96	0.04
Na_2O	0.08	19.86
K_2O	0.55	0.04
TiO_2	0.01	-
P_2O_5	0.01	-
LOI	2.89	19.19
คุณสมบัติทางกายภาพ		
Specific gravity	3.11	2.16
ความละเอียดทดสอบโดยวิธี Blaine fineness (ซม2 /กรัม)	3,480	4,227

ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีต

รหัส	w/b	z/b	Mix proportions (kg/m^3)				
			OPC	Zeolite	Water	Sand	Rock
I50-Z00	0.50	-	369	0	185	776	1,025
I50-Z01		0.01	365	4	184	776	1,025
I50-Z03		0.03	356	11	184	776	1,025
I50-Z05		0.05	348	18	183	776	1,025
I50-Z10		0.10	327	36	181	776	1,025
I60-Z00	0.60	-	329	0	198	776	1,025
I60-Z01		0.01	325	3	197	776	1,025
I60-Z03		0.03	318	10	197	776	1,025
I60-Z05		0.05	310	16	196	776	1,025
I60-Z10		0.10	292	32	194	776	1,025

หมายเหตุ: ความหมายของสัญลักษณ์ในแต่ละอัตราส่วนผสมมีความหมายดังนี้

"I xx" หมายถึง ตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ "0.xx"

"Z xx" หมายถึง ตัวอย่างคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุเท่ากับ "0.xx"

"w/b" หมายถึง อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน

"z/b" หมายถึง อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน

"OPC" หมายถึง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1

2. การทดลอง

2.1 วัสดุและส่วนผสมที่ใช้

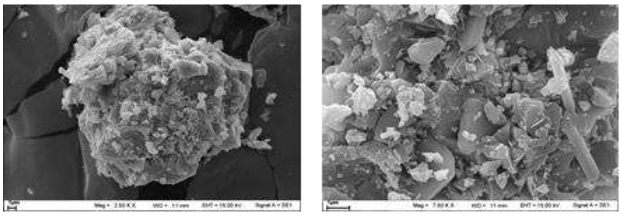
การศึกษานี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เป็นวัสดุประสานหลัก และใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์ (Z) ที่มีองค์ประกอบหลักเป็นซิลิกาออกไซด์และอลูมิน่าออกไซด์เป็นหลักแทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพแสดงไว้ในตารางที่ 1 ส่วนรูปร่างอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และซีโอไลท์สังเคราะห์ถูกแสดงในรูปที่ 1 และ 2 ตามลำดับ มวลรวมหยาบใช้หินปูนที่มีขนาดโตสุดเท่ากับ 19 มม และมีสภาพผิวอยู่ในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง ส่วนมวลรวมละเอียดใช้ทรายบกที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4

สำหรับส่วนผสมคอนกรีตถูกแสดงไว้ในตารางที่ 2 โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.50 และ 0.60 อัตราส่วนซีโอไลท์ต่อวัสดุประสาน (z/b) เท่ากับ 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10

2.2 วิธีการทดสอบ

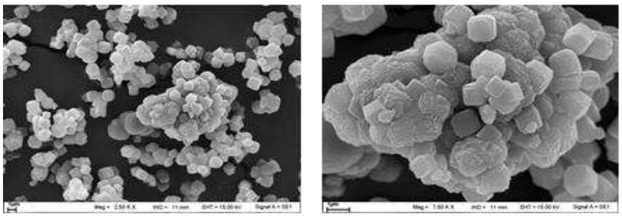
2.2.1 การแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

การทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1202 [5] โดยการหาค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านโพรงช่องว่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำภายในคอนกรีต โดยการทดสอบใช้ตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง10 ซม สูง 20 ซม ทดสอบที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 28, 56 และ 91 วัน หลังจากครบระยะเวลาบ่มน้ำตัวอย่างถูกทดสอบตาม ASTM C1202 โดยค่าประจุไฟฟ้าที่ได้อยู่ในหน่วยคูลอมบ์ ซึ่งค่าดังกล่าวจะถูกพิจารณาการแทรกซึมคลอไรด์อิออนในคอนกรีตดังตารางที่ 3



x2500 x7500

รูปที่ 1 ลักษณะอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1



x2500 x7500

รูปที่ 2 ลักษณะอนุภาคของซีโอไลท์สังเคราะห์

ตารางที่ 3 การแทรกซึมคลอไรด์อิออนในคอนกรีตภายใต้ค่าประจุไฟฟ้า [5]

Charge passed (Coulombs)	Chloride ion penetrability
> 4,000	High
2,000 – 4,000	Moderate
1,000 – 2,000	Low
100 – 2,000	Very low
< 100	Negligible

2.2.2 กำลังอัดของคอนกรีต

กำลังอัดของคอนกรีตถูกทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 1881-116 [6] โดยทำการหล่อคอนกรีตทรงลูกบาศก์ซึ่งมีขนาด 10x10x10 ซม^3 และทดสอบที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 28, 56 และ 91 วัน ตามลำดับ

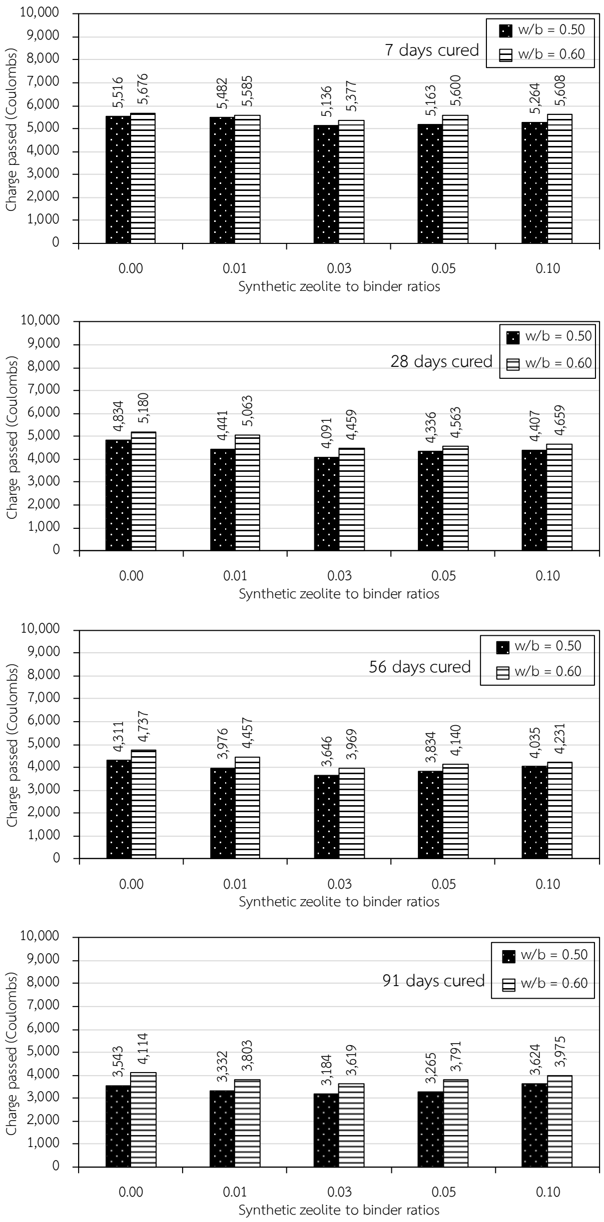
3. ผลการทดลองและอภิปราย

3.1 การแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

รูปที่ 3 แสดงปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.50 และ 0.60 ที่ระยะเวลาการบ่ม 7, 28, 56 และ 91 วัน จากรูปพบว่า เมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเพิ่มขึ้น ปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้น โดยค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 มีค่าต่ำที่สุด และมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.60 เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีการใช้น้ำเป็นส่วนผสมคอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง ส่งผลให้คอนกรีตมีโพรงช่องว่างที่เกิดจากน้ำที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปฏิกิริยาปอซโซลานิกน้อยกว่าจึงทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำส่งผลให้การไหลผ่านของประจุเป็นไปได้ยาก เมื่อปริมาณประจุที่ไหลผ่านมีค่าต่ำลง นั่นหมายถึงความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่สูงขึ้น [7, 8]

เมื่อพิจารณาผลกระทบของระยะเวลาบ่มน้ำดังรูปที่ 4 พบว่า คอนกรีตที่ระยะเวลาบ่ม 7 วัน มีปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตมากที่สุด และเมื่อคอนกรีตที่มีระยะเวลาบ่มน้ำนานขึ้น ค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตมีแนวโน้มที่ต่ำลง โดยมีแนวโน้มลักษณะเดียวกันในทุก ๆ ส่วนผสม คอนกรีตเนื่องจากคอนกรีตที่มีระยะเวลาบ่มน้ำที่นานขึ้นทำให้การเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปอซโซลานิกของคอนกรีตเกิดขึ้นเพิ่มมากขึ้นทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มมากขึ้นด้วย เมื่อคอนกรีตมีความทึบน้ำส่งผลให้ปริมาณไฟฟ้าไหลผ่านโพรงช่องว่างภายในคอนกรีตได้ยากขึ้น ความต้านทานคลอไรด์ของคอนกรีตจึงสูงขึ้นตามไปด้วย

เมื่อพิจารณาการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ด้วยซีโอไลท์สังเคราะห์ดังรูปที่ 4 พบว่า ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 คอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์มีปริมาณประจุไฟฟ้าไหลผ่านคอนกรีตผสมซีโอไลท์สังเคราะห์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน และแตกต่างกันอย่างชัดเจนเมื่อระยะเวลาบ่มสูงขึ้น จากรูปจะเห็นว่าที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7 และ 28 วัน ปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตทุกส่วนผสมมีค่ามากกว่า 4,000 คูลอมบ์ หากพิจารณาตามเกณฑ์ ASTM C1202 พบว่า คอนกรีตนั้นมีการแทรกซึมคลอไรด์สูง สำหรับระยะเวลาบ่มน้ำ 56 วัน คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน 0.10 มีปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตมากกว่า 4,000 คูลอมบ์ เช่นเดียวกัน ในขณะที่คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน 0.1, 0.03 และ 0.05 มีปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตอยู่ในช่วง 2,000 - 4,000 คูลอมบ์ ถือว่าอยู่ในเกณฑ์การแทรกซึมคลอไรด์ปานกลาง



รูปที่ 3 ผลกระทบของ w/b ต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

และที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน คอนกรีตทุกส่วนผสมมีปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตอยู่ในช่วง 2,000 - 4,000 คูลอมบ์ เช่นเดียวกัน โดยคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน 0.03 มีปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตต่ำที่สุด

สำหรับที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.60 พบว่าที่ระยะเวลาบ่ม 7 วัน ปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตผสมซีโอไลท์สังเคราะห์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าที่ระยะเวลาบ่ม 7, 28 และ 56 วัน ปริมาณประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตทุกส่วนผสมมีค่ามากกว่า 4,000 คูลอมบ์ หากพิจารณาตามเกณฑ์ ASTM C1202 พบว่าค่าที่ได้มีเกณฑ์การแทรกซึมคลอไรด์ที่สูง สำหรับที่ระยะเวลาบ่ม 91 วัน คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก ยังคงมีปริมาณประจุไฟฟ้ามากกว่า 4,000 คูลอมบ์ ในขณะที่คอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุ

ประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 มีปริมาณประจุไฟฟ้าอยู่ในช่วง 2,000 - 4,000 คูลอมบ์ ถือว่าอยู่ในเกณฑ์การแทรกซึมคลอไรด์ปานกลาง และคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.03 มีปริมาณประจุไฟฟ้าต่ำที่สุด เช่นเดียวกันกับที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50

เมื่อพิจารณาประสิทธิภาพในการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนบางส่วนของปูนซีเมนต์จากสมการที่ (1)

$$E_{cp,z=x} = \frac{CP_{z=0} - CP_{z=x}}{CP_{z=0}} \times 100 \quad (1)$$

เมื่อ $E_{cp,z=x}$ คือ ประสิทธิภาพในการปรับปรุงความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของการใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานร้อยละ x (%)

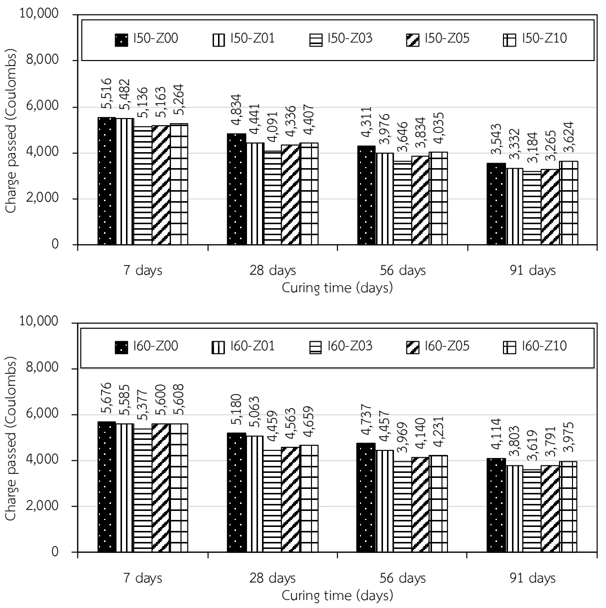
$CP_{z=0}$ คือ ประจุที่เคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก (Coulomb)

$CP_{z=x}$ คือ ประจุที่เคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานร้อยละ x (Coulomb)

ตารางที่ 4 แสดงประสิทธิภาพการปรับปรุงความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานบางส่วน เมื่อพิจารณาที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน พบว่า คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03 และ 0.05 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 6.0, 10.1 และ 7.9 ตามลำดับ และคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.10 มีความต้านทานคลอไรด์ต่ำคอนกรีตล้วนร้อยละ 2.3 ซึ่งเห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03 และ 0.05 มีความต้านทานคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลักอย่างชัดเจน โดยคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.03 มีความต้านทานคลอไรด์สูงสุด แต่คอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.10 มีความต้านทานคลอไรด์ใกล้เคียงกับคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก และที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.60 การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 7.5, 12.0, 7.8 และ 3.4 ตามลำดับ ซึ่งเห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 มีความต้านทานคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก

3.2 กำลังอัดของคอนกรีต

รูปที่ 5 แสดงกำลังอัดของคอนกรีตที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50

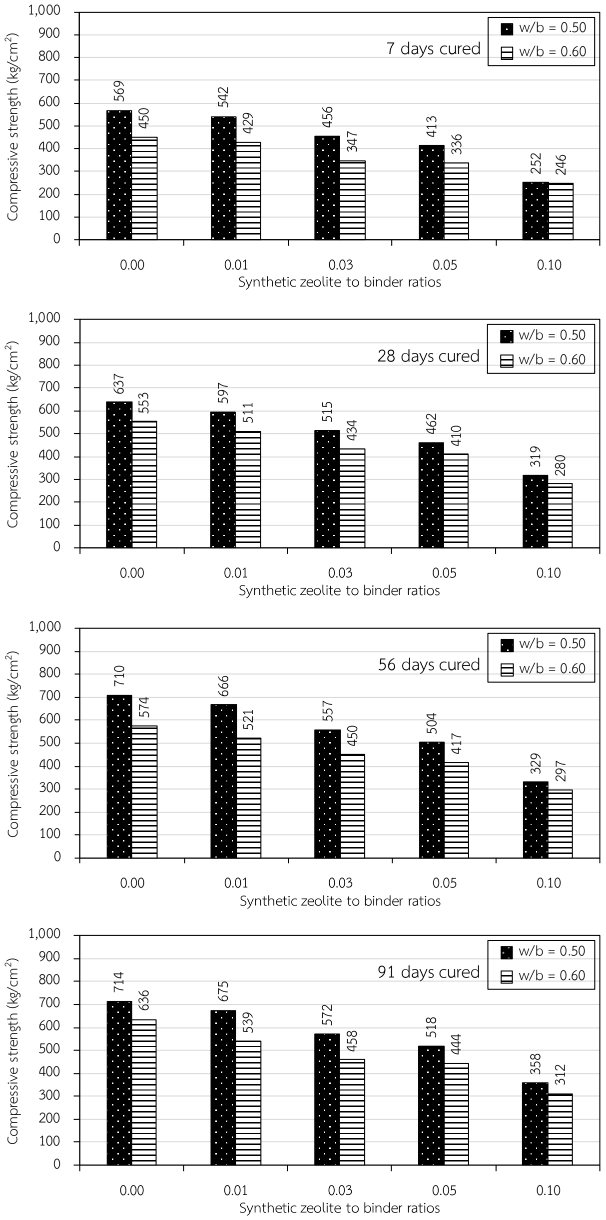


รูปที่ 4 ผลกระทบของ z/b ต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

ตารางที่ 4 ประสิทธิภาพในการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์

Mix id	ประสิทธิภาพในการปรับปรุงความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์, E_{cp} (ร้อยละ)			
	ระยะเวลาบ่มน้ำ (วัน)			
	7	28	56	91
I50-Z00	-	-	-	-
I50-Z01	1.3	8.1	7.8	6.0
I50-Z03	3.0	15.4	15.4	10.1
I50-Z05	2.5	10.3	11.1	7.9
I50-Z10	0.5	8.8	6.4	-2.3
I60-Z00	-	-	-	-
I60-Z01	1.6	2.3	5.9	7.5
I60-Z03	5.3	13.9	16.2	12.0
I60-Z05	1.3	11.9	12.6	7.8
I60-Z10	1.2	10.1	10.7	3.4

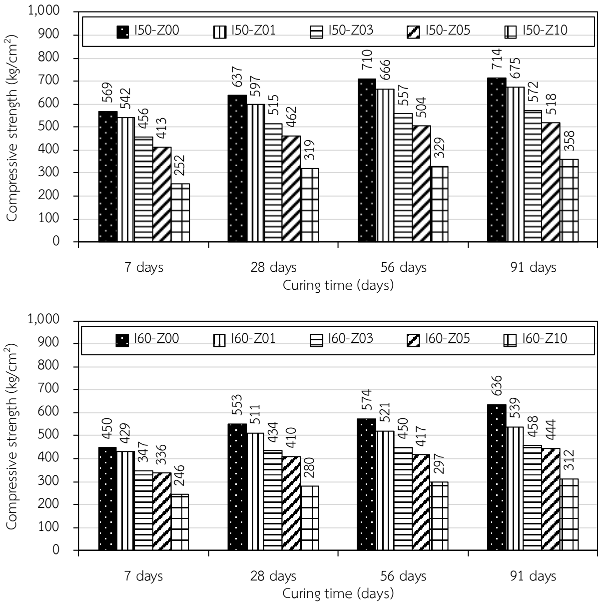
และ 0.60 ที่ระยะเวลาบ่ม 7, 28, 56 และ 91 วัน จากรูปพบว่า คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 มีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.60 ทุกระยะเวลาบ่มน้ำ เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีน้ำเป็นส่วนผสมคอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่สูง ส่งผลให้คอนกรีตมีโพรงที่เกิดจากน้ำที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นต่ำ คอนกรีตจึงมีความทึบน้ำ ดังนั้นกำลังอัดของคอนกรีตจึงมีค่าสูง นอกจากนี้กำลังอัดมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มระยะเวลาบ่มน้ำ เนื่องจากคอนกรีตที่มีระยะเวลาบ่มน้ำสูงทำให้ปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้เกิดผลผลิตเช่นแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนียมไฮเดรต (CAH) เพิ่มมากขึ้น ทำให้กำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้นตามไปด้วย



รูปที่ 5 ผลกระทบของ w/b ต่อกำลังอัดของคอนกรีต

ตารางที่ 5 ร้อยละกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์

Mix id	ร้อยละกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์, SI (ร้อยละ)			
	ระยะเวลาบ่มน้ำ (วัน)			
	7	28	56	91
I50-Z00	100	100	100	100
I50-Z01	95	94	94	95
I50-Z03	80	81	79	80
I50-Z05	73	73	71	73
I50-Z10	44	50	46	50
I60-Z00	100	100	100	100
I60-Z01	95	93	91	85
I60-Z03	77	79	78	72
I60-Z05	75	74	73	70
I60-Z10	55	51	52	49



รูปที่ 6 ผลกระทบของ z/b ต่อกำลังอัดของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ด้วยซีโอไลท์สังเคราะห์ดังรูปที่ 6 พบว่า คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลักมีกำลังอัดสูงสุด และคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานมีกำลังอัดลดลงตามการเพิ่มขึ้นของการแทนที่ด้วยซีโอไลท์ เนื่องจากเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์ถูกแทนที่มากขึ้น ปริมาณของสารตั้งต้นที่ทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นจึงลดลง ส่งผลให้ปริมาณของแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนียมไฮเดรต (CAH) ต่ำ กำลังอัดของคอนกรีตจึงมีค่าต่ำกว่า ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Ikotun et al. [9] ซึ่งศึกษาซีโอไลท์ดัดแปลง แต่ผลกลับตรงข้ามกับงานวิจัยของ Canpolat et al. [10] ซึ่งศึกษาซีโอไลท์ธรรมชาติ นอกจากนี้ยังพบว่าคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์มีการพัฒนากำลังอัดต่ำกว่าเมื่อระยะเวลาบ่มนานขึ้น

เพื่อให้การพิจารณากำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนบางส่วนของปูนซีเมนต์เทียบกับกำลังอัดของคอนกรีตซีเมนต์ล้วนมีความชัดเจนขึ้น จึงคำนวณเปรียบเทียบเป็นร้อยละของกำลังอัดคอนกรีตที่ใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์ตามสมการที่ (2) โดยค่าที่ได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 5

$$SI_{z=x} = \frac{S_{R,z=x}}{S_{z=0}} \times 100 \qquad (2)$$

เมื่อ $SI_{z=x}$ คือ ร้อยละกำลังอัดของคอนกรีตที่ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานร้อยละ x เทียบกับคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก (%)

$S_{z=0}$ คือ กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก (kg/cm^2)

$S_{R,z=x}$ คือ กำลังอัดของคอนกรีตที่ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานร้อยละ x (kg/cm^2)

จากตารางที่ 5 พบว่าเมื่อพิจารณาที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 มีกำลังอัดต่ำว่าคอนกรีตล้วน โดยมีการพัฒนากำลังอัดที่ร้อยละ 95, 80, 73 และ 50 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตล้วน และที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.60 การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนวัสดุประสานที่อัตราส่วน 0.01, 0.03, 0.05 และ 0.10 มีการพัฒนากำลังอัดที่ร้อยละ 85, 72, 70 และ 49 ตามลำดับ เมื่อเทียบกับคอนกรีตล้วน

4. สรุปผล

จากการศึกษาความต้านทานคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมซีโอไลท์สังเคราะห์ สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ในคอนกรีตส่งผลให้ความต้านทานคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตสูงขึ้น โดยการใช้อัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน 0.03 ส่งผลให้คอนกรีตมีความต้านทานคลอไรด์แบบเร่งสูงที่สุด

2. การใช้ซีโอไลท์สังเคราะห์แทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ในคอนกรีตส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตลดลง และต่ำกว่ากำลังอัดของคอนกรีตล้วน โดยกำลังอัดลดลงตาการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนซีโอไลท์สังเคราะห์ต่อวัสดุประสาน

3. คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่สูงขึ้นส่งผลให้ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งและกำลังอัดของคอนกรีตลดลง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 143/2559 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] ทวีชัย สำราญวานิช และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล (2561). *การเสื่อมสภาพโครงสร้างคอนกรีต*. บริษัท จรัลสนิทวงศ์การพิมพ์ จำกัด.

[2] Tangtermsirikul, S. (2003). *Durability and mix design of concrete (1st edition)*. Pathum Thani: Thammasat University, Rangsit Campus.

[3] Davis, M.E. (1991). Zeolite and molecular sieve : not just ordinary catalyst. *Ind. Eng. Cham. Res.*, 30, pp. 1675-1683.

[4] Najimi, M., Sobhani, J., Ahmadi, B. and Shekarch, M. (2012). An experimental study on durability properties of concrete containing zeolite as a highly reactive natural pozzolan. *Construction and Building Materials*, 35, pp. 1023–1033.

[5] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2000). *ASTM C1202, Standard test method for electrical indication of concrete's ability to. resist chloride ion penetration*.

[6] British Standards (BS). *BS 1881-116, Method for determination of compressive strength of concrete cubes*.

[7] ธีรวัฒน์ สินศิริ, ชูวิทย์ นาเพีย และ ศักดิ์สิทธิ์ พันทวี. (2550). ผลกระทบของซีโอไลท์ต่อโครงสร้างขนาดเล็กของซีเมนต์เพสต์ผสม. *การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติครั้งที่ 12*, พิษณุโลก, 2-4 พฤษภาคม 2550.

[8] Valipour, M., Pargar, F., Shekarchi, M. and Khani, S. (2013). Comparing a natural pozzolan, zeolite, to metakaolin and silica fume in terms of their effect on the durability characteristics of concrete: A laboratory study. *Construction and Building Materials*, 41, pp. 879–888.

[9] Ikotun, B.D. and Ekolu, S. (2010). Strength and durability effect of modified zeolite additive on concrete properties. *Construction and Building Materials*, 24, pp. 749–757.

[10] Canpolat, F., Yılmaz, K., Kose, M.M., Sumer, M. and Yurdusev, M.A. (2004). Use of zeolite, coal bottom ash and fly ash as replacement materials in cement production. *Cement and Concrete Research*, 34, pp. 731–735.

ผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต
Effect of Temperature and Relative Humidity on Threshold Chloride Content of Concrete

อัญชนา กิจจานนท์[1] ทวีชัย สำราญวานิช[2,*] และ ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้มุ่งศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยศึกษาอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อมที่ 30°C และ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ของสิ่งแวดล้อมที่ 30% และ 90% ในการศึกษานี้ใช้อัตราส่วนเถ้าลอยต่อวัสดุประสาน 0.20 และ 0.40 อัตราส่วนซิลิก้าฟูมต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.075 ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.50 สำหรับทุกส่วนผสม จากผลการศึกษาพบว่า เมื่อ ความชื้นสัมพัทธ์คงที่ 90% คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อม 30°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่อุณหภูมิ 50°C แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตต่ำกว่า ในขณะที่เมื่ออุณหภูมิคงที่ 50°C คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สิ่งแวดล้อม 30% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สิ่งแวดล้อม 90% แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตที่ต่ำกว่าเช่นกัน หากพิจารณาดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (CRI_{DT}) พบว่า คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อมต่ำมีค่า CRI_{DT} มากกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิสิ่งแวดล้อมสูง และคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ต่ำมี CRI_{DT} มากกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สูง คอนกรีตที่ใช้เถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 40 มีค่า CRI_{DT} มากที่สุด คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่วัสดุประสานร้อยละ 7.5 มีค่า CRI_{DT} สูงกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วน

คำสำคัญ: ปริมาณคลอไรด์วิกฤต, ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิม, อุณหภูมิ, ความชื้นสัมพัทธ์, เถ้าลอย, ซิลิก้าฟูม

Abstract

This paper aims to study the effect of temperature and relative humidity in environment on threshold chloride content of concrete. The temperature of environment at 30°C and 50°C and the relative humidity of environment at 30% and 90% were studied. In this study, fly ash to binder ratios were kept at 0.20 and 0.40. Silica fume to binder ratio of 0.075 was used. Water to binder ratio of 0.50 was used for all mixes. From the experimental results, at constant relative humidity of 90%, concrete exposed to 30°C of temperature had longer depassivation time than concrete exposed to 50°C of temperature, but had lower threshold chloride content. At constant temperature of 50°C, concrete exposed to 30% of relative humidity had longer depassivation time than concrete exposed to 90% of relative humidity, but also had lower threshold chloride content. When steel corrosion index (CRI_{DT}) was considered, concrete exposed to low temperature environment had higher CRI_{DT} than concrete exposed to high temperature environment. Concrete exposed to low relative humidity environment had also higher CRI_{DT} than concrete exposed to high relative humidity. Concrete containing fly ash with the replacement of 40% had the highest CRI_{DT}. Concrete containing silica fume had higher CRI_{DT} than cement-only concrete.

Keywords: threshold chloride content, depassivation time, temperature, relative humidity, fly ash, silica fume

1. คำนำ

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เผชิญกับสิ่งแวดล้อมทะเลมักเกิดการเสื่อมสภาพเนื่องจากเกลือคลอไรด์ในน้ำทะเล โดยคลอไรด์จะแทรกซึมผ่านโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตไปยังบริเวณผิวของเหล็กเสริม และเมื่อมีการสะสมของคลอไรด์ที่บริเวณผิวของเหล็กเสริมจนมีค่ามากกว่าปริมาณคลอไรด์วิกฤต (Threshold chloride content) ชั้นฟิล์มที่เคลือบผิวเหล็กเสริมอยู่จะถูกทำลายลง และหากมีปริมาณออกซิเจนและความชื้นที่เพียงพอจะทำให้เหล็กเสริมในคอนกรีตเริ่มเกิดสนิมได้ เมื่อปริมาตรของสนิมเกิดเพิ่มมากขึ้นจะดันให้เนื้อคอนกรีตเกิดการหลุดล่อนและแตกร้าวในที่สุด [1, 2]

อุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์มีผลต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตอย่างมาก กล่าวคือ เมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นส่งผลให้ค่าระดับของปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำลงอย่างมาก นอกจากนี้ยังทำให้ปริมาณคลอไรด์ที่ถูกจับยึดและ pH ในคอนกรีตลดลงด้วย [3, 4] การเริ่มต้นการเกิดสนิมของเหล็กเสริมต้องอาศัยออกซิเจนและน้ำ โดยความชื้นสัมพัทธ์หรือน้ำภายในคอนกรีตจะ

ทำให้ความเข้มข้นของเกลือลดลง แต่ถ้าคอนกรีตมีลักษณะผิวค่อนข้างแห้งจะทำให้ความเข้มข้นของคลอไรด์เพิ่มขึ้น [5] นอกจากนี้การแทรกซึมของออกซิเจนเข้าไปของคอนกรีตได้ขึ้นอยู่กับความชื้นสัมพัทธ์ กล่าวคือหากความชื้นสัมพัทธ์สูงส่งผลให้ออกซิเจนสามารถแทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตได้ยาก ในขณะเดียวกันกระบวนการเกิดสนิมของเหล็กเสริมก็จำเป็นต้องอาศัยความชื้นในการเกิดปฏิกิริยา หากคอนกรีตมีผิวค่อนข้างแห้งกระบวนการเกิดสนิมจะเกิดขึ้นน้อย แต่ถ้าคอนกรีตมีปริมาณความชื้นสัมพัทธ์หรือน้ำสูงจะส่งผลให้เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมได้ง่าย [6]

เมื่อศึกษาปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมสามารถสรุปได้ดังนี้ จากงานวิจัยของ [7 – 8] พบว่า ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตล้วนมีค่าสูงกว่าคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูม และในงานวิจัยของ [9] พบว่า อัตราการเกิดสนิมของคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมสูงกว่าคอนกรีตล้วน เนื่องจากคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10, 11] กล่าวคือ การใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณของอลูมิน่าออกไซด์ (Al_2O_3) ลดลง ดังนั้นความสามารถกักเก็บคลอไรด์จึงลดลงตามไปด้วย และซิลิก้าฟูมสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกเกิดผลผลิต เช่น CSH แต่ CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาปอซโซลานิกอาจจะมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ [12]

ดังนั้น บทความนี้จึงทำการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยและซิลิก้าฟูมพร้อมทั้งศึกษาระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วย

2. การทดลอง

2.1 วัสดุและส่วนผสมที่ใช้

การศึกษานี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เป็นวัสดุประสานหลัก และใช้เถ้าลอย (FA) และซิลิก้าฟูม (SF) แทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ สำหรับองค์ประกอบทางเคมีแสดงไว้ในตารางที่ 1 ใช้มวลรวมหยาบที่มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.70 โดยหินที่ใช้เป็นหินปูนที่มีขนาดโตสุดเท่ากับ 19 มม และมีสภาพผิวอยู่ในสภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง ส่วนมวลรวมละเอียดใช้ทรายบกที่ร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4 มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.60 และมีค่าโมดูลัสความละเอียด (F.M.) เท่ากับ 3.01

สำหรับส่วนผสมคอนกรีตแสดงไว้ในตารางที่ 2 โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.50 อัตราส่วนเถ้าลอยต่อวัสดุประสาน (f/b) เท่ากับ 0.20 และ 0.40 และอัตราส่วนซิลิก้าฟูมต่อวัสดุประสาน 0.075

2.2 การเตรียมตัวอย่างและเงื่อนไขการทดสอบ

2.2.1 การเตรียมตัวอย่างทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

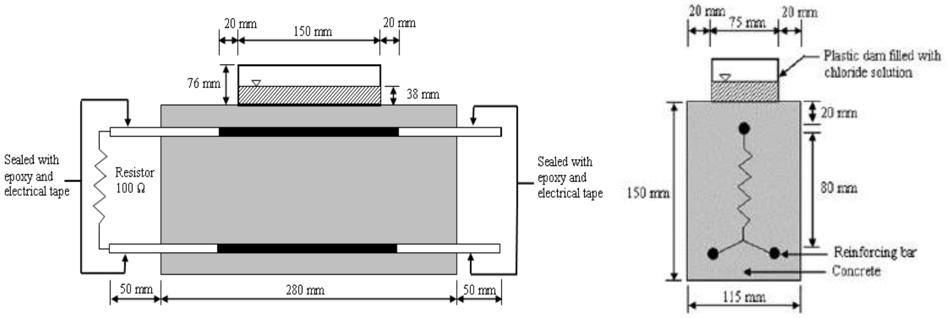
ปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] และ ASTM G109 [14] โดยทำการหล่อตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 115x150x280 มม^3 ดังรูปที่ 1 จำนวน 2 ก้อน ต่อ 1 เงื่อนไขการทดสอบ ทำการเสริมเหล็ก DB12 ยาว 380 มม จำนวน 1 เส้น บริเวณด้านบนที่ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็ก 20 มม และ 2 เส้น บริเวณด้านล่างโดยห่างจากเหล็กด้านบนเป็นระยะ 80 มม กำหนดให้ปลายเหล็กทั้ง 2 ฝั่งยื่นออกจากเนื้อคอนกรีตเป็นระยะ 50 มม โดยเหล็กเสริมระยะ 90 มม ที่วัดจากปลายของเหล็กเสริมทั้ง 2 ฝั่ง จะถูกเคลือบผิวด้วยอิพ็อกซี่เพื่อยับยั้งการเกิดสนิมสนิมของเหล็กเสริม หลังจากหล่อตัวอย่างและบ่มน้ำเป็นจนครบ 28 วัน ตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กถูกนำขึ้นมาติดตั้งบ่อกักเก็บสารละลายคลอไรด์บริเวณด้านบนของตัวอย่างโดยบ่อกักเก็บสารมีขนาด 75x75x150 มม^3 จากนั้นเติมสารละลายคลอไรด์ที่ความเข้มข้นคลอไรด์ 5% ปริมาตร 400 มล ลงในบ่อกักเก็บสาร และให้คอนกรีตเผชิญคลอไรด์แบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง โดยมี 1 วันเปียก และ 1 วันแห้งสำหรับเงื่อนไขการเผชิญอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์จะถูกอธิบายในหัวข้อ 2.2.2 ต่อไป และทำการติดตั้งตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม กับเหล็กทั้ง 3 เส้น จากนั้นเริ่มทดสอบระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมโดยการตรวจสอบระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมและปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตจะทำการทดสอบดังหัวข้อที่ 2.3.1 ต่อไป

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

องค์ประกอบทางเคมี (%)	ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC)	เถ้าลอย (FA)	ซิลิก้าฟูม (SF)
SiO_2	19.51	40.68	92
Al_2O_3	4.97	22.07	0.7
Fe_2O_3	3.78	12.64	1.2
CaO	65.38	13.69	0.2
MgO	1.08	2.98	0.2
SO_3	2.16	1.72	-
Na_2O	0.01	1.53	-
K_2O	0.44	2.52	-
TiO_2	0.26	0.42	-
P_2O_5	0.07	0.15	-
LOI	2.27	1.07	-
คุณสมบัติทางกายภาพ			
ความละเอียดโดยวิธีของเบลน (ซม^2/กรัม)	3,400	4,658	150,000
ความถ่วงจำเพาะ	3.15	2.20	2.20

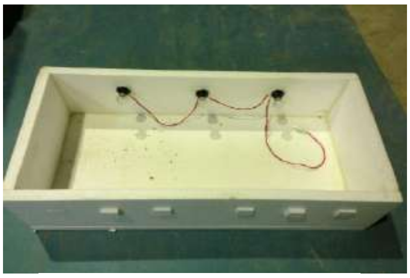
ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีต

Mix id	f/b	sf/b	Mix proportions (kg/m^3)					
			OPC	Fly ash	Silica fume	Water	Sand	Rock
I50	-	-	369	0	0	185	776	1025
I50-FA20	0.20	-	286	71	0	179	776	1025
I50-FA40	0.40	-	208	138	0	173	776	1025
I50-SF7.5	-	0.075	338	0	27	182	776	1025



รูปที่ 1 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

ก) ติดตั้งแผ่นโฟม



ข) ติดตั้งหลอดไฟเพื่อให้ความร้อน

ค) ติดตั้งเครื่องพ่นไอหมอก

ง) ติดตั้งเซ็นเซอร์วัดอุณหภูมิและความชื้น

จ) ติดตั้งเครื่องควบคุมระบบอัตโนมัติ

รูปที่ 2 รายละเอียดการเตรียมกล่องควบคุมอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์

2.2.2 เงื่อนไขการควบคุมอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์

อุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ถูกควบคุมด้วยกล่องควบคุม ดังรูปที่ 2 ซึ่งกล่องควบคุมถูกสร้างโดยทำการติดตั้งแผ่นโฟมความหนา 1 ½ นิ้ว ทำเป็นกล่องขนาด 615x1220x320 มม^3 ห่อหุ้มด้วยแผ่นพลาสติกใสด้านนอก จากนั้นทำการติดตั้งหลอดไฟขนาด 25 วัตต์ จำนวน 3 หลอด เพื่อใช้เป็นตัวให้ความร้อนจำลองอุณหภูมิของคอนกรีต ทำการเจาะช่องขนาด 50x.0 มม^2 ด้านหน้ากล่องสำหรับใช้วัดค่ากระการกัดกร่อนคร่อมตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม และเจาะช่องขนาด 75x150 มม^2 บริเวณด้านบนกล่องเพื่อวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ จากนั้นติดตั้งเครื่องพ่นไอหมอกสำหรับจำลองความชื้นสัมพัทธ์ในอากาศภายในกล่อง สุดท้ายติดตั้งเครื่องควบคุมระบบอัตโนมัติ ซึ่งมีเซ็นเซอร์ในการกำหนดอุณหภูมิและความชื้นเพื่อให้ได้เงื่อนไขแวดล้อมที่ทำการทดสอบตามที่กำหนด สำหรับสภาวะเงื่อนไขการทดสอบถูกแสดงดังตารางที่ 3

2.3 วิธีการทดสอบ

2.3.1 การทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตและระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

การทดสอบระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] และ ASTM G109 [14] สำหรับปริมาณคลอไรด์วิกฤตถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1152 [15] โดยหลังจากตัวอย่างเผชิญกับสารละลายคลอไรด์ครบ 1 วัฏจักร (1 วันเปียก และ 1 วันแห้ง) ตัวอย่างจะถูกวัดระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีการวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ตามมาตรฐาน ASTM C876 [13] โดยค่าที่วัดได้จะถูกพิจารณาตามเกณฑ์ดังตารางที่ 4 ในเวลาเดียวกัน ความต่างศักย์ไฟฟ้าของคอนกรีตจะถูกวัดคร่อมตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม ตามมาตรฐาน ASTM G109 [14] เพื่อใช้คำนวณค่ากระแสไฟฟ้าที่เกิดขึ้น ดังสมการที่ (1) การทดลองจะสิ้นสุดลงเมื่อเกิดการเปลี่ยนแปลงของค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และการค่าความหนาแน่นของกระแสไฟฟ้าอย่างรวดเร็ว จากนั้นบันทึก

ตารางที่ 3 สภาวะเงื่อนไขการทดสอบ

Mix id	ความชื้นสัมพัทธ์ (%)	อุณหภูมิ (^{o}C)	ช่วงความชื้นสัมพัทธ์ที่กำหนด (%)		ช่วงอุณหภูมิที่กำหนด (^{o}C)	
			เริ่มทำงาน	หยุดทำงาน	เริ่มทำงาน	หยุดทำงาน
I50	90	30	88	92	28	32
	90	50	88	92	48	52
	30	50	28	32	48	52
I50-FA20	90	50	88	92	48	52
I50-FA40	90	30	88	92	28	32
	90	50	88	92	48	52
	30	50	28	32	48	52
I50-SF7.5	90	30	88	92	28	32
	90	50	88	92	48	52
	30	50	28	32	48	52

ตารางที่ 4 เกณฑ์พิจารณาแนวโน้มของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมตามมาตรฐาน ASTM C876 [13]

ศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ คอปเปอร์-คอปเปอร์ซัลเฟต ($Cu/CuSO_4$)	สภาพการเกิดสนิม
มากกว่า -0.2 โวลต์ CSE	แนวโน้มร้อยละ 90 ที่จะไม่เกิดสนิม
ระหว่าง -0.2 ถึง -0.35 โวลต์ CSE	ไม่แน่นอน
น้อยกว่า -0.35 โวลต์ CSE	แนวโน้มร้อยละ 90 ที่จะเกิดสนิม

ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม ณ วันที่ยุติการทดสอบ จากนั้นทำการทดสอบหาค่าปริมาณคลอไรด์วิกฤต โดยเจาะและเก็บผงตัวอย่างที่ระยะทุก ๆ 5 มม จนกระทั่งถึงบริเวณผิวของเหล็กเสริม และนำผงตัวอย่างบริเวณของเหล็กเสริมทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดตามมาตรฐาน ASTM C1152 [15] ต่อไป

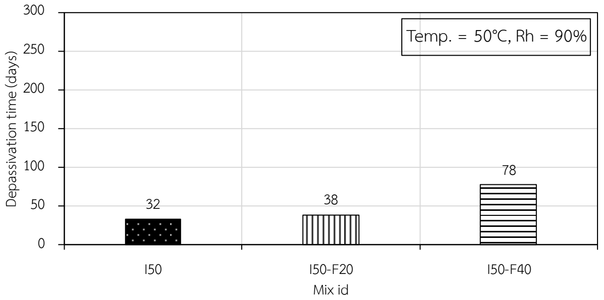
$$I = \frac{V}{R} \qquad (1)$$

เมื่อ I คือ กระแสไฟฟ้า (มิลลิแอมแปร์)
V คือ ความต่างศักย์ไฟฟ้า (มิลลิโวลต์)
R คือ ความต้านทานที่ใช้ (โอห์ม)

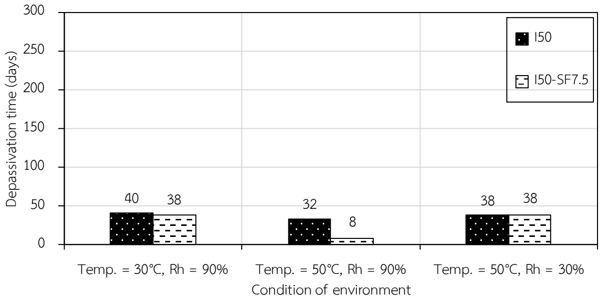
3. ผลการทดลองและอภิปราย

3.1 ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Depassivation time)

รูปที่ 3 แสดงผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของเถ้าลอยต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Depassivation time) ของคอนกรีตโดยคอนกรีตใช้เถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 20 และ 40 สำหรับสภาวะเงื่อนไขการเผชิญของคอนกรีตทำการควบคุมอุณหภูมิที่ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ที่ 90% จากรูปพบว่า การใช้เถ้าลอยแทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ส่งผลให้ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตล้วน และ



รูปที่ 3 ผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของเถ้าลอยต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

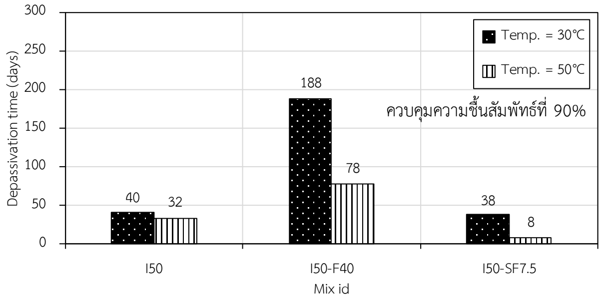


รูปที่ 4 ผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

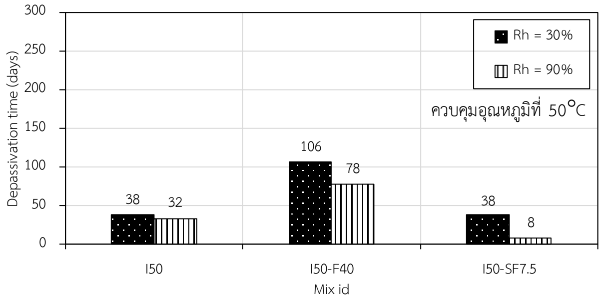
ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานขึ้นเมื่อใช้ร้อยละการแทนที่เพิ่มขึ้น ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ [16 - 21] โดยเถ้าลอยที่แทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 40 มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม เท่ากับ 78 วัน ซึ่งมีระยะเวลานานที่สุด เมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่แทนที่วัสดุประสานร้อยละ 20 ที่มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมเท่ากับ 38 วัน และคอนกรีตล้วนเท่ากับ 32 วัน เนื่องจากเถ้าลอยมีองค์ประกอบของซิลิกาออกไซด์ (SiO_2) และอลูมินาออกไซด์ (Al_2O_3) ที่สามารถเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานิกกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) เกิดเป็นแคลเซียมซิลเกรตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนตไฮเดรต (CAH) ซึ่งผลผลิตดังกล่าวทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ผลผลิตที่เกิดขึ้นสามารถดูดซับคลอไรด์ไว้ที่ผิวได้ ด้วยเหตุนี้คลอไรด์อิสระที่แทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตจึงลดลงตามไปด้วย ในขณะเดียวกันอนุภาคของเถ้าลอยที่เล็กและกลมสามารถเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มขึ้น การแทรกซึมคลอไรด์จึงลดลงส่งผลให้ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมที่นานขึ้น [10, 22, 23]

รูปที่ 4 แสดงผลกระทบของการใช้ซิลิก้าฟูมต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (Depassivation time) ของคอนกรีต จากรูปพบว่า ทุกเงื่อนไขสิ่งแวดล้อม คอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมเท่ากับหรือต่ำกว่าคอนกรีตล้วน ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ [9] เนื่องจากคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10, 11] กล่าวคือ การใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณของอลูมิน่าออกไซด์ (Al_2O_3) ลดลง ดังนั้นความสามารถกักเก็บคลอไรด์จึงลดลงตามไปด้วย และซิลิก้าฟูมสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกเกิดผลผลิต เช่น CSH แต่ CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาปอซโซลานิกอาจจะมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของ

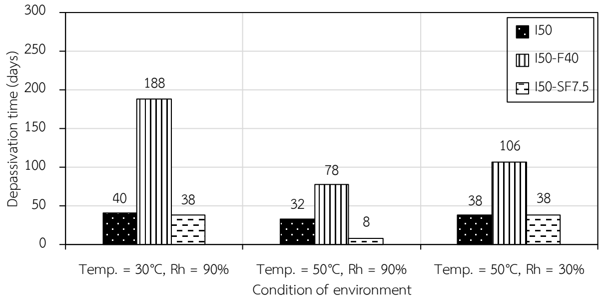
ปูนซีเมนต์ [12] ดังนั้นเมื่อความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า ทำให้มีปริมาณคลอไรด์อิสระที่จะแทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตสูง นอกจากนี้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิก้าฟูมทำให้ $Ca(OH)_2$ ลดลง ซึ่งการลดลงของ $Ca(OH)_2$ ทำให้ความเป็นด่าง (pH) ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตลดลงด้วย [24] ซึ่งการลดลงของ pH ทำให้ชั้นฟิล์มบาง ๆ ที่เคลือบผิวเหล็กเสริมขาดเสถียรภาพ ด้วยเหตุนี้ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมจึงสั้นลงตามไปด้วย



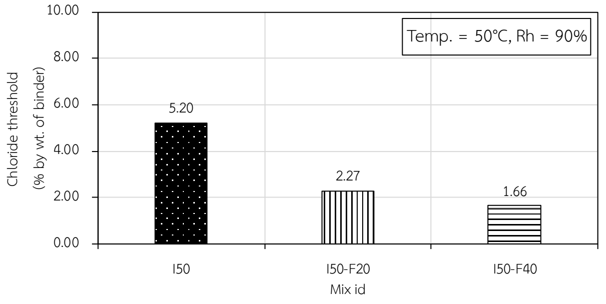
รูปที่ 5 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม



รูปที่ 6 ผลกระทบของอุณหภูมิต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม



รูปที่ 7 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม



รูปที่ 8 ผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของเถ้าลอยต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

รูปที่ 5 แสดงผลกระทบของการใช้เถ้าลอยและซิลิก้าฟูมต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีต จากรูปพบว่า ทุกเงื่อนไขสิ่งแวดล้อม คอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมีระยะเวลาเริ่มเกิด สนิมของเหล็กเสริมสูงที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตล้วน และคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูม ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมดังรูปที่ 6 พบว่า ที่ควบคุมความชื้นสัมพัทธ์ที่ 90% คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C เนื่องจากอุณหภูมิสูงส่งผลให้ปริมาณคลอไรด์อิสระสูงขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่าความเข้มข้นของไฮดรอกซิลอิออนในสารละลายที่อยู่ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตมีปริมาณน้อยลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยเมื่อพิจารณาอัตราส่วนระหว่างคลอไรด์อิออนต่อไฮดรอกซิลอิออนพบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นส่งผลให้อัตราส่วนระหว่างคลอไรด์อิออนต่อไฮดรอกซิลอิออนสูงขึ้น โดยการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนระหว่างคลอไรด์อิออนต่อไฮดรอกซิลอิออน (Cl^-/OH^-) จะบ่งบอกถึงความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริมที่เพิ่มมากขึ้น [25] และการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมินำไปสู่การลดลงของความต้านทานการกัดกร่อนของเหล็กเสริม หรืออาจกล่าวได้ว่าเหล็กเสริมมีโอกาสเกิดสนิมสูง

เมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมดังรูปที่ 7 พบว่า ที่ควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 50°C ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% เนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมจำเป็นต้องอาศัยน้ำและออกซิเจน ดังนั้นความชื้นสัมพัทธ์สูงจึงส่งผลให้มีน้ำในการทำปฏิกิริยาในกระบวนการการกัดกร่อนสูงกว่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำ ดังนั้นคอนกรีตที่เผชิญกับความชื้นสัมพัทธ์ต่ำจึงมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมสูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์สูง [5]

3.2 ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

รูปที่ 8 แสดงผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของเถ้าลอยต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต โดยคอนกรีตใช้เถ้าลอยแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 20 และ 40 สำหรับสภาวะเงื่อนไขการเผชิญของคอนกรีตทำการควบคุมอุณหภูมิที่ 50°C และความชื้นสัมพัทธ์ที่ 90% จากรูปพบว่า การใช้เถ้าลอยแทนที่บางส่วนในปูนซีเมนต์ส่งผลให้ปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่าคอนกรีตล้วน และปริมาณคลอไรด์วิกฤตลดลงเมื่อใช้ร้อยละการแทนที่ที่เพิ่มขึ้น ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ [16 - 21] โดยเถ้าลอยที่แทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 40 มีปริมาณคลอไรด์วิกฤต เท่ากับ 0.70 ร้อยละโดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ซึ่งมีปริมาณน้อยที่สุด เมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมเถ้าลอยที่แทนที่วัสดุประสานร้อยละ 20 ที่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตเท่ากับ 2.27 ร้อยละโดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และคอนกรีตล้วนเท่ากับ 5.20 ร้อยละโดยน้ำหนักของวัสดุประสาน เนื่องจากเถ้าลอยสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกทำให้เกิดสาร CSH เจลเพิ่มขึ้น คอนกรีตมีโพรงช่องว่างน้อยลง ปริมาณคลอไรด์ที่สามารถแทรกซึมไปถึงผิวเหล็กจึงมีน้อยลง แต่ปริมาณไฮดรอกซิลอิออน (OH^-) ในสารละลายโพรงช่องว่างก็ลดลงอย่างมากเช่นกัน เนื่องจากถูก

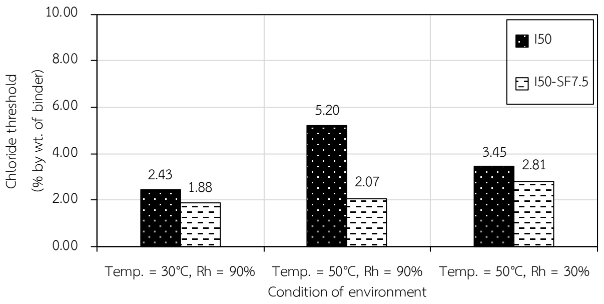
นำมาใช้ในการทำปฏิกริยาปอซโซลานิก [26] ส่งผลให้อัตราส่วนของคลอไรด์ต่อไฮดรอกซิลอิออน (Cl^-/OH^-) ในคอนกรีตมีค่าสูงจนถึงระดับที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิม [16] ดังนั้นปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีตที่แทนที่วัสดุประสานด้วยเถ้าลอยจึงมีค่าต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานหลักเพียงอย่างเดียว [24, 27]

เมื่อพิจารณาผลกระทบของการใช้ซิลิก้าฟูมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต ดังรูปที่ 9 พบว่า ทุกเงื่อนไขสิ่งแวดล้อม คอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมเท่ากับหรือต่ำกว่าคอนกรีตล้วน ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ [8, 9] เนื่องจากคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่าคอนกรีตล้วน [10, 11] กล่าวคือ การใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณของอลูมิน่าออกไซด์ (Al_2O_3) ลดลง ดังนั้นความสามารถกักเก็บคลอไรด์จึงลดลงตามไปด้วย และซิลิก้าฟูมสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกเกิดผลผลิต เช่น CSH แต่ CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาปอซโซลานิกอาจจะมีความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า CSH ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ [12] ดังนั้นเมื่อความสามารถกักเก็บคลอไรด์ต่ำกว่า ทำให้มีปริมาณคลอไรด์อิสระที่จะแทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตสูง นอกจากนี้การทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกของซิลิก้าฟูมทำให้ $Ca(OH)_2$ ลดลง ซึ่งการลดลงของ $Ca(OH)_2$ ทำให้ความเป็นด่าง (pH) ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตลดลงด้วย ซึ่งการลดลงของ pH ทำให้ชั้นฟิล์มบาง ๆ ที่เคลือบผิวเหล็กขาดเสถียรภาพ ด้วยเหตุนี้ปริมาณคลอไรด์วิกฤตจึงลดลงตามไปด้วย [24]

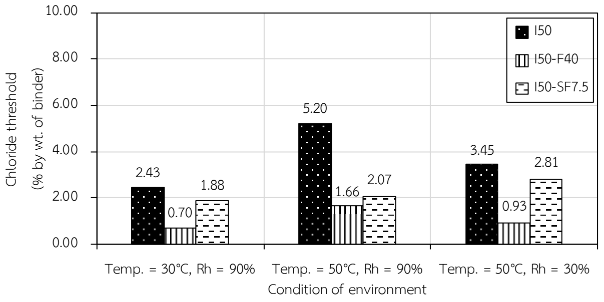
เมื่อพิจารณาผลกระทบของการใช้เถ้าลอยและซิลิก้าฟูมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต ดังรูปที่ 10 พบว่า ทุกเงื่อนไขสิ่งแวดล้อม คอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูม และคอนกรีตล้วน ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตดังรูปที่ 11 พบว่า ที่ความชื้นสัมพัทธ์เท่ากับ 90% ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่อุณหภูมิ 50°C มีค่าสูงกว่าคอนกรีตที่ควบคุมอุณหภูมิ 30°C แต่มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมสั้นกว่าคอนกรีตที่อุณหภูมิ 30°C เนื่องจากที่อุณหภูมิ 50°C อาจทำให้เกิดรอยแตกร้าวขนาดเล็ก (Micro crack) ในเนื้อคอนกรีต และที่อุณหภูมิ 50°C มีอุณหภูมิค่อนข้างสูงอาจส่งผลกระทบต่อเข้มข้นของคลอไรด์ให้มีค่าสูงมากขึ้น ส่งผลต่อการเกิดการแทรกซึมของคลอไรด์ในปริมาณที่มากขึ้นและยังทำให้การแทรกซึมของคลอไรด์เป็นไปอย่างรวดเร็ว กล่าวคือปริมาณคลอไรด์อิสระสูงขึ้นเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น และความเข้มข้นของไฮดรอกซิลอิออนในสารละลายที่อยู่ภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตมีปริมาณลดลงเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยเมื่อพิจารณาเป็นอัตราส่วนระหว่างคลอไรด์อิออนต่อไฮดรอกซิลอิออน (Cl^-/OH^-) ก็มีค่าสูงขึ้นมากที่อุณหภูมิสูง ซึ่งบ่งบอกถึงความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริม [19]

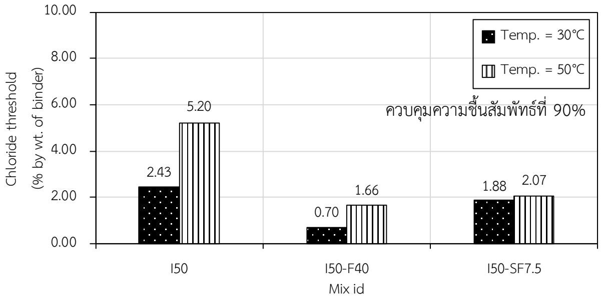
เมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตดังรูปที่ 12 พบว่า คอนกรีตที่ควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 50°C ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่าต่ำกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% แต่มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมสูงกว่า เนื่องจาก



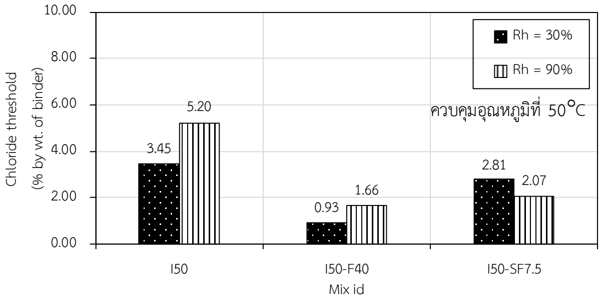
รูปที่ 9 ผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต



รูปที่ 10 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต



รูปที่ 11 ผลกระทบของอุณหภูมิต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

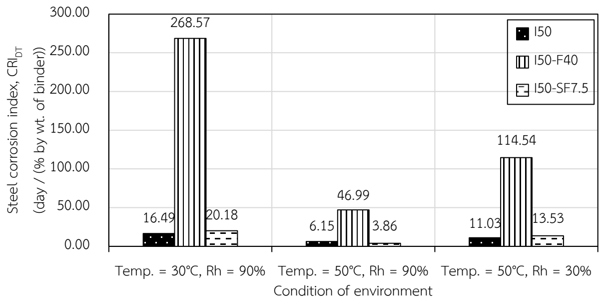


รูปที่ 12 ผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต

ความชื้นสัมพัทธ์สูงจึงส่งผลให้มีน้ำภายในโพรงช่องว่างของคอนกรีตสูงกว่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำจึงทำให้คลอไรด์สามารถแทรกซึมเข้าไปภายในเนื้อคอนกรีตได้สูง ดังนั้นคอนกรีตที่เผชิญกับความชื้นสัมพัทธ์สูงจึงมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตสูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ต่ำ

3.3 ดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (CRI_{DT})

ดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (CRI_{DT}) หมายถึง ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตต่อหนึ่งหน่วยปริมาณคลอไรด์วิกฤตในคอนกรีต ซึ่งสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ (2) โดยยิ่งค่าดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต



รูปที่ 13 ผลกระทบของวัสดุปอซโซลานต่อ CRI_{DT}

(CRI_{DT}) สูง แสดงว่าคอนกรีตนั้นมีคุณสมบัติความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตสูง

$$CRI_{DT} = \frac{DT}{CTL} \qquad (2)$$

เมื่อ CRI_{DT} คือ ดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (day / % by wt. of binder)

DT คือ ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม (day)

TCC คือ ปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต (% by wt. of binder)

เมื่อพิจารณาดัชนีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต (CRI_{DT}) ดังรูปที่ 13 พบว่า ทุกเงื่อนไขสิ่งแวดล้อม คอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมี CRI_{DT} สูงที่สุด หรืออาจกล่าวได้ว่าคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมีคุณสมบัติความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมสูงที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูม และคอนกรีตล้วน ตามลำดับ หากพิจารณาผลกระทบของอุณหภูมิ พบว่า ที่ความชื้นสัมพัทธ์ 90% คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีค่า CRI_{DT} สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C และเมื่อพิจารณาผลกระทบของความชื้นสัมพัทธ์พบว่า ที่อุณหภูมิ 50°C คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่า CRI_{DT} สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90%

4. สรุปผล

จากผลการศึกษาผลกระทบของอุณหภูมิและความชื้นสัมพัทธ์ต่อปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อม 30°C ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์คงที่ 90% มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิของสิ่งแวดล้อม 50°C แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่า เมื่อพิจารณา CRI_{DT} พบว่า คอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 30°C มีค่า CRI_{DT} สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญอุณหภูมิ 50°C

2. คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% ภายใต้อุณหภูมิคงที่ 50°C มีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90% แต่มีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำกว่า แต่เมื่อพิจารณา CRI_{DT} พบว่า คอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 30% มีค่า CRI_{DT} สูงกว่าคอนกรีตที่เผชิญความชื้นสัมพัทธ์ 90%

3. คอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมีระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานที่สุด และมีระยะเวลานานขึ้นเมื่อเพิ่มร้อยละการแทนที่ที่เพิ่มขึ้น ในทางกลับกันคอนกรีตที่ผสมเถ้าลอยมีปริมาณคลอไรด์วิกฤตต่ำที่สุดเมื่อเทียบกับคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมและคอนกรีตล้วน แต่เมื่อพิจารณา CRI_{DT} พบว่า คอนกรีตผสมเถ้าลอย มีค่า CRI_{DT} สูงที่สุด รองลงมาเป็นคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูม และคอนกรีตล้วน ตามลำดับ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 142/2559 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] ทวีชัย สำราญวานิช และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล. (2561). *การเสื่อมสภาพโครงสร้างคอนกรีต*. บริษัท จรัลสนิทวงศ์การพิมพ์ จำกัด.

[2] Tangtermsirikul, S. (2003). *Durability and mix design of concrete (1st edition)*. Pathum Thani: Thammasat University, Rangsit Campus.

[3] Jones, M.R., Dhir, R.K. and Gill, J.P. (1994). Concrete surface treatment: Effect of exposure temperature on chloride diffusion resistance. *Cement and Cement Research*, 25(1), pp. 197-208.

[4] Gastaldi, M. and Bertolini, L. (2014). Effect of temperature on the corrosion behaviour of low-nickel duplex stainless steel bars in concrete. *Cement and Concrete Research*, 56, pp. 52-60.

[5] Angst, U., Elsener, B., Larsen, C.K. and Vennesland, Q. (2009). Critical chloride content in reinforced concrete - A review. *Cement and Concrete Research*, 39, pp. 1122-1138.

[6] Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

[7] Pettersson, K. (1995). Chloride threshold value and the corrosion rate in reinforced concrete. *Proc. Of the Nordic Semina, Lund*, pp. 257-266.

[8] Manera, M., Vennesland, Q. and Bertolini, L. (2008). Chloride threshold for rebar corrosion in concrete with addition of silica fume. *Corrosion Science*, 50, pp. 554-560.

[9] Page, C.L. and Havdahl, J. (1985). Electrochemical monitoring of corrosion of steel in microsilica cement pastes. *Materials and Structures*, 18, pp. 41–47.

[10] Arya, C., Buenfeld, N.R. and Newman, J.B. (1990). Factors influencing chloride-binding in concrete. *Cement and Concrete Research,* 20, pp. 291–300.

[11] Page, C.L. and Vennesland, Ø. (1983). Pore solution composition and chloride binding capacity of silica fume-cement pastes. *Materials and Structures*, 19, pp. 19–25.

[12] Larsen, C.K. (1998). *Chloride binding in concrete*. Thesis, Report No 1998:101, Norwegian University of Science and Technology, NTNU.

[13] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2000). ASTM C876, Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.

[14] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2000). ASTM G109, Standard test method determining the effects of chemical admixtures on the corrosion of embedded steel reinforcement in concrete exposed to chloride environments.

[15] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2000). ASTM C1152, Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

[16] Ann, K.Y. and Song, H.W. (2007). Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. *Corrosion Science*, 49, pp. 4113-4133.

[17] Thomas, M. (1996). Chloride thresholds in marine concrete. *Cement and Concrete Research*, 26, pp. 513-519.

[18] Thomas, M.D.A. and Matthews, J.D. (2004). Performance of pfa concrete in a marine environment-10 year results. *Cement and Concrete Composites*, 26, pp. 5-20.

[19] Hussain, S.E. and Rasheeduzafar, S. (1994). Corrosion resistance performance of fly ash blended cement concrete. *ACI Material Journal*, 91, pp. 264-273.

[20] Bamfort, P.B. (1999). The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-years UK coastal exposure trials. *Magazine of Concrete Research*, 51, pp. 87-96.

[21] Dehwah, H.A.F., Austin, S.A. and Maslehnddin, M. (2002). Chloride-induced reinforcement corrosion in blended cement concretes exposed to chloride-sulphate environments. *Magazine of Concrete Research*, 54, pp. 355-364.

[22] Dhir, R.K. and Jones, M.R. (1999). Development of chloride-resisting concrete using fly ash. *Fuel,* 78, pp. 137–142.

[23] Kayyali, O.A. and Haque, M.N. (1995). The Cl/OH ratio in chloride-contaminated concrete - a most important criterion. *Magazine of Concrete Research*, 47, pp. 235–242.

[24] Byfors, K. (1987). Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH values in cement paste. *Cement and Concrete Research*, 17, pp. 115–130.

[25] Glass, G.K. and Buenfeld, N.R. (1997). The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. *Corrosion Science*, 39(5), pp. 1001–1013.

[26] Shehata, M.H., Thomas, M.D.A. and Bleszynski, R.F. (1999). The effects of fly ash composition on chemistry of pore solution in hydrated cement pasted. *Cement and Concrete Research*, 29, pp. 1915-1920.

[27] Diamond, S. (1981). Effects of two Danish fly ashes on alkali contents of pore solutions of cement-fly ash pastes. *Cement and Concrete Research*, 11, pp. 383-394.

ผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต
Effect of Silica fume on Chloride Penetration Resistance of Concrete

อัญชนา กิจจานนท์[1] ทวีชัย สำราญวานิช[2,*] และ ธิดาพร เชื้อสวัสดิ์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์และกำลังอัดของคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูม โดยแทนที่วัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.40 และ 0.50 ทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 28 และ 91 วัน และทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 14, 28, 56 และ 91 วัน จากผลการทดลองพบว่า การใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ประสานในคอนกรีตทำให้ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตดีขึ้นและกำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น โดยการใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ร้อยละ 15 ทำให้คอนกรีตความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์และกำลังอัดดีที่สุด นอกจากนี้ คอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์และกำลังอัดดีกว่าที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง

คำสำคัญ: ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์, กำลังอัด, ซิลิก้าฟูม, คอนกรีต

Abstract

This research aims to study the chloride penetration resistance and compressive strength of concrete containing silica fume. The binder content in concrete was replaced by silica fume at 5%, 7.5%, 10% and 15% by weight of binder. The water to binder ratios were used at 0.40 and 0.50. The rapid chloride penetrations of concrete were determined at 7, 28 and 91 days of water curing. The compressive strengths of concrete were tested at 7, 14, 28, 56 and 91 days of water curing. From the experimental results, it was found that the use of silica fume to replace binder content in concrete resulted in increasing the chloride penetration resistance and compressive strength of concrete. Concrete with 15% silica fume replacement had the highest chloride penetration resistance and compressive strength. Moreover, concretes containing silica fume at lower water to binder ratio had higher chloride penetration resistance and compressive strength than that at higher water to binder ratio.

Keywords: chloride penetration resistance, compressive strength, silica fume, concrete

1. คำนำ

ปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมเป็นปัญหาที่พบมากในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเฉพาะโครงสร้างที่ตั้งอยู่ในสิ่งแวดล้อมทะเลหรือพื้นที่ที่เป็นน้ำกร่อย เพราะมีโอกาสสัมผัสกับความชื้น ไอเกลือ และน้ำทะเลโดยตรง ซึ่งสภาวะดังกล่าวมีผลต่อการทำลาย และลดอายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตได้อย่างชัดเจน [1, 2] ด้วยเหตุนี้ปัญหาด้านความคงทนของคอนกรีตจึงได้รับการปรับปรุงโดยการใช้วัสดุปอซโซลาน เช่น ซิลิก้าฟูม (Silica fume) เข้ามาแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ เนื่องจากซิลิก้าฟูมมีขนาดอนุภาคเล็กกว่าอนุภาคของปูนซีเมนต์ ดังนั้นอนุภาคของซิลิก้าฟูมจึงสามารถเข้าไปเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มมากขึ้น ซึ่งความทึบน้ำของคอนกรีตสามารถช่วยป้องกันการการแทรกซึมสารเคมีภายในเนื้อคอนกรีตได้เป็นอย่างมาก นอกจากนี้ ซิลิก้าฟูมมีปริมาณ SiO_2 เป็นองค์ประกอบมากกว่าร้อยละ 90 ทำให้สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกได้อย่างรวดเร็ว เพิ่มปริมาณแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตได้อย่างมีประสิทธิภาพ [3, 4]

มีงานวิจัยที่ได้ศึกษาการใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่บางส่วนของวัสดุประสานเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติความคงทนของคอนกรีตให้ดีขึ้น งานวิจัยของ Khan and Siddique [5] รายงานว่า ซิลิก้าฟูมมีประสิทธิภาพมากในการพัฒนาคอนกรีตต่อสภาวะต่าง ๆ เช่น ลดซึมผ่านน้ำ โครงสร้างโพรงช่องว่งลดลง เพิ่มความต้านทานการเกิดสนิม ต้านทานซัลเฟต รวมถึงความต้านทานการเกิดปฏิกิริยาระหว่างด่างกับมวลรวมของคอนกรีต งานวิจัยของ Song et al. [6] พบว่า การใช้ซิลิก้าฟูมสามารถลดการซึมผ่านน้ำได้ดี เนื่องจากซิลิก้าฟูมสามารถปรับปรุงโพรงช่องว่างในคอนกรีตให้ลดลงได้ อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตจากงานวิจัยของ Bagheri et al. [7] พบว่า กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อใช้ซิลิก้าฟูมในปริมาณที่เพิ่มมากขึ้น ในขณะที่ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ก็มากขึ้นด้วย

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงจะมุ่งศึกษาความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของและกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูม โดยศึกษาที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุ

ประสานเท่ากับ 0.40 และ 0.50 และการแทนที่วัสดุประสานด้วยซิลิกาฟูมที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 ตามลำดับ

2. การทดลอง

2.1 วัสดุและส่วนผสมที่ใช้

งานวิจัยนี้ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ที่มีรูปร่างอนุภาคดังแสดงในรูปที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก และใช้ซิลิก้าฟูม (SF) แทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน โดยมีรูปร่างอนุภาคดังแสดงในรูปที่ 2 สำหรับองค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของปูนซีเมนต์และซิลิก้าฟูมถูกแสดงดังตารางที่ 1

สำหรับส่วนผสมคอนกรีตถูกออกแบบให้ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.40 และ 0.50 ใช้ซิลิกาฟูมแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ส่วนผสมของคอนกรีตที่ใช้ในการศึกษาแสดงในตารางที่ 2

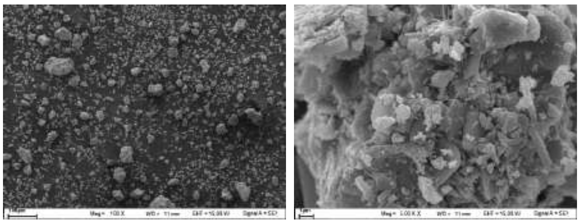
2.2 การเตรียมตัวอย่างและเงื่อนไขการทดสอบ

2.2.1 การทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

การทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งถูกทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1202 [8] โดยการหาค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านโพรงช่องว่างที่อิ่มตัวด้วยน้ำภายในคอนกรีต โดยการทดสอบใช้ตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง10 ซม สูง 20 ซม ทดสอบที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 28 และ 91 วัน หลังจากครบระยะเวลาบ่มน้ำตัวอย่างถูกตัดที่ความหนา 5 ซม และทดสอบตาม ASTM C1202 โดยเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ความเข้มข้น 0.3M ที่ขั้วบวก (Anode) และสารละลายโซเดียมคลอไรด์ (NaCl) ความเข้มข้น 3% ที่ขั้วลบ (Cathode) ควบคุมค่าศักย์ไฟฟ้าเท่ากับ 60±0.01 Volts และทำการทดสอบตัวอย่างต่อเนื่องเป็นเวลา 6 ชั่วโมง โดยค่าประจุไฟฟ้าที่ได้อยู่ในหน่วยคูลอมบ์ ซึ่งค่าดังกล่าวจะถูกพิจารณาการแทรกซึมคลอไรด์อิออนในคอนกรีตดังตารางที่ 3

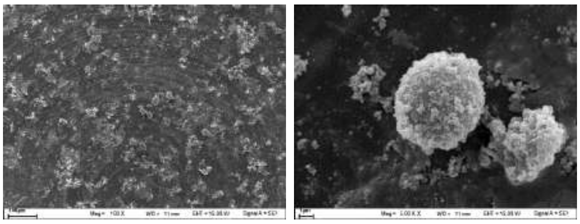
2.2.2 การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

กำลังอัดของคอนกรีตถูกทดสอบตามมาตรฐาน BS EN 1881-116 [9] โดยทำการหล่อคอนกรีตทรงลูกบาศก์ซึ่งมีขนาด 10x10x10 ซม^3 และทดสอบที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7, 14, 28, 56 และ 91 วัน ตามลำดับ



X100 x5,000

รูปที่ 1 ลักษณะอนุภาคของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1



X100 x5,000

รูปที่ 2 ลักษณะอนุภาคของซิลิก้าฟูม

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของวัสดุ

องค์ประกอบทางเคมี (%)	ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC)	ซิลิก้าฟูม (SF)
SiO_2	21.3	92
Al_2O_3	4.96	0.7
Fe_2O_3	3.1	1.2
CaO	66.61	0.2
MgO	1.81	0.2
SO_3	2.72	-
Na_2O	0.21	-
K_2O	0.5	-
LOI	0.74	-
คุณสมบัติทางกายภาพ		
ความละเอียดแบบเบลน (ซม^2/กรัม)	3,028	150,000
ความถ่วงจำเพาะ	3.13	2.20
สี	เทา	เทาดำ, เทาอมขาว

ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีต

รหัส	w/b	Mix proportions (kg/m^3)					
		OPC	SF	SP	Water	Sand	Rock
C40	0.40	421	-	-	144	799	1,025
C40-SF5		396	21	1.3	142	799	1,025
C40-SF7.5		384	31	1.2	141	799	1,025
C40-SF10		372	41	1.2	140	799	1,025
C40-SF15		348	61	2.0	138	799	1,025
C50	0.50	369	-	-	161	799	1,025
C50-SF5		348	18	-	159	799	1,025
C50-SF7.5		338	27	-	169	799	1,025
C50-SF10		327	36	-	158	799	1,025
C50-SF15		307	54	-	156	799	1,025

ตารางที่ 3 การแทรกซึมคลอไรด์อิออนในคอนกรีตภายใต้ค่าประจุไฟฟ้า [9]

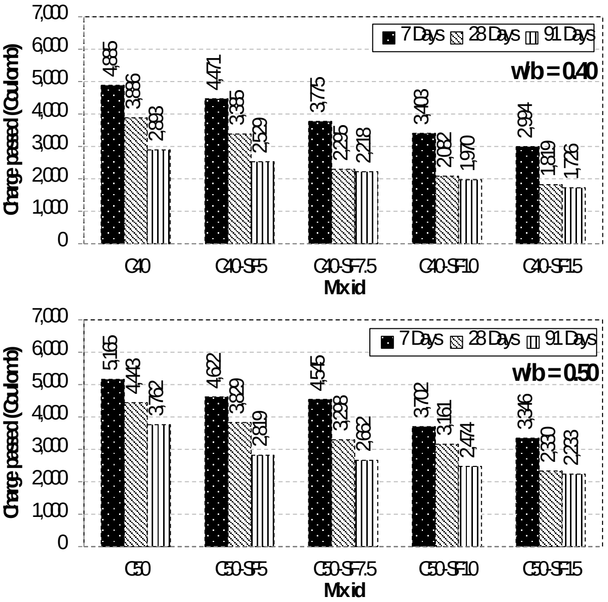
Charge passed (Coulombs)	Chloride ion penetrability
> 4,000	High
2,000 – 4,000	Moderate
1,000 – 2,000	Low
100 – 2,000	Very low
< 100	Negligible

3. ผลการทดลองและอภิปราย

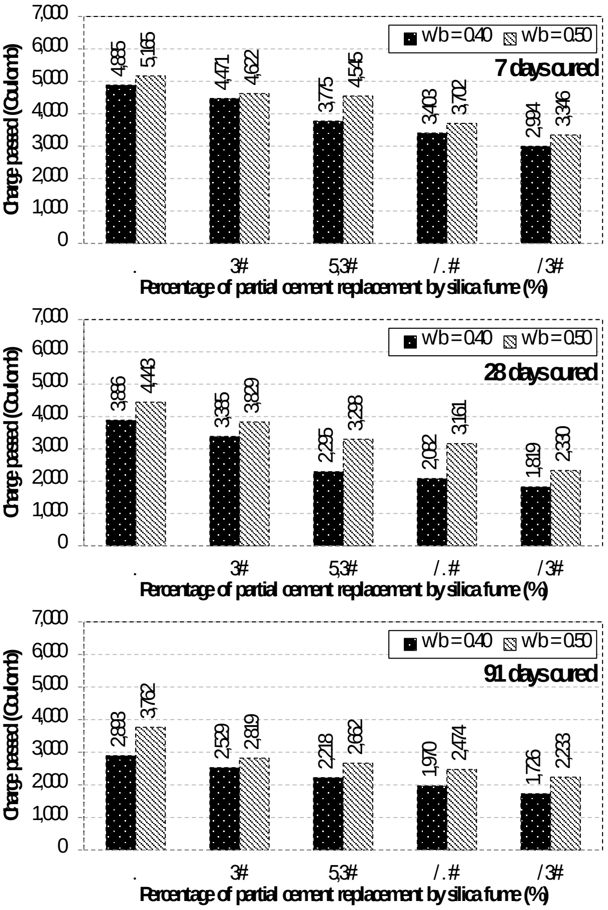
3.1 การแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาผลกระทบของระยะเวลาบ่มน้ำดังรูปที่ 3 พบว่า คอนกรีตมีค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตต่ำลงเมื่อระยะเวลาบ่มน้ำนานขึ้น หรืออาจกล่าวได้ว่าคอนกรีตมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงขึ้นเมื่อมีระยะเวลาบ่มน้ำนานขึ้น โดยมีแนวโน้มลักษณะเดียวกันในทุก ๆ ส่วนผสมคอนกรีต ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] เนื่องจากคอนกรีตที่มีระยะเวลาบ่มน้ำที่นานขึ้นทำให้การเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปอซโซลานิกของคอนกรีตเกิดเพิ่มมากขึ้นทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มมากขึ้นด้วย เมื่อคอนกรีตมีความทึบน้ำส่งผลให้ปริมาณไฟฟ้าไหลผ่านโพรงช่องว่างภายในคอนกรีตได้ยากขึ้น ความต้านทานคลอไรด์ของคอนกรีตจึงสูงขึ้นตามไปด้วย เมื่อพิจารณาค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่างคอนกรีตตามตารางที่ 3 พบว่า ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 คอนกรีตล้วนและคอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 5 ที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7 วัน มีค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตเท่ากับ 4,885 และ 4,471 คูลอมบ์ ตามลำดับ ซึ่งถือว่าอยู่ในเกณฑ์ที่มีการแทรกซึมคลอไรด์สูง ในขณะที่คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 7.5, 10 และ 15 มีค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตเท่ากับ 3,775, 3,403 และ 2,994 คูลอมบ์ ตามลำดับ ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่มีการแทรกซึมคลอไรด์ปานกลาง หากพิจารณาที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 28 วัน พบว่า คอนกรีตล้วน คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 5, 7.5 และ 10 มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง ขณะที่คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 15 มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ต่ำ และที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน คอนกรีตล้วน คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 5 และ 7.5 ยังคงมีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง ในขณะที่คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 10 และ 15 มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ต่ำ หากพิจารณาที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 พบว่า ที่ระยะเวลา 7 วัน คอนกรีตล้วน คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 5 และ 7.5 มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์สูง โดยมีค่าประจุไฟฟ้าไหลผ่านคอนกรีตที่ 5,165, 4,622 และ 4,545 คูลอมบ์ ตามลำดับ ในขณะที่คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมร้อยละ 10 และ 15 มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง โดยมีค่าประจุไฟฟ้าไหลผ่านคอนกรีตที่ 3,702 และ 3,346 คูลอมบ์ ตามลำดับ ที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 28 วัน พบว่า มีเพียงคอนกรีตล้วนที่มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์สูง ในขณะที่คอนกรีตผสมซิลิก้าฟูมทุกร้อยละการแทนที่มีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง และที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน ทุกส่วนผสมมีการแทรกซึมคลอไรด์อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง

เมื่อพิจารณาผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานดังรูปที่ 4 พบว่า คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 มีค่าประจุไฟฟ้าไหลผ่านคอนกรีตต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] ที่ศึกษาผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อความแข็งแรงและความคงทนของคอนกรีต โดยคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้

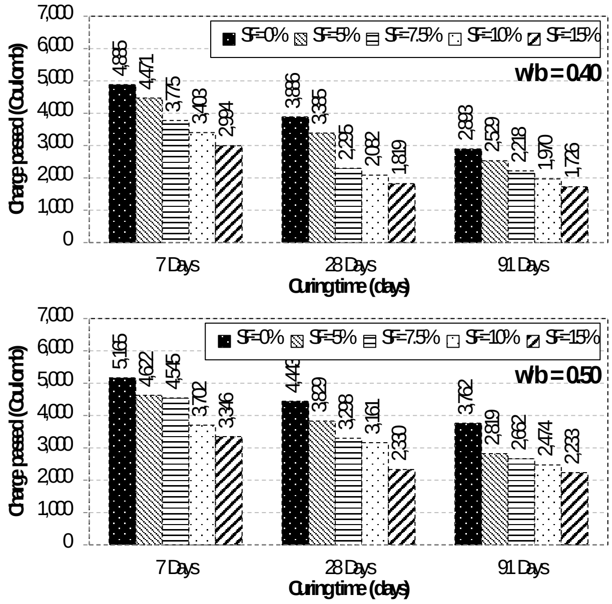


รูปที่ 3 ผลกระทบของระยะเวลาบ่มน้ำต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง



รูปที่ 4 ผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง

อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีการใช้น้ำเป็นส่วนผสม คอนกรีตน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง ส่งผลให้คอนกรีตมีโพรงช่องว่างที่เกิดจากน้ำที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปฏิกิริยาปอซ



รูปที่ 5 ผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของซิลิก้าฟูมต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง

ตารางที่ 4 การปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูม

Mix id	การปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูม (ร้อยละ)		
	ระยะเวลาบ่มน้ำ (วัน)		
	7	28	91
C40	-	-	-
C40-SF5	8.5	12.9	12.6
C40-SF7.5	22.7	40.9	23.3
C40-SF10	30.3	46.4	31.9
C40-SF15	38.7	53.2	40.3
C50	-	-	-
C50-SF5	10.5	13.8	25.1
C50-SF7.5	12.0	25.8	29.2
C50-SF10	28.3	28.9	34.2
C50-SF15	35.2	47.6	40.6

โซลานิกน้อยกว่า จึงทำให้คอนกรีตมีความทึบน้ำ ส่งผลให้การไหลผ่านของประจุไฟฟ้าเป็นไปได้ยาก

รูปที่ 5 แสดงผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของซิลิก้าฟูมต่อการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต จากรูปพบว่า ทั้งอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 และ 0.50 คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมมีค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตต่ำกว่าคอนกรีตล้วนทุกระยะเวลาบ่มน้ำ ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] โดยคอนกรีตที่ผสมซิลิก้าฟูมมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตล้วน เมื่อพิจารณาร้อยละการแทนที่ของปูนซีเมนต์ด้วยซิลิก้าฟูม พบว่า คอนกรีตมีค่าประจุไฟฟ้าต่ำลงเมื่อเพิ่มร้อยละการแทนที่ของซิลิก้าฟูม ซึ่งจากรูปจะเห็นว่า คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมร้อยละ 15 มีค่าประจุไฟฟ้าต่ำที่สุด หรือมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงที่สุด เนื่องจากซิลิก้าฟูมสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกกับ $Ca(OH)_2$ ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์และก่อให้เกิดแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) เพิ่มขึ้น ซึ่งการเพิ่มขึ้นของ CSH สามารถช่วยเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตส่งผลให้คอนกรีตมีความแน่นและทึบมากยิ่งขึ้น นอกจากนี้อนุภาคของซิลิก้าฟูมมีขนาดเล็กสามารถช่วยเติมเตต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตส่งผลให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มมากขึ้นด้วย ด้วยเหตุนี้ประจุไฟฟ้าจึงไหลผ่านเนื้อคอนกรีตได้ยาก [10-13]

เมื่อพิจารณาประสิทธิภาพในการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนบางส่วนของปูนซีเมนต์จากสมการที่ (1)

$$E_{cp,sf=x} = \frac{CP_{sf=0} - CP_{sf=x}}{CP_{sf=0}} \times 100 \qquad (1)$$

เมื่อ $E_{cp,sf=x}$ คือ ประสิทธิภาพในการปรับปรุงความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของการใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานร้อยละ x (%)

$CP_{sf=0}$ คือ ประจุที่เคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลัก (Coulomb)

$CP_{sf=x}$ คือ ประจุที่เคลื่อนที่ผ่านคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานร้อยละ x (Coulomb)

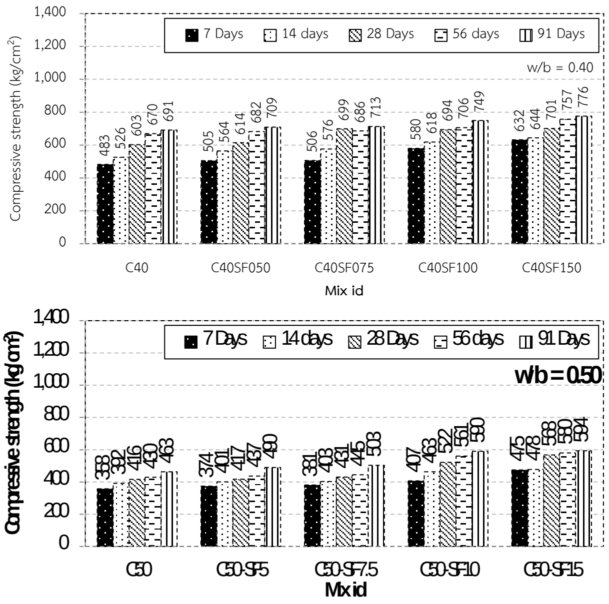
เมื่อพิจารณาการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนปูนซีเมนต์บางส่วนดังตารางที่ 4 พบว่า เมื่อพิจารณาที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7 วัน พบว่า คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 และใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 8.5, 22.7, 30.3 และ 38.7 ตามลำดับ ในขณะที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 28 วัน คอนกรีตใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 12.9, 40.9, 46.4 และ 53.2 ตามลำดับ และที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน คอนกรีตใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 12.6, 23.3, 31.9 และ 40.3 ตามลำดับ หากพิจารณาที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 พบว่า คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 ที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 7 วัน มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 10.5, 12.0, 28.3 และ 35.2 ตามลำดับ ในขณะที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 28 วัน คอนกรีตใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 13.8, 25.8, 28.9 และ 47.6 ตามลำดับ และที่ระยะเวลาบ่มน้ำ 91 วัน คอนกรีตใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5, 7.5, 10 และ 15 มีความต้านทานคลอไรด์สูงขึ้นร้อยละ 25.1, 29.2, 34.2 และ 40.6 ตามลำดับ จากตารางพบว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 มีการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 ยกเว้นคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนวัสดุประสานที่ร้อยละ 5 ซึ่งจากตารางพบว่า คอนกรีตที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 มีการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 ทุกระยะเวลาบ่มน้ำ โดยจาก

งานวิจัยของ Dhandapani et al. [14] พบว่า ในกรณีคอนกรีตที่ใช้วัสดุปอซโซลานแทนที่บางส่วนของปูนซีเมนต์ คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงมีการปรับปรุงประสิทธิภาพดีกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำ หรืออาจกล่าวได้ว่า คุณสมบัติด้านความคงทนขึ้นอยู่กับอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน โดยการเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานิกจำเป็นต้องอาศัยน้ำในการทำปฏิกิริยา ด้วยเหตุนี้การใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงส่งผลให้ปฏิกิริยาปอซโซลานิกเกิดขึ้นได้อย่างต่อเนื่องและอาจจะเกิดปฏิกิริยาได้มากกว่าการใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำ ซึ่งการเกิดปฏิกิริยาดังกล่าวนำไปสู่การปรับปรุงคุณสมบัติด้านความคงทนอย่างต่อเนื่องตามระยะเวลาบ่มน้ำ แต่ในขณะเดียวกันการใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงก็ส่งผลให้โครงสร้างโพรงช่องว่างภายในคอนกรีตสูงตามไปด้วย ด้วยเหตุนี้แม้การปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมร้อยละ 5 ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 มีค่าสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมร้อยละ 5 ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 แต่ค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านคอนกรีตก็มีค่าสูงกว่าทุกระยะเวลาบ่มน้ำด้วยเช่นกัน สำหรับในกรณีของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ร้อยละ 7.5, 10 และ 15 ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 มีการปรับปรุงการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตต่ำกว่าคอนกรีตที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 อาจจะเนื่องจากมีการใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ในปริมาณที่เพิ่มขึ้นทำให้ปริมาณของปูนซีเมนต์ลดลง การลดลงของปูนซีเมนต์ส่งผลให้ $Ca(OH)_2$ ลดลงตามไปด้วย ด้วยเหตุนี้ปฏิกิริยาปอซโซลานิกที่เกิดขึ้นจึงต่ำลงส่งผลให้การปรับปรุงประสิทธิภาพการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมร้อยละ 7.5, 10 และ 15 ที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 ต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40

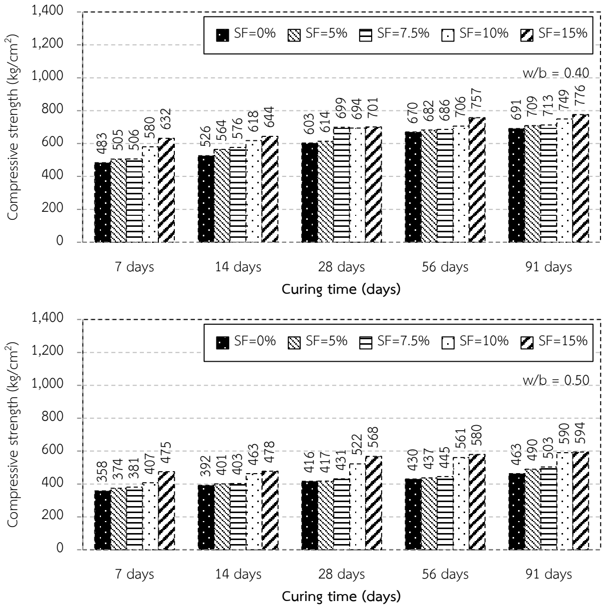
3.2 กำลังอัดของคอนกรีต

เมื่อพิจารณาผลกระทบของระยะเวลาบ่มน้ำของคอนกรีตที่ 7, 14, 28, 56 และ 91 วัน ดังรูปที่ 6 พบว่า คอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นเมื่อระยะเวลาบ่มน้ำ นานขึ้น โดยมีแนวโน้มลักษณะเดียวกันในทุก ๆ ส่วนผสมคอนกรีต ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] เนื่องจากคอนกรีตที่มีระยะเวลาบ่มน้ำที่นานขึ้นทำให้การเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปอซโซลานิกของคอนกรีตเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องเป็นเวลานาน ส่งให้ให้เกิดผลผลิตจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นและปฏิกิริยาปอซโซลานิก เช่น CSH และ CAH เป็นต้น เพิ่มมากขึ้น โดยผลผลิตที่เกิดขึ้นดังกล่าวส่งผลให้คอนกรีตมีกำลังอัดเพิ่มขึ้นด้วย

เมื่อพิจารณาผลกระทบของการใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่ระยะเวลาการบ่มน้ำ 7, 14, 28, 56 และ 91 วัน ดังรูปที่ 7 พบว่า คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมมีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตล้วน และกำลังอัดของคอนกรีตมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อใช้ซิลิก้าฟูมในปริมาณที่มากขึ้น ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] โดยการใช้ซิลิกาฟูมร้อยละ 15 มีค่ากำลังอัดสูงที่สุดเมื่อเทียบกับการใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ในร้อยละอื่น ๆ เนื่องจากซิลิก้าฟูมเป็นวัสดุปอซโซลานที่สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกกับ $Ca(OH)_2$ เกิดผลผลิต เช่น CSH เป็นต้น ซึ่งผลผลิตดังกล่าว



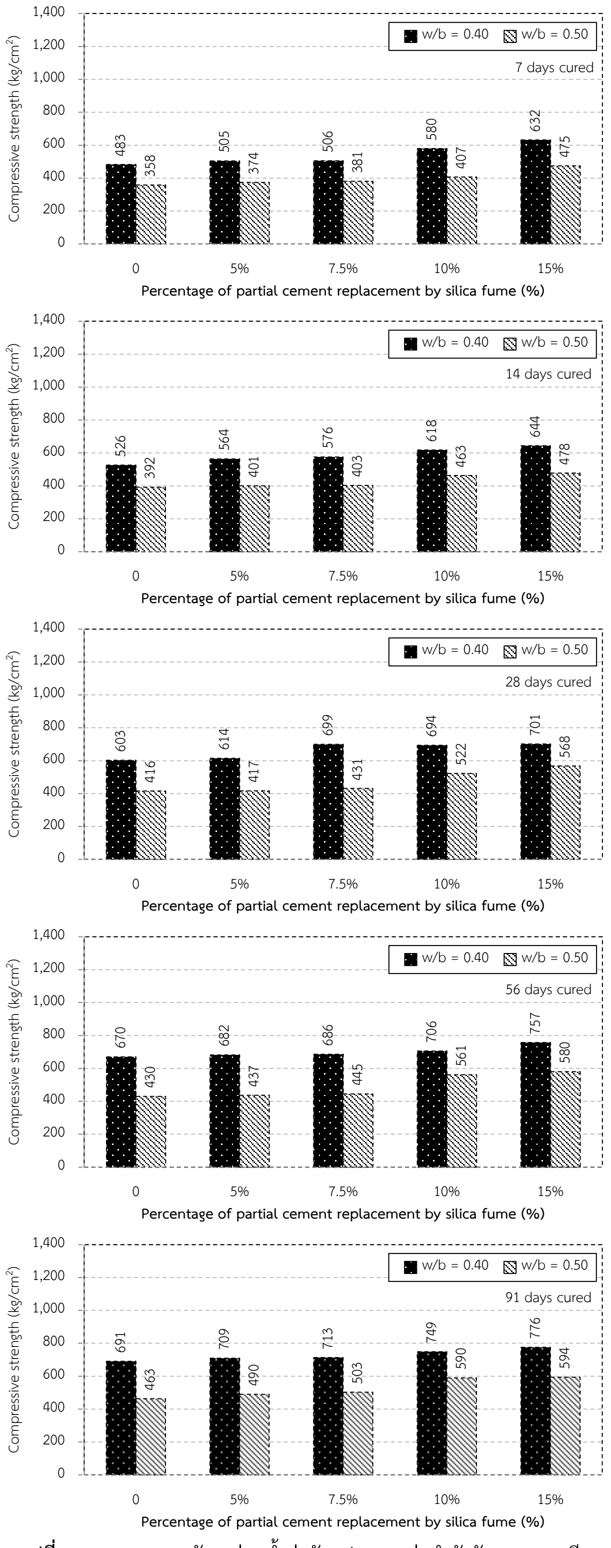
รูปที่ 6 ผลกระทบของระยะเวลาบ่มน้ำต่อกำลังอัดของคอนกรีต



รูปที่ 7 ผลกระทบของร้อยละการแทนที่ของซิลิก้าฟูมต่อกำลังอัดของคอนกรีต

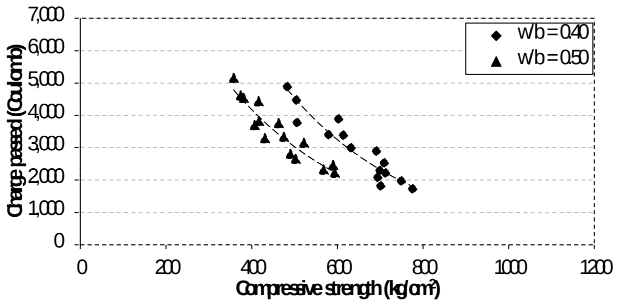
ส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตเพิ่มขึ้น นอกจากนี้อนุภาคขนาดเล็กของซิลิก้าฟูมสามารถเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในเนื้อคอนกรีตส่งผลให้คอนกรีตมีความทึบน้ำเพิ่มขึ้นด้วย

เมื่อผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานได้รับการพิจารณาดังรูปที่ 8 พบว่า คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 มีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 ซึ่งผลเช่นนี้พบในงานวิจัยของ Barbhuiya and Qureshi [4] เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำมีปริมาณน้ำอิสระที่น้อยกว่า ทำให้เกิดความพรุนภายในเนื้อคอนกรีตน้อยลง ส่งผลให้คอนกรีตมีทึบน้ำสูงเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานที่สูงกว่า



รูปที่ 8 ผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่อกำลังอัดของคอนกรีต

โดยทั่วไปแล้วโครงสร้างโพรงช่องว่างของคอนกรีตส่งผลต่อคุณสมบัติทางกลและความคงทนของคอนกรีต การเพิ่มขึ้นของกำลังอัดมีความสัมพันธ์กับการลดลงของค่าประจุไฟฟ้าที่ไหลผ่านตัวอย่างคอนกรีต [15] จากผลการทดลองในการศึกษานี้สามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีตได้ดังแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดและการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่งของคอนกรีต

จากรูปที่ 9 สามารถหาความสัมพันธ์ได้ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอย (Regression analysis) โดยความสัมพันธ์ที่ได้เป็นไปในรูปแบบของ Exponential หรือ hyperbolic function โดยสมการความสัมพันธ์อย่างง่ายของคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 และ 0.50 ถูกแสดงไว้ในสมการที่ (2) และ (3) โดยมีค่า R^2 = 0.87 และ 0.89 ตามลำดับ

สำหรับ w/b = 0.40;

$$\text{RCPT} = 24,237e^{-0.003\times \text{CS}} \quad \text{มีค่า } R^2 = 0.87 \qquad (2)$$

สำหรับ w/b = 0.50;

$$\text{RCPT} = 15,120e^{-0.003\times \text{CS}} \quad \text{มีค่า } R^2 = 0.89 \qquad (3)$$

โดยที่ RCPT คือ ปริมาณประจุไฟฟ้าจากการทดสอบการแทรกซึมคลอไรด์แบบเร่ง (Coulombs)

CS คือ กำลังอัดของคอนกรีต (kg/cm²)

4. สรุปผล

จากการศึกษาผลกระทบของซิลิก้าฟูมต่อความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีต สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมมีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตล้วน และความต้านทานเพิ่มมากขึ้นเมื่อเพิ่มร้อยละการแทนที่ของซิลิก้าฟูม

2. คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมแทนที่ร้อยละ 15 มีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงที่สุด และมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะเวลาบ่มน้ำนานขึ้น

3. คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 มีความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์สูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50

4. คอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมมีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตล้วน และกำลังอัดมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อเพิ่มร้อยละการแทนที่ที่มากขึ้น โดยคอนกรีตที่ใช้ซิลิก้าฟูมร้อยละ 15 มีกำลังอัดสูงที่สุด

5. คอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.40 มีกำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 และกำลังอัดมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะเวลาบ่มน้ำนานขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 141/2559 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] ทวีชัย สำราญวานิช และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล. (2561). *การเสื่อมสภาพโครงสร้างคอนกรีต*. บริษัท จรัลสนิทวงศ์การพิมพ์ จำกัด.

[2] Tangtermsirikul, S. (2003). *Durability and mix design of oncrete (1st edition)*. Pathum Thani: Thammasat University, Rangsit Campus.

[3] Siddiuqe, R. (2011). Utilization of silica fume in concrete: Review of hardened properties. *Resource, Conservation and Recycling*; 55, pp. 923-932.

[4] Barbhuiya, S. and Qureshi, M. (2016). Effect of silica fume on the strength and durability properties of concrete. *CESDOC*, 2016, pp. 117-120.

[5] Khan, M.I. and Siddique, R. (2011). Utilization of silica fume in concrete: Review of durability properties. *Resources, Conservation and Recycling*, 57, pp. 30-35.

[6] Song, H.W., Jang, J.W., Saraswathy, V. and Byun, K.J. (2007). An estimation of the diffusivity of silica fume concrete. *Building and Environment*, 42, pp. 1358–1367.

[7] Bagheri, A.R., Zanganeh, H. and Moalemi, M.M. (2012). Mechanical and durability properties of ternary concretes containing silica fume and low reactivity blast furnace slag. *Cement and Concrete Composites*, 34, pp. 663–670.

[8] American Society for Testing and Materials (ASTM). (2000). *ASTM C1202, Standard test method for electrical indication of concrete's ability to. resist chloride ion penetration*.

[9] British Standards (BS). *BS 1881-116, Method for determination of compressive strength of concrete cubes*.

[10] Soutsos, M. (2010). *1st Edition. Concrete durability*. Thomas Telford Limited.

[11] Gonen, T. and Yazicioglu, S. (2007). The influence of mineral admixtures on the short and long-term performance of concrete. *Build. Environ*, 42, pp. 3080-3085.

[12] Gjrov, 0.E. (1993). Durability of concrete containing condensed silica fume. *ACI Special Publications SP,* 79, pp. 695-708.

[13] Bagheri, AR., Zanganeh, H. and Moalemi, MM. (2012). Mechanical and durability properties of ternary concretes containing silica fume and low reactivity blast furnace slag. *Cement and Concrete Composites*, 34, pp. 663-670.

[14] Dhandapani, Y., Sakthivel, T., Santhanam, M., Gettu, R. and Pillai, RG. (2018). Mechanical properties and durability performance of concretes with Limestone Calcined Clay Cement (LC^3). *Cement and Concrete* Research, 107, pp. 136-151.

[15] Ramezanianpour, AA. and Jovein, HB. (2012). Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes. *Construction and Building Materials*, 30, pp. 470-479.

กำลังอัดและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก

Compressive Strength and Water Permeability of Concrete Mixed with Steel Fiber

ลีน่า ปรัก[1] และ ทวีชัย สำราญวานิช[2,*]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษากำลังอัดและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก โดยใช้คอนกรีตซีเมนต์ล้วนที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) 0.50 และ 0.60 ผสมเส้นใยเหล็กที่ 0.5% และ 1.0% โดยปริมาตรของคอนกรีต ทดสอบกำลังอัดและการซึมผ่านน้ำที่อายุ 7 วัน และ 28 วัน จากผลการศึกษาพบว่า การใช้ปริมาณเส้นใยเหล็ก 0.5% โดยปริมาตรของคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตมีค่ากำลังอัดสูงที่สุดและอัตราการซึมผ่านน้ำต่ำที่สุดทั้งคอนกรีตที่ใช้ w/b ที่ 0.50 และ 0.60 แต่เมื่อใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กสูงมากกว่า 0.5% กลับทำให้กำลังอัดต่ำลงและการซึมผ่านน้ำสูงขึ้น ซึ่งเป็นเพราะว่าปริมาณเส้นใยเหล็กที่มากเกินไปทำให้เกิดมีโพรงช่องว่างระหว่างเส้นใยและเนื้อคอนกรีต ส่งผลให้คอนกรีตมีความพรุนและการซึมผ่านน้ำสูงและกำลังอัดคอนกรีตต่ำลง

คำสำคัญ: กำลังอัด, การซึมผ่านน้ำ, คอนกรีต, เส้นใยเหล็ก

Abstract

This research aims to investigate the compressive strength and water permeability of concrete containing steel fiber (SF). The cement concrete with the water to binder ratios (w/b) of 0.50 and 0.60 were used in this study. The SF was added in concrete at the contents of 0.5% and 1.0% by volume of concrete. The compressive strength and the water permeability of concrete were tested at the ages of 7 and 28 days of water curing. From experimental results, it was found that the utilization of 0.5% of SF content resulted in the highest compressive strength and the lowest water permeability for both concretes with the w/b of 0.50 and 0.60. But, when SF content was increased more than 0.5, the compressive strength decreased and water permeability increased. It was because a large amount of SF may induce the voids between fiber and concrete, leading to higher porosity and water permeability and lower compressive strength.

Keywords: compressive strength, water permeability, concrete, steel fiber

1. คำนำ

คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นโครงสร้างที่ใช้กันแพร่หลายในงานก่อสร้างของไทย [1, 2] ทั้งนี้คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นโครงสร้างที่มีทั้งแรงอัดและแรงดึงกระทำซึ่งเกิดจากโมเมนต์ดัด ส่วนใดของโครงสร้างที่รับแรงอัดก็ให้คอนกรีตทำหน้าที่ต้านทานแรงอัด และส่วนใดที่รับแรงดึงก็ให้เหล็กเสริมทำหน้าที่ต้านทานแรงดึง ทั้งนี้เพราะคอนกรีตมีคุณสมบัติต้านทานแรงอัดได้ดีมากแต่มีคุณสมบัติด้อยในด้านรับแรงดึง ส่วนเหล็กเสริมมีคุณสมบัติต้านทานทั้งแรงดึงและแรงอัดได้ดี ดังนั้นโครงสร้างคอนกรีตจะมีความสามารถด้านการรับน้ำหนักที่ดีเมื่อนำวัสดุทั้งสองชนิดมาใช้รวมกัน แต่ในการใช้งานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ต้องการรับน้ำหนักบรรทุกที่มาก โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีขนาดที่ใหญ่ขึ้นด้วย ทำให้มีพื้นที่ใช้สอยน้อยลง ประกอบกับราคาวัสดุก่อสร้างก็มีแนวโน้มว่าจะเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ จึงจำเป็นที่จะต้องหาวัสดุชนิดต่างๆ ที่ราคาไม่สูงมากแต่สามารถช่วยทำให้คอนกรีตมีประสิทธิภาพเพิ่มมากขึ้น เพื่อเป็นการลดขนาดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และต้นทุนการก่อสร้างให้เหมาะสม

การใช้วัสดุอื่นผสมเพิ่มเข้าไปในคอนกรีต เช่น เส้นใยเหล็ก (Steel fiber, SF) เพื่อสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดึงและแรงอัดได้ดีขึ้น อีกทั้งการใช้เส้นใยผสมในส่วนผสมคอนกรีตยังช่วยป้องกันการเกิดรอยแตกร้าวได้ [3-5] โดยในช่วงที่คอนกรีตอยู่ในสภาวะกึ่งแข็งกึ่งเหลว เส้นใยจะช่วยป้องกันการแตกร้าวแบบพลาสติก [6] และเมื่อคอนกรีตอยู่ในสภาวะที่แข็งตัวแล้ว เส้นใยจะช่วยป้องกันไม่ให้รอยแตกร้าวขนาดเล็กเกิดขึ้น อีกทั้งส่งผลต่อคุณสมบัติเชิงกลและการแตกร้าวของคอนกรีตอีกด้วย [7-11] อย่างไรก็ตามการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตนั้นไม่ได้คำนึงถึงสมบัติเชิงกลของคอนกรีตเพียงอย่างเดียว หากโครงสร้างคอนกรีตต้องเผชิญกับการทำลายด้วยปัจจัยต่างๆ ไม่ว่าจะเป็นการทำลาจากสารเคมี การเกิดคาร์บอเนชั่น หรือการทำลาด้วยคลอไรด์เป็นต้น ดังนั้นปัจจัยด้านความคงทนของคอนกรีตจึงต้องคำนึงถึงในการออกแบบด้วย

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาผลกระทบของการใช้เส้นใยเหล็กต่อกำลังอัดและการซึมผ่านของน้ำของคอนกรีต โดยใช้เส้นใยเหล็กผสมคอนกรีตที่ 0.5

และ 1.0% ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) ที่ 0.50 และ 0.60 ทดสอบที่อายุบ่มน้ำ 7 วัน และ 28 วัน ตามลำดับ

2. การทดลอง

2.1 วัสดุและส่วนผสมคอนกรีต

ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลักของคอนกรีต ใช้มวลรวมหยาบเป็นหินปูนที่มีขนาดโตสุด 19 มิลลิเมตร และใช้ทรายที่มีค่าโมดูลัสความละเอียด 3.1 รายละเอียดองค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของปูนซีเมนต์ แสดงในตารางที่ 1 ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้มีรายละเอียดในตารางที่ 2 และใช้เส้นใยเหล็กแบบตะขอ (Hook) ความยาว 35 มิลลิเมตร ร้อยละ 0.5 และ 1.0 โดยปริมาตรคอนกรีต

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของปูนซีเมนต์

องค์ประกอบทางเคมี (% by weight)	ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1
Silicon dioxide, SiO_2	20.80
Aluminum oxide, Al_2O_3	5.50
Iron oxide, Fe_2O_3	3.16
Calcium oxide, CaO	64.97
Magnesium oxide, MgO	1.06
Sodium oxide, Na_2O	0.08
Potassium oxide, K_2O	0.55
Sulfur trioxide, SO_3	2.96
Loss on ignition, LOI	2.89
คุณสมบัติทางกายภาพ	
Blaine fineness (cm^2/g)	3,550
Specific gravity	3.15

ตารางที่ 2 สัดส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้

Mix id.	w/b	Mix proportion of concrete (kg/m^3)				Steel fiber, SF (% by volume of concrete)
		Cement	Water	Sand (SSD)	Rock (SSD)	
OPCW50	0.50	369	185	829	970	-
		369	185	829	970	0.5
		369	185	829	970	1.0
OPCW60	0.60	329	198	829	970	-
		329	198	829	970	0.5
		329	198	829	970	1.0

2.2 การหล่อตัวอย่างคอนกรีต

หล่อตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 เซนติเมตร สูง 20 เซนติเมตร จำนวน 8 ก้อนต่อส่วนผสม โดย 6 ก้อนใช้สำหรับทดสอบกำลังอัดในคอนกรีต และ 2 ก้อนใช้สำหรับทดสอบความการซึมผ่านน้ำของคอนกรีต ตามลำดับ โดยหล่อตัวอย่างตามส่วนผสมที่ออกแบบไว้ตามตารางที่ 2 ในกรณีคอนกรีตผสมเส้นใย เส้นใยเหล็กจะถูกเติมเข้าไปในคอนกรีตในระหว่างขั้นตอนผสมคอนกรีต ทำการถอดแบบภายหลังหล่อตัวอย่าง 24 ชั่วโมง แล้วนำตัวอย่างไปบ่มน้ำเป็นระยะเวลา 7 วัน และ 28 วัน

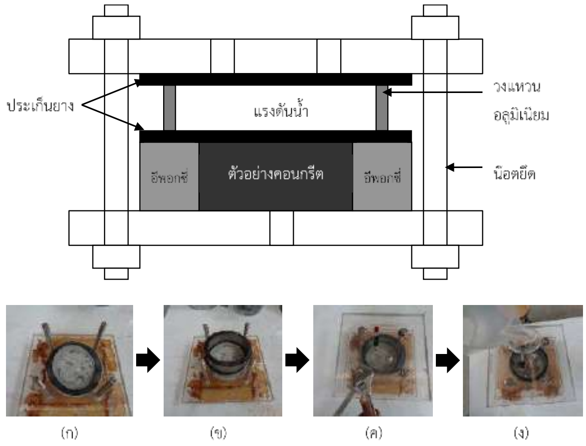
2.3 การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีต

ทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตภายหลังครบอายุบ่มน้ำเป็นระยะเวลา 7 วัน และ 28 วัน ตามมาตรฐาน ASTM C39 [12] ASTM C617 [13]

2.4 การทดสอบการซึมผ่านน้ำของคอนกรีต

การทดสอบการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตเป็นไปตามมาตรฐาน BS EN 12390-8 [14] เมื่อตัวอย่างครบอายุบ่มตามระยะเวลาที่กำหนดแล้ว นำตัวอย่างมาตัดหนา 5 เซนติเมตร โดยเลือตัดเอาบริเวณกึ่งกลางตัวอย่างทรงกระบอก จากนั้นนำตัวอย่างไปหล่อเคลือบด้วยอีพ็อกซี่ดังรูปที่ 1 หลังจากอีพ็อกแข็งตัวแล้ว (ประมาณ 24 ชั่วโมง) จากนั้นทำการประกอบตัวอย่างคอนกรีตเข้ากับเซลล์ทดสอบซึ่งมีรายละเอียดดังแสดงในรูปที่ 2 โดยนำตัวอย่างที่จะทดสอบมาใส่ที่เซลล์หลังจากนั้นทำการขันน็อตทั้ง 4 ด้าน ให้แน่น โดยต้องใส่ประเก็นยางรองระวังแผ่นอลูมิเนียมเพื่อกันน้ำซึมออกด้านนอก ต่อสายทนแรงดันสูงเข้ากับเซลล์ทดสอบการซึมผ่านน้ำและชุดควบคุมแรงดัน ดังรูปที่ 3 จากนั้นเติมน้ำผ่านวาล์วจนเต็มเซลล์ทดสอบละกระบอกมาตรวัด เริ่มทำการทดสอบโดยใช้แรงดัน 5 บาร์ ต่อเนื่องเป็นเวลา 90 นาที อ่านและบันทึกค่าระดับน้ำทุกๆ 10 นาที

รูปที่ 1 การหล่ออีพอกซี



รูปที่ 2 การประกอบตัวอย่างเข้ากับเซลล์ทดสอบค่าการซึมผ่าน

รูปที่ 3 การทดสอบการซึมผ่านน้ำของคอนกรีต

$$Q = \frac{A \times \Delta V_{water}}{\Delta T} \quad (1)$$

เมื่อ Q คืออัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีต (m^3/sec), A คือพื้นที่หน้าตัดของกระบอกมาตรวัด (m^2), ΔV คือระดับน้ำในกระบอกมาตรวัดที่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลา (m), และ ΔT ช่วงเวลาการบันทึกค่า (sec)

3. ผลการทดลองและอภิปราย

3.1 กำลังอัดของคอนกรีต

จากรูปที่ 3 เมื่อพิจารณาผลกระทบของปริมาณเส้นใยเหล็ก (% โดยปริมาตรของคอนกรีต) ที่ใช้ต่อกำลังอัดของคอนกรีต พบว่า กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กผสมในคอนกรีตที่ 0.5% ให้ค่าทั้งสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก ทั้งนี้กำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก 0.5% ที่เพิ่มขึ้นนั้นเนื่องจากเป็นใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กในอัตราที่เหมาะสมทำให้เส้นใยกะจ่ายตัวทั่วเนื้อคอนกรีตได้ดีและเส้นใยไม่จับตัวกันเป็นก้อน ส่งผลให้คอนกรีตมีความทึบมากยิ่งขึ้นซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาของ กิตติศักดิ์ นนทเขตขยัน และภาณุมาศ ดวงสิทธิโชค (2548) [15] อย่างไรก็ตาม เมื่อใช้เส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากขึ้นเป็น 1.0% ส่งผลทำให้กำลังอัดของคอนกรีตลดลงและต่ำกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใยเหล็ก เนื่องจากในปริมาณที่มากเกินไปทำให้เส้นใยเหล็กจับตัวกันเป็นก้อนก่อให้เกิดเป็นโพรงช่องว่างมากขึ้น โดย อภินันท์ ภูชัน และสุรสิทธิ์ หมั่นวิชา (2548) [16], สราวุฒิ อินทรบ และกิติศักดิ์ ใจตรง (2549) [17] ที่พบว่าเมื่อใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กมากเกินไป การยึดเกาะระหว่างเส้นใยเหล็กและคอนกรีตจะสูญเสียไป เนื่องจากความฝืดระหว่างพื้นผิวเส้นใยเหล็กกับคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีความพรุนสูงขึ้น คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตจึงลดลง

เมื่อพิจารณาผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาร จากรูปที่ 3 พบว่า เมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงขึ้น กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าลดลง ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูง ปริมาณน้ำอิสระ (Free water) ที่เหลืออยู่ในส่วนผสมคอนกรีตมีค่าสูง ส่งผลให้ขนาดโพรงช่องว่างเฉลี่ยและความพรุนของคอนกรีตสูงตามไปด้วย กำลังอัดของคอนกรีตจึงลดลงต่ำกว่าคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำๆ

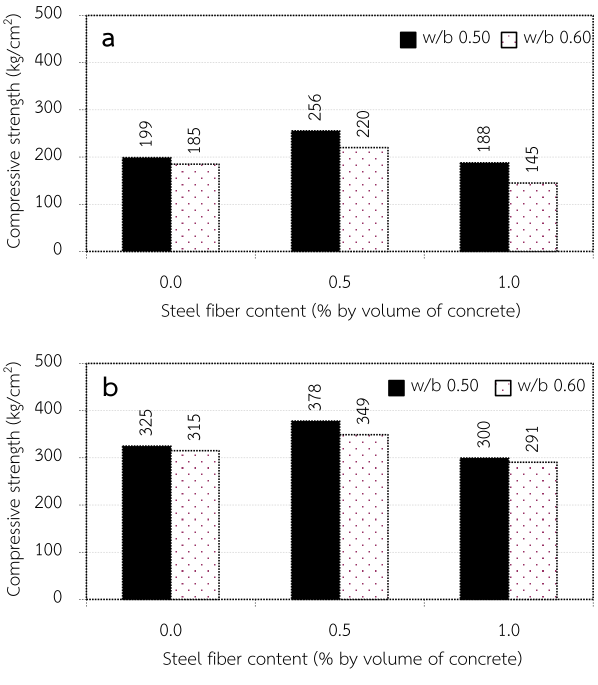
จากรูปที่ 4 เมื่อพิจารณาผลของระยะเวลาบ่มน้ำ พบว่า เมื่อระยะเวลาการบ่มคอนกรีตนานขึ้นจาก 7 วัน เป็น 28 วัน กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กและไม่ผสมเส้นใยเหล็กสูงขึ้น เนื่องจากการพัฒนาการปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์มีมากขึ้นก่อให้เกิดผลผลิต C-S-H และ C-A-H ที่มีคุณสมบัติเป็นสารยึดประสานมากขึ้นซึ่งเป็นผลดีต่อกำลังของคอนกรีต

3.2 การซึมผ่านน้ำของคอนกรีต

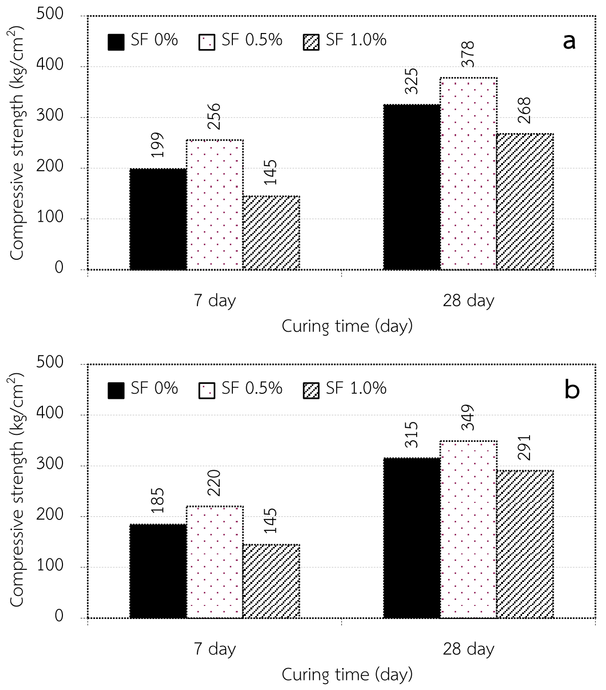
การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตแสดงอยู่ในรูปของอัตราการไหลของน้ำต่อเวลาใดๆ ดังแสดงในรูปที่ 5 ถึง 7 ตามลำดับ พิจารณาผลกระทบของปริมาณการใช้เส้นใยเหล็กต่อการซึมผ่านน้ำของคอนกรีต จากรูปงที่ 5 และ 6 พบว่า การใช้เส้นใยเหล็กผสมในคอนกรีตที่ 0.5% โดยปริมาตรของคอนกรีต ส่งผลให้อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตมีค่าลดลงต่ำกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใย แต่เมื่อใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กสูงกว่า 0.5% โดยปริมาตรของคอนกรีต (1.0%) อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตเพิ่มขึ้นสูงกว่าคอนกรีตไม่ผสมเส้นใย ทั้งนี้เนื่องจากคอนกรีตที่ผสมเส้นใยเหล็ก 0.5% นั้นเส้นใยเหล็กมีการกระจ่ายตัวที่ดีเมื่ออัดแน่นคอนกรีตจึงมีโพรงช่องว่างน้อยลง อีกทั้งเส้นใยเลห็กสามารถขัดขวางการซึมผ่านน้ำได้ น้ำจึงซึมผ่านเข้าไปในคอนกรีตได้ยากขึ้น อัตราการซึมผ่านน้ำจึงต่ำลง แต่หากใช้ปริมาณเส้นใยเหล็กมากเกินไป การยึดเกาะระหว่างเส้นใยเหล็กและคอนกรีตจะสูญเสียไป อีกทั้งเส้นใยสามารถเกาะตัวกันเป็นกลุ่มก้อนทำให้คอนกรีตมีความพรุนสูง การซึมผ่านน้ำจึงสูงขึ้น

เมื่อพิจารณาผลของระยะเวลาบ่มน้ำ จากรูปที่ 5 และ 6 (เปรียบเทียบ a และ b) พบว่า เมื่อระยะเวลาการบ่มคอนกรีตเพิ่มขึ้นจาก 7 วัน เป็น 28 วัน อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กลดลง เนื่องจากการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์มากขึ้น ส่งผลให้ความพรุนของคอนกรีตมีค่าลดลง การซึมผ่านน้ำในคอนกรีตจึงน้อยลง

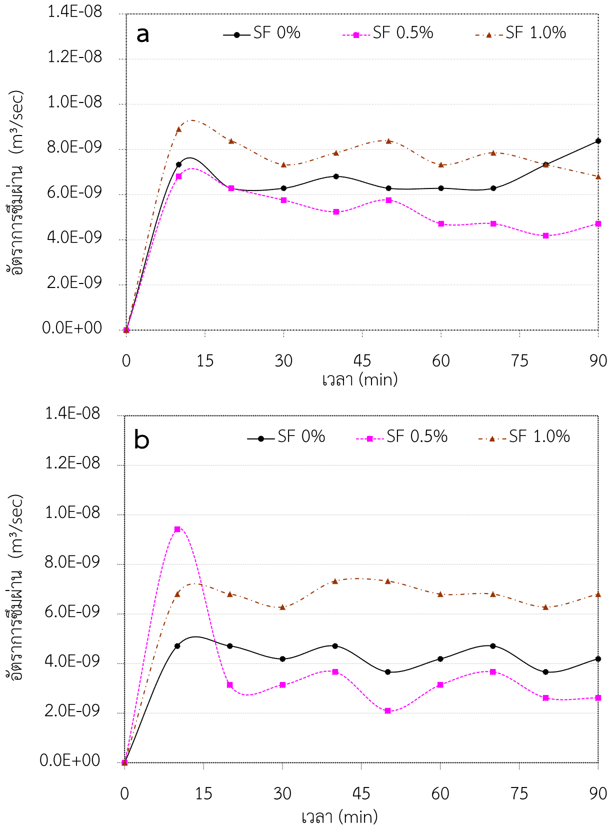
ผลกระทบของอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ออัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่อายุ 7 วัน และ 28 วัน ดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่า เมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงขึ้น อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตมีแนวโน้มสู้งขึ้น เนื่องจากคอนกรีตมีความพรุนสูงเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำ การซึมผ่านน้ำผ่านผ่านโพรงช่องว่างในคอนกรีตจึงเกิดขึ้นง่าย ความพรุนในคอนกรีตเกิดจากปริมาณน้ำอิสระที่เหลือในคอนกรีต หากคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสูงจะมีน้ำส่วนเกินมากกว่าเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานต่ำ



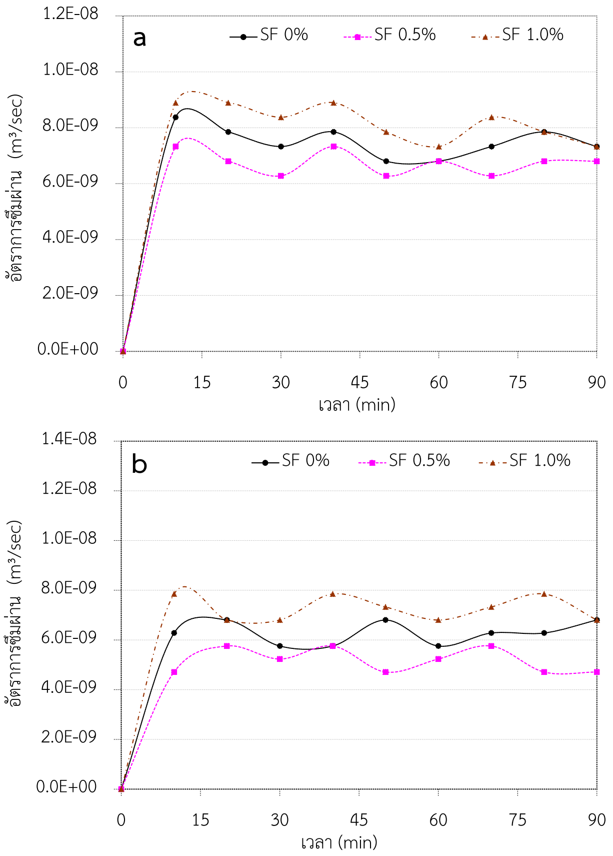
รูปที่ 3 กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก, a) ที่อายุบ่มน้ำ 7 วัน และ b) ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน



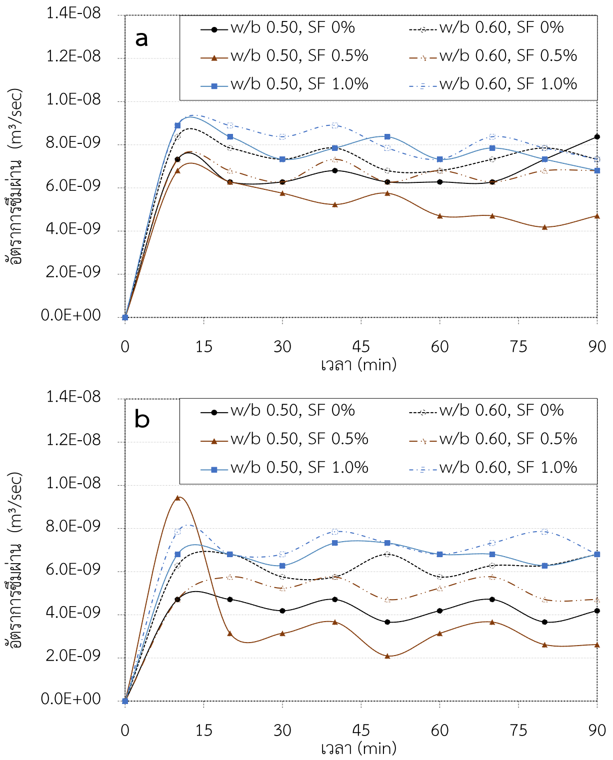
รูปที่ 4 กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก, a) ที่ w/b 0.50 และ b) ที่ w/b 0.60



รูปที่ 5 อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ w/b 0.50, a) ที่อายุบ่มน้ำ 7 วัน และ b) ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน



รูปที่ 6 อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ w/b 0.60, a) ที่อายุบ่มน้ำ 7 วัน และ b) ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน



รูปที่ 7 อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก, a) ที่อายุบ่มน้ำ 7 วัน และ b) ที่อายุบ่มน้ำ 28 วัน

4. สรุปผล

จากผลการศึกษากำลังรับแรงอัดและการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็ก สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. กำลังอัดของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ 0.5% สูงกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใย และเมื่อใช้เส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากขึ้นเป็น 1.0% กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าลดลงต่ำกว่าคอนกรีตไม่ผสมเส้นใย

2. อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตผสมเส้นใยเหล็กที่ 0.5% ต่ำกว่าคอนกรีตที่ไม่ผสมเส้นใย และเมื่อใช้เส้นใยเหล็กในปริมาณที่มากขึ้นเป็น 1.0% อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นสูงกว่าคอนกรีตไม่ผสมเส้นใย

3. เมื่ออัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเพิ่มขึ้นส่งผลทำให้กำลังอัดคอนกรีตที่ผสมและไม่ผสมเส้นใยเหล็กลดลง แต่อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้น

4. เมื่อระยะเวลาการบ่มน้ำนานขึ้นส่งผลทำให้กำลังอัดคอนกรีตที่ผสมและไม่ผสมเส้นใยเหล็กสูงขึ้น แต่อัตราการซึมผ่านน้ำของคอนกรีตมีค่าลดลง

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 73/2556 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] ปริญญา จินดาประเสริฐ, ชัย จาตุรพิทักษ์กุล, 2547. ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต. พิมพ์ครั้งที่ 1.

[2] Fajardo, G., Valdez, P. and Pacheco, J. (2009). Corrosion of steel rebar embedded in natural pozzolan based mortars exposed to chlorides. *Construction and Building Materials*, 23, pp. 768–74.

[3] S. Mindess, 1981. Concrete. Prentice-Hall, Inc.

[4] Gizybowski, M. and Shah, S.P. (1990). Shrinkage cracking of fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 87(2), pp. 138-148.

[5] Padron, I. and Zollo, R.F. (1990). Effect of synthetic fibers on volume stability and cracking of Portland cement concrete and mortar. *ACI Materials Journal*, 87(4), pp. 327-332.

[6] Sanjuán, M. A. and Moragues, A. (1997). Polypropylene-fibre-reinforced mortar mixes: optimization to control plastic shringkage. *Composites Science and Technology*, 57, pp. 655-660.

[7] Puertas, F. Amat, T. Fernández-Jiménez, A. and Vázquez, T. (2003). Mechanical and durable behavior of alkaline cement mortars reinforced with polypropylene fibres. *Cement and Concrete Research*, 33, pp. 2031-2036.

[8] Song, P.S., Hwang, S. and Sheu, B.C. (2005). Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*, 35, pp. 1546-1550.

[9] Antonaci, P. Bocca, P. and Grazzini, A. (2006). In situ determination of toughness indices of fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 39, pp. 283-290.

[10] ปรัชญา จูเหล็ง และนัฐภา ภาระศรี (2547). *การศึกษาพลังงานการแตกร้าวของคอนกรีตและกำลังรับแรงดัดของคอนกรีตเสริมเหล็กผสมไฟเบอร์*. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ชลบุรี.

[11] ทวีชัย สำราญวานิช อภินันท์ ภู่ชัน และสุรสิทธิ์ หมั่นวิชา (2550). พฤติกรรมและวิธีการคำนวณกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมเส้นใย. *วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ.*, 30(2) เมษายน-มิถุนายน

[12] ASTM C 39 (2004). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.

[13] STM C 617 (2004). Standard Test Method for Capping Cylindrical Concrete Specimens.

[14] BS EN 12390-8 (2009). Testing hardened concrete-Part 8: Depth of penetration of water under pressure.

[15] กิตติศักดิ์ นนทเขตขยัน และภาณุมาศ ดวงสิทธิโชค (2548). *คุณสมบัติเชิงกลของคอนกรีตและมอร์ต้าร์ที่ผสมไฟเบอร์*. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ชลบุรี.

[16] อภินันท์ ภูชัน และสุรสิทธิ์ หมั่นวิชา (2548). *พฤติกรรมและการคำนวณกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ผสมไฟเบอร์*. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ชลบุรี.

[17] สราวุฒิ อินทรบ และกิติศักดิ์ ใจตรง (2549). *การศึกษาพฤติกรรมของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียวที่ผสมเส้นใยเหล็ก*. ปริญญานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยบูรพา ชลบุรี.

ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบด

Threshold total chloride content and depassivation time of embedded steel of concrete containing ground granulated blast-furnace slag

ลีน่า ปรัก[1] และ ทวีชัย สำราญวานิช[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: twc@buu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งศึกษาผลกระทบของตะกรันเตาถลุงเหล็กบดต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤต และระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม และกำลังอัดของคอนกรีต โดยใช้ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดแทนที่วัสดุประสานที่ร้อยละ 30, 40, 50 และ 70 ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 และระยะหุ้มเหล็กเสริม 2 เซนติเมตร จากผลการทดลองพบว่า ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดมีค่าสูงกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตมีค่าลดลงและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตมีค่านานขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่ซีเมนต์ด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบด คอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ร้อยละ 30 มีปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตสูงที่สุด ในขณะที่ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมนานที่สุดเมื่อใช้คอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ร้อยละ 40 อย่างไรก็ตาม กำลังอัดของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ 28 วัน มีค่าต่ำกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วน และยิ่งลดลงเมื่อใช้ปริมาณตะกรันเตาถลุงเหล็กบดมากขึ้น

คำสำคัญ: ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤต, ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิม, คอนกรีต, ตะกรันเตาถลุงเหล็กบด

Abstract

This research aims to study the effect of ground granulated blast-furnace slag (GGBFS) on the threshold total chloride content and depassivation time of embedded steel of concrete. GGBFS was used as partial binder replacement at the amount of 30%, 40%, 50% and 70% by weight of binder. The water to binder ratio (w/b) was kept at 0.50. The 2-cm covering depth of the embedded steel was used. The experimental results indicated that the value of threshold total chloride content and depassivation time of concrete with GGBFS was higher than that of cement concrete. The threshold total chloride content decreased, but the depassivation time of concrete increased when increasing in the cement replacement by GGBFS. The threshold total chloride content of concrete with 30% of GGBFS was the highest, while the depassivation time of steel in concrete with 40% of GGBFS was the longest. However, the compressive strength of GGBFS concrete at 28 days was lower than cement concrete. The increase of GGBFS content resulted in the decrease of compressive strength.

Keywords: threshold total chloride content, depassivation time, concrete, ground granulated blast-furnace slag,

1. บทนำ

คอนกรีตและคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในงานก่อสร้าง [1, 2] แต่ปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตยังเป็นปัญหาสำคัญที่ทำให้โครงสร้างคอนกรีตเสิมเหล็กเกิดการเสื่อมสภาพและนำไปสู่การวิบัติ [3] ในการประเมินอายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้สิ่งแวดล้อมคลอไรด์นั้น ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ (Chloride penetration resistance) และปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤต (Threshold total chloride content) ของคอนกรีตถือเป็นข้อมูลสำคัญ โดยที่ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์แสดงถึงความสามารถในการต้านทานการเคลื่อนที่ของเกลือคลอไรด์ในเนื้อคอนกรีตที่เข้าไปสู่ผิวเหล็กเสริม ส่วนปริมาณคลอไรด์วิกฤตแสดงถึงปริมาณคลอไรด์ทีสะสมบริเวณผิวของเหล็กเสริมในคอนกรีตจนมีปริมาณมากพอที่ทำให้เหล็กเสริมเริ่มสูญเสียความต้านทานการเกิดสนิม

มีงานวิจัยที่ได้ศึกษาการใช้ตะกรันเตาถลุงเหล็กบด (Ground granulated blast-furnace slag, GGBFS) ซึ่งเป็นผลพลอยได้จากการ

ถลุงแร่เหล็กแทนที่บางส่วนของวัสดุประสาน (ปูนซีเมนต์) เพื่อปรับปรุงคุณสมบัติคอนกรีตให้มีความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีตเนื่องจากคลอไรด์ โดย Yeau และ Kim [4] ได้ประเมินความต้านทานการเกิดสนิมของเหล็กในคอนกรีตโดยศึกษาปูนซีเมนต์สองชนิด คือ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 และประเภทที่ 5 ผสมกับตะกรันเตาถลุงเหล็กที่ร้อยละ 0 ถึง 55 โดยพบว่า คอนกรีตซีเมนต์ที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กมีสัมประสิทธิ์การแพร่ต่ำกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วน และเมื่อใช้ตะกรันเตาถลุงเหล็กร่วมกับปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ให้ความต้านทานการเกิดสนิมมากกว่าปูนซีเมนต์ประเภทที่ 5 และพบว่าค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านน้ำของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 ต่ำกว่าของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 5 และมีโอกาสเกิดสนิมน้อยกว่าด้วย เอกศักดิ์และคณะ [5] พบว่า มอร์ต้าร์ที่ผสมผงหินปูนมีค่าความต้านทานคลอไรด์น้อยกว่ามอร์ต้าร์ซีเมนต์ แต่เมื่อใช้ผงหินปูนร่วมกับเถ้าลอยแล้วมีความต้านทานมากกว่า นุสราและคณะ [6] พบว่า คอนกรีตที่ใช้เถ้าลอยผสมร่วมกับผงหินปูนถึงร้อยละ 15 มีการแทรกซึมคลอไรด์ต่ำกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วนที่อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานทั้ง 0.40 0.50 และ 0.60 แต่ยังขาดการศึกษาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบด

ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมุ่งศึกษาผลกระทบของตะกรันเตาถลุงเหล็กบดต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤต ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมในคอนกรีต และกำลังอัดคอกรีต โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.50 อัตราส่วนแทนที่วัสดุประสานด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบดร้อยละ 30, 40, 50 และ 70

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของปูนซีเมนต์ตะกรันเตาถลุงเหล็กบด

Chemical Compositions (%)	Portland Cement	GGBFS
Silicon dioxide, SiO_2	19.51	34.06
Aluminum oxide, Al_2O_3	4.97	16.27
Iron oxide,Fe_2O_3	3.78	1.70
Calcium oxide, CaO	65.38	36.05
Magnesium oxide, MgO	1.08	7.38
Sulfur Trioxide, SO_3	2.16	2.16
Sodium oxide, Na_2O	0.01	0.21
Potassium oxide, K_2O	0.44	1.09
Titanium Dioxide, TiO_2	0.27	0.47
Phosphorus pentoxide P_2O_5	0.07	0.01
Loss on ignition, LOI	2.27	1.14
MnO	-	0.28
Physical Properties		
Blaine Fineness (cm^2/g)	3,550	4,600
Specific gravity	3.15	2.85

2. วิธีการศึกษา

2.1 วัสดุและส่วนผสมคอนกรีต

ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นวัสดุประสานหลักของคอนกรีต โดยแทนที่วัสดุประสานบางส่วนด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบด ใช้มวลรวมหยาบเป็นหินปูนที่มีขนาดโตสุด 19 มิลลิเมตร และใช้ทรายที่มีค่าโมดูลัสความละเอียด 3.1 องค์ประกอบทางเคมีและคุณสมบัติทางกายภาพของปูนซีเมนต์และตะกรันเตาถลุงเหล็กบด แสดงในตารางที่ 1

สำหรับส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้มีปริมาณวัสดุประสานเท่ากันทุกส่วนผสมที่ 400 กก/ม^3 แทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ร้อยละ 30, 40, 50 และ 70 โดยมีรายละเอียดแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้

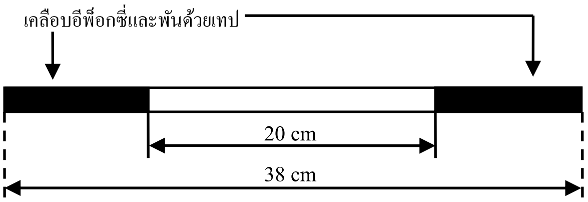
Mix id.	w/b	Mix Proportion of Concrete (kg/m^3)				
		Cement	GGBFS	Water	Sand (SSD)	Rock (SSD)
I50	0.50	400	-	200	747	988
I50SL30		280	120	200	743	982
I50SL40		240	160	200	742	980
I50SL50		200	200	200	740	978
I50SL70		120	280	200	736	973

2.2 การเตรียมตัวอย่างสำหรับการทดสอบ

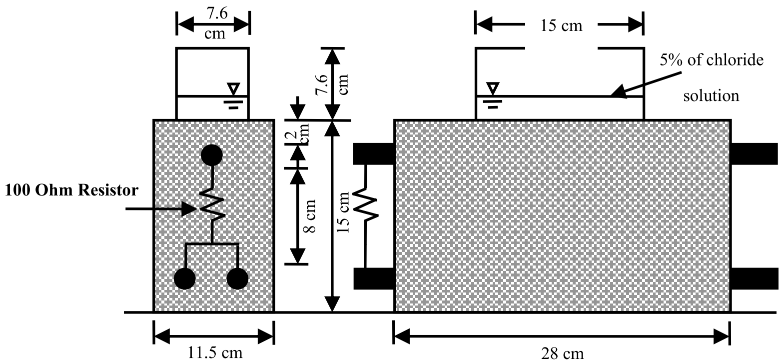
2.2.1 การทดสอบปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอกนรีต และระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

ใช้เหล็กข้ออ้อยชั้นคุณภาพ SD40 ตามมาตราฐาน มอก.20 [7] เหล็กเส้นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.2 เซนติเมตร ความยาว 38 เซนติเมตร ใช้แปรงลวดขัดทำความสะอาดเหล็ก และทำการ เคลือบปลายทั้งสองด้านด้วยอีพ็อกซี่ และพันด้วยเทปพันสายไฟดังรายละเอียดในรูปที่ 1

หล่อตัวอย่างคอนกรีตขนาดกว้าง × ยาว × สูง เท่ากับ 11.5 × 28 × 15 เซนติเมตร^3 โดยฝังเหล็กเสริมบนจำนวน 1 เส้นที่ระยะหุ้มคอนกรีต 2 เซนติเมตร และเหล็กเสริมล่างจำนวน 2 เส้นที่ระยะ 8 เซนติเมตร จากเหล็กเสริมบน เมื่อครบ 24 ชั่วโมง ถอดแบบแล้วนำตัวอย่างไปบ่มในน้ำเป็นเวลา 28 วัน จากนั้นนำมาติดตั้งตัวต้านทานกระแสไฟฟ้าขนาด 100 โอห์ม และชุดแผ่นอะคริลิคสำหรับขังสารละลายคลอไรด์ไว้ด้านบน ดังรูปที่ 2



รูปที่ 1 รายละเอียดของเหล็กข้ออ้อยที่ใช้ในการทดลอง



รูปที่ 2 รายละเอียดของตัวอย่างทดลองหาค่าคลอไรด์วิกฤต และระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

2.2.2 กำลังอัดของคอนกรีต

ใช้แบบหล่อตัวอย่างคอนกรีตทรงลูกบาศก์ขนาด 10 x 10 x 10 เซนติเมตร[3] ถอดแบบหลังหล่อตัวอย่างมีอายุครบ 24 ชั่วโมง แล้วบ่มตัวอย่างในน้ำทันที แล้วทดสอบกำลังอัดคอนกรีตที่อายุ 28 วัน

2.3 วัฏจักรของการเผชิญคลอไรด์

ในการทดสอบปริมาณคลอไรด์วิกฤตของคอนกรีต และระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม ดัดแปลงมาจาก ASTM G109 [8] และ ASTM C 876 [9] โดยใช้สารละลายเกลือคลอไรด์ความเข้มข้น 5.0% (มวลต่อปริมาตร) ขังบนตัวอย่าง และกำหนดการเผชิญคลอไรด์เป็นแบบวัฏจักรเปียกสลับแห้ง 1:1 ซึ่งหมายถึงระยะเวลาที่ขังสารละลายคลอไรด์เหนือตัวอย่างคอนกรีตเป็นเวลา 1 วันจากนั้นจึงทำการเทสารละลายออกและทิ้งไว้ให้แห้งอีก 1 วัน กระทำเป็นวัฏจักรต่อเนื่องไปเรื่อย ๆ จนเหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิม โดยประเมินการเกิดสนิมด้วยค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และค่าความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อนที่วัดคร่อมตัวต้านทานตามเกณฑ์ที่กำหนดไว้ใน ASTM C 876 และ ASTM G109.

2.4 วิธีการทดลอง

2.4.1 ศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์

ทำการวัดค่าในช่วงที่เทสารละลายคลอไรด์ออกจากชุดแผ่นอะคริลิค โดยวัดค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์ตามมาตรฐาน ASTM C 876 [9] ใช้ $Cu/CuSO_4$ เป็นขั้วอ้างอิง

2.4.2 ค่าความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อน

วัดค่าในช่วงที่เทสารละลายคลอไรด์ออกจากชุดแผ่นอะคริลิคตามมาตรฐาน ASTM G109 [8] โดยใช้โวล์มิเตอร์ความละเอียดถึง 0.01 mV วัดคร่อมผ่านตัวต้านทานขนาด 100 โอห์ม ค่ากระแสสามารถคำนวณหาได้จากกฎของโอห์มดังสมการที่ 1

$$V = IR \quad (1)$$

โดยที่ V คือความต่างศักย์ที่วัดค่อมตัวต้านทาน (μV) I คือ ค่ากระแส (μA) และ R คือ ค่าความต้านทานของตัวต้านทานสำหรับการทดลองนี้ขนาดของตัวต้านทานมีค่าเท่ากับ 100 Ohm และสำหรับค่าความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อน (i_{corr}) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2

$$i_{corr} = I/A \quad (2)$$

โดยที่ i_{corr} คือ ความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อน (μA/cm^2) และ A คือ พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมที่เผชิญคลอไรด์สำหรับการทดลองนี้พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับ 76.604 cm^2 (พื้นที่ผิวเหล็กเสริมตำแหน่งช่วงกลางที่ไม่ได้เคลือบอีพ็อกซี่ และพันด้วยเทป)

สร้างกราฟเปรียบเทียบระหว่างค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อนจากการทดลอง โดยพิจารณาจุดยุติของการทดลองหรือระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมที่เหล็กเสริม จากการเปลี่ยนแปลงของค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และการเปลี่ยนแปลงค่าความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อน

2.4.3 การหาค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด

หลังจากตัวอย่างเกิดการเปลี่ยนแปลงค่าศักย์ไฟฟ้าครึ่งเซลล์และค่าความหนาแน่นของกระแสการกัดกร่อนอย่างชัดเจน จึงทำการเจาะตัวอย่างทดลองบริเวณเหล็กเสริมและนำผงคอนกรีตที่ได้มาทดสอบหาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด (Total chloride) ตามมาตรฐาน ASTM C1152 [10] ซึ่งแสดงอยู่ในหน่วยร้อยละโดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (% by weight of binder)

3. ผลการทดลองและอภิปราย

3.1 ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤต

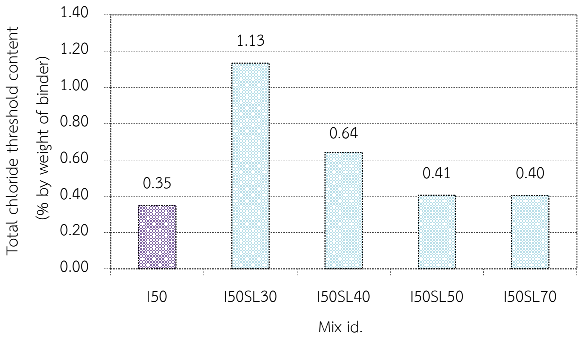
ปริมาณคลอไรด์วิกฤตนั้นถูกแสดงเป็นปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด ในหน่วยของร้อยละโดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (% by weight of binder)

จากรูปที่ 3 พบว่า คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานชนิดเดียวมีค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตเท่ากับ 0.35% โดยน้ำหนักวัสดุประสาน

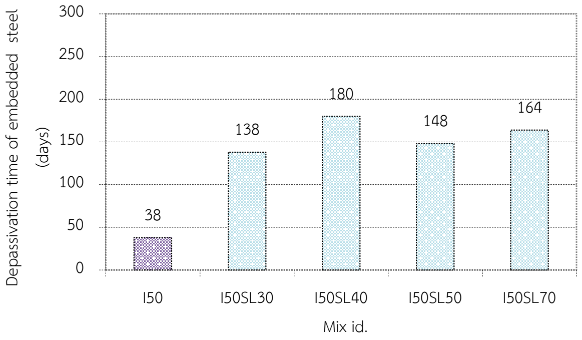
ขณะที่คอนกรีตที่แทนที่วัสดุประสานด้วยด้วยตระกรันเตาถลุงเหล็กบดค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีตมากกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตมีแนวโน้มลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่วัสดุประสานด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็ก (จากร้อยละ 30 -70) อาจเนื่องจากตะกรันเตาถลุงเหล็กบดทำปฏิกิริยาปอซโซลานิกทำให้เกิดสาร C-S-H และ C-A-H เจลเพิ่มขึ้น คอนกรีตมีโพรงช่องว่างน้อยลง ปริมาณคลอไรด์ที่สามารถแทรกซึมไปถึงผิวเหล็กจึงมีน้อยลง แต่ปริมาณไฮดรอกซิลอิออน (OH^-) ในสารละลายโพรงช่องว่างก็ลดลงอย่างมาก เนื่องจากถูกนำมาใช้ในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานิก ส่งผลให้อัตราส่วนของคลอไรด์ต่อไฮดรอกซิลอิออน (Cl^-/OH^-) ในคอนกรีตมีค่าสูงจนถึงระดับที่ทำให้เหล็กเสริมเกิดสนิม [11, 12] ดังนั้นปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีตที่แทนที่วัสดุประสานด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบดจึงมีค่าลดลง

3.2 ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม

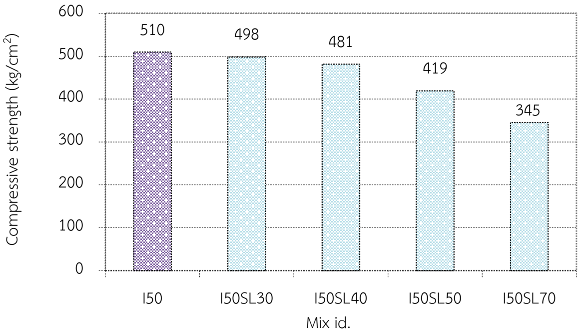
จากรูปที่ 4 พิจารณาคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดเพียงอย่างเดียว พบว่า ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของคอนกรีต นานกว่าคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานหลักเพียงอย่างเดียว และมีแนวโน้มนานขึ้นในขณะที่การใช้ร้อยละแทนที่วัสดุประสานด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบดเพิ่มมากขึ้น (เพิ่มจากร้อยละ 30, 40, 50 และ 70 ตามลำดับ) โดยการแทนที่วัสดุประสานด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบดร้อยละ 40 มีระยะเวลาการเกิดสนิมนานที่สุด เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ร้อยละ 30 แม้มีค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตที่สูงกว่าคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ร้อยละ 40 ก็ตาม แต่สัมประสิทธิ์การแพร่คลอไรด์ของคอนกรีตที่สูงกว่า ส่งผลให้เหล็กเสริมเริ่มเกิดสนิมเร็วกว่า ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมจึงสั้นลงไปด้วย [13]



รูปที่ 3 ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีต



รูปที่ 4 ระยะเวลาเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริม



รูปที่ 5 กำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์ล้วนและคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่อายุ 28 วัน

3.3 กำลังอัดของคอนกรีต

กำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดเทียบกับคอนกรีตซีเมนต์ล้วนที่อายุ 28 วันแสดงไว้ในรูปที่ 5 ซึ่งพบว่า กำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดมีแนวโน้มลดลงและต่ำกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม เนื่องจากส่วนผสมที่ถูกแทนที่วัสดุประสานบางส่วนด้วยตะกรันเตาถลุงเหล็กบด นั้น C-S-H ที่ได้จากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นลดลง ส่งผลทำให้การพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตในช่วง 28 วันช้าลง

4. สรุปผล

จากผลการศึกษาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตและระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของเหล็กเสริมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบด สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดมีค่ามากกว่าของคอนกรีตซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม และการใช้ตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ 30% ให้ค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดวิกฤตสูงที่สุดเท่ากับ 1.13 % โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน

2. ระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดยาวนานกว่าระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของคอนกรีตซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม

และระยะเวลาการเริ่มเกิดสนิมของคอนกรีตที่ใช้ตะกรันเตาถลุงเหล็กบด 40% มีระยะเวลาการเกิดสนิมนานที่สุด

3. กำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดที่ 28 วัน มีแนวโน้มต่ำกว่าคอนกรีตซีเมนต์ล้วนทุกส่วนผสม

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนทุนอุดหนุนการวิจัย มหาวิทยาลัยบูรพา สัญญาเลขที่ 111/2558 และการสนับสนุนจากหน่วยวิจัยเทคโนโลยีการก่อสร้างและบำรุงรักษาบูรพา (BCONTEC) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

เอกสารอ้างอิง

[1] ปริญญา จินดาประเสริฐ และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2547). *ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต*. พิมพ์ครั้งที่ 1.

[2] Fajardo, G., Valdez, P. and Pacheco, J. (2009). Corrosion of steel rebar embedded in natural pozzolan based mortars exposed to chlorides. *Construction and Building Materials*, 23, pp. 768–74.

[3] Topu, I.B. and Boga, A. R. (2010). Effect of ground granulate blast-furnace slag on corrosion performance of steel embedded in concrete. *Materials and Design*, 31, pp. 3358–3365, 2010.

[4] Yeau, K.Y. and Kim, E.K. (2005). An experimental study on corrosion resistance of concrete with ground granulate blast-furnace slag. *Cement and Concrete Research*, 35, pp. 1391–1399.

[5] เอกศักดิ์ ฤกษมหาลิขิต, ทวีชัย สำราญวานิช, ภัควัฒน์ แสนเจริญ และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล (2552). ความต้านทานคลอไรด์ของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มอร์ต้าร์ที่ผสมเถ้าลอย ฝุ่นหินปูนและสารขยายตัว. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14*.

[6] นุสรา ขยันกิจ, ทวีชัย สำราญวานิช, ภัควัฒน์ แสนเจริญ, สมนึก ตั้งเติมสิริกุล (2555). ความต้านทานการแทรกซึมคลอไรด์ของคอนกรีตที่ผสมผงหินปูนและเถ้าลอยแทนที่วัสดุประสานในสิ่งแวดล้อมทะเลเป็นเวลา 2 ปี. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 17*.

[7] มอก.20-2543. เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต: เหล็กเส้นกลม. มาตราฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, ประเทศไทย.

[8] ASTM G109-07 (2004). Standard test method for determining the effects of chemical admixture on corrosion of embedded steel in concrete exposed chloride environments. *Annual Book of ASTM Standards*, 3.02.

[9] ASTM C876 (2004). Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. *Annual Book of ASTM Standards*, 4.02.

[10] ASTM C1152 (2004). Standard test method for acid-soluble chloride in mortar and concrete. *Annual Book of ASTM Standard*, 04.02.

[11] Kayyali, O.A. and Haque, M.N. (1998). Chloride penetration and the ratio of Cl^-/OH^- in the pores of cement paste. *Cement and Concrete Research*, 18, pp. 895–900.

[12] Ann, K.Y. and Song, H.W. (2007). Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. *Corrosion Science*, 49, pp. 4113–4133.

[13] ลีน่า ปรัก และ ทวีชัย สำราญวานิช (2556). ความต้านทานคลอไรด์ของคอนกรีตผสมตะกรันเตาถลุงเหล็กบดและผงหินปูน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18*.

การพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์จากวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมน้ำตาล
Development of Cellular Lightweight Concrete on Sugar Industrial Waste

ภานุวัฒน์ โสภณวาณิชย์ [1] ยิ่งใหญ่ มาลัยเจริญ [2] ชิษณุพงศ์ สุธัมมะ [3,*]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน จ.นครปฐม
** Corresponding author; E-mail address: fengcpsu@ku.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาและพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์ และศึกษากำลังรับแรงอัดและความหนาแน่น โดยใช้เถ้าชานอ้อย และ กากปูนขาวมาแทนที่ซีเมนต์และสามารถนำคอนกรีตมวลเบาที่พัฒนามาจากเถ้าชานอ้อย และ กากปูนขาวมาใช้ในงานก่อสร้าง โดยใช้การเทียบเท่าด้วย มอก.2601-2556 ชั้นคุณภาพ C9 ซึ่งมีค่ากำลังรับแรงอัดมากกว่า 25.5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร และค่าความหนาแน่นมีค่าเท่ากับ 801-900 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ในการหาสูตรต้นแบบเพื่อใช้ในการแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว หาได้จากวิธีการทดลอง ซึ่งได้อัตราส่วนผสมระหว่างปูนต่อทรายที่ 1.00 : 1.00 และส่วนผสมระหว่างน้ำต่อสารเชื่อมประสาน (W/B) 0.50 : 1.00 ที่มีความหนาแน่น และค่าของกำลังรับแรงอัด ใกล้เคียงกับ มอก.2601-2556 ชั้นคุณภาพ C9 มากที่สุด ในอายุการบ่ม 7, 14 และ 28 วัน โดยการนำเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาวมาแทนที่ร้อยละ 5 ถึง 35 ในอัตราส่วนผสมของซีเมนต์จากการทดสอบพบว่าการแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยที่มีค่าความหนาแน่นมากที่สุด เมื่อแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยร้อยละ 20 และมีกำลังรับแรงอัดที่ได้มากสุดเมื่อแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยร้อยละ 15 ส่วนการแทนที่ด้วยกากปูนขาวพบว่ามีค่าความหนาแน่นที่มากสุดเมื่อแทนที่ด้วยกากปูนขาวร้อยละ 30 และกำลังรับแรงอัดที่มีมากที่สุดเมื่อแทนที่ด้วยกากปูนขาวร้อยละ 5 เมื่อนำค่าที่ได้มาเปรียบเทียบกับ มอก.2601-2556 ชั้นคุณภาพ C9 แล้วพบว่า เถ้าชานอ้อยไม่สามารถนำมาแทนที่ซีเมนต์ และคอนกรีตมวลเบาที่แทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว ยังไม่สามารถเทียบเท่ากับสินค้าที่มีอยู่ในท้องตลาดได้ ส่วนกากปูนขาวสามารถนำมาแทนที่ซีเมนต์ได้และยังสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างได้จริงซึ่งเป็นการประยุกต์ใช้ของเหลือจากอุตสาหกรรมให้เกิดประโยชน์สูงสุด

คำสำคัญ : คอนกรีตมวลเบา ความหนาแน่น กำลังรับแรงอัด เถ้าชานอ้อย กากปูนขาว

Abstract

The objectives of this research were to study and develop lightweight cellular concrete as well as to determine the compressive strength and density by replacing cement with bagasse ash and lime mud to use lightweight concrete developed from bagasse ash, and lime mud in construction works. The research was conducted by using the equivalence with TIS. B.E. 2601-2556 Quality Class C9. It has a compressive strength higher than 25.5 kg/cm^2 and a density of 801-900 kg/m^3. To find a prototype formula to be used to replace some cement with bagasse ash and lime waste. It was derived from experimental methods. Found that the ratio of cement to sand at 1.00: 1.00 and the water binder ratio (W / B) is 0.50. The compressive strength and density are close to TIS 2601-2013, C9 quality class, the most in the curing period of 7, 14, and 28 days., by replacing it with bagasse ash and lime mud 5-35% in the mixture ratio of cement. The experiment results found that the replacement with bagasse ash would have the highest density when replaced by 20% and the highest compressive strength when replaced by 15%. And the replacement with lime mud would have the highest density when replaced by 30% and the highest compressive strength when replaced by 5%. When the values obtained were compared with TIS. B.E. 2601-2556, Quality Class C9, it was found that bagasse ash could not replace cement. Also, the lightweight concrete replaced with bagasse ash and lime mud could still not be equivalent to other products available in the market. However, lime mud could replace cement and be used for real construction works, which could be considered as the application of industrial leftovers to maximize benefits.
Keywords: Lightweight Concrete, Density, Compressive Strength, Bagasse ash, Lime mud

1. บทนำ

ในปัจจุบันประเทศไทยถือได้ว่าเป็นประเทศที่มีการก่อสร้างให้เห็นได้ทั่วไป โดยวัดจากการใช้ปูนซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้นในทุก ๆ ปี โดยตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 เป็นต้นมา ได้เพิ่มสูงขึ้นทุกปี ในปี พ.ศ. 2554 ก็ได้มีการผลิตปูนที่มากกว่า ใน พ.ศ.2553 ในช่วงเวลาเดียวกัน ร้อยละ 4.3 ในขณะเดียวกัน

เหตุการณ์น้ำท่วมในปี พ.ศ.2554 นั้นก็มีบทบาทสำคัญที่ทำให้มีการก่อสร้างเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ จนถึงปัจจุบัน ได้มีการผลิตปูนซีเมนต์เพิ่มมากขึ้น บ่งบอกได้ว่าอุตสาหกรรมการก่อสร้างมีแนวโน้มการขยายตัวมากขึ้น ซึ่งเป็นผลที่ดีต่อเศรษฐกิจ [1]

แต่ในทางตรงกันข้ามอุตสาหกรรมก่อสร้างเป็นหนึ่งในปัญหาที่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมเป็นอย่างมากเช่น มลภาวะทางอากาศแต่สิ่งที่สำคัญที่สุดคือเศษวัสดุก่อสร้างที่มาจากหน่วยงานก่อสร้างที่ก่อให้เกิดปัญหาความเสื่อมโทรมของทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม [2] และอีกปัญหาหนึ่งที่พบคือวัสดุเหลือทิ้งทางธรรมชาติและส่วนใหญ่มากจากโรงงานอุตสาหกรรมผลิตน้ำตาลเพราะประเทศไทย เป็นประเทศส่งออกน้ำตาลเป็นอันดับต้นๆ ของโลก ในปี2561 มีผลผลิตอ้อยทั้งหมด 134.93 ล้านตัน เมื่อนำไปผลิตน้ำตาล จะมีกากชานอ้อยเหลือประมาณ 37.78 ล้านตัน [3] และนำไปผลิตกระแสไฟฟ้าให้กับโรงงาน เถ้าชานอ้อยบางส่วนเกษตรเอาไปทำปุ๋ย ส่วนใหญ่ใช้ถมที่ และกองทิ้งไว้ แต่ผู้คนส่วนใหญ่นั้นไม่ได้มีการนำเถ้าชานอ้อยมาใช้ประโยชน์หรือนำมาประยุกต์ใช้

โดยเถ้าชานอ้อยที่ผู้วิจัยได้นำมาใช้มาจากบริษัทน้ำตาลท่ามะกาจำกัด โดยเถ้าชานอ้อยที่ได้ มาจากการผลิตไฟฟ้าจากกากชานอ้อยที่ถูกเผาเพื่อให้พลังงานแก่โรงงานน้ำตาล

ดังนั้นผู้วิจัยเห็นว่าเถ้าชานอ้อยนั้นสามารถนำมาประยุกต์ใช้เป็นวัสดุการก่อสร้างได้เช่นกันเพราะเถ้าชานอ้อยมีธาตุซิลิกาเป็นหลัก มีซัลเฟอร์ไตรออกไซด์ต่ำ และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักจากการเผา (LOI) ค่อนข้างสูง เมื่อผ่านการบดแล้วมีลักษณะเป็นเหลี่ยมมุม รูปร่างไม่แน่นอน ความพรุนน้อยลงและมีอนุภาคเล็กลง [4] ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบคุณสมบัติของเถ้าชานอ้อยแล้วเถ้าชานอ้อยสามารถนำมาประยุกต์เป็นคอนกรีตมวลเบาได้ เนื่องจากคอนกรีตมวลเบามีการใช้งานกันอย่างแพร่หลาย อันเนื่องจากคุณสมบัติในการรับแรง ที่ดีกว่าอิฐมอญ อีกทั้งยังสามารถกันความร้อนได้ดีกว่ารวมถึงมีน้ำหนักที่เบากว่าอิฐมอญ และคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์ (CLC) เป็นระบบที่สามารถทำได้ง่าย เนื่องจากไม่ต้องผ่านกระบวนการอบไอน้ำจึงเป็นทางเลือกที่ดีในการนำมาพัฒนาให้ดีขึ้น [5]

กากปูนขาวมีงานวิจัยที่ใช้กากปูนขาวจากอุตสาหกรรมผลิตกระดาษ [6-7] ผู้วิจัยเห็นว่าที่โรงงานน้ำตาลแห่งเดียวกันก็มีกากปูนขาวจากกระบวนการผลิตน้ำตาลเช่นกัน โดยมาจากการปรับความเป็นด่างของน้ำอ้อยและการล้างสีของเม็ดน้ำตาล ผู้วิจัยจึงเห็นว่ากากปูนขาวที่ได้อาจนำมาใช่แทนที่ได้เช่นเดียวกับกากปูนขาวที่มาจากอุตสาหกรรมกระดาษ

ดังนั้นผู้วิจัยเห็นว่าถ้าเรามีวิธีการจัดการกับเศษวัสดุที่เกิดขึ้นได้อย่างถูกต้องหรือการนำเศษวัสดุนั้นกลับมาใช้ใหม่และการใช้วัสดุจากธรรมชาติให้เกิดประโยชน์สูงสุดก็จะสามารถช่วยให้สภาพแวดล้อมดีขึ้นได้เพราะการดำเนินงานก่อสร้างในสถานที่ก่อสร้าง ต่างมีการจัดการสิ่งแวดล้อมในโครงการการก่อสร้างที่ไม่เหมือนกัน ซึ่งปัญหาที่พบบ่อยในสถานที่ก่อสร้างนั้นคือปัญหาสิ่งแวดล้อม ซึ่งจัดได้ว่าอุตสาหกรรมก่อสร้าง เป็นอุตสาหกรรมหนึ่งที่มีกิจกรรมที่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ไม่ว่าจะเป็นการใช้พลังงานและทรัพยากรธรรมชาติอย่างมากมาย [8]

2. วัตถุประสงค์การวิจัย

1. พัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์ โดยใช้เถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว มาแทนที่ซีเมนต์
2. ศึกษาการรับแรง และความหนาแน่นของคอนกรีตมวลเบา โดยใช้เถ้าชานอ้อยและกากปูนขาวมาแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์
3. สามารถนำคอนกรีตมวลเบาที่พัฒนามาจากเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว มาก่อสร้างได้จริง

3. วิธีการดำเนินงานวิจัย

การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์โดยใช้เถ้าชานอ้อย และกากปูนขาวมาแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์และสามารถนำมาใช้ในงานก่อสร้างได้จริง เป็นการประยุกต์ใช้วัสดุเหลือทิ้งให้เกิดประโยชน์ จึงศึกษาการรับแรง และความหนาแน่นของคอนกรีตมวลเบาโดยใช้ให้ได้เทียบเท่า มอก.2601-2556 ชั้นคุณภาพ C9 [9] โดยมีค่ารายละเอียดที่แสดงตามตารางที่ 1 ถึงตารางที่ 2 ดังนี้

ตารางที่ 1 มอก.2601-2556 ความหนาแน่นเชิงปริมาตรในสภาพแห้งเฉลี่ย

ชนิด	ความหนาแน่นเชิงปริมาตรในสภาพแห้งเฉลี่ย (kg/m^3)
C6	501-600
C7	601-700
C8	701-800
C9	801-900
C10	901-1000
C12	1001-1200
C14	1201-1400
C16	1401-1600

ที่มา: มอก.2601-2556

ตารางที่ 2 มอก.2601-2556 ความต้านแรงอัดของคอนกรีตบล็อกมวลเบา

ชนิด	ความต้านแรงอัดไม่น้อยกว่า (kg/cm^2)
C6	20.4
C7	
C8	
C9	25.5
C10	
C12	
C14	51.0
C16	

ที่มา: มอก.2601-2556

กระบวนการดำเนินงาน

1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรม
2. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์โดยพิจารณาคุณสมบัติของวัสดุและประเภทคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์

3. ศึกษาวิธีการผสม การบ่ม ก้อนคอนกรีตมวลเบา และทำการเตรียมวัสดุ เพื่อทำการผสมจริง
4. ทำการผสมคอนกรีตมวลเบา และเทใส่โมล 5x5x5 ลูกบาศก์เซนติเมตรใช้พลาสติกใสประเภทโพลีเอทิลีน (Polyethylene) เพื่อทำการบ่มก้อนคอนกรีต ที่ระยะเวลา 7, 14 และ 28 วัน
5. ทำการทดสอบและเปรียบเทียบความหนาแน่น และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีการแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์ด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว ในอัตราส่วนต่าง ๆ โดยใช้เครื่องทดสอบแบบไฮดรอลิค ที่สามารถให้น้ำหนักอัตราคงที่ในช่วง 1.4-3.4 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตรต่อวินาทีตาม มยผ.1210-50 [10]

รูปที่ 3 การผสมคอนกรีตมวลเบา

รูปที่ 4 การบ่มด้วยพลาสติกใส

รูปที่ 5 การทดสอบกำลังรับแรงอัด

สูตรต้นแบบที่นำมาใช้ในการผสมเถ้าชานอ้อยกับกากปูนขาว

ในการหาส่วนผสมคอนกรีตมวลเบาจะใช้วิธีการทดลอง โดยเลือกสูตรที่มีความสามารถในการทำงานโดยมีความหนาแน่นและกำลังรับแรงอัดที่ใกล้เคียงกับ มอก.2601-2556 ซึ่งมีส่วนผสมเป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1, ทรายที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 30, น้ำ และโฟม โดยตัวโฟมมาจากการผสมระหว่างน้ำยาทำโฟมและน้ำผสมกันในอัตราส่วน 1:30 ใส่ลงในเครื่องฉีดโฟมที่ความดันไม่ต่ำกว่า 4 บาร์ และได้อัตราส่วนผสมของคอนกรีตมวลเบาเป็น ปูนซีเมนต์ต่อทรายเป็น 1 : 1 อัตราส่วน W/B เท่ากับ 0.5 และใส่ปริมาณโฟมเป็น 4 เท่าของน้ำหนักน้ำ

การแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อย

ในการแทนที่วัสดุของเหลือจากอุตสาหกรรมน้ำตาลจะใช้เถ้าชานอ้อยแทนที่ตั้งแต่ร้อยละ 5 ถึง 35 มาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 และมีการเพิ่มน้ำ ตั้งแต่การแทนที่เถ้าชานอ้อย ร้อยละ 10 ดังตารางที่ 3 เนื่องจากเถ้าชานอ้อยมีการดูดซึมน้ำที่มากกว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เพื่อให้เนื้อคอนกรีตไม่แห้งจนไม่สามารถผสมโฟมได้ และคอนกรีตมวลเบารวมเป็นเนื้อเดียวกัน แต่ปริมาณโฟมยังคงใส่เท่ากับส่วนผสมต้นแบบที่ยังไม่มีการใส่เถ้าชานอ้อยลงไป โดยมีอัตราส่วนผสมดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 อัตราส่วนการแทนที่ของเถ้าชานอ้อยและอัตราส่วนของน้ำต่อสารเชื่อมประสาน

รายการ	อัตราส่วนแทนที่ร้อยละโดยน้ำหนักซีเมนต์	ส่วนผสม (อัตราส่วนโดยน้ำหนัก)			อัตราส่วนน้ำต่อสารเชื่อมประสาน
		ซีเมนต์ (กรัม)	เถ้าชานอ้อย (กรัม)	ทราย (กรัม)	
CC-0	0	1.00	0.00	1.00	0.5000
CC-1	5	0.95	0.05	1.00	0.5000
CC-2	10	0.90	0.10	1.00	0.5350
CC-3	15	0.85	0.15	1.00	0.5525
CC-4	20	0.80	0.20	1.00	0.5700
CC-5	25	0.75	0.25	1.00	0.5875
CC-6	30	0.70	0.30	1.00	0.6050
CC-7	35	0.65	0.35	1.00	0.6225

การแทนที่ด้วยกากปูนขาว

ในการแทนที่วัสดุของเหลือจากอุตสาหกรรมน้ำตาลจะใช้กากปูนขาวแทนที่ตั้งแต่ร้อยละ 5 ถึง 35 มาแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ประเภทที่ 1 แต่ไม่มีการเพิ่มน้ำ ดังตารางที่ 4 เนื่องจากกากปูนขาวมีการดูดซึมน้ำที่น้อยกว่าเถ้าชานอ้อย และเนื้อของคอนกรีตขณะผสมยังเป็นเนื้อเดียวกัน จึงไม่ต้องเพิ่มน้ำเหมือนกับเถ้าชานอ้อยโดยมีอัตราส่วนผสมดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 อัตราส่วนการแทนที่ของกากปูนขาวและอัตราส่วนของน้ำต่อสารเชื่อมประสาน

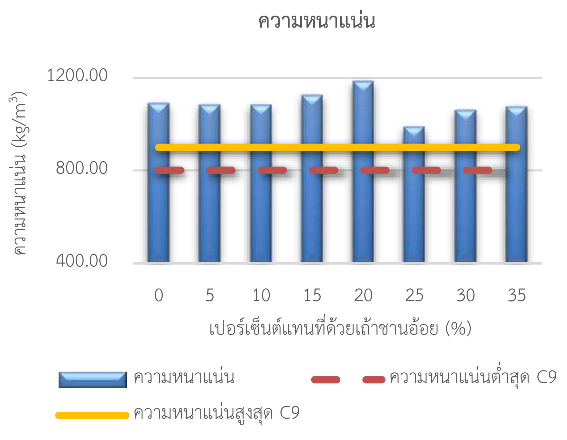
รายการ	อัตราส่วนแทนที่ร้อยละโดยน้ำหนักซีเมนต์	ส่วนผสม (อัตราส่วนโดยน้ำหนัก)			อัตราส่วนน้ำต่อสารเชื่อมประสาน
		ซีเมนต์ (กรัม)	กากปูนขาว (กรัม)	ทราย (กรัม)	
PC-0	0	1.00	0.00	1.00	0.50
PC-1	5	0.95	0.05	1.00	0.50
PC-2	10	0.90	0.10	1.00	0.50
PC-3	15	0.85	0.15	1.00	0.50
PC-4	20	0.80	0.20	1.00	0.50
PC-5	25	0.75	0.25	1.00	0.50
PC-6	30	0.70	0.30	1.00	0.50
PC-7	35	0.65	0.35	1.00	0.50

4. ผลการทดลองและวิเคราะห์ผลการทดลอง

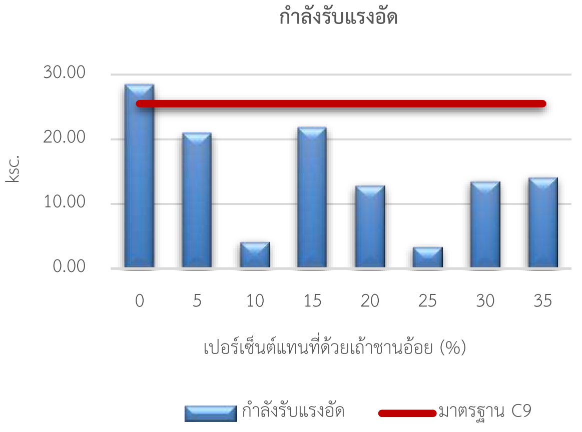
ในการทดสอบนั้นใช้ CC-0 เป็นต้นแบบในการศึกษา ซึ่งใช้เถ้าชานอ้อยและกากปูนขาวมาแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เพื่อหาค่าความหนาแน่นของคอนกรีตมวลเบา และค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบา ในการศึกษาการแทนที่ปูนด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาวนั้น มีการแทนที่ด้วยปริมาณ 5 ถึง 35 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของซีเมนต์ ตามลำดับ โดยเถ้าชานอ้อยจะแทนในชื่อ CC-1 ถึง CC-7 ส่วนกากปูนขาวจะแทนในชื่อ PC-1 ถึง PC-7 และทำการศึกษาโดยบ่มก้อนตัวอย่างด้วยพลาสติกใสเป็นเวลา 7, 14 และ28 วัน มาเฉลี่ย ซึ่งมีค่าผลการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 5 และตารางที่ 6

ตารางที่ 5 ผลการทดสอบค่า ความหนาแน่น และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาที่แทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยมาเฉลี่ย

สูตร	ส่วนผสม (อัตราส่วนโดยน้ำหนัก)		อัตราส่วนน้ำต่อสารเชื่อมประสาน	ความหนาแน่น (kg/m^3)	กำลังรับแรงอัด (ksc.)
	ซีเมนต์	เถ้าชานอ้อย			
CC-0	1.00	0.00	0.5000	1089.340	28.397
CC-1	0.95	0.05	0.5000	1083.571	20.930
CC-2	0.90	0.10	0.5350	1083.252	4.122
CC-3	0.85	0.15	0.5525	1124.491	21.828
CC-4	0.80	0.20	0.5700	1184.186	12.836
CC-5	0.75	0.25	0.5875	987.077	3.339
CC-6	0.70	0.30	0.6050	1059.754	13.494
CC-7	0.65	0.35	0.6225	1075.634	14.092



รูปที่ 6 ความหาแน่นเฉลี่ยของก้อนตัวอย่างเถ้าชานอ้อย CC



รูปที่ 7 กำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของก้อนตัวอย่างเถ้าชานอ้อย CC

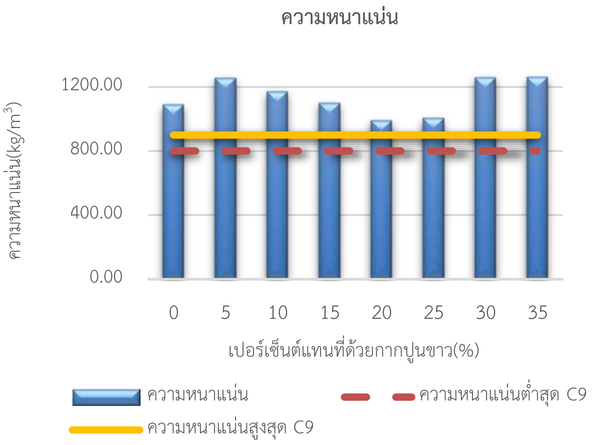
รูปที่ 8 ก้อนตัวอย่างคอนกรีตเมื่อแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อย

การวิเคราะห์ผลการทดสอบของเถ้าชานอ้อย แล้วบ่มด้วยพลาสติกใสเป็นเวลา 7, 14 และ28 วัน มาเฉลี่ย

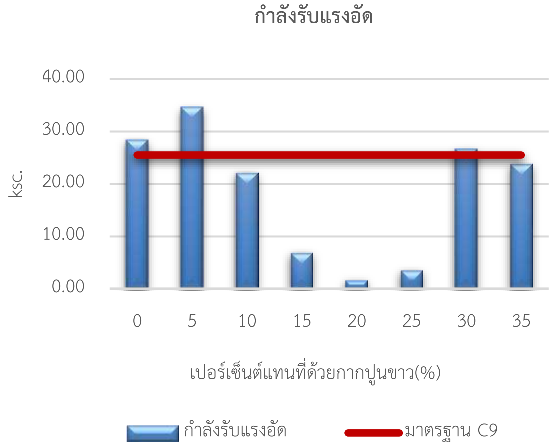
ผลการทดสอบของการนำเถ้าชานอ้อยซึ่งให้แทนที่ซีเมนต์ แล้วทำการบ่มด้วยพลาสติกใส เป็นเวลา 7, 14 และ28 วัน มาเฉลี่ย พบว่า เมื่อมีการแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยปริมาณ 5 ถึง 35 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของซีเมนต์ ค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้แสดงในตารางที่ 5 โดยค่าความหนาแน่นที่ได้นั้นมีค่ามากกว่าค่ามาตรฐาน ซึ่งเปรียบเทียบกับค่ามาตรฐาน C9 ดังแสดงในรูปที่ 6 เนื่องจากเถ้าชานอ้อยมีการดูดซึมน้ำได้ดี จึงทำให้ส่วนผสมเซ็ตตัวไว ส่งผลต่อการผสมเข้ากับเนื้อโฟม ค่าความหนาแน่นที่ได้จึงสูง ส่วนค่ากำลังรับแรงอัดที่มีค่าสูงสุดคือการแทนที่ ๆ ร้อยละ 15 มีค่าเท่ากับ 21.828 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งไม่ผ่านมาตรฐาน C9 เมื่อเทียบกับค่ากำลังรับแรงอัดเมื่อมีการแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยที่ได้มีค่าน้อยกว่าค่ามาตรฐาน C9 ดังแสดงในรูปที่ 7 เป็นผลมาจากการไล่ฟองอากาศหลังจากการเทลงแบบหล่อ ทำให้วัสดุมวลรวมแยกชั้นเนื้อโฟม เมื่อมีการแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยก้อนที่มีความหนาแน่นมากที่สุดคือก้อน CC-4 มีค่าเท่ากับ 1184.186 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C12 และก้อน CC-5 ที่มีความหนาแน่นน้อยที่สุด มีค่าเท่ากับ 987.077 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C10 และ ก้อน CC-3 รับกำลังอัดได้ดีที่สุด รับได้เท่ากับ 21.828 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C6-C8 และก้อน CC-5 ที่รับกำลังอัดได้น้อยที่สุด รับได้เท่ากับ 3.339 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร โดยค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้แสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 6 ผลการทดสอบค่า ความหนาแน่น และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมวลเบาที่แทนที่ด้วยกากปูนขาว มาเฉลี่ย

สูตร	ส่วนผสม (อัตราส่วนโดยน้ำหนัก)		อัตราส่วนน้ำต่อสารเชื่อมประสาน	ความหนาแน่น (kg/m^3)	กำลังรับแรงอัด (ksc.)
	ซีเมนต์	กากปูนขาว			
PC-0	1.00	0.00	0.50	1089.340	28.397
PC-1	0.95	0.05	0.50	1255.386	34.620
PC-2	0.90	0.10	0.50	1173.167	22.143
PC-3	0.85	0.15	0.50	1098.798	6.914
PC-4	0.80	0.20	0.50	989.264	1.652
PC-5	0.75	0.25	0.50	1004.911	3.556
PC-6	0.70	0.30	0.50	1259.089	26.628
PC-7	0.65	0.35	0.50	1260.049	23.853



รูปที่ 9 ความหนาแน่นเฉลี่ยของก้อนตัวอย่างกากปูนขาว PC



รูปที่ 10 กำลังรับแรงอัดเฉลี่ยของก้อนตัวอย่างกากปูนขาว PC

รูปที่ 11 ก้อนตัวอย่างคอนกรีตเมื่อแทนที่ด้วยกากปูนขาว

การวิเคราะห์ผลการทดสอบของกากปูนขาว แล้วบ่มด้วยพลาสติกใสเป็นเวลา 7, 14 และ28 วัน มาเฉลี่ย

ผลการทดสอบการศึกษาปริมาณปูนซึ่งถูกแทนที่ด้วยกากปูนขาว แล้วทำการบ่มด้วยพลาสติกใส เป็นเวลา 7, 14 และ28 วัน พบว่า เมื่อมีการแทนที่ด้วยกากปูนขาวปริมาณ 5 ถึง 35 เปอร์เซ็นต์โดยน้ำหนักของซีเมนต์ตามลำดับ ค่าความหนาแน่นและค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้แสดงในตารางที่ 6 โดยค่าความหนาแน่นที่ได้นั้นมีค่ามากกว่าค่ามาตรฐาน เนื่องจากในการผสมคอนกรีตกับกากปูนขาวเข้ากับโฟม เนื้อคอนกรีตสม่ำเสมอและไม่แยกตัวกันระหว่างเทลงแบบ ทำให้ค่าความหนาแน่นที่ได้ผ่านมาตรฐาน C9 แต่ไม่อยู่ในช่วงมาตรฐานที่กำหนดไว้ ดังกราฟที่แสดงในรูปที่ 9 ส่วนในรูปที่ 10 ค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้มีค่าที่ผ่านมาตรฐาน คือ PC-1 มีค่าเท่ากับ 34.620 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ส่วนค่าที่เหลือได้น้อยกว่าค่ามาตรฐาน ทำให้กราฟที่ได้มีความไม่สม่ำเสมอ เป็นผลมาจากการไล่ฟองอากาศหลังจากการเทลงแบบหล่อ และระยะเวลาในการผสมเนื้อโฟมลงไปในเนื้อคอนกรีต โดยก้อนที่มีความหนาแน่นมากที่สุด คือก้อน PC-7 มีความหนาแน่นเท่ากับ 1260.049 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C14 และก้อนที่มีความหนาแน่นน้อยที่สุดคือก้อน PC-4 มีความหนาแน่นเท่ากับ 989.264 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C10 และ ก้อนที่รับกำลังอัดได้ดีที่สุด คือก้อน PC-1 รับได้เท่ากับ 34.620 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งอยู่ในช่วง C9-C12 และก้อนที่รับกำลังอัดได้น้อยที่สุดคือก้อน PC-4 รับได้เท่ากับ 1.652 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร

5. สรุปผลการวิจัย

จากการวิจัยเรื่องการศึกษาวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมเพื่อพัฒนาวัสดุก่อสร้างโดยการพัฒนาเป็นคอนกรีตมวลเบา มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์โดยใช้เถ้าชานอ้อย และกากปูนขาวมาแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์ และสามารถนำมาใช้ในงานก่อสร้าง เป็นการประยุกต์ใช้วัสดุเหลือทิ้งให้เกิดประโยชน์ จึงศึกษาการรับแรง และความหนาแน่นของคอนกรีตมวลเบาโดยใช้ มอก.2601-2556 ชั้นคุณภาพ C9 นำมาเทียบเท่า สามารถสรุปผลได้ดังนี้

1. ความหนาแน่นของตัวอย่างที่แทนที่เถ้าชานอ้อย และกากปูนขาวสูงกว่ามาตรฐานที่ต้องการ จึงไม่ผ่านวัตถุประสงค์ที่ต้องการของงานวิจัยนี้
2. กำลังรับแรงอัดของตัวอย่างที่แทนที่เถ้าชานอ้อยยังไม่ผ่านมาตรฐานที่กำหนด แต่กากปูนขาวที่ร้อยละ 5 มีกำลังรับแรงอัดมากกว่ามาตรฐาน ซึ่งผ่านวัตถุประสงค์ตามที่กำหนดไว้ของงานวิจัยนี้
3. กากปูนขาวสามารถนำมาแทนที่ปูนปอร์ตแลนด์ได้ และยังสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างได้เช่นกัน เนื่องจากมีค่ากำลังรับแรงอัดผ่านมาตรฐาน แม้จะความหนาแน่นที่มากกว่าชั้นคุณภาพที่ต้องการ
4. คอนกรีตมวลเบาที่ถูกแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว ยังไม่สามารถพัฒนาให้เทียบเท่ากับสินค้าที่มีอยู่ในท้องตลาดได้ จึงไม่ผ่านวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้
5. คอนกรีตมวลเบาที่ถูกแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว เมื่อทำการบ่มด้วยพลาสติกใส เป็นระยะเวลา 7, 14 และ28 วัน ค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้ยังมีค่าสูงขึ้นไม่มาก จึงสรุปได้ว่าการบ่มด้วยพลาสติกใสไม่มีผลต่อกำลังรับแรงอัดของก้อนคอนกรีตมวลเบา

5.1 ปัญหาที่เกิด

ในการผสมคอนกรีตมวลเบาที่ยังไม่มีการแทนที่ และแทนที่ด้วยเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาวพบว่ามีปัญหาที่เกิดขึ้นดังนี้

1. ระยะเวลาในการผสมโฟมที่เร็ว ทำให้ฟองอากาศในคอนกรีตมวลเบาไม่สม่ำเสมอ และมีความหนาแน่นมีมากกว่ามาตรฐานที่ต้องการ
2. ระยะเวลาในการผสมโฟมที่ช้าไป ทำให้ฟองอากาศในคอนกรีตมีมากเกินไปส่งผลให้กำลังอัดสามารถรับได้น้อย
3. อุปกรณ์ในการผสมเนื้อโฟมกับเนื้อคอนกรีตที่ต่างกันส่งผลให้ฟองอากาศที่เข้าไปในเนื้อคอนกรีตมีปริมาณที่ต่างกัน
4. คอนกรีตมวลเบาบางสูตรมีการเซ็ตตัวอย่างรวดเร็วทำให้การเทคอนกรีตใส่แบบหล่อไม่สมบูรณ์
5. การตวงปริมาณโฟม แม้จะมีภาชนะในการตวงแล้วแต่ก็ยังไม่สามารถตวงปริมาณได้ตรงตามสูตรอย่างแม่นยำ

5.2 ข้อเสนอแนะ

ในการทำวิจัยครั้งถัดไปหรือนำไปพัฒนาต่อผู้วิจัยเห็นว่าควรมีการปรับปรุงดังนี้

1. ควรหาวิธีการทดลองในการผสมคอนกรีตให้เข้ากับฟองโฟมที่ทำให้มีคุณภาพมากกว่านี้เพื่อไม่ให้เกิดข้อผิดพลาดในการทำวิจัยครั้งถัดไป
2. ควรทำการเพิ่มจำนวนก้อนตัวอย่างให้มากขึ้น
3. ควรกำหนดระยะเวลาของการปั่นเนื้อโฟมเข้ากับคอนกรีตให้มีความละเอียดมากขึ้น
4. ควรกำหนดเครื่องมือในการปั่นเนื้อโฟมเข้ากับคอนกรีต
5. ควรเพิ่มความละเอียดของเถ้าชานอ้อยและกากปูนขาว

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ที่ให้ความอนุเคราะห์สถานที่ในการดำเนินโครงงาน

เอกสารอ้างอิง

[1] กุลวดี ตรีครุฑพันธุ์ (2543). การจัดทำระบบมาตรฐานคุณภาพ ISO 9000 ในงานรับเหมาก่อสร้าง กรณีศึกษาบริษัท สยาม ซินเท็ค คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน). บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่, สาขาบริหารธุรกิจ

[2] สุชา กิตติวรารัตน์ และ ภูษิต เลิศวัฒนารักษ์ (2555). *การจัดการเพื่อลดเศษวัสดุในงานสถาปัตยกรรม.* (สถาปัตยกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต). มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะสถาปัตยกรรมและการผังเมือง.

[3] กลุ่มส่งเสริมอุตสาหกรรมชีวภาพ สำนักงานคณะกรรมการอ้อยและน้ำตาลทราย (2561). การผลิตไฟฟ้าและไอน้ำของอุตสาหกรรมอ้อยและน้ำตาล, สิงหาคม 2561, หน้า 1

[4] ดิศราภรณ์ ศรีนาค (2557). *คอนกรีตผสมเถ้าชานอ้อย,* https: / / sites. google. com/ a/ email. nu. ac. th/ bamboo-architecture/concrete

[5] nucifer. ม.ป.ป. (2557). *อิฐมวลเบา: ข้อดีข้อเสียของวิธีการผลิตอิฐมวลเบา แบบ AAC และ CLC*. (Online). http://www.nucifer.com/2014/ 12/05/อิฐมวลเบา_aac clcจึงเป็นทางเลือกที่ดีในการนำมาพัฒนาให้ดีขึ้น, 15 เมษายน 2563.

[6] ดศิสกุล อึ้งตระกูล (2557). การพัฒนาคอนกรีตมวลเบาระบบเซลลูล่าร์จากกากปูนขาวในอุตสาหกรรมผลิตกระดาษ. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยศิลปากร.

[7] วีระศักดิ์ ละอองจันทร์, อมเรศ บกสุวรรณ, หมิง จิ๋ง และ นิติ วิทยาวิโรจน์ (2553). *การพัฒนาบล็อกแก้วคอนกรีตมวลเบาโดยการผสมฝุ่นจากเตาเผาปูนขาว-ผลพลอยได้จากอุตสาหกรรมผลิตกระดาษ.* ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี, ปทุมธานี.

[8] วสวัตติ์ เอกพานิช (2555*). ปัญหากฎหมายการจัดการฝุ่นละอองจากการก่อสร้างอาคาร.* วิทยานิพนธ์มหาบัณฑิต. มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, คณะนิติศาสตร์ สาขากฎหมายทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม.

[9] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (2556). *มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมคอนกรีตบล็อกมวลเบาแบบเติมฟองอากาศ. มอก. 2601-2556.*

[10] *มาตรฐานการทดสอบกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต. มยผ. 1210-50.* กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย (2550).

ผลกระทบของการเติมแคลเซียมออกไซด์อิสระในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน

Effect of Addition of Free Lime in Fly Ash on Chloride Binding Capacity of Paste with Fly Ash and Limestone Powder

พร้อมพงศ์ ฉลาดธัญญกิจ[1,*] ปิติศานต์ กร้ำมาตร[2] ทวีชัย สำราญวานิช[3] และ สมนึก ตั้งเติมสิริกุล[4]

[1] อาจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา ตาก จ.ตาก
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี
[3] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
[4] ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมและเทคโนโลยีโยธา สถาบันเทคโนโลยีนานาชาติสิรินธร มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: chalattunyakij@rmutl.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายเพื่อศึกษาผลกระทบของแคลเซียมออกไซด์อิสระ (free CaO) ในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) แทนที่ด้วยเถ้าลอยและผงหินปูน โดยนำเถ้าลอยตั้งต้นมาเติมแคลเซียมออกไซด์เพื่อให้ free CaO ในเถ้าลอยมีปริมาณต่างกัน ผลการศึกษาพบว่าการแทนที่ OPC ด้วยผงหินปูนร้อยละ 10 ทำให้ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดในเพสต์มีค่าน้อยลง แต่ความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์กลับมีค่ามากขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับของเพสต์ OPC ล้วน ส่วนเพสต์การแทนที่ OPC ด้วยเถ้าลอยร้อยละ 30 นั้น มีปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดและอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วน นอกจากนี้เพสต์การแทนที่ OPC ด้วยเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 ให้ค่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดใกล้เคียงกัน แต่อัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์มีแนวโน้มที่น้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับของเพสต์ OPC ล้วน สุดท้ายปริมาณ free CaO ในเถ้าลอยที่ต่างกันไม่มีผลต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดและความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์

คำสำคัญ: แคลเซียมออกไซด์อิสระ เถ้าลอย ผงหินปูน คลอไรด์

Abstract

The aim of this research was to study the effect of free lime (fCaO) in the fly ash on chloride binding capacity of ordinary Portland cement (OPC) paste replaced by fly ash and limestone powder. The original fly ash added fCaO in order to the fly ash having different amounts of fCaO. The results showed that the total chloride content of paste of OPC replaced with 10% limestone powder was less, while the chloride binding capacity was higher when compared with OPC paste. Besides, paste replacing OPC with 30% fly ash showed the total chloride content and the fixed chloride ratio were similar to that of OPC paste. In addition, paste that replaced OPC with 20% fly ash together with 10% limestone powder gave the total chloride content close to, but the fixed chloride ratio was less tendency when compared with OPC paste. Finally, the different amounts of fCaO in fly ash did not affect the total chloride content and the chloride binding capacity of the pastes.

Keywords: Free lime; Fly ash; Limestone powder; Chloride

1. คำนำ

โครงสร้างคอนกรีตที่อยู่ในสภาพแวดล้อมน้ำทะเลมักเกิดการกัดกร่อน ซึ่งสาเหตุหนึ่งเกิดจากเกลือคลอไรด์ที่อยู่ในน้ำทะเลทำให้ชั้นฟิล์มออกไซด์ที่หุ้มเหล็กเสริมถูกทำลายจนต่ำกว่าระดับวิกฤตแล้วเหล็กเสริมจึงเกิดสนิม [1, 2] ส่งผลให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมน้อยลง รวมถึงขยายตัวดันให้คอนกรีตแตกร้าว เป็นผลให้กำลังรับแรงของส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าน้อยลง

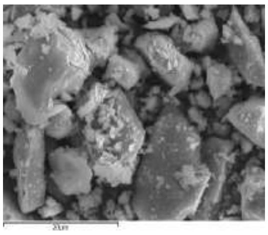
ปัจจุบันมีการใช้เถ้าลอยอย่างแพร่หลาย ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยในปริมาณที่เหมาะสมส่งผลให้ความต้านทานคลอไรด์ดีขึ้น [3, 4] แต่เถ้าลอยส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักในช่วงอายุต้นของคอนกรีตมีค่าน้อยลง [5, 6] ส่วนผงหินปูนซึ่งเป็นวัสดุเฉื่อย (Inert Material) เมื่อนำไปแทนที่ปูนซีเมนต์ทำให้กำลังรับน้ำหนักในช่วงอายุต้นมีค่ามากขึ้น [7] เห็นได้ว่าการนำวัสดุเหลือทิ้งทั้งสองชนิดนี้มาแทนที่ปูนซีเมนต์เป็นการนำข้อดีของวัสดุแต่ละชนิดมาใช้ร่วมกัน เพื่อให้ได้คอนกรีตที่มีสมบัติดีขึ้นกว่าการใช้เถ้าลอยหรือผงหินปูนแทนที่ปูนซีเมนต์เพียงอย่างเดียว ขณะที่เถ้าลอยจากโรงไฟฟ้า

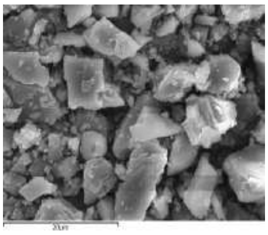
แม่เมาะมีแนวโน้มที่จะมีปริมาณแคลเซียมออกไซด์อิสระ (Free lime, free CaO) สูงขึ้น [8, 9] ซึ่งส่งผลต่อสมบัติทางกลและความคงทนของคอนกรีตผสมเถ้าลอย [10, 11] ดังนั้นงานวิจัยครั้งนี้จึงได้ทำการศึกษาผลกระทบของแคลเซียมออกไซด์อิสระในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ปูนซีเมนต์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน โดยการศึกษาครั้งนี้ใช้เถ้าลอยตั้งต้นจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ 2 ตัวอย่าง (ตัวอย่างเถ้าลอย A และ D) ซึ่งถูกนำมาเติมแคลเซียมออกไซด์ CaO เพื่อให้ได้ตัวอย่างเถ้าลอยที่มีปริมาณ free CaO แตกต่างกัน (ตัวอย่างเถ้าลอย A B C D E และ F)

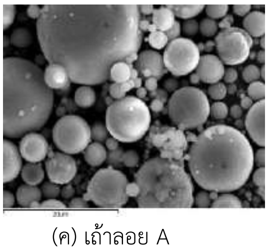
2. วิธีการศึกษา

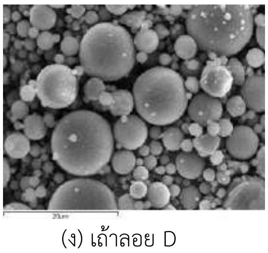
2.1 วัสดุที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษานี้ใช้วัสดุผงซึ่งประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เป็นวัสดุประสานหลัก ใช้เถ้าลอยและผงหินปูนเป็นวัสดุแทนที่บางส่วนใน OPC ใช้ผงหินปูนขนาดเฉลี่ย 3 ไมโครเมตร ทรายแม่น้ำ ทั้งนี้ลักษณะทางกายภาพของวัสดุผงโดยภาพถ่ายขยายกำลังสูง (SEM) มีรายละเอียดดังรูปที่ 1 สำหรับเถ้าลอยใช้จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ 2 ตัวอย่าง คือเถ้าลอย A และเถ้าลอย D เป็นเถ้าลอยตั้งต้นซึ่งมีปริมาณ free CaO เท่ากับร้อยละ 0.83 และ 2.11 ตามลำดับ ส่วนเถ้าลอย B และ C เกิดจากการเติมแคลเซียมออกไซด์ลงในเถ้าลอยตั้งต้น A เพื่อให้ได้เถ้าลอยที่มีปริมาณ free CaO เท่ากับ ร้อยละ 2.43 และ 3.81 ตามลำดับ ส่วนเถ้าลอย E และ F เกิดจากการเติมแคลเซียมออกไซด์ลงในเถ้าลอยตั้งต้น D เพื่อให้ได้เถ้าลอยที่มีปริมาณ free CaO เท่ากับร้อยละ 3.11 และ 4.51 ตามลำดับ โดยปริมาณ free CaO ในเถ้าลอยที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้มีรายละเอียดดังตารางที่ 1 ส่วนองค์ประกอบทางเคมี ความถ่วงจำเพาะ และความละเอียดของวัสดุผงแต่ละชนิดมีรายละเอียดดังตารางที่ 2


(ก) ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1


(ข) ผงหินปูน


(ค) เถ้าลอย A


(ง) เถ้าลอย D

รูปที่ 1 ลักษณะทางกายภาพของวัสดุผงโดยภาพถ่ายขยายกำลังสูง (SEM)

2.2 สัดส่วนผสมของเพสต์

ตัวอย่างเพสต์ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้มีทั้งหมด 14 สัดส่วนผสม มีรายละเอียดดังตารางที่ 3 โดยทุกสัดส่วนผสมใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน (w/b) เท่ากับ 0.55

2.3 การทดสอบความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์

ในการศึกษาครั้งนี้ประเมินความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ โดยหาปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับไว้ในตัวอย่างเพสต์ที่แช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ ซึ่งเป็นแนวทางวิธีการทดสอบและการคำนวณของ ทวีชัย สำราญวานิช [2] รายละเอียดวิธีการศึกษามีดังนี้

ตารางที่ 1 ปริมาณแคลเซียมออกไซด์อิสระ (free CaO) ในเถ้าลอยที่ใช้ศึกษา

ตัวอย่างเถ้าลอย	free CaO (ร้อยละ)
A	0.83
B	2.43
C	3.83
D	2.11
E	3.11
F	4.51

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมี ความละเอียด และความถ่วงจำเพาะของวัสดุผง

องค์ประกอบทางเคมี (%)	OPC	เถ้าลอย A	เถ้าลอย D	ผงหินปูน 3μ
SiO_2	19.62	41.54	32.96	0.46
Al_2O_3	5.18	21.98	17.24	0.06
Fe_2O_3	3.59	13.69	14.93	0.03
CaO	64.17	13.69	22.46	55.25
MgO	1.02	2.24	2.80	0.37
SO_3	2.71	1.86	5.08	<0.01
Na_2O	0.02	1.16	1.04	<0.01
K_2O	0.54	3.08	2.71	0.001
LOI	2.52	0.12	0.22	43.79
free CaO	1.00	0.83	2.11	0.00
ความละเอียดโดยวิธีเบลน (ซม.^{2}/ก.)	3,350	3,830	1,705	12,160
ความถ่วงจำเพาะ	3.15	3.18	2.40	2.78

ตารางที่ 3 สัดส่วนผสมของวัสดุผงที่ใช้ทำเพสต์ในการศึกษา

ลำดับที่	สัญลักษณ์ *	OPC (% by weight)	เถ้าลอย (%by weight)	ผงหินปูน 3μ (%by weight)
1	PC	100	0	0
2	PC 10L	90	0	10
3	PC 30FA	70	30	0
4	PC 30FB	70	30	0
5	PC 30FC	70	30	0
6	PC 30FD	70	30	0
7	PC 30FE	70	30	0
8	PC 30FF	70	30	0
9	PC 20FA 10L	70	20	10
10	PC 20FB 10L	70	20	10
11	PC 20FC 10L	70	20	10
12	PC 20FD 10L	70	20	10
13	PC 20FE 10L	70	20	10
14	PC 20FF 10L	70	20	10

* หมายเหตุ: PC คือ เพสต์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ล้วน
PC 10L คือ เพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10
PC 30FA คือ เพสต์ผสมเถ้าลอย A ร้อยละ 30
PC 20FA 10L คือ เพสต์ผสมเถ้าลอย A ร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก

2.3.1 *การเตรียมตัวอย่างเพสต์*

เตรียมตัวอย่างเพสต์ตามมาตรฐาน ASTM C305 โดยใช้ชิ้นตัวอย่างขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 50 มิลลิเมตร หนา 10 มิลลิเมตร ซึ่งในแต่ละสัดส่วนผสมของเพสต์ใช้ชิ้นตัวอย่างทั้งหมด 13 ชิ้น (10 ชิ้นสำหรับรีดเอาสารละลายภายในโพรง และ 3 ชิ้นสำหรับหาค่าการดูดซึมน้ำ) ทำการหล่อตัวอย่างเพสต์ในแบบหล่อแล้วบ่มไว้ที่อุณหภูมิห้อง ถอดแบบที่ระยะเวลาการบ่ม 24 ชั่วโมง หลังจากถอดแบบนำตัวอย่างบ่มในน้ำ 7 วัน ที่อุณหภูมิห้อง หลังจากครบระยะเวลาบ่มนำชิ้นตัวอย่างขึ้นจากน้ำแล้วเช็ดผิวให้แห้งและนำไปแช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ที่มีความเข้มข้นของคลอไรด์ไอออนร้อยละ 5 เป็นระยะเวลา 91 วัน ที่อุณหภูมิห้อง ดังรูปที่ 2

2.3.2 *การทดสอบและวิธีการคำนวณหาความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์*

เมื่อแช่ตัวอย่างเพสต์ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ครบระยะเวลา 91 วัน ให้นำขึ้นจากสารละลายแล้วเช็ดผิวให้แห้ง นำชิ้นตัวอย่าง 10 ชิ้นมาอัดเอาสารละลายในโพรงของชิ้นตัวอย่าง (pore solution) ด้วยเครื่องทดสอบ UTM (universal testing machine) ที่ใช้ร่วมกับเครื่องมือกระบอกอัดและฐานรองที่ออกแบบมาโดยเฉพาะดังรูปที่ 3 บดอัดชิ้นตัวอย่างให้ได้สารละลายในโพรงอย่างน้อย 3 ถึง 5 ลูกบาศก์เซนติเมตร ส่วนค่าการดูดซึมน้ำของชิ้นตัวอย่างเพสต์หาได้จากการสูญเสียน้ำหนักของชิ้นตัวอย่างเพสต์ 3 ชิ้นโดยนำไปอบในเตาที่อุณหภูมิ 100±5 องศาเซลเซียส เป็นระยะเวลา 24 ชั่วโมง ค่าการดูดซึมน้ำของชิ้นตัวอย่างเพสต์ที่หาได้นี้นำไปใช้สำหรับการคำนวณหาปริมาณคลอไรด์อิสระในชิ้นตัวอย่างเพสต์ต่อไป โดยมีรายละเอียดการคำนวณดังนี้

คลอไรด์ไอออนทั้งหมด (total Cl^-) หาค่าได้จากผลคูณของปริมาตรสารละลายโซเดียมคลอไรด์กับค่าผลต่างระหว่างคลอไรด์ไอออนเริ่มต้นของสารละลายโซเดียมคลอไรด์ก่อนแช่ชิ้นตัวอย่างและคลอไรด์ไอออนของสารละลายโซเดียมคลอไรด์หลังแช่ชิ้นตัวอย่างเพสต์เป็นเวลา 91 วัน ส่วนคลอไรด์ไอออนอิสระ (free Cl^-) สามารถหาค่าได้จากความเข้มข้นของคลอไรด์ไอออนของสารละลายที่ถูกรีดออกมาจากโพรงของชิ้นตัวอย่างคูณกับค่าการดูดซึมน้ำของชิ้นตัวอย่าง สุดท้ายค่าคลอไรด์ไอออนของตัวอย่างเพสต์ที่ถูกยึดจับไว้ (fixed Cl-) สามารถหาค่าได้จากผลต่างระหว่างคลอไรด์ไอออนทั้งหมดกับคลอไรด์ไอออนอิสระ โดยความเข้มข้นของคลอไรด์วิเคราะห์ได้จากการไตรเตรทสารละลายที่อัดมาจากชิ้นตัวอย่างด้วยสารละลายซิลเวอร์ไนเตรท ($AgNO_3$) ส่วนวิธีการคำนวณหาค่าคลอไรด์ไอออนที่ถูกยึดจับไว้สามารถหาได้โดยใช้สมการที่ (1) และ (2)

$$\text{Total Cl}^- = \left\{[\text{Cl}^-]_i - [\text{Cl}^-]_f\right\} \times V \quad (1)$$

$$\text{Fixed Cl}^- = \text{Total Cl}^- - \text{Free Cl}^- \quad (2)$$

Free Cl^- หาค่าได้จากสารละลายในโพรงของตัวอย่างเพสต์และค่าการดูดซึมน้ำ

โดย $[Cl^-]_i$ คือ คลอไรด์ไอออนเริ่มต้นของสารละลายโซเดียมคลอไรด์ก่อนแช่ชิ้นตัวอย่าง

$[Cl^-]_f$ คือ คลอไรด์ไอออนของสารละลายโซเดียมคลอไรด์หลังแช่ชิ้นตัวอย่าง

V คือ ปริมาตรสารละลายโซเดียมคลอไรด์

3. ผลการทดลองและวิเคราะห์ผล

ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดที่อยู่ในชิ้นตัวอย่างเพสต์ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) ล้วน เพสต์ผสมผงหินปูน เพสต์ผสมเถ้าลอย และเพสต์ผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูน ที่ระยะเวลาแช่ชิ้นตัวอย่างเพสต์ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ 91 วัน มีรายละเอียดผลการศึกษาดังรูปที่ 4 ซึ่งพบว่าเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 มีปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดน้อยกว่าของเพสต์ OPC ล้วน ทั้งนี้เพราะผงหินปูนมีขนาดอนุภาคเล็กกว่าปูนซีเมนต์ เมื่อนำผงหินปูนไปแทนที่ปูนซีเมนต์จึงทำหน้าที่เป็นวัสดุเติมเต็ม (filler) ส่งผลให้ปริมาณช่องว่างภายในเนื้อเพสต์น้อยลง [12, 13] ประกอบกับอนุภาคของผงหินปูนสามารถยึดจับคลอไรด์อิออนด้วยแรงยึดเหนี่ยวทางกายภาพ (physical bound) ที่ผิวของผงหินปูน ด้วยเหตุผลดังกล่าวรวมกันจึงทำให้คลอไรด์อิออนเข้าไปในเนื้อเพสต์น้อยลง ส่วนเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 และผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 นั้น พบว่าเพสต์ทั้งสองสัดส่วนผสมมีปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดใกล้เคียงกันและใกล้เคียงกับเพสต์ OPC ล้วน แต่มีแนวโน้มมากกว่าเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 ทั้งนี้เพราะสมบัติของผงหินปูนเป็นวัสดุเติมเต็ม) ลดปริมาณช่องว่างภายในเนื้อเพสต์อาจมีประสิทธิภาพมากกว่าการแทนที่ ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอย เพราะโดยทั่วไปแล้วเถ้าลอยส่งผลให้เพสต์มีปริมาณโพรงมากขึ้น คลอไรด์อิออนจึงสามารถเข้าไปในเนื้อเพสต์มากขึ้น

รูปที่ 2 ชิ้นตัวอย่างทดสอบ 14 ส่วนผสมที่แช่ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์

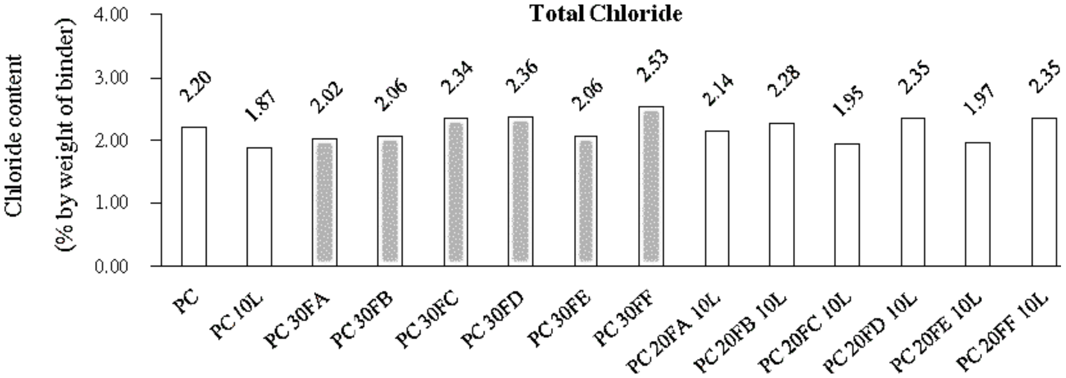
(ก) การติดตั้งเครื่องมือรีดสารละลาย

(ข) สารละลายที่ถูกรีดออกจากโพรงของชิ้นตัวอย่างเพสต์

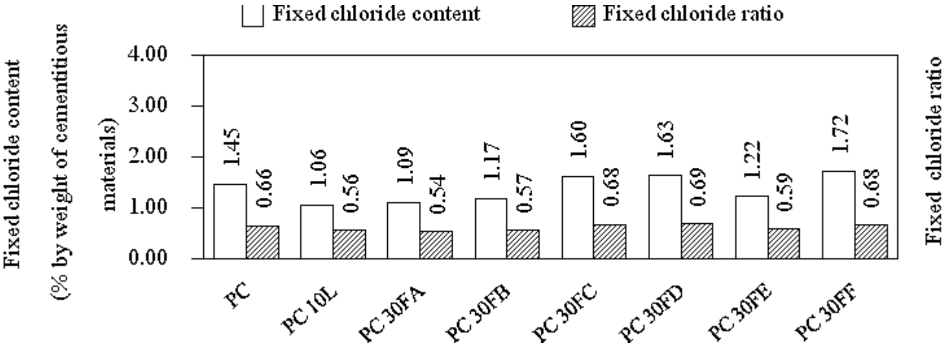
รูปที่ 3 การเก็บตัวอย่างสารละลายโซเดียมคลอไรด์ในชิ้นตัวอย่างเพสต์

สำหรับผลของ free CaO ในเถ้าลอยที่มีปริมาณต่างกันต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของทุกสัดส่วนผสม พบว่า ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ไม่มีความสัมพันธ์กับปริมาณ free CaO ในเถ้าลอยที่ต่างกัน ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่า free CaO ไม่มีผลต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 และเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10

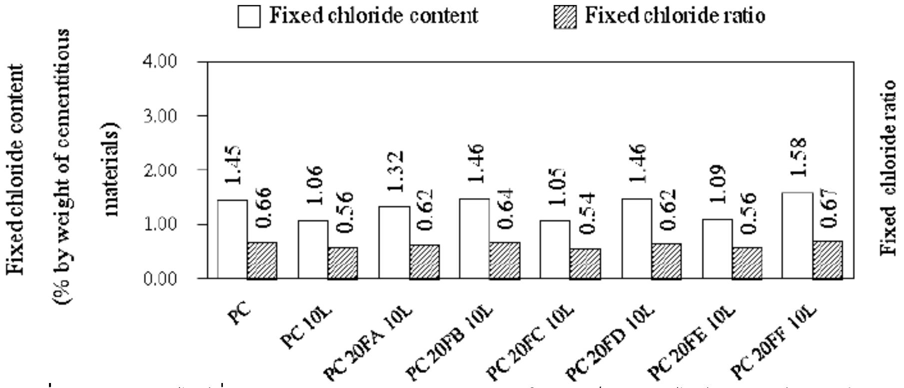
สำหรับรูปที่ 5 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ (หาได้จากอัตราส่วนของปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับต่อปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด) ของเพสต์ OPC ล้วน เพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 และเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 ที่ระยะเวลาแช่ชิ้นตัวอย่างเพสต์ในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ 91 วัน ซึ่งพบว่าเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 มีอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์น้อยกว่าของเพสต์ OPC ล้วน ทั้งนี้อาจเป็นเพราะถึงแม้การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยผงหินปูนจะทำให้คลอไรด์อิออนเข้าไปในเนื้อเพสต์น้อยลง (ดังรูปที่ 4 เพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 มีปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดเท่ากับร้อยละ 2.20 และ 1.87 ตามลำดับ) แต่เนื่องจากผงหินปูนเป็นวัสดุเฉื่อยไม่ไวต่อการทำปฏิกิริยา (Inert material) เมื่อแทนที่ในปูนซีเมนต์จึงทำให้ปริมาณปูนซีเมนต์น้อยลง และปริมาณ C_3A และ C_4AF จึงน้อยลงด้วย ซึ่งสารประกอบทั้งสองนี้สามารถยึดจับคลอไรด์อิออนได้โดยทำปฏิกิริยาทางเคมี (chemical bound) นอกจากนี้ยังทำให้ปริมาณ C_3S C_2S และผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชั่น (CSH, CAH, monosulfate และ ettringite) ลดลงอีกด้วย ซึ่งสารประกอบเหล่านี้ก็สามารถยึดจับคลอไรด์อิออนได้เช่นกันด้วยแรงยึดเหนี่ยวทางกายภาพ [1, 2] ดังนั้นจากสาเหตุดังกล่าวรวมกัน จึงเป็นผลให้การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยผงหินปูนทำให้ปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับน้อยลง ซึ่งบ่งบอกถึงความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ที่ลดลงของเพสต์ผสมผงหินปูน ส่วนเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 จากการศึกษาในครั้งนี้พบว่ามีอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10



รูปที่ 4 ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ OPC ล้วน และเพสต์ผสมถ้าลอยและผงหินปูน



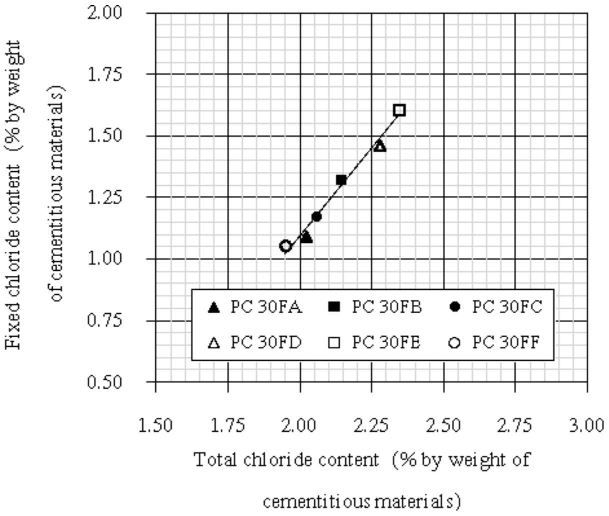
รูปที่ 5 ปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ OPC ล้วน เพสต์ผสมเถ้าลอยและผงหินปูน



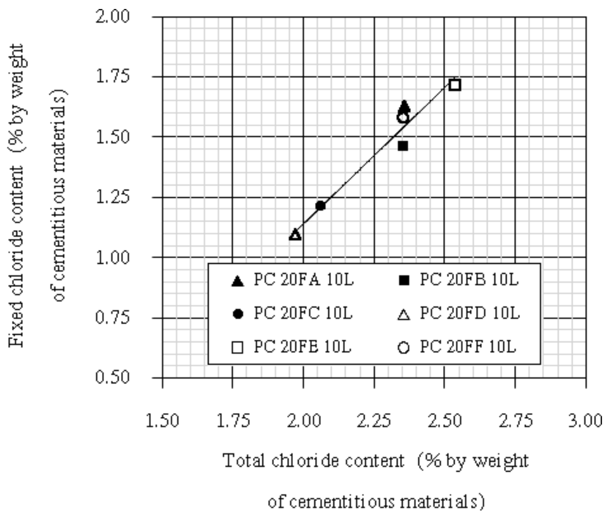
รูปที่ 6 ปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ OPC ล้วน เพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 และเพสต์ผสมถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10

ส่วนรูปที่ 6 แสดงปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ OPC ล้วน เพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 และเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 ซึ่งพบว่าเพสต์ผสมเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูนมีแนวโน้มให้ค่าอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์น้อยกว่ากรณีของเพสต์ OPC ล้วน ยกเว้นเพสต์ผสมเถ้าลอยตัวอย่าง F ร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 มีค่าอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วน สาเหตุที่ทำให้การแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าลอยร่วมกับผงหินปูนส่งผลให้ค่าอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ลดลง เพราะผงหินปูนเมื่อแทนที่ปูนซีเมนต์ทำให้ C_3A C_4AF และผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชั่นน้อยลงนั่นเอง

เมื่อพิจารณาผลของปริมาณ free CaO ในเถ้าลอยต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 และเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 ซึ่งอธิบายได้จากความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและปริมาณคลอไรด์ทั้งหมด ดังรูปที่ 7 และ 8 ตามลำดับ ซึ่งเห็นได้ชัดเจนว่าปริมาณ free CaO ในเถ้าลอยไม่มีผลต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ เนื่องจากค่าการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ OPC แทนที่ด้วยเถ้าลอยทุกตัวอย่าง (เถ้าลอยตัวอย่าง A B C D E และ F) อยู่บนเส้นแนวโน้มเดียวกัน



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ OPC ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณคลอไรด์ที่ถูกยึดจับและปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ OPC ผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10

4. สรุป

จากผลการศึกษาครั้งนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

1) การใช้วัสดุประสานร่วมระหว่างปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) เถ้าลอย และผงหินปูน เมื่อพิจารณาปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดในเพสต์เมื่อแช่ชิ้นตัวอย่างทดสอบในสารละลายโซเดียมคลอไรด์ 91 วัน พบว่าเมื่อแทนที่ OPC ด้วยผงหินปูนร้อยละ 10 ทำให้ปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดในเพสต์มีค่าน้อยลง ส่วนการแทนที่ OPC ด้วยเถ้าลอยร้อยละ 30 และแทนที่ด้วยเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 พบว่าปริมาณคลอไรด์ทั้งหมดของเพสต์ทั้งสองสัดส่วนผสมมีค่าใกล้เคียงกันและใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วน แต่มีแนวโน้มมากกว่าของเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10

2) ความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์เมื่อแทนที่ OPC ด้วยผงหินปูนร้อยละ 10 ทำให้อัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์น้อยลงแสดงถึงความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์ที่ลดลงเมื่อแทนที่ OPC ด้วยผงหินปูน ส่วนเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 30 นั้น มีอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วนและเพสต์ผสมผงหินปูนร้อยละ 10 นอกจากนี้พบว่าเพสต์ผสมเถ้าลอยร้อยละ 20 ร่วมกับผงหินปูนร้อยละ 10 มีแนวโน้มค่าอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์น้อยกว่าของเพสต์ OPC ล้วน ทั้งนี้ยกเว้นเพสต์ผสมเถ้าลอยตัวอย่าง F มีค่าอัตราส่วนความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ใกล้เคียงกับของเพสต์ OPC ล้วน

3) ปริมาณ free CaO ที่ต่างกันในเถ้าลอย (ปริมาณ free CaO ของเถ้าลอยชุด A เท่ากับร้อยละ 0.83, 2.43 และ 3.81 ส่วนเถ้าลอยชุด D เท่ากับร้อยละ 2.11, 3.11 และ 4.51) ไม่มีผลต่อความสามารถในการเก็บกักคลอไรด์ของเพสต์

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา และ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา ตาก ที่ให้การสนับสนุนในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] S. Tangtermsirikul, (2003). *Durability and Mix Design of Concrete*. Printing House of Thammasat University, pp.123-132.

[2] T. Sumranwanich, (2004). *Chloride Binding Capacity of Cement – Fly Ash Past and Simulation of Chloride Profile in Concrete*. Ph.D. Thesis, Civil Engineering, School of Civil Engineering and Technology, Sirindhorn International Institute of Technology, Thailand. http://digital.library.tu.ac.th/tu_dc/frontend/Info/item/dc:114613

[3] P. Supattatum, B. Chatveera and S. Tangtermsirikul, S. (2000). Chloride Binding Capacity of Cement - Fly Ash Past. *Journal of The Engineering Institute of Thailand*, 4, pp. 62-66.

[4] S. Plang-ngern and S. Tangtermsirikul, (2000). Chloride Binding Capacity in Fly Ash Concrete. *Journal of The Engineering Institute of Thailand*, 2, pp. 1-8. https://ph02.tci-thaijo.org/index.php/eit-researchjournal/article/view/179816/127674

[5] P. Chindaprasirt, (2000). *Fly ash in concrete (The updated edition).* Thailand Concrete Assocoation.

[6] Tarun R. Naik, Shiw S. Singh, Mohammad M. Hossain, (1995). Properties of high performance concrete systems incorporating large amounts of high-lime fly ash. *Construction and Building Materials Journal*, 9, pp. 203. https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00009-5

[7] N. Voglis, G. Kakali, E. Chaniotakis and S. Tsivilis, (2005). Portland-Limestone cement their properties and hydration compared to those of other composite cements. *Cement & Concrete Composites Journal*, 27, pp. 191–196. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.006

[8] P. Chalattunyakij, P. Krammart, K. Kaewmane, S. Tangtermsirikul, (2012). Effect of Addition of Free Lime in Fly Ash on Expansion and Weight Loss in Sulfate Solution of Mortar with Fly Ash and Limestone Powder. *Journal of industrial technology*, 8, pp. 37-48. http://j.cit.kmutnb.ac.th/en/paper-view/130

[9] K. Kaewmaneea, P. Krammart, T. Sumranwanich and S. Tangtermsirikul, (2016). Properties of Fly Ash-Cement Mixtures with the Addition of Free Lime. *Annual Concrete Conference 5*, Nakhon Ratchasima, Thailand, 20–22 October 2009, pp. 64-69.

[10] Vagelis G. Papadakis, (2000). Effect of fly ash on Portland cement systems: Part II. High-calcium fly ash. *Cement and Concrete Research*, 30, pp. 1647-1654. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00388-4

[11] Cengiz D. A., Alaettin K., Umur K. S., (2004). Strength and shrinkage properties of mortar containing a nonstandard high-calcium fly ash. *Cement and Concrete Research*, 34, pp. 99-102. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00247-3

[12] B. Bissonnette, P. Pierre and M. Pigeon, (1999). Influence of Key Parameters on Drying Shrinkage of Cementitious Materials. *Cement & Concrete Research*, 29, pp. 1661. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00156-8

[13] T. Sinsiri, (2005). *Effect of Particle Size and Shape of Fly Ash on Pore Structure and Permeability of Blended Cement Paste*. Ph. D. Thesis, Civil Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thailand. http://eng.sut.ac.th/ce/ccbm/paper/doctor/theerawat/abstract.pdf

สมบัติทางกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดรีไซเคิลจากเศษหินแกรนิต
Mechanical properties of geopolymer concrete containing fine recycled granite aggregates.

กานต์ธิปก ฮามคำไพ[1] ภีม เหนือคลอง[2] พิชชา จองวิวัฒสกุล[3,*] และ เสวกชัย ตั้งอร่ามวงศ์[4]

[1,2,3] หน่วยปฏิบัติการวิจัยนวัตกรรมวัสดุก่อสร้าง ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพฯ

[4] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพฯ

**Corresponding author; E-mail address: pitcha.j@chula.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาสมบัติทางกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดรีไซเคิล โดยขยะอุตสาหกรรมแกรนิตถูกใช้แทนที่ทรายธรรมชาติในปริมาณร้อยละ 0, 25, 50 และ 100 โดยน้ำหนักของมวลรวมละเอียด ผลการทดสอบถูกนำมาเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุมที่ใช้มวลรวมละเอียดจากทรายธรรมชาติ จากผลการทดสอบพบว่าการใช้มวลรวมรีไซเคิลจากเศษหินแกรนิตสามารถเพิ่มกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่อายุ 7 วัน กำลังรับแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้นตามการเพิ่มปริมาณของมวลรวมจากเศษหินแกรนิต นอกจากนั้นยังพบว่าจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้เศษหินแกรนิตเป็นมวลรวมร้อยละ 50 มีค่าความเหนียวสูงที่สุด
คำสำคัญ: จีโอพอลิเมอร์, คอนกรีต, แกรนิต, มวลรวมรีไซเคิล

Abstract

The aim of this study is to investigate the mechanical properties of geopolymer concrete containing fine recycled aggregates. Granite industry waste was used to replace natural sand at dosage levels of 0%, 25%, 50%, and 100% by mass of fine aggregate. The results were compared with the control concrete made with fine natural aggregates. The results showed that the use of recycled granite aggregates increased the 7-day compressive strength of concrete. The flexural strength increased with the increase in granite aggregate content. In addition, geopolymer concrete containing 50% granite aggregate showed the highest toughness value.
Keywords: Geopolymer, Concrete, Granite, Recycled aggregate

1. บทนำ

ในปัจจุบันอุตสาหกรรมการก่อสร้างมีการขยายตัวเพิ่มมากขึ้นตามความเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจและสังคม งานด้านวิศวกรรมโยธาถือเป็นงานหลักที่สำคัญในการช่วยขับเคลื่อนความเจริญของประเทศในการพัฒนาและสรรค์สร้างระบบโครงสร้างพื้นฐาน ดังนั้นแล้วงานวิจัยและนวัตกรรมด้านวัสดุจะส่งผลในการส่งเสริมการเติบโตแบบก้าวกระโดดของประเทศ การศึกษาและวิจัยด้านคอนกรีตเพื่อลดปัญหาด้านสิ่งแวดล้อมรวมทั้งการพัฒนาวัสดุงานก่อสร้างชนิดใหม่ ๆ จึงมีบทบาทความสำคัญอย่างมาก ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุก่อสร้างที่ได้รับความนิยมนำมาใช้งานอย่างต่อเนื่องเป็นระยะเวลามายาวนานตั้งแต่สมัยอดีตจนถึงปัจจุบัน เนื่องจากมีความสะดวกง่ายต่อการทำงาน และยังมีคุณสมบัติเชิงกลที่ดี อีกทั้งในปัจจุบันยังมีการทดลองและวิจัยเพื่อศึกษาการพัฒนาคุณสมบัติของปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มาอย่างต่อเนื่อง อย่างไรก็ตามกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์จะส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมเป็นอย่างมาก โดยเริ่มตั้งแต่ขั้นตอนการระเบิดภูเขาเพื่อนำหินมาใช้งาน การลำเลียง การเผาไหม้ ตลอดจนการบดส่วนผสมให้ละเอียด ผลกระทบจากกระบวนการผลิตดังกล่าวนี้ ส่งผลให้เกิดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งทำให้เกิดสภาวะเรือนกระจกส่งผลต่อสิ่งแวดล้อม จากการศึกษาของ Davidovitz [1] พบว่าอุตสาหกรรมการผลิตปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์จนทำให้เกิดการปนเปื้อนของก๊าซดังกล่าว ซึ่งมีปริมาณสูงถึง 350 ppm จากการผลิตปูนซีเมนต์ 1,800 ล้านตัน ดังนั้นเพื่อที่จะลดผลกระทบดังกล่าว แนวทางหนึ่งที่สามารถกระทำได้ก็คือ การนำวัสดุทดแทนมาใช้แทนปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซึ่งวัสดุทดแทนดังกล่าวอาจได้จากกากอุตสาหกรรมต่าง ๆ เช่น เถ้าลอย เถ้าแกลบ และตะกรันเตาถลุงเหล็ก ฯลฯ โดยสามารถนำมาใช้ทดแทนปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์หรือปรับปรุงคุณสมบัติเชิงกลและความทนทาน

วัสดุจีโอพอลิเมอร์เป็นวัสดุเชื่อมประสานชนิดใหม่ที่สามารถนำมาใช้ทดแทนวัสดุเชื่อมประสานเดิมที่ได้จากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และน้ำได้ [2]

วัสดุจีโอพอลิเมอร์ได้มาจากการสังเคราะห์วัสดุเหลือทิ้งที่มีองค์ประกอบของซิลิกาและอลูมินาไม่ว่าจะเป็นเถ้าลอย เถ้าก้นเตา หรือตะกรันเตาถลุงเหล็กร่วมกับสารละลายที่มีความเป็นด่าง อันได้แก่ สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ หลังจากการทำปฏิกิริยาจะได้วัสดุซีเมนต์ที่มีคุณสมบัติในการเชื่อมประสานและสามารถรับกำลังได้เมื่อแข็งตัวแล้ว จากงานวิจัยของ Guo et al. [3] พบว่าจีโอพอลิเมอร์มอร์ต้าร์ที่สังเคราะห์จากเถ้าลอย Class C แบ่งตามมาตรฐาน ASTM C618 [4] มีความสามารถในการรับกำลังอัดที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 63.4 MPa การใช้วัสดุจีโอพอลิเมอร์ในการก่อสร้างนอกจากจะสามารถช่วยลดการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอุตสาหกรรมการผลิตปูนซีเมนต์แล้ว ยังสามารถลดผลกระทบทางสิ่งแวดล้อมจากการกำจัดวัสดุเหลือทิ้งจากการอุตสาหกรรมได้อีกด้วย

ในปัจจุบันการผลิตมวลรวมหยาบจากวัสดุหินแกรนิตของโรงโม่หินที่ใช้เป็นส่วนผสมหลักของคอนกรีตในอุตสาหกรรมการก่อสร้างทำให้เกิดกากวัสดุหินเหลือทิ้งซึ่งต้องใช้พื้นที่ในการฝังกลบ นอกจากนั้นแล้วยังมีปริมาณกากหินฝุ่นตกค้างเป็นจำนวนมาก ซึ่งก่อให้เกิดมลภาวะทางอากาศและยังต้องมีค่าใช้จ่ายในการกำจัดทิ้ง [5-7] การพัฒนาวัสดุคอนกรีตที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม [8] โดยใช้วัสดุเชื่อมประสานจีโอพอลิเมอร์ร่วมกับการนำกากวัสดุหินแกรนิตเหลือทิ้งมาใช้ประโยชน์โดยนำมาเป็นส่วนผสมทดแทนทรายธรรมชาติ ถือว่าเป็นการผลิตวัสดุก่อสร้างที่สามารถกำจัดของเสียได้อย่างมีประสิทธิภาพ [9] ทั้งในอุตสาหกรรมโม่หินซึ่งมีกากหินแกรนิตเป็นวัสดุเหลือทิ้ง และอุตสาหกรรมผลิตไฟฟ้าที่มีเถ้าลอยเป็นผลพลอยได้จากการเผาถ่านหิน

สำหรับในการวิจัยครั้งนี้จึงมุ่งเน้นเพื่อศึกษาความสามารถในการทำงานได้และคุณสมบัติเชิงกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดจากเศษหินแกรนิตที่นำกลับมาใช้ใหม่ เพื่อพัฒนาวัสดุที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม พร้อมทั้งเปรียบเทียบผลการทดสอบกับจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ผลิตจากมวลรวมทรายธรรมชาติ

2. วัสดุและวิธีการดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุที่ใช้ในงานวิจัย

ในงานวิจัยครั้งนี้มีวัสดุหลักซึ่งประกอบด้วย (1) มวลรวม ได้แก่ หินปูนย่อย ทรายธรรมชาติ และทรายที่นำกลับมาใช้ใหม่จากเศษหินแกรนิต และ (2) วัสดุประสาน ได้แก่ เถ้าลอย (Fly ash) สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เพื่อเป็นตัวก่อให้เกิดปฏิกิริยาพอลิเมอร์ไรเซชัน [10] ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1. เถ้าลอยแคลเซียมสูงที่ใช้ในการสังเคราะห์จีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมาจากโรงไฟฟ้าถ่านหินที่ตั้งอยู่ในอำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ซึ่งมีคุณสมบัติทางเคมีดังแสดงในตารางที่ 1 และมีค่า Loss of ignition (LOI) เท่ากับ 1.83%

ตารางที่ 1 คุณสมบัติทางเคมีของเถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัย

คุณสมบัติทางเคมี	ปริมาณทางเคมี (%)
SiO_2	31.5
Al_2O_3	18.6
Fe_2O_3	14.8
K_2O	2.1
CaO	18.6
Na_2O	2.3

2. สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) ที่มีส่วนประกอบของ SiO_2 = 30.0%, Na_2O = 14.5% และน้ำ = 55.3%

3. สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่มีความเข้มข้น 10 โมลาร์

4. อัตราส่วนสารละลายต่อเถ้าลอย และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยน้ำหนัก มีค่าเท่ากับ 0.6 และ 1 ตามลำดับ

5. มวลรวมหยาบจากหินปูนย่อย มวลรวมละเอียดจากทรายธรรมชาติ (NA) และเศษหินแกรนิต (GP) จากเหมืองหินเทพศิลา ในจังหวัดชลบุรี ดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2 ตามลำดับ ซึ่งมีคุณสมบัติตามตารางที่ 2

รูปที่ 1 ทรายธรรมชาติ

รูปที่ 2 เศษหินแกรนิต

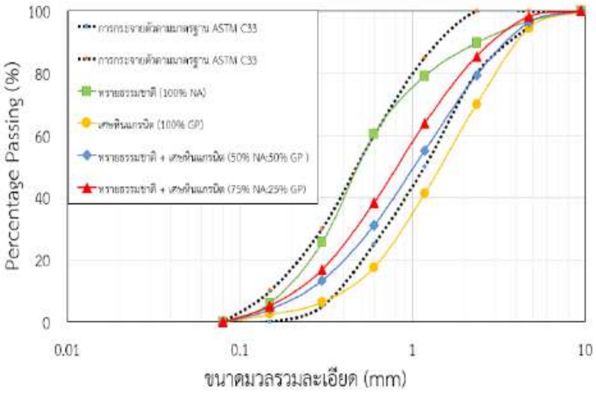
ตารางที่ 2 คุณสมบัติของมวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียด

มวลรวม	ความถ่วงจำเพาะ	หน่วยน้ำหนัก (kg/m^3)	การดูดซึมน้ำ (%)	โมดูลัสความละเอียด (FM)
หินปูน	2.70	1,621	0.60	-
ทรายธรรมชาติ	2.57	1,664	0.72	2.42
เศษหินแกรนิต	2.58	1,593	0.87	3.68

ขนาดการกระจายตัวของทรายธรรมชาติและเศษหินแกรนิตที่นำกลับมาใช้ใหม่ แสดงในรูปที่ 3 จากผลการทดสอบการกระจายตัวของมวลรวมละเอียดตามมาตรฐาน ASTM C33 [11] พบว่าอนุภาคของทรายธรรมชาติ (100% NA) มีการกระจายตัวของอนุภาคของทรายอยู่ในมาตรฐาน ASTM C33 แต่อนุภาคของเศษหินแกรนิต (100% GP) มีคุณสมบัติการกระจายตัวไม่เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM C33 โดยมีขนาดอนุภาคที่ใหญ่และมีค่าโมดูลัสความละเอียดค่าเท่ากับ 3.68 ซึ่งมีค่าที่สูงกว่าทรายธรรมชาติ แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อทรายธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยเศษหินแกรนิตในร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนักตามลำดับ พบว่ามวลรวมมีขนาดคละอยู่ในเกณฑ์ตามมาตรฐานเหมาะแก่การนำไปใช้เป็นส่วนผสมของคอนกรีต

ตารางที่ 3 ส่วนผสมของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้ในการทดสอบ

ชื่อส่วนผสม	เถ้าลอย (kg/m^3)	สารละลายด่าง (kg/m^3)		มวลรวม (kg/m^3)		
		NaOH	Na_2SiO_3	หินปูน	ทรายธรรมชาติ	ทรายแกรนิต
0GP	450	135	135	1,150	500	-
25GP	450	135	135	1,150	375	125
50GP	450	135	135	1,150	250	250
100GP	450	135	135	1,150	-	500



รูปที่ 3 การกระจายตัวของทรายธรรมชาติและเศษหินแกรนิตที่นำกลับมาใช้ใหม่

2.2 สัดส่วนผสมและวิธีการผลิตจีโอพอลิเมอร์คอนกรีต

งานวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาคุณสมบัติของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้มวลรวมจากเศษวัสดุ โดยใช้เศษหินแกรนิตแทนที่ทรายธรรมชาติในสถานะอิ่มตัวผิวแห้ง (Saturated Surface Dry; SSD) ในอัตราส่วนโดยน้ำหนักร้อยละ 0, 25, 50 และ 100 โดยน้ำหนัก ส่วนผสมของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตได้แสดงในตารางที่ 3 การผสมจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมี 3 ขั้นตอนด้วยกันซึ่งใช้เวลาผสม 15 นาที ในขั้นตอนแรกใส่สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) กับเถ้าลอย (Fly ash) ผสมกันเป็นเวลา 5 นาที หลังจากนั้นใส่มวลรวมหยาบและมวลรวมละเอียดผสมกันต่อเป็นเวลาอีก 5 นาที สุดท้ายใส่สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และผสมอีกเป็นเวลา 5 นาที เมื่อผสมเรียบร้อยแล้วนำจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมาเข้าแบบหล่อที่เตรียมไว้สำหรับการทดสอบ ส่วนในการบ่มนั้นจะใช้พลาสติกห่อตัวอย่างแล้วบ่มอุณหภูมิห้องก่อนจะนำตัวอย่างไปทดสอบคุณสมบัติต่าง ๆ ต่อไป

2.3 การทดสอบจีโอพอลิเมอร์คอนกรีต

สมบัติของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ทำการทดสอบ ได้แก่ ความสามารถในการทำงานได้ กำลังอัด กำลังดัด พร้อมทั้งประเมินค่าความเหนียวของคอนกรีต

2.3.1 ความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีต

ทดสอบความสามารถในการทำงานได้ของคอนกรีตทดสอบจากความสามารถในการไหลแผ่ (Slump flow) ตามมาตรฐาน ASTM C1611 [12]

2.3.2 กำลังอัด

ทดสอบความสามารถในการรับกำลังอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C39 [13] โดยใช้ตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 ซม. สูง 20 ซม. ที่อายุบ่ม 7, 28 และ 90 วัน

2.3.3 กำลังดัดและความเหนียว

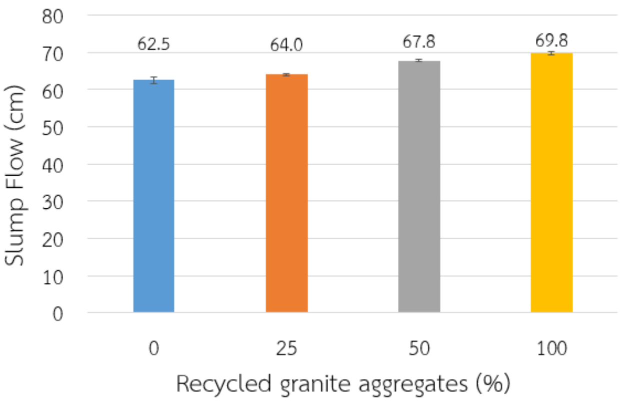
ทดสอบความสามารถในการรับกำลังดัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตตามมาตรฐาน ASTM C78 [14] ซึ่งในการทดสอบได้ใช้ตัวอย่างคานขนาดหน้าตัด 10x10 ซม. ยาว 35 ซม. ที่อายุบ่ม 28 วัน ตัวอย่างถูกกดในลักษณะการกดที่จุดแบ่งสาม (Third point loading) มีการติดตั้งเครื่องมือวัดการโก่งตัว (LVDT) ที่จุดกึ่งกลางคาน และเครื่องมือวัดแรงกระทำ (Load cell) ตามรูปที่ 4 เพื่อบันทึกข้อมูลของแรงกระทำและการโก่งตัว เพื่อนำมาประเมินค่าความเหนียวของวัสดุซึ่งได้จากคำนวณพื้นที่ใต้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการโก่งตัว (Load-displacement curve)

รูปที่ 4 การติดตั้งตัวอย่างและเครื่องมือการทดสอบกำลังดัดและความเหนียว

3. ผลการทดสอบและอภิปรายผล

3.1 ความสามารถในการทำงานได้

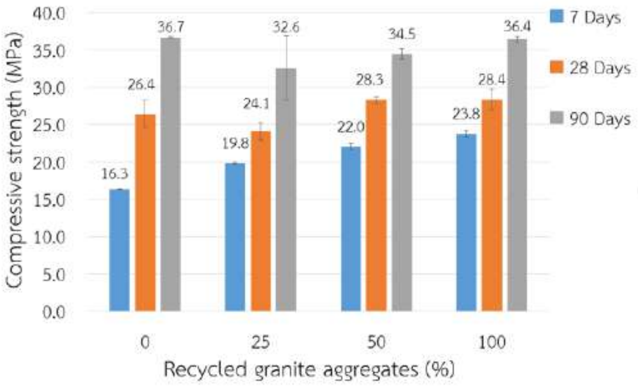
รูปที่ 5 แสดงผลการทดสอบในความสามารถในการทำงานได้ของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้ทรายธรรมชาติและทรายจากเศษหินแกรนิต โดยวัดค่าการไหลแผ่ตามมาตรฐาน ASTM C1611 เมื่อทรายธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยทรายจากเศษหินแกรนิตในร้อยละ 0, 25, 50 และ 100 โดยน้ำหนัก พบว่ามีค่าการไหลแผ่ เท่ากับ 62.5, 64.0, 67.8 และ 69.8 ซม. ตามลำดับ จะเห็นได้ว่าความสามารถในการทำงานได้ของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณและสัดส่วนของทรายจากเศษหินแกรนิตที่เพิ่มขึ้น โดยเฉพาะส่วนผสมที่มีการแทนที่ทรายธรรมชาติด้วยทรายจากเศษหินแกรนิตในร้อยละ 100 โดยน้ำหนัก พบว่ามีค่าการไหลแผ่มากที่สุดเมื่อเทียบกับส่วนผสมอื่น ๆ โดยมีค่าสูงกว่าส่วนผสม 0GP ร้อยละ 10



รูปที่ 5 ค่าการไหลแผ่ของจีโพอลิเมอร์คอนกรีต

3.2 กำลังรับแรงอัด

รูปที่ 6 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้ทรายธรรมชาติและทรายแกรนิตที่อายุบ่ม 7, 28 และ 90 วัน จะเห็นได้ว่าในระยะเวลาช่วง 7 วันแรก โดยส่วนผสมจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ทรายธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยเศษหินแกรนิตในร้อยละ 25 (25GP), 50 (50GP), 100 (100GP) โดยน้ำหนัก มีกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 19.8 MPa, 22.0 MPa และ 23.8 MPa ตามลำดับ ซึ่งสูงกว่าจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้ทรายธรรมชาติ (0GP) ซึ่งกำลังรับแรงอัดเท่ากับ 16.3 MPa



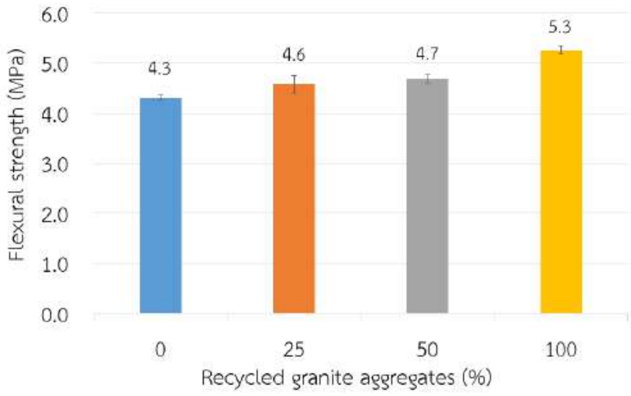
รูปที่ 6 กำลังอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่อายุบ่ม 7, 28 และ 90 วัน

แต่อย่างไรก็ตามหลังจากที่ตัวอย่างมีอายุ 28 วัน พบว่าจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในส่วนผสม 0GP, 25GP, 50GP และ 100GP มีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 26.4 MPa, 24.1 MPa, 28.3 MPa และ 28.4 MPa ตามลำดับ ซึ่งพบว่าที่ส่วนผสม 25GP มีกำลังรับแรงอัดที่น้อยกว่าส่วนผสมอื่น ๆ เล็กน้อย และเมื่อตัวอย่างมีอายุ 90 วันพบว่ามีกำลังรับแรงอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในส่วนผสม 0GP, 25GP, 50GP และ 100GP มีค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 36.7 MPa, 32.6 MPa, 34.5 MPa และ 36.4 MPa ตามลำดับ ซึ่งจากรูปที่ 6 พบว่าที่อายุ 90 วัน ส่วนผสมจีโอพอลิเมอร์คอนกรีต 100GP มี

ค่ากำลังรับแรงอัดที่มีค่าใกล้เคียงกันกับ 0GP แต่ส่วนผสม 25GP และ 50GP พบว่ามีค่ากำลังรับแรงอัดที่ต่ำกว่าส่วนผสม 0GP และ 100GP เล็กน้อย

3.3 กำลังรับแรงดัด

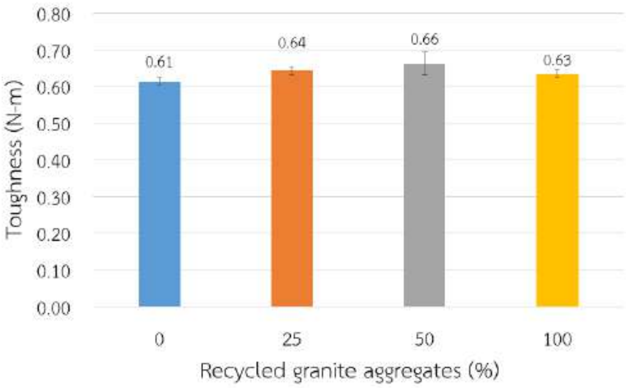
รูปที่ 7 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงดัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้ทรายธรรมชาติและทรายแกรนิตที่อายุบ่ม 28 วัน จากการทดสอบพบว่ากำลังรับแรงดัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในส่วนผสม 0GP, 25GP, 50GP และ 100GP มีค่าเท่ากับ 4.3 MPa, 4.6 MPa, 4.7 MPa และ 5.3 MPa ตามลำดับ ซึ่งพบว่าการเพิ่มปริมาณสัดส่วนเศษหินแกรนิตที่เพิ่มขึ้นทำให้กำลังรับแรงดัดมีค่าเพิ่มขึ้น หรืออาจกล่าวได้ว่าการเพิ่มปริมาณเศษหินแกรนิตมีส่วนช่วยให้คอนกรีตมีความสามารถในการรับกำลังดัดที่ดีขึ้น เนื่องจากรูปร่างของเศษหินแกรนิตนั้นช่วยในการจับตัวกันระหว่างมวลรวมกับซีเมนต์เพสต์ นอกจากนั้นการเพิ่มปริมาณเศษหินแกรนิตช่วยลดความพรุนภายในคอนกรีต ซึ่งนำไปสู่ความสามารถในการรับกำลังดัดที่เพิ่มขึ้น [7]



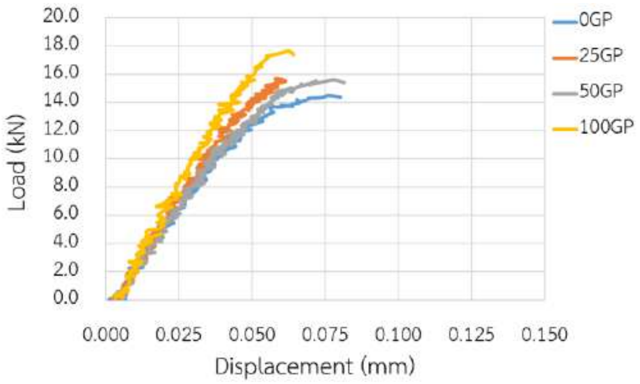
รูปที่ 7 กำลังรับแรงดัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในแต่ละส่วนผสม

3.4 ความเหนียว

รูปที่ 8 แสดงผลค่าความเหนียว (Toughness) ของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในแต่ละส่วนผสมซึ่งค่าความเหนียวพิจารณามาจากพื้นที่ใต้กราฟของกราฟแรงกระทำและการโก่งตัวที่จุดกึ่งกลางคาน (Load-displacement curve) ตามรูปที่ 9 ซึ่งค่าความเหนียวสามารถที่จะบ่งบอกได้ถึงความเปราะของวัสดุ จากผลการทดสอบพบว่าค่าความเหนียวของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในส่วนผสม 0GP, 25GP, 50GP และ 100GP มีค่าเท่ากับ 0.61 N-m, 0.64 N-m, 0.66 N-m และ 0.63 N-m ตามลำดับ พบว่าที่ส่วนผสม 50GP มีค่าความเหนียวที่มากกว่าส่วนผสมอื่น ๆ ซึ่งค่าความเหนียวของส่วนผสม 50GP จะสังเกตได้ว่าค่าการโก่งตัวของคานตัวอย่างในส่วนผสม 50GP ก่อนที่จะวิบัติมีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่าส่วนผสมอื่น ๆ แต่ที่ส่วนผสม 100GP ถึงแม้ว่าจะมีค่ากำลังรับแรงดัดที่สูงกว่าส่วนผสมอื่น ๆ แต่กลับพบว่ามีค่าความเหนียวที่น้อยกว่าส่วนผสม 25GP และ 50GP



รูปที่ 8 ค่าความเหนียวของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตในแต่ละส่วนผสม



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำและการโก่งตัว

4. สรุปผล

ผลการทดสอบพบว่าค่าการไหลแผ่ของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตมีค่าเพิ่มขึ้นตามสัดส่วนของทรายจากเศษหินแกรนิตที่เพิ่มขึ้น ในส่วนของสมบัติทางกลของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตพบว่าความสามารถในการรับกำลังอัดของจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่อายุ 7 วัน ของส่วนผสมที่ทรายธรรมชาติถูกแทนที่ด้วยเศษหินแกรนิตในร้อยละ 25 50 และ 100 มีการพัฒนากำลังอัดที่สูงกว่าจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตจากทรายธรรมชาติ แต่เมื่อพิจารณาจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตที่อายุ 28 วันและ 90 วัน พบว่ากำลังรับแรงอัดของทุกส่วนผสมมีค่าแตกต่างกันไม่มากและไม่มีนัยสำคัญ ส่วนความสามารถในการรับกำลังดัดและค่าความเหนียวนั้นพบว่าค่ากำลังรับแรงดัดเพิ่มขึ้นตามปริมาณของเศษหินแกรนิตที่เพิ่มขึ้น ซึ่งส่วนผสมที่ใช้เศษหินแกรนิตทดแทนทรายธรรมชาติทั้งหมดมีค่ากำลังรับแรงดัดที่มากที่สุดเมื่อเทียบกับส่วนผสมอื่น ๆ ในขณะที่จีโอโพลิเมอร์คอนกรีตที่ใช้เศษหินแกรนิตเป็นมวลรวมร้อยละ 50 มีค่าความเหนียวสูงที่สุด จากผลการทดสอบข้างต้นสามารถสรุปได้ว่า

ทรายแกรนิตนั้นสามารถนำมาใช้เป็นมวลรวมละเอียดแทนที่ทรายธรรมชาติในวัสดุจีโอพอลิเมอร์คอนกรีตได้

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากทุนส่งเสริมการวิจัยคณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ขอขอบคุณห้าง หุ้นส่วนจำกัด เทพศิลาอุตสาหกรรม ที่สนับสนุนวัสดุ (เศษหินแกรนิต) ที่ใช้ในงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J. (1994). Global warming impact on the cement and aggregates industries. World resource review, 6(2), pp. 263-278.

[2] Nuaklong, P., Sata, V., & Chindaprasirt, P. (2016). Influence of recycled aggregate on fly ash geopolymer concrete properties. Journal of Cleaner Production, 112, pp. 2300-2307.

[3] Guo, X., Shi, H., & Dick, W. A. (2010). Compressive strength and microstructural characteristics of class C fly ash geopolymer. Cement and Concrete Composites, 32(2), pp. 142-147.

[4] American Society for Testing and Materials. (2005). Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. ASTM C618-05. Annual Book of ASTM Standards, 4(2).

[5] Ghannam, S., Najm, H., & Vasconez, R. (2016). Experimental study of concrete made with granite and iron powders as partial replacement of sand. Sustainable Materials and Technologies, 9, pp. 1-9.

[6] Jain, A., Gupta, R., & Chaudhary, S. (2019). Performance of self- compacting concrete comprising granite cutting waste as fine aggregate. Construction and Building Materials, 221, pp. 539-552.

[7] Singh, S., Khan, S., Khandelwal, R., Chugh, A., & Nagar, R. (2016). Performance of sustainable concrete containing granite cutting waste. Journal of Cleaner Production, 119, pp. 86-98.

[8] Vijayalakshmi, M., & Sekar, A. S. S. (2013). Strength and durability properties of concrete made with granite industry waste. Construction and Building Materials, 46, pp. 1-7.

[9] อำพล วงศ์ษา. (2556). การใช้วัสดุเศษวัสดุเป็นส่วนผสมในคอนกรีตพรุน (วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต). สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัยมหาวิทยาลัยขอนแก่น ประเทศไทย.

[10] Zhuang, X. Y., Chen, L., Komarneni, S., Zhou, C. H., Tong, D. S., Yang, H. M., ... & Wang, H. (2016). Fly ash-based geopolymer: clean production, properties and applications. Journal of Cleaner Production, 125, pp. 253-267.

[11] American Society for Testing and Materials. (2003). Standard Specification for Concrete Aggregates. ASTM C33-03. Annual Book of ASTM Standards, 4(2).

[12] American Society for Testing and Materials. (2005). Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete. ASTM C1611/C1611M-05. Annual Book of ASTM Standards, 4(2).

[13] American Society for Testing and Materials. (2018). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. ASTM C39/C39M-18. Annual Book of ASTM Standards, 4(2).

[14] American Society for Testing and Materials. (2002). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). ASTM C78-02. Annual Book of ASTM Standards, 4(2).

การศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญมาใช้เป็นวัสดุทดแทนมวลรวมละเอียดและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์บางส่วนในงานคอนกรีต

Preliminary Feasibility of Utilizing Clay Brick Debris as Partial Replacement for Fine Aggregate and Portland Cement in Concrete Works

ทรงสุดา วิจารณ์[1,*]

[1]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร จ.กรุงเทพ
**Corresponding author; E-mail address: songsudavichan@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญมาใช้ประโยชน์ในการเป็นวัสดุทดแทนมวลรวมละเอียดและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์บางส่วน เศษอิฐมอญบดที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับมวลรวมละเอียด ถูกนำมาใช้แทนที่ทรายบางส่วน ในขณะที่เศษอิฐมอญบดขนาดละเอียดที่ผ่านตะแกรงขนาด 325 จะถูกนำมาใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานทดแทน การแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณร้อยละ 25 ให้ค่ากำลังอัดสูงกว่าคอนกรีตควบคุมตั้งแต่อายุบ่มที่ 7 วันขึ้นไป ส่วนการศึกษาการแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน พบว่าการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเศษอิฐมอญบดในปริมาณร้อยละ 20 สามารถเร่งการพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ให้เทียบเท่ากับมอร์ตาร์ควบคุมอายุบ่ม 28 วัน ในสภาพการบ่มปกติได้ภายใน 24 ชั่วโมงด้วยการบ่มแบบอบไอน้ำ ทั้งนี้น่าจะเกิดจากปฏิกิริยาเคมีระหว่างซิลิกาที่มีโครงสร้างเป็นผลึกในเศษอิฐมอญกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซิเมนต์ ภายใต้แรงดันที่สูงของไอน้ำ ซึ่งทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานเพิ่มมากขึ้น

คำสำคัญ: เศษอิฐมอญ, กำลังรับแรงอัด, คอนกรีต, ปอซโซลาน, การอบไอน้ำ

Abstract

The purpose of paper is to consider the preliminary feasibility of utilizing clay brick debris as partial substitution of fine aggregate and portland cement. The ground clay brick debris which almost same size distribution as that of sand used as partial fine aggregate. Meanwhile, fine ground clay brick which pass through sieve no.325 is subject to be a partial substituted cementitious material. It was found the 25 percent of sand substitution yielded the higher compressive strength of concrete than that of the control samples since 7 days curing period. The investigation in partial replacement for cement show that 20 percent of ground clay brick substitution speeded up compressive strength equivalent to that of 28 days of the control mortar within 24 hrs. of autoclave conditions. This is probably due to the chemical reaction between crystalline silica of ground clay brick and calcium hydroxide generated from cement hydration under high pressure steam curing leading to increasing in cementitious products.

Keywords: clay brick debris, compressive strength, concrete, pozzolan, autoclave

1. บทนำ

ในประเทศไทยมีโรงผลิตอิฐมอญหลายแห่งกระจายอยู่ทั่วประเทศ และมีอิฐมอญที่ไม่ได้คุณภาพจากขั้นตอนการผลิต หรือการขึ้นรูปที่ไม่ได้มาตรฐาน ถูกเทกองทิ้งเป็นเศษอิฐที่ทับถมกันในบ่อ หรือกองทิ้งบนผิวดินเป็นจำนวนมาก และไม่สามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้ สมบัติของอิฐมอญที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างทั่วไป ขึ้นกับสมบัติของดินที่ใช้ในขบวนการผลิต หากดินที่ใช้ในการผลิตอิฐมอญมีปริมาณทรายมากเกินไป จะทำให้อิฐมอญมีความเปราะแตกหักได้ง่าย หากดินที่ใช้ในการผลิตมีธาตุดินเหนียวมากเกินไปจะทำให้ก้อนดินเกิดการหดตัว แตกร้าวได้ง่ายซึ่งจะเกิดขึ้นในขั้นตอนการนำดินไปตากแดดให้แห้งก่อนขั้นตอนการนำไปเผาในเตาเผาอิฐ ในการผลิตอิฐมอญจากดินเหนียว จะผสมดินเหนียวกับเถ้าแกลบ ซึ่งเถ้าแกลบจะทำหน้าที่ช่วยกระจายความร้อนให้การเผาไหม้ของดินเหนียวเกิดได้อย่างทั่วถึง ดินเหนียวจะถูกเผาในเตาเผาอิฐที่อุณหภูมิสูงประมาณ 750 ถึง 800 ^{o}C เป็นระยะเวลา 7-15 วัน ดังนั้นในเศษอิฐมอญจึงมีสารประกอบของ ซิลิก้า และอลูมินา เป็นองค์ประกอบอยู่ ซึ่งอาจมีสมบัติที่จะใช้เป็นวัสดุปอซโซลานได้

กากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) เป็นของเสียจากขบวนการผลิตก๊าซอะเซทีลีน ที่ใช้ในงานอุตสาหกรรมการเชื่อมโลหะ การตัดโลหะ และใช้บ่มผลไม้ ในปี พ.ศ. 2556 พบว่ามีปริมาณการทิ้งกากแคลเซียมคาร์ไบด์สะสมทั่วประเทศสูงถึงร้อยละ 21,500 ตัน/ปี [1] กากแคลเซียมคาร์ไบด์เหล่านี้

ถูกกองทิ้งสะสมบนพื้นดิน เมื่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ละลายน้ำ จะเกิดเป็นแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ซึ่งมีความเป็นด่างสูง การเทกองกากแคลเซียมคาร์ไบด์บนพื้นดิน หรือบ่อดินโดยไม่มีการปูพื้นด้วยวัสดุกันซึมส่งผลให้เกิดปัญหาต่อคุณภาพดินและแหล่งน้ำได้

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้น ในการนำเศษอิฐมอญ (CB) มาใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีต ทั้งทางด้านการนำเศษอิฐมอญมาใช้เป็นวัสดุมวลรวมละเอียดแทนที่ทรายบางส่วน เพื่อช่วยในการลดปริมาณการใช้ทรายในงานก่อสร้าง ยังศึกษาถึงการนำเศษอิฐมอญมาใช้ประโยชน์เป็นวัสดุประสานแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน โดยนำเศษอิฐมอญมาผสมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) เพื่อให้เกิดปฏิกิริยาปอซโซลาน ดังนั้นหากเศษอิฐมอญสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์จากกากแคลเซียมคาร์ไบด์ได้และเกิดเป็นผลิตภัณฑ์เชื่อมประสาน จะทำให้เกิดการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตได้เช่นเดียวกับปูนซีเมนต์ ซึ่งเป็นการศึกษาถึงความเป็นไปได้เบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญมาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วนในการพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ในสภาวะการบ่มด้วยไอน้ำ เพื่อเร่งการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชั่นภายใน 24 ชั่วโมง

การหาแนวทางในการนำเศษวัสดุเหลือทิ้งไม่มีคุณค่า เช่นเศษอิฐมอญและกากแคลเซียมคาร์ไบด์ มาใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีต นับว่าเป็นการสร้างประโยชน์ได้หลายประการ ได้แก่การเพิ่มมูลค่าของเศษอิฐมอญ การลดปริมาณการใช้ทรายเป็นวัสดุมวลรวมละเอียด การลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ในงานคอนกรีต การลดปัญหาและค่าใช้จ่ายในการกำจัดเศษอิฐมอญ และเป็นการบรรเทาปัญหามลพิษต่อคุณภาพดินและน้ำเนื่องจากการกองทิ้งกากแคลเซียมคาร์ไบด์บนพื้นดินด้วย

2. การออกแบบการทดลองและวิธีการทดสอบ

2.1 วัสดุและการจัดเตรียมวัสดุที่ใช้ในการศึกษา

ปูนซีเมนต์ที่ใช้ในงานวิจัยนี้เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 เป็นปูนซีเมนต์ที่มีการผลิตและใช้งานสำหรับงานโครงสร้างคอนกรีตทั่วไป หินย่อยและทรายที่นำมาใช้ในการศึกษานี้ได้ถูกนำมาทดสอบหาขนาดคละและค่าโมดูลัสความละเอียดตามวิธีมาตรฐาน ASTM C 136-96a พบว่ามีค่าขนาดคละและค่าโมดูลัสความละเอียดของหินและทรายอยู่เกณฑ์มาตรฐานที่เหมาะสมในการใช้งานก่อสร้างทั่วไป

เศษอิฐมอญ (CB) เป็นเศษที่เหลือจากการเผาอิฐที่ไม่ได้รูปทรงมาตรฐาน จากโรงอิฐทรัพย์บุญส่ง จำกัด ต.พระขาว อ.บางบาล จ.พระนครศรีอยุธยา เศษอิฐมอญถูกนำไปบดให้มีขนาดเล็กลง ด้วยเครื่อง Los Angeles Abrasion เศษอิฐมอญที่ใช้ในการแทนที่ทรายในงานคอนกรีต จะถูกเตรียมให้มีขนาดคละใกล้เคียงกับทรายให้มากที่สุด ตามวิธีมาตรฐาน ASTM C 136-96a เศษอิฐมอญที่ได้ขนาดคละใกล้เคียงกับทรายนี้มีค่าความละเอียดมากกว่าทรายเล็กน้อย เนื่องจากค่าโมดูลัสความละเอียดของเศษอิฐมอญเท่ากับ 2.70 ผลของค่าร้อยละปริมาณที่ค้างสะสมบนตะแกรงขนาดต่างๆและค่าโมดูลัสของเศษอิฐมอญ ทราย และหินย่อยที่ใช้ในการศึกษาแสดงผลดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าร้อยละปริมาณที่ค้างสะสมบนตะแกรงของวัสดุทดสอบ

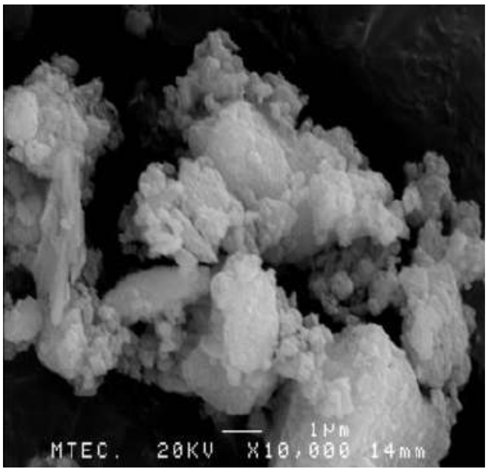
ตะแกรงเบอร์	ปริมาณร้อยละสะสมที่ค้างบนตะแกรง(%)		
	ทราย	เศษอิฐมอญ	หินย่อย
1 ½" (37.5 mm)	0	0	0
3/4" (19.0 mm.)	0	0	38.24
3/8" (9.5 mm.)	0	0	88.01
4	0.89	0.89	99.94
8	6.76	5.14	99.94
16	26.73	22.92	99.94
30	59.48	57.11	99.94
50	87.91	87.16	99.94
100	97.20	97.20	99.94
โมดูลัสความละเอียด	2.79	2.70	7.26

เศษอิฐมอญที่ใช้ในการศึกษาการแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน เพื่อเป็นวัสดุประสาน หลังจากนำไปบดให้มีขนาดเล็กลงด้วยเครื่อง Los Angeles Abrasion แล้ว เศษอิฐมอญจะถูกนำไปร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 325 โดยเศษอิฐมอญที่มีขนาดเล็กผ่านตะแกรงเบอร์ 325 จะถูกนำมาอบให้แห้งที่อุณหภูมิ 110 ± 5 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง ก่อนนำไปใช้งาน ลักษณะทั่วไปของเศษอิฐมอญบดแสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ลักษณะของเศษอิฐมอญบด (CB)

กากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) ได้จากลานทิ้งกากของเสียของโรงงานบริษัท สาย 5 ผลิตก๊าซ จำกัด อำเภอสามพราน จังหวัดนครปฐม เป็นส่วนที่เหลือจากกระบวนการผลิตก๊าซอะเซทิลีน กากแคลเซียมคาร์ไบด์ มีลักษณะเป็นผลึกของแข็ง สีขาวอมเทา กากแคลเซียมคาร์ไบด์จะถูกนำไปอบแห้งที่อุณหภูมิ 110 ± 5 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 24 ชั่วโมง กากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ได้จะมีค่าความชื้นเท่ากับร้อยละ 1.5 โดยน้ำหนัก นำกากแคลเซียมคาร์ไบด์ ไปบดให้มีขนาดเล็กลงด้วยเครื่อง Los Angeles Abrasion แล้วร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 พบว่ากากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ค้างบนตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 ในปริมาณร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก เมื่อนำกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ผ่านตะแกรงขนาด 325 ไปละลายน้ำในอัตราส่วนโดยปริมาตรของแข็งต่อปริมาตรของเหลว (S:L) เท่ากับ 1:2 พบว่ามีฤทธิ์เป็นด่างแก่ วัดค่า pH ได้เท่ากับ 12.6 ที่อุณหภูมิ

20^{o}C กากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 325 จะถูกนำไปวิเคราะห์ลักษณะโครงสร้างทางจุลภาคด้วยกล้องจุลทรรศน์อิเล็กตรอนแบบส่องกราด กากแคลเซียมคาร์ไบด์มีลักษณะโครงสร้างเป็นรูปผลึกหกเหลี่ยมเกาะกลุ่มและซ้อนทับกันเป็นแผ่นหรือเป็นชั้นๆ ทึบแน่น มีโพรงน้อย แสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ภาพ SEM ลักษณะอนุภาคของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) กำลังขยาย 10,000 เท่า

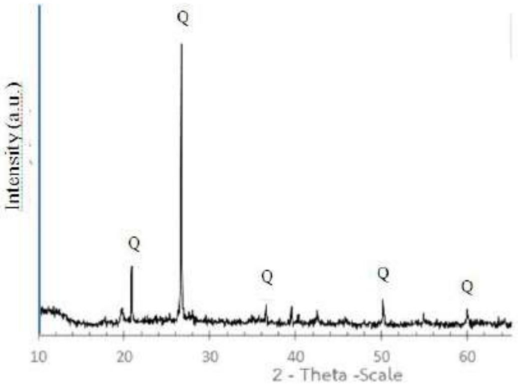
การหาร้อยละของปริมาณธาตุโลหะออกไซด์โดยน้ำหนักด้วยเทคนิค X-ray fluorescence (XRF) ของเศษอิฐมอญและกากแคลเซียมคาร์ไบด์ แสดงผลดังตารางที่ 2 พบว่าในเศษอิฐมอญมีซิลิกาออกไซด์ (SiO_2) เป็นธาตุองค์ประกอบในปริมาณที่มากที่สุดเมื่อเปรียบเทียบกับธาตุอื่นๆ ปริมาณซิลิกาออกไซด์ (SiO_2) อลูมินาออกไซด์(Al_2O_3) และเหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) ทั้งสามชนิดในเศษอิฐมอญรวมกันมีปริมาณมากถึงร้อยละ 91 โดยประมาณ ซึ่งมากกว่าเกณฑ์กำหนดทางเคมีของวัสดุปอซโซลานตาม ASTM C618 (ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 70) ปริมาณของซัลเฟอร์ออกไซด์ (SO_3) แมกนีเซียมออกไซด์ (MgO) โซเดียมออกไซด์ (Na_2O) ที่พบในเศษอิฐมอญน้อยมาก ต่ำกว่าค่าที่กำหนดตามมาตรฐาน ASTM C618 ต้องพบในปริมาณไม่เกินร้อยละ 4, 5 และ 1.5 ตามลำดับ แม้ว่าเศษอิฐมอญจะมีปริมาณ SiO_2, Al_2O_3 และFe_2O_3 ในปริมาณที่มาก แต่มีปริมาณสารประกอบแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เพียงร้อยละ 1.25 จึงไม่มีคุณสมบัติเป็นวัสดุประสานที่สามารถทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานโดยลำพังได้เมื่อสัมผัสกับน้ำเหมือนปูนซีเมนต์

ในการวิเคราะห์หาองค์ประกอบโลหะออกไซด์ในกากแคลเซียมคาร์ไบด์มีองค์ประกอบหลักคือ สารประกอบ CaO มีปริมาณมากถึงร้อยละ 80.1 และพบว่ามีปริมาณ SiO_2, Al_2O_3 และFe_2O_3 อยู่ในประมาณร้อยละ 5.71, 2.61 และ 0.72 ตามลำดับ ที่เหลือจะเป็นธาตุอื่น ๆ รวมกันประมาณร้อยละ 0.3 เมื่อเปรียบเทียบองค์ประกอบโลหะออกไซด์ของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ กับปูนขาวทั่วไป (hydrated lime) กากแคลเซียมคาร์ไบด์มีปริมาณ CaO สูงกว่าปริมาณที่พบในปูนขาวทั่วไป(ร้อยละ 71) และมีปริมาณสารประกอบ Al_2O_3 และ Fe_2O_3 สูงกว่าปูนขาวทั่วไปในปริมาณเล็กน้อย[2]

ตารางที่ 2 ร้อยละโดยน้ำหนักของโลหะออกไซด์วิเคราะห์ด้วยเทคนิค XRF

ชนิดสารประกอบ	ปริมาณร้อยละโดยน้ำหนัก	
	เศษอิฐแดง	กากแคลเซียมคาร์ไบด์
SiO_2	59.02	5.46
Al_2O_3	19.27	2.48
Fe2O3	12.56	0.69
CaO	1.25	80.1
K_2O	3.62	0.08
Na_2O	-	0.047
MgO	0.88	0.75
SO_3	0.21	0.88
LOI	<1.0	8.6

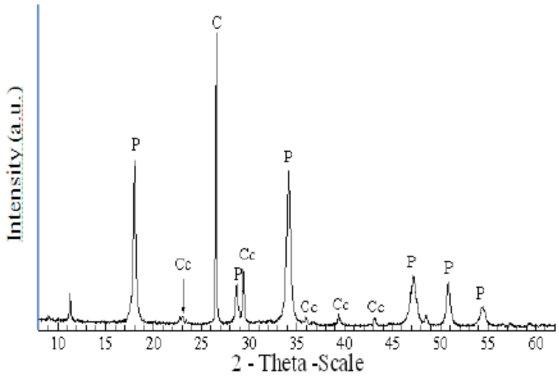
ในการศึกษาชนิดและความเป็นผลึกของสารประกอบในเศษอิฐมอญด้วยเทคนิค X-ray Diffraction (XRD) พบว่าโครงสร้างของเศษอิฐมอญมีความเป็นผลึกสูง และพบผลึกของ SiO_2 ในรูป Quartz เป็นหลัก (รูปที่ 3) เมื่อพิจารณาโครงสร้างความเป็นผลึกของเศษอิฐมอญเปรียบเทียบกับวัสดุปอซโซลานประเภทเถ้าลอยถ่านหินและเถ้าลอยชีวมวล พบว่าเศษอิฐมอญไม่มีโครงสร้างอสัณฐานที่ 2theta ตั้งแต่ 22-26^{o}เหมือนกับที่พบในเถ้าลอยถ่านหินและเถ้าลอยชีวมวล แต่พบโครงสร้างผลึกของควอทซ์ที่เด่นชัดที่ 2theta 26.5^{o} [3-5]



รูปที่ 3 ชนิดผลึกที่พบในเศษอิฐมอญที่วิเคราะห์ด้วยเทคนิค XRD (Q=Quartz)

ผลการวิเคราะห์ชนิดและความเป็นผลึกของกากแคลเซียมคาร์ไบด์ด้วยเทคนิค XRD แสดงผลดังรูปที่ 4 พบว่าในกากแคลเซียมคาร์ไบด์ประกอบด้วยผลึกของ CaO ในรูปพอร์ตแลนไดต์ (Portlandite) เป็นส่วนใหญ่ นอกจากนี้ยังพบผลึกของแคลเซียมคาร์บอเนต หรือแคลไซต์ (Calcite ซึ่งการพบผลึกของ Calcite แสดงว่าเกิดขบวนการคาร์บอเนชั่นระหว่างแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) กับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในอากาศ

ในช่วงที่มีการกองทิ้งกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในที่โล่ง เช่นลานทิ้งตะกอนภายในโรงงาน



รูปที่ 4 ชนิดผลึกที่พบในกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่วิเคราะห์ด้วยเทคนิค XRD (P=Portlandite และ Cc=Calcite)

2.2 การออกแบบการทดลองและวิธีการทดสอบ

การศึกษาการนำเศษอิฐมอญมาใช้ในงานคอนกรีต ได้แบ่งแนวทางการศึกษาออกเป็นสองส่วนใหญ่ ๆ คือ ส่วนที่ 1) การศึกษาการนำเศษอิฐมอญมาใช้แทนที่มวลรวมละเอียดทราย โดยศึกษาผลของปริมาณการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับทรายต่อการเปลี่ยนแปลง ค่าความถ่วงจำเพาะ อัตราการดูดซึมน้ำ การเปลี่ยนแปลงค่าหน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสม และค่ากำลังรับแรงอัด และในส่วนที่ 2) การศึกษาการนำเศษอิฐมอญมาใช้เป็นวัสดุประสานแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน เศษอิฐมอญที่มีขนาดความละเอียดผ่านตะแกรงเบอร์ 325 ถูกนำมาผสมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ ในอัตราส่วนต่าง ๆ เพื่อหาอัตราส่วนระหว่างเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CB:CCR) ที่เหมาะสมต่อการพัฒนาค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ระยะบ่มต่าง ๆ ในสภาพการบ่มในน้ำที่อุณหภูมิปกติ และการนำเศษอิฐมอญขนาดความละเอียดผ่านตะแกรงเบอร์ 325 มาแทนที่ปูนซีเมนต์บางส่วน ศึกษาการพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ ที่บ่มภายใต้อุณหภูมิและความดันที่สูงด้วยการอบไอน้ำ ซึ่งมีรายละเอียดวิธีการศึกษาดังนี้

2.2.1 การศึกษาผลของการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญ

ในการศึกษาผลของการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญต่อค่าความถ่วงจำเพาะ อัตราการดูดซึมน้ำ หน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสมเศษอิฐมอญ เศษอิฐมอญที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับทรายถูกนำมาแทนที่ทรายในปริมาณร้อยละ 0, 25 และ 50 โดยน้ำหนัก เพื่อศึกษาถึงการเปลี่ยนแปลงค่าความถ่วงจำเพาะ และอัตราการดูดซึมน้ำ ตามวิธีมาตรฐาน ASTM C 128-93 สำหรับการศึกษาผลการแทนที่ทรายต่อการเปลี่ยนแปลงค่าหน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสม ได้กำหนดสัดส่วนของมวลรวมละเอียดต่อมวลรวมหยาบโดยน้ำหนัก 6 อัตราส่วนคือ 0:100, 20:80, 40:60, 60:40, 80:20 และ 100:0 โดยทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C 29/C29M-91

2.2.2 การศึกษาผลการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญต่อค่ากำลังอัดของคอนกรีต

การศึกษาผลการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณร้อยละ 0, 25 และ 50 โดยน้ำหนัก ส่วนผสมของวัสดุทดสอบ ปูนซีเมนต์ ทราย เศษอิฐมอญ หิน และค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (W/C) เท่ากับ 0.40 และ 0.70 รายละเอียดปริมาณส่วนผสมของวัสดุแต่ละชนิด แสดงดังตารางที่ 3 รวมทั้งสิ้น 6 ชุดทดลอง แต่ละส่วนผสมจะถูกนำไปเทใส่แบบลูกบาศก์ขนาด 15 x 15 x 15 ซม. ชุดละ 5 ก้อน เพื่อศึกษาการพัฒนาค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่ระยะบ่ม 7, 14 และ 28 วัน รวมทั้งสิ้น 90 ตัวอย่าง

ตารางที่ 3 ส่วนผสมของคอนกรีตและค่าอัตราส่วนปริมาณน้ำต่อซีเมนต์ (W/C)

ชุดที่	ปฏิภาคส่วนผสมของคอนกรีต (กก./ ลบ.ม.)				ค่า W/C	ระยะบ่ม
	ปูนซีเมนต์	ทราย	เศษอิฐมอญ	หิน		
1	323	907	0	951	0.40	7, 14 และ 28 วัน
2	323	680	227	951		
3	323	453.5	453.5	951		
4	323	907	0	951	0.70	
5	323	680	227	951		
6	323	453.5	453.5	951		

2.2.3 การศึกษาค่าอัตราส่วนที่เหมาะสมระหว่างเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ต่อกำลังอัดมอร์ตาร์

การศึกษาค่าอัตราส่วนที่เหมาะสมของเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CB:CCR) ทำการศึกษาทั้งหมด 5 อัตราส่วน คือ 90:10, 70:30, 50:50, 30:70 และ 10:90 ปริมาณวัสดุประสานแทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณร้อยละโดยน้ำหนัก (%B) เท่ากับ 10 และ 20 กำหนดอัตราส่วนปูนซีเมนต์ต่อทรายขนาดคละมาตรฐานเท่ากับ 1:2.75 ทำการทดสอบการไหลแผ่เพื่อให้ได้ค่า W/C ที่เหมาะสม (ค่าร้อยละการไหลแผ่ 110± 5) แล้วเทส่วนผสมลงในแบบหล่อตัวอย่างรูปลูกบาศก์ ขนาด 50 มม. x 50 มม. x 50 มม. หลังจากถอดแบบ ทำการบ่มน้ำที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 14 และ 28 วัน รวมทั้งสิ้น 120 ตัวอย่าง ทำการทดสอบกำลังอัดมอร์ตาร์ตามมาตรฐาน ASTM C 109/C 109M – 95

2.2.4 การพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ระยะบ่มต่าง ๆ

จากการศึกษาในหัวข้อ 2.1.3 ทำให้ทราบถึงอัตราส่วน CB:CCR ที่เหมาะสมที่สุดซึ่งจะเป็นอัตราส่วนที่ให้กำลังรับแรงอัดสูงสุดของมอร์ตาร์ที่ระยะบ่ม 14 - 28 วัน ในการศึกษาตอนนี้จะศึกษาถึงผลของระยะบ่มในน้ำที่อุณหภูมิห้อง ที่มีต่อการพัฒนากำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ทรงลูกบาศก์ที่เตรียมจากการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยวัสดุประสาน CB:CCR ในปริมาณร้อยละโดยน้ำหนัก (%B) เท่ากับ 0, 10 และ 20 และศึกษาการพัฒนากำลังอัดที่ระยะเวลาบ่ม 5 ค่า คือ 7, 14, 28, 45 และ 60 วัน และเปรียบเทียบผลกับมอร์ตาร์ควบคุมที่เตรียมจากปูนซีเมนต์ล้วน (OPC) รวมทั้งสิ้น 90 ตัวอย่าง ทดสอบกำลังอัดตามมาตรฐาน ASTM C 109/C 109M – 95

2.2.5 การพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ปูนซีเมนต์ผสมเศษอิฐมอญด้วยการอบไอน้ำ

การพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ในระหว่างการบ่มด้วยการอบไอน้ำ คณะผู้การศึกษาได้นำวัสดุประสานเศษอิฐมอญบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณร้อยละโดยน้ำหนัก (%B) เท่ากับ 20, 30 และ 40 ทำการทดสอบการไหลแผ่เพื่อให้ได้ค่า W/B ที่เหมาะสม แล้วเทส่วนผสมลงในแบบหล่อตัวอย่างรูปลูกบาศก์ หลังจาก 24 ชั่วโมง ทำการถอดแบบแล้วตัวอย่างจะถูกนำไปบ่มในน้ำ 16 ชั่วโมง แล้วทำการอบไอน้ำ ด้วยเครื่อง Autoclave ซึ่งในเวลา 45 – 75 นาที สามารถให้ความดันไอน้ำได้ถึง 2 Mpa หลังจากนั้นจะให้ความร้อนแก่ตัวอย่างที่อุณหภูมิ 210^{o}C และความดัน 2 ± 0.07 Mpa เป็นระยะเวลา 5 ชั่วโมง เมื่ออุณหภูมิมอร์ตาร์ลดลงเท่ากับอุณหภูมิห้อง จะทำการทดสอบกำลังอัดของมอร์ตาร์ ตามมาตรฐาน ASTM C 109/C 109M – 95 เปรียบเทียบผลการศึกษากับมอร์ตาร์ชุดควบคุมที่เตรียมจากปูนซีเมนต์ล้วน (OPC) ที่บ่มในน้ำที่อุณหภูมิปกติ ระยะบ่ม 24 ชั่วโมง และ 28 วัน

3. ผลการศึกษาและการวิเคราะห์ผลการศึกษา

3.1 การแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญต่อค่าความถ่วงจำเพาะ อัตราการดูดซึมน้ำ และหน่วยน้ำหนัก

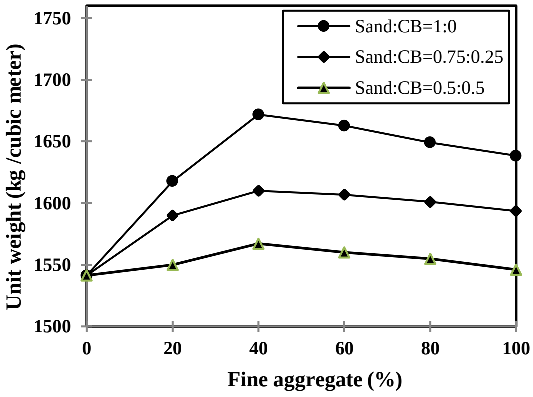
การนำเศษอิฐมอญมาแทนที่ทรายในปริมาณร้อยละ 0, 25 และ 50 โดยน้ำหนัก ส่งผลต่อค่าความถ่วงจำเพาะ(ถพ.) ของมวลรวมละเอียดผสมในสภาวะแห้งด้วยเตาอบ สภาวะอิ่มตัวผิวแห้ง ปรากฏ และค่าร้อยละการดูดซึมน้ำ เมื่อแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญร้อยละ 0, 25 และ 50 ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ผลของการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญ ต่อค่าถพ.และค่าการดูดซึมน้ำ

ชนิดมวลรวมละเอียด	ค่าความถ่วงจำเพาะ (ถพ.)			ค่าร้อยละการดูดซึมน้ำ (%)
	แห้งด้วยเตาอบ	อิ่มตัวผิวแห้ง	แบบปรากฏ	
ทรายล้วน	2.59	2.61	2.62	0.40
ทราย:เศษอิฐมอญ เท่ากับ 0.25:0.75	2.51	2.53	2.55	0.60
ทราย:เศษอิฐมอญ เท่ากับ 0.5:0.5	2.44	2.46	2.49	0.81
เศษอิฐมอญ	2.31	2.34	2.37	1.01

ค่าถพ.ของตัวอย่างทรายล้วนทั้งแบบในสภาวะแบบแห้งด้วยเตาอบ แบบอิ่มตัวผิวแห้ง และแบบปรากฏ จะมีค่ามากที่สุด เมื่อเปรียบเทียบกับค่าถพ.ของมวลรวมละเอียดทรายที่ถูกแทนที่ด้วยเศษอิฐมอญบางส่วนในปริมาณร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก และค่าถพ.ของเศษอิฐมอญล้วน ค่าถพ.แบบอิ่มตัวผิวแห้งของตัวอย่างทรายล้วน มีค่าเท่ากับ 2.61 การแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก พบว่าค่าถพ.อิ่มตัวผิวแห้งมีค่าลดลง แต่ยังอยู่ในช่วงของทรายที่ใช้ในงานก่อสร้างทั่วไปมาตรฐาน ASTM C 128-93 คือมีค่าเท่ากับ 2.40 – 2.90 ส่วนค่าถพ.อิ่มตัวผิวแห้งของเศษอิฐมอญมีค่าต่ำกว่ามาตรฐานทรายก่อสร้างทั่วไปเล็กน้อย เมื่อมีการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณที่มากขึ้น พบว่าค่าร้อยละการดูดซึมน้ำจะมีค่าเพิ่มมากขึ้น และค่าร้อยละการดูดซึมน้ำของเศษอิฐมอญล้วนมีค่าสูงสุด เนื่องจากเศษอิฐมีคุณสมบัติความเป็นรูพรุนสูง จึงสามารถดูดซึมน้ำได้ดีกว่าทราย

ในการทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสม ที่ค่าอัตราส่วนของทรายต่อหินเท่ากับ 0 : 100, 20 : 80, 40 : 60, 60 : 40, 80 : 20 และ 100:0 และค่าการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในอัตราส่วนร้อยละ 25 และ 50 แสดงผลดังรูปที่ 5



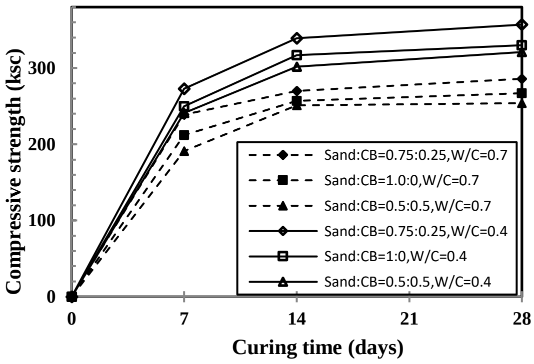
รูปที่ 5 ผลของการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญต่อค่าหน่วยน้ำหนัก

จากรูปที่ 5 หน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสมของหินและทราย จะมีค่าสูงสุดเมื่อปริมาณทรายมีปริมาณร้อยละ 40 ซึ่งสอดคล้องกับค่ามาตรฐานมวลรวมผสมงานก่อสร้างทั่วไปคือในช่วงร้อยละ 34 - 40 โดยน้ำหนัก เมื่อแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก พบว่าการแทนที่มวลรวมละเอียดผสมระหว่างทรายและเศษอิฐมอญรวมกันในปริมาณร้อยละ 40 และมวลรวมหยาบร้อยละ 60 ยังคงเป็นสัดส่วนที่ให้ค่าหน่วยน้ำหนักสูงสุด แต่มีค่าหน่วยน้ำหนักลดลงตามปริมาณการแทนที่ด้วยเศษอิฐมอญ เป็นเพราะเศษอิฐมอญมีค่าความถ่วงจำเพาะต่ำกว่าทราย เนื่องจากเศษอิฐมอญที่ใช้ในการศึกษาถูกทำให้มีขนาดเล็กด้วยการเข้าเครื่อง Los Angeles Abrasion เป็นเวลาประมาณ 3.5 ชั่วโมง เศษอิฐมอญที่ถูกบด จึงมีลักษณะรูปร่าง ไม่กลมมน แต่มีความเป็นเหลี่ยมมุมมากกว่าทรายก่อสร้างซึ่งเป็นทรายธรรมชาติ เมื่อถูกบดอัดจึงมีช่องว่างระหว่างอนุภาคมากกว่าทรายก่อสร้าง ความสามารถในการอัดแน่นจึงน้อยกว่าทรายที่มีรูปร่างกลมมนกว่า แต่อย่างไรก็ตามการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณไม่เกินร้อยละ 50 ให้ค่าหน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสมอยู่ในเกณฑ์สำหรับใช้งานคอนกรีตปกติ (normal weight concrete) คืออยู่ในช่วง 1,520 -1,680 kg/m^3

3.2 ผลของการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญต่อค่ากำลังอัดของคอนกรีต

ในการศึกษาการใช้เศษอิฐมอญขนาดคละแทนที่ทรายในปริมาณร้อยละ 25 และ 50 แสดงผลดังรูปที่ 6 พบว่าการเพิ่มระยะบ่มจาก 7, 14 และ 28 วัน ทำให้เกิดการพัฒนากำลังอัดที่มากขึ้นของทั้งลูกบาศก์คอนกรีตที่เตรียมจากทรายล้วนและลูกบาศก์ที่เตรียมจากทรายผสมด้วยเศษอิฐมอญ

บางส่วนที่ร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก การพัฒนาค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่เตรียมจากมวลรวมละเอียดทรายล้วนและทรายผสมเศษอิฐมอญในปริมาณร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก ที่ค่า W/C เท่ากับ 0.4 และ 0.7 มีแนวโน้มที่เหมือนกัน พบว่าเมื่อแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญขนาดคละใกล้เคียงกับทรายในปริมาณร้อยละ 25 ให้ค่ากำลังอัดคอนกรีตสูงกว่าการใช้ทรายล้วนเป็นมวลรวมละเอียดในทุกระยะบ่ม แต่เมื่อเพิ่มปริมาณการแทนที่ทรายเป็นร้อยละ 50 ค่ากำลังอัดของคอนกรีตลดลงอย่างเห็นได้ชัด

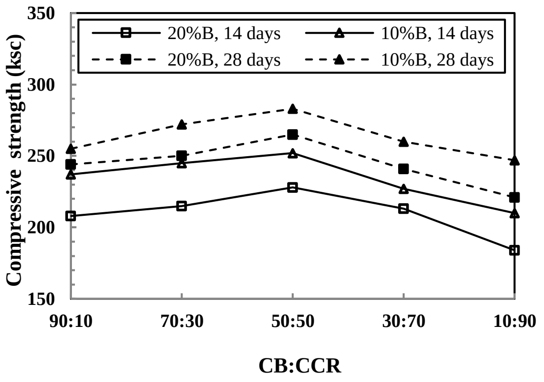


รูปที่ 6 ค่ากำลังอัดของคอนกรีตที่เตรียมจากมวลรวมละเอียดทรายล้วนและทรายผสมด้วยเศษอิฐมอญที่ระยะบ่มต่างๆ

การนำเศษอิฐมอญที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับทรายมาใช้แทนที่ทรายในปริมาณที่ร้อยละ 25 ช่วยให้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น เนื่องจากเศษอิฐมอญมีรูปร่างที่กลมมนน้อยกว่าทราย การยึดเกาะเกี่ยวกันระหว่างอนุภาคที่มีเหลี่ยมมุม จึงมีมากกว่าอนุภาคที่ผิวเรียบและกลมมน และความละเอียดที่มากกว่า จึงช่วยเติมเต็มช่องว่างต่าง ๆ ระหว่างมวลรวมหยาบภายในคอนกรีตได้ดีกว่า แต่เมื่อนำเศษอิฐมอญมาใช้แทนที่ทรายในปริมาณที่มากเกินไป กลับทำให้ค่ากำลังอัดคอนกรีตลดลง เป็นผลเนื่องจากวัสดุที่มีความเป็นเหลี่ยมมุม ไม่กลมมน และมีความละเอียดสูงกว่า จึงมีค่าสัดส่วนพื้นที่ผิวต่อปริมาตรสูงกว่าวัสดุกลมมน เรียบ และไม่ขรุขระ ดังนั้นการแทนที่ทรายด้วยเศษอิฐมอญในปริมาณที่มากเกินไป เศษอิฐมอญจะไม่ได้ทำหน้าที่เป็นวัสดุช่วยเติมเต็มโพรงช่องว่างภายในคอนกรีต แต่ทำให้พื้นที่ผิวภายในคอนกรีตเพิ่มมากขึ้น และทำให้ปริมาณความต้องการปูนซีเมนต์ในซีเมนต์เพสท์มากขึ้นเพื่อที่จะทำให้กำลังอัดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับคอนกรีตที่ใช้มวลรวมละเอียดเป็นทรายล้วน[6-7]

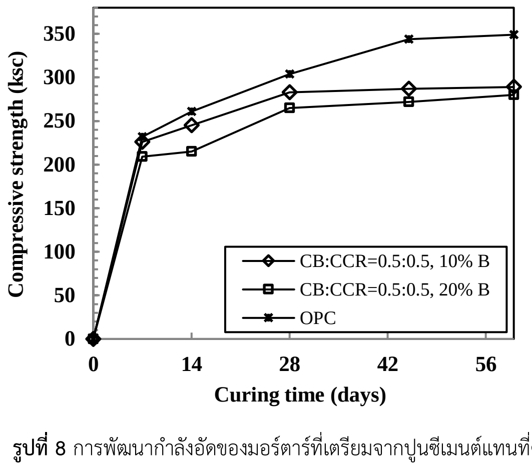
3.3 ผลการศึกษาอัตราส่วนผสมระหว่างเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ และระยะบ่มต่อการพัฒนากำลังอัดมอร์ตาร์

ในการศึกษาเพื่อหาอัตราส่วนผสมที่เหมาะสมระหว่างเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ ที่ให้ค่ากำลังอัดมอร์ตาร์มากที่สุด โดยทำการทดสอบส่วนผสม ที่ 5 อัตราส่วน ที่ร้อยละการแทนที่ปูนซีเมนต์โดยน้ำหนักเท่ากับ 10 และ 20 ที่ระยะเวลาบ่ม 14 และ 28 วัน แสดงผลดังรูปที่ 7 มอร์ตาร์ที่เตรียมจากอัตราส่วนผสมระหว่าง CB:CCR เท่ากับ 50:50 ที่ปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ร้อยละ 10 และ 20 โดยน้ำหนัก เป็นค่าอัตราส่วนผสมที่ดีที่สุดซึ่งสามารถให้ค่ากำลังรับแรงอัดมากกว่าอัตราส่วนผสมอื่น ๆ และการเพิ่มปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์จากร้อยละ 10 เป็นร้อยละ 20 ส่งผลให้ค่ากำลังอัดที่ระยะบ่มทั้ง 14 และ 28 วันลดลง เนื่องจากการลดปริมาณวัสดุประสานปูนซีเมนต์ด้วยการแทนที่ด้วยเศษอิฐมอญผสมกากคาร์ไบด์ ทำให้ปริมาณผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ลดลง นอกจากนี้หากเศษอิฐมอญสามารถทำปฏิกิริยากับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ได้ และเกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานได้ จะเป็นปฏิกิริยาปอซโซลานซึ่งเกิดได้ช้ากว่าปฏิกิริยาไฮเดรชั่น จะส่งผลต่อกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่อายุบ่มตั้งแต่ 28 วันขึ้นไป



รูปที่ 7 ผลของอัตราส่วนผสมระหว่างเศษอิฐมอญต่อกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CB:CCR) ต่อค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่ระยะบ่ม 14 และ 28 วัน

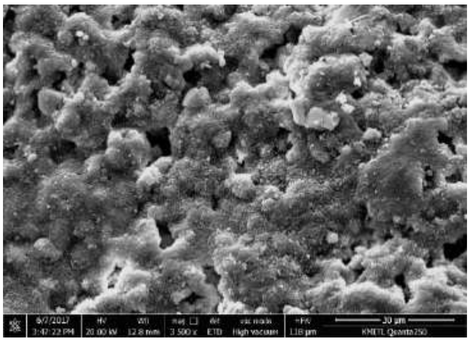
เมื่อทำการศึกษาการพัฒนากำลังอัดมอร์ตาร์ที่อัตราส่วนผสมระหว่าง CB:CCR เท่ากับ 50:50 ที่ระยะบ่มนานกว่า 28 วัน เพื่อทราบถึงการพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ ซึ่งเป็นผลเนื่องจากปฏิกิริยาปอซโซลาน พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดของมอร์ตาร์ที่ปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ทั้งที่ร้อยละ 10 และ 20 จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อระยะบ่มมากขึ้นแสดงรูปที่ 8



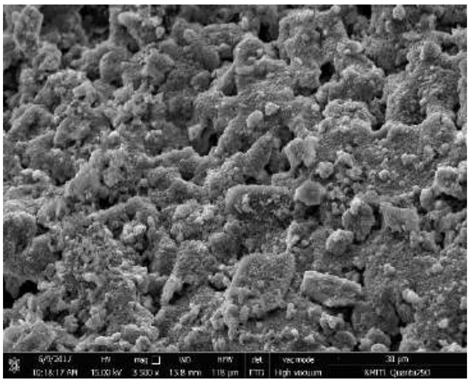
รูปที่ 8 การพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่เตรียมจากปูนซีเมนต์แทนที่ด้วยเศษอิฐมอญผสมกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ระยะบ่มต่าง ๆ

ในการศึกษาลักษณะโครงสร้างภายนอกด้วยกล้อง SEM ของมอร์ตาร์ที่เป็นผลจากการนำเศษอิฐมอญและกากแคลเซียมคาร์ไบด์มาแทนที่ปูนซีเมนต์ ที่อัตราส่วน CB:CCR เท่ากับ 50:50 ปริมาณวัสดุประสานแทนที่

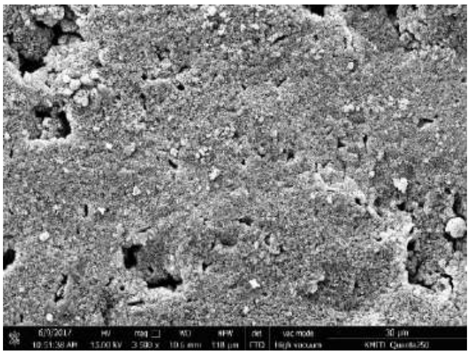
ปูนซีเมนต์ร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก ระยะเวลาบ่ม 7, 45 และ 60 วัน แสดงดังรูปที่ 9 ภาพSEM ของตัวอย่างมอร์ตาร์ที่อายุบ่ม 7 วัน (รูปที่ 9 (ก)) แสดงโครงสร้างที่เป็นโพรงกระจายทั่วไปในเนื้อมอร์ตาร์ แต่เมื่อระยะบ่มเพิ่มมากขึ้นเป็น 45 และ 60 วัน เห็นได้ว่าโครงสร้างของตัวอย่างมอร์ตาร์มีการกระจายของโพรงน้อยลงมีความทึบแน่นมากขึ้น ตัวอย่างมอร์ตาร์ที่อายุบ่ม 60 วันจะมีโครงสร้างทึบแน่นมากที่สุด (รูปที่ 9 (ค)) เมื่อเปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ที่อายุบ่ม 45 วัน (รูปที่ 9 (ข)) เป็นผลเนื่องจากเกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานเพิ่มมากขึ้นเมื่อระยะบ่มมากขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาในรูปที่ 8



(ก)



(ข)



(ค)

รูปที่ 9 ภาพ SEM ที่กำลังขยาย 3,500 เท่าของมอร์ตาร์ปูนซีเมนต์แทนที่เศษอิฐมอญผสมกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่อายุบ่ม (ก) 7 วัน (ข) 45 วัน และ (ค) 60 วัน

จากผลการศึกษากำลังอัดของมอร์ตาร์ ที่เตรียมจากปูนซีเมนต์แทนที่ด้วยเศษอิฐมอญผสมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่อัตราส่วน CB:CCR เท่ากับ 50:50 ที่ระยะบ่มตั้งแต่ 7, 14 และ 28 วัน พบว่ามอร์ตาร์มีค่ากำลังอัดน้อยกว่ามอร์ตาร์ควบคุมที่เตรียมจากปูนซีเมนต์เพียงอย่างเดียว และการเพิ่มปริมาณการแทนที่ปูนซิเมนต์จากปริมาณร้อยละ 10 เป็นร้อยละ 20 ทำให้ค่ากำลังอัดลดลง แสดงว่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ในระยะแรกคือในช่วง 28 วัน มาจากผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานของปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์เป็นหลัก

เมื่อศึกษากำลังอัดมอร์ตาร์ที่อายุบ่มตั้งแต่ 28 ขึ้นไปจนถึง 60 วัน พบว่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ที่เตรียมจากเศษอิฐมอญผสมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์เพิ่มขึ้นเล็กน้อย และแตกต่างจากค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ควบคุมอย่างชัดเจน การลดปริมาณปูนซีเมนต์ลงร้อยละ 10 และ 20 ด้วยการแทนที่ด้วยเศษอิฐมอญผสมกากแคลเซียมคาร์ไบด์ ทำให้ผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานจากปฏิกิริยาปอซโซลานเกิดได้น้อยลง ไม่สามารถทดแทนการลดปริมาณปูนซีเมนต์ได้ จากผลการวิเคราะห์ XRD ของเศษอิฐมอญซึ่งแสดงถึงโครงสร้างผลึกของซิลิกาอย่างชัดเจน แตกต่างจากวัสดุปอซโซลานประเภทเถ้าลอยถ่านหิน และเถ้าลอยชีวมวล ที่มีโครงสร้างซิลิก้าแบบอสัณฐาน ซึ่งลักษณะโครงสร้างแบบอสัณฐานของซิลิกาจะว่องไวต่อการเกิดปฏิกิริยาปอซโซลานกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ได้ดีกว่า แม้ว่ากากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้มีค่า pH สูงถึง 12.6 แต่ไม่สามารถสลายโครงสร้างผลึก และทำปฏิกิริยาปอซโซลานกับเศษอิฐมอญได้ดีเท่าที่ควร ในสภาวะการบ่มที่อุณหภูมิและความดันบรรยากาศปกติได้ จึงทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานได้น้อยกว่ามอร์ตาร์ควบคุม

3.4 ผลการศึกษาการพัฒนากำลังอัดมอร์ตาร์ปูนซีเมนต์ผสมเศษอิฐมอญบ่มด้วยไอน้ำ

เมื่อพิจารณาผลการศึกษาการพัฒนากำลังอัดมอร์ตาร์ด้วยการอบไอน้ำ ค่ากำลังอัดเฉลี่ยของชุดมอร์ตาร์ที่เตรียมจากการใช้เศษอิฐมอญบดแทนที่ปูนซีเมนต์ในปริมาณร้อยละ 20, 30 และ 40 โดยน้ำหนัก ทำการบ่มในน้ำ 16 ชั่วโมงและอบไอน้ำเป็นเวลา 5 ชั่วโมง เปรียบเทียบกับมอร์ตาร์ควบคุม (OPC) ที่บ่มในน้ำที่อุณหภูมิปกติ แสดงผลดังตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ค่าร้อยละการไหลแผ่และค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์

ชุดทดสอบ	สภาวะการบ่ม	ค่า W/B	ค่าร้อยละการไหลแผ่	ค่าเฉลี่ยกำลังอัด (ksc.)
OPC	บ่มในน้ำที่อุณหภูมิห้อง 1 วัน	0.58	106	205
OPC	บ่มในน้ำที่อุณหภูมิห้อง 28 วัน	0.58	106	310
OPC80%+CB20%	บ่มในน้ำที่อุณหภูมิห้อง 16 ชม. แล้วอบไอน้ำ 5 ชม.	0.64	106	321
OPC70%+CB30%		0.66	108	298
OPC60%+CB40%		0.68	108	249

จากผลการศึกษาพบว่าการนำเศษอิฐมอญบดละเอียดที่ผ่านตะแกรงขนาด 325 ไปแทนที่ปูนซีเมนต์ในมอร์ตาร์ที่ปริมาณร้อยละ 20 โดยน้ำหนักและการบ่มด้วยไอน้ำสามารถเร่งกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่อายุบ่มภายใน 24 ชั่วโมง ให้มีค่ากำลังอัดเทียบเท่ากับมอร์ตาร์ปูนซีเมนต์ล้วนที่อายุบ่ม 28 วัน

ในสภาวะการบ่มชื้นที่อุณหภูมิ และความดันบรรยากาศปกติ เนื่องจากการเติมวัสดุที่มีความละเอียดและมีองค์ประกอบเป็นซิลิกาในปริมาณมากสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่เกิดจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่นของปูนซีเมนต์ จึงทำให้เกิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานกลุ่ม C-S-H โดยเฉพาะผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานชนิด tobermerite ($C_6S_6H_5$) สามารถแทรกไปในโพรงช่องว่างต่างๆ ทำให้ค่ากำลังอัดเพิ่มมากขึ้นและการซึมผ่านของน้ำลดลง [8] นอกจากนี้ซิลิกาที่มีโครงสร้างเป็นผลึกสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ในสภาวะการบ่มด้วยไอน้ำได้ดีกว่าซิลิกาที่มีโครงสร้างแบบอสัณฐาน [8 -10]

เมื่อกำหนดค่าการไหลแผ่ให้อยู่ในเกณฑ์ร้อยละ 110$\pm$5 พบว่ามอร์ตาร์ที่เตรียมจากปูนซีเมนต์ผสมเศษอิฐมอญมีความต้องการปริมาณน้ำมากกว่ามอร์ตาร์ชุดควบคุม และการเพิ่มปริมาณเศษอิฐมอญจากร้อยละ 20 เป็นร้อยละ 30 และ 40 โดยน้ำหนัก ยิ่งทำให้ค่า W/B สูงขึ้นตามปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเศษอิฐมอญ จึงส่งผลทำให้ค่ากำลังอัดของมอร์ตาร์ลดลง เป็นเพราะเศษอิฐมอญมีความเป็นรูพรุนและรูปร่างไม่กลมมน มีช่องว่างระหว่างอนุภาคมากกว่า จึงมีความต้องการน้ำมากกว่าในการทำให้คอนกรีตข้นเหลวหรือการเทได้[11]

4. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

การนำเศษอิฐมอญมาใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีต สามารถสรุปผลการศึกษาความเป็นไปได้เบื้องต้นได้ดังนี้

1) ผลการวิเคราะห์ชนิดโลหะออกไซด์ในเศษอิฐมอญด้วยเทคนิค XRF เปรียบเทียบกับเกณฑ์กำหนดทางเคมีของความเป็นวัสดุปอซโซลาน ตามมาตรฐาน ASTM C 618 พบว่าเศษอิฐมอญมีชนิด และปริมาณของโลหะออกไซด์เป็นไปตามข้อกำหนดดังกล่าว และจากผล XRD พบว่าเศษอิฐมอญมีโครงสร้างที่มีความเป็นผลึกควอทซ์ ไม่พบโครงสร้างอสัณฐานของซิลิกา ที่ 2 theta ตั้งแต่ 22-26^{o}เหมือนกับที่พบในวัสดุปอซโซลานประเภทเถ้าลอยถ่านหินและเถ้าลอยชีวมวล

2) เศษอิฐมอญที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับทราย เมื่อนำไปใช้แทนที่ทรายในปริมาณ ร้อยละ 25 และ 50 โดยน้ำหนัก พบว่าให้ค่าสัดส่วนมวลรวมละเอียดต่อมวลรวมหยาบที่ให้ค่าหน่วยน้ำหนักมวลรวมผสมสูงสุดเท่ากับ 40:60 ซึ่งเป็นสัดส่วนเดียวกับการใช้ทรายล้วนเป็นมวลรวมละเอียด หน่วยน้ำหนักของมวลรวมผสมที่ใช้ทรายผสมเศษอิฐมอญมีค่าลดลง แต่ยังอยู่ในเกณฑ์การใช้งานสำหรับคอนกรีตปกติ

3) เศษอิฐมอญที่มีขนาดคละใกล้เคียงกับทรายสามารถนำไปใช้แทนที่ทรายได้ในปริมาณที่เหมาะสม (ไม่เกินร้อยละ 25 โดยน้ำหนัก) จะให้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตสูงกว่าคอนกรีตควบคุม เนื่องจากเศษอิฐมอญมีความกลมมนน้อยกว่าทราย การยึดเกี่ยวระหว่างอนุภาคที่มีเหลี่ยมมุม เศษอิฐมอญขนาดคละจึงทำหน้าที่เป็นวัสดุช่วยเติมเต็มช่องว่างต่างๆ ในคอนกรีตได้ดี

4) การนำเศษอิฐมอญขนาดละเอียดที่ผ่านตะแกรงขนาด 325 มาเป็นวัสดุทดแทนปูนซีเมนต์บางส่วน เพื่อการพัฒนากำลังอัดของมอร์ตาร์นั้น พบว่าโครงสร้างของซิลิกาที่เป็นองค์ประกอบหลักของเศษอิฐมอญมีความเป็นผลึกที่แข็งแรง สลายโครงสร้างได้ยากจึงไม่สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานกับสารละลายด่าง เช่นกากแคลเซียมคาร์ไบด์ได้ดี ที่อุณหภูมิและความดันบรรยากาศปกติ

5) การนำเศษอิฐมอญขนาดละเอียดผสมกับปูนซิเมนต์ในปริมาณที่เหมาะสม (ไม่เกินร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก) และทำการบ่มด้วยไอน้ำเป็นระยะเวลา 5 ชั่วโมง สามารถเร่งกำลังอัดของมอร์ตาร์ที่อายุบ่มไม่เกิน 24 ชั่วโมง ให้มีค่ากำลังอัดใกล้เคียงกับมอร์ตาร์ที่เตรียมจากปูนซีเมนต์ล้วนที่อายุบ่ม 28 วันได้

จากผลการศึกษาเบื้องต้นของการนำเศษอิฐมอญที่เป็นของเสียมาใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีตนั้น พบว่าเศษอิฐมอญที่มีขนาดและปริมาณที่เหมาะสมมีประโยชน์ในด้านการเป็นมวลรวมละเอียดทดแทนทรายได้บางส่วน และเป็นวัสดุประสานทดแทนปูนซีเมนต์บางส่วนในงานคอนกรีตอบไอน้ำได้ อย่างไรก็ตาม ควรที่จะศึกษาถึงผลของการแทนที่ด้วยเศษอิฐมอญ ต่อสมบัติทางวิศวกรรมด้านอื่นๆ นอกจากการศึกษาผลต่อค่ากำลังอัด เช่น ความสามารถในการเทของคอนกรีตสด กำลังรับแรงดึงแยก กำลังรับแรงดัด การหดตัวแบบแห้ง การทนต่อสารละลายซัลเฟต นอกจากนี้ควรทำการศึกษาโครงสร้างทางจุลภาค ได้แก่ SEM ร่วมกับ EDX, XRD, DTA และ TGA เพื่อเข้าใจถึงการเปลี่ยนแปลงลักษณะทางโครงสร้างภายใน ชนิดผลิตภัณฑ์เชื่อมประสานที่เกิดขึ้น ซึ่งเป็นผลจากการปฏิกิริยาเคมีเนื่องจากการบ่มด้วยไอน้ำ

เอกสารอ้างอิง

[1] Tanalapsakul, A. (1998). Document from M Thai industrial company limited, May. *M Thai industrial company limited*. Samutsakorn, Thailand.

[2] Cardoso, F.A., Fernandes, H. C., Pileggi, R.G., Cincotto, M.A., and John, V.M. (2009). Carbide lime and industrial lime characterization. *Powder Technology,* 195, pp.143-149.

[3] Anderson D., Roy A., Seals R.K., Carledge F.K., Akhter H. and Jones S.C. (2000). A preliminary assessment of the use of an amorphous silica residual as a supplementary cementing material. *Cement Concrete Res*earch, 30, 437-445.

[4] Davarz M. and Gunduz L. (2005) Engineering properties of amorphous silica as a new natural pozzolan for use in concrete. *Cement Concrete Research*, 35, pp. 1251-1261.

[5] Vichan S., Rachan R. and Horpibulsuk, S. (2013). Strength and Microstructure Development in Bangkok clay stabilized with Calcium carbide residue and Biomass ash. *Science Asia*, 39, pp. 186-193.

[6] Singh, S., Tiwari, A., Nagar, R. and Agrawal V. (2016). Feasibility as potential substitute for natural sand: A comparative study between granite cutting waste and

marble slurry. *Procedia Environmental Sciences,* 35, pp. 571-582.

[7] Balasubramanian, J., Gopal, E. and Periakaruppan, P. (2016). Strength and microstructure of motar with sand substitutes. *Gradevinar*. 68(1), pp. 41-49.

[8] Jupe, A.C., Wilkinson, A. P., Luke, k. and Funkhouser, G.P. (2008). Class H cement hydration at 180^{o}C and high pressure in the presence of added silica. *Cement and Concrete Research*, 38(5), pp. 660-666.

[9] Luke, K. (2004). Phase studies of pozzolanic stabilized calcium silicate hydrates at 180^{o}C. *Cement and Concrete Research*, 34(9), pp. 1725–1732.

[10] Alawad, O.M., Alhozaimy, A., Jaafar, M.S., Aziz, F. N. A. and Al-Negheimish, A. (2015). Effect of autoclave curing on the microstructure of blended cement mixture incorporating ground dune sand and ground granulated blast furnace slag. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(3), pp. 381-390.

[11] Polat, R., Yadollahi, M. M., Aagsoz, A. E. and Arasan., S.(2013). The correlation between aggregate shape and compressive strength of concrete: Digital image processing approach. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research* 2(3), pp. 62–80.

การวิจัยศึกษากำลังอัดและกำลังดัดของมอร์ต้าโดยวิธีการอัดขึ้นรูปที่มีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นและเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน

Study of Compressive Strength and Flexural Strength of Mortar by Compression Molding Method by Replacing Sand with Stone Dust and Reinforced with Palm Oil Fibers

อำพล แพรสิน[1] และ มาโนช สรรพกิจทิพากร[2]

[1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ
[2] ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: manote.s@eng.kmutnb.ac.th*

บทคัดย่อ

การวิจัยประยุกต์ใช้วิธีการอัดขึ้นรูปเพื่อผลิตมอร์ต้าที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน และมีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น และศึกษาผลกระทบของการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นและการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่มีต่อกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดัด โดยเตรียมตัวอย่างมอร์ต้าทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.16 เซนติเมตร สูง 11.68 เซนติเมตร สำหรับการทดสอบกำลังอัด และตัวอย่างคานขนาด 10×10×35 เซนติเมตร สำหรับการทดสอบกำลังดัด ในการศึกษานี้มีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นในอัตราส่วนร้อยละ 60 และ 100 โดยน้ำหนัก และมีการผสมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่อัตราส่วนร้อยละ 2, 4, และ 6 โดยปริมาตร แล้วทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดัดในอายุการบ่ม 28 วัน จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ในกรณีที่ไม่มีการผสมเส้นใยปาล์มน้ำมัน การแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นที่ร้อยละ 60 ให้ค่ากำลังรับแรงอัดมากที่สุด แต่เมื่อมีการผสมเส้นใยปาล์มน้ำมัน พบว่าปริมาณเส้นใยปาล์มน้ำมันที่เพิ่มขึ้นทำให้กำลังรับแรงอัดมีค่าลดลง อย่างไรก็ตาม เส้นใยปาล์มน้ำมันนั้นช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดัดอย่างมาก ทั้งค่ากำลังรับแรงดัดคงค้างและความเหนียวดัด

คำสำคัญ: เส้นใยน้ำปาล์มน้ำมัน หินฝุ่น, การแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น, มอร์ต้าเสริมเส้นใย, การขึ้นรูปด้วยการอัด

Abstract

This research applied a compression molding process to produce a mortar, in which a replacement of sand with limestone dust (at 60 and 100% by mass of sand) and a reinforcement of oil palm fiber (at 2, 4, and 6% by volume fraction) are incorporated. The effect of the dust and the fiber on the compressive and flexural strength of the mortar was then investigated. For compressive strength testing, the 10.16-cm diameter and 11.68-cm high mortar cylinder was employed. For flexural strength testing, the specimen was 10 × 10 × 35 cm mortar beam. Both test were conducted after 28 days of curing. The results showed that, in case of no fiber, the 60 percent replacement of sand by stone dust achieves the highest compressive strength. When the fiber was added, the compressive strength was decreased. However, the fiber inclusion greatly enhances the flexural performance such as residual flexural strength and flexural toughness.

Keywords: oil palm fiber, Stone dust, Replace sand, Mortar reinforced fiber

1. บทนำ

คุณสมบัติทั่วไปของคอนกรีตนั้นแข็งเปราะ รับแรงดึงและแรงดัดได้น้อย จึงมีการเสริมเสมรรถภาพเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพของคอนกรีตนั้นให้สูงขึ้น การเสริมสมรรถภาพของคอนกรีตนั้นสามารถทำได้โดยใช้ระบบคอนกรีตเสริมแรง โดยการนำวัสดุอื่นที่สามารถรับแรงดึงได้ เช่น เส้นใย มาผสมในคอนกรีตเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับแรง โดยอาจกล่าวได้ว่าคอนกรีตรับแรงอัดและไฟเบอร์รับแรงดึง ถึงแม้ว่าในช่วงแรกหลังจากที่คอนกรีตเริ่มแข็งตัว คอนกรีตและไฟเบอร์จะร่วมกันรับแรงดึงจนถึงสถาวะที่คอนกรีตไม่สามารถรับแรงดึงได้ โดยประโยชน์ของคอนกรีตเสริมเส้นใยประกอบด้วยการเพิ่มกำลังรับแรง ลดการแตกร้าว จึงพยายามใส่ให้มากขึ้นเพื่อเสริมแรง แต่ว่าการขึ้นรูปปกติด้วยการเทเข้าแบบมีข้อจำกัดการใช้ปริมาณเส้นใย ปกติใช้เส้นใยได้เพียงร้อยละ 1 ถึง 2 โดยปริมาตรเท่านั้น หากต้องการเพิ่มปริมาณเส้นใยให้มากขึ้น จำเป็นต้องอาศัยการกระทำทางกลเข้ามาช่วย ในการศึกษานี้ประยุกต์ใช้วิธีการขึ้นรูปด้วยการกดอัด ทำให้ในงานวิจัยใช้เส้นใยปริมาณสูงถึงร้อยละ 2, 4, และ 6 โดยปริมาตร

ดังนั้นทางผู้วิจัยจึงได้เลือกใช้เส้นใยปาล์มน้ำมันในการเสริมสมรรถภาพทางคอนกรีต ซึ่งเส้นใยที่เลือกใช้ในงานวิจัยนี้จะเป็นเส้นใยปาล์ม และมีการ

แทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น โดยใช้การขึ้นรูปเช่นเดียวกับอิฐบล็อค เพื่อเพิ่มปริมาณเส้นใยที่สามารถใส่เพิ่มลงไปได้

เนื่องจากเส้นใยปาล์มน้ำมันเป็นของเหลือจากกระบวนการผลิตน้ำมันจากผลปาล์ม เช่นเดียวกับหินฝุ่นที่เป็นของเหลือจากกระบวนการโม่หิน

M.A.Ismail, H.B.Hashim (2008) [1] การศึกษาการพัฒนากำลังอัดและกำลังดัดของคอนกรีตด้วยเส้นใยปาล์มน้ำมัน ผลการศึกษาเบื้องต้นชี้ให้เห็นว่าเมื่อความยาวของเส้นใยเพิ่มขึ้นแนวโน้มของการเพิ่มขึ้นของเส้นใย ความยาวเส้นใย 1 ซม. และ 5 ซม. ใช้เส้นใยปาล์มน้ำมัน 0.25% และ 0.50% ของน้ำหนักซีเมนต์ตามลำดับ โดยหล่อก้อนคอนกรีตขนาด 100 x 100 x 100 มิลลิเมตรเพื่อทดสอบการรับกำลังอัด และหล่อก้อนคอนกรีตขนาด 100 x 100 x 500 มิลลิเมตรเพื่อทดสอบกำลังการรับแรงดัด ทดสอบที่อายุ 7,28 และ 90 วัน ผลการทดสอบพบว่าที่ปริมาณเส้นใย 0.25% และ 0.50% ความยาวเส้นใยที่เหมาะสมคือ 5 เซนติเมตร และ 1 เซนติเมตร ตามลำดับความยาวเส้นใยที่เหมาะสมนี้นำไปสู่การพัฒนาความแข็งแรงเพิ่มขึ้น 39%

A.K.Singh, V.Srivastava, V.C. Agarwal (2015) [2] ได้ทำการทดลองเพื่อศึกษาความสามารถในการใช้งาน และกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ทำจากหินฝุ่นเพื่อทดแทนมวลรวมที่ละเอียดในช่วง 10% - 100% คอนกรีตเกรด M25 ออกแบบโดยใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปอซโซลาน ความสามารถในการใช้งานและกำลังรับแรงอัดถูก กำหนดในระดับการทดแทนที่แตกต่างกันของมวลรวมที่ดี และระดับการทดแทนที่เหมาะสมถูกพิจารณาจากกำลังอัด ผลการศึกษาพบว่าโดยการแทนที่ 60% ของมวลรวมที่ดีด้วยหินฝุ่นคอนกรีตสามารถรับกำลังอัดได้สูงสุดเมื่อ เทียบกับการทดแทนอื่น ๆ ทั้งหมด

2. ขั้นตอนการวิจัย

2.1 วัสดุ

2.1.1 ปูนซีเมนต์

ปูนซีเมนต์ ใช้ซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1 (Ordinary Portland Cement) มีคุณสมบัติตามมาตรฐาน มอก.15 ล.12547 หรือตามมาตรฐาน ASTM C 150

2.1.2 มวลรวมละเอียด

มวลรวมละเอียด (Fine Aggregate) ใช้ทรายที่มีขนาดประมาณ 0.3-0.6 มม.

2.1.3 หินฝุ่น

หินฝุ่น (Stone Dust) ใช้หินฝุ่นจากโรงโม่หิน อ.อู่ทอง จ.สุพรรณบุรี ที่มีค่าโมดูลัสความละเอียด 4.10 และมีปริมาณคงค้างในถาดสุดท้ายไม่เกิน ร้อยละ 1.97 โดยน้ำหนัก

รูปที่ 1 หินฝุ่นจากโรงโม่หิน อ.อู่ทอง จ.สุพรรณบุรี

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของมวลรวมละเอียดและหินฝุ่น

Specification	Sand	Stone dust
ความถ่วงจำเพาะ(อิ่มตัวผิวแห้ง)	2.58	2.87
ความถ่วงจำเพาะ(แห้ง)	2.56	2.84
ความถ่วงจำเพาะ(ปรากฏ)	2.62	2.91
Fineness Modulus	2.63	4.1
การดูดซึมร้อยละ	0.91	0.86

รูปที่ 2 กราฟแสดงขนาดคละของมวลรวมละเอียดของหินฝุ่น 100% ทราย 100 % และทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60%

2.1.4 เส้นใยปาล์มน้ำมัน

เส้นใยปาล์มที่ใช้ต้องมีความยาว 5±1 เซนติเมตร ผ่านการอบที่อุณหภูมิ 105 องศาเซลเซียส เป็นระยะเวลา 24 ชั่วโมง

รูปที่ 3 เส้นใยปาล์มน้ำมัน

ตารางที่ 2 องค์ประกอบทางเคมีของเส้นใยปาล์มน้ำมัน

Chemical constituents	Composition
Cellulose	49.6%
Lignin	21.2%
Hemicellulose	18%
Pentosan	17.8%

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของเส้นใยปาล์มน้ำมัน

Properties	Value
Density (g/cm³)	0.7-1.55
Tensile strength (MPa)	0.1-0.4
Young's modulus (GPa)	1-9
Elongation at break (%)	8-18
Diameter (μm)	50-500

2.2 อัตราส่วนผสมของการทดสอบ

2.2.1 สัดส่วนปูนซีเมนต์ต่อมวลรวมละเอียดคงที่เท่ากับ 1 ต่อ 10 โดยมีการผสมเส้นใยปาล์มที่ร้อยละ 0, 2, 4 และ 6 โดยปริมาตร และมีการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นที่ร้อยละ 0, 60 และ 100 โดยน้ำหนัก

2.2.2 ทำการทดสอบ Compaction test [3] เพื่อหาค่าความหนาแน่นและปริมาณน้ำที่ต้องใช้

ตารางที่ 4 ความหนาแน่นและปริมาณน้ำที่ต้องใช้ของตัวอย่างการทดสอบ

Name	Density (g/cm^3)	OMC (%)
S100F0	2.03	9.16
S100F2	1.94	12.22
S100F4	1.88	14.64
S100F6	1.84	18.49
S40F0	2.36	7.51
S40F2	2.31	11.17
S40F4	2.26	14.23
S40F6	2.18	17.34
S0F0	2.48	6.74
S0F2	2.37	10.08
S0F4	2.33	13.10
S0F6	2.23	16.30

** หมายเหตุ S a F b

S = ทราย

a = เปอร์เซ็นต์ของทรายที่ใช้ในการทำตัวอย่าง (โดยน้ำหนัก)

F = เส้นใยปาล์มน้ำมัน

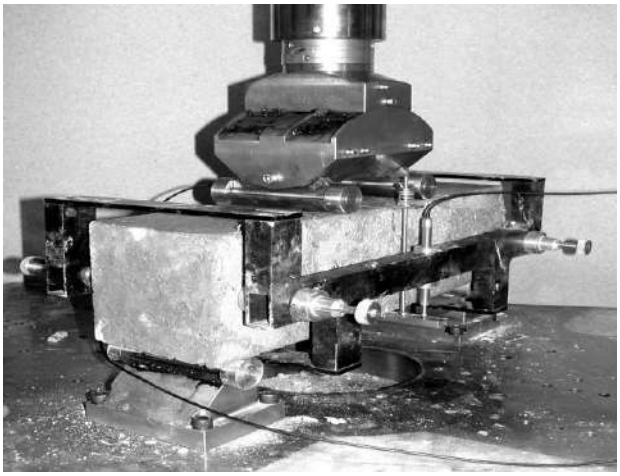
b = เปอร์เซ็นต์เส้นใยปาล์มน้ำมันที่ใช้ในการทำตัวอย่าง (โดยปริมาตร)

2.3 การเตรียมตัวอย่างการทดสอบ

เตรียมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่ได้จากโรงงานน้ำไปล้างน้ำสะอาด 3 รอบ จากนั้นนำไปอบที่อุณหภูมิ 105±5 องศาเซลเซียสเป็นระยะเวลา 24 ชั่วโมง เพื่อไม่ให้มีความชื้นภายในเส้น จากนั้นใส่น้ำตามสัดส่วนข้างต้นแล้วผสมคลุกเคล้าเป็นเวลา 90 วินาที จึงนำไปอัดขึ้นรูปเป็นทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.16 เซนติเมตร สูง 11.63 เซนติเมตร และตัวอย่างคานขนาด 10×10×35 เซนติเมตร โดยแต่ละชั้นนั้นต้องทำการขูดผิวหน้า เพื่อเพิ่มความขรุขระและป้องกันการแยกชั้นกันของก้อนตัวอย่าง เมื่อครบทั้ง 5 ชั้นแล้วจึงนำเอาออกจากแบบหล่อแล้วห่อหุ้มด้วยพลาสติกใสบาง เพื่อบ่มอากาศเป็นระยะเวลา 28 วัน

2.4 ขั้นตอนการทดสอบ

หลังจากบ่มตัวอย่างทดสอบเป็นเวลา 28 วัน จึงนำมาทดสอบกำลังรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10.16 เซนติเมตร สูง 11.63 เซนติเมตร ตามมาตารฐาน ASTM D2166 [4] และทดสอบสมรรถนะการรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบรูปทรงคาน ขนาดหน้าตัด 10x10 เซนติเมตร ยาว 35 เซนติเมตร (ระยะพาดจริง 30 เซนติเมตร) ตามมาตรฐาน ASTM C1609-12 [5] โดยการติดตั้งเครื่องมือทดสอบดังรูปที่ 4 มาตรวัดน้ำหนักเครื่อง Instron ขนาด 1500 kN มาตรวัดระยะแอ่นตัว ใช้ LVDT จำนวน 2 ตัว ในแต่ละด้านของตัวอย่าง ติดตั้งตรงตำแหน่งกึ่งกลางคาน เพื่อหาระยะแอ่นตัวเฉลี่ย โดยความคุมอัตราการแอ่นตัวให้เพิ่มขึ้นเท่ากับ 0.05 มม.ต่อนาทีและทำการทดสอบจนกระทั่งตัวอย่างเกิดการวิบัติโดยปรากฏรอยแตกร้าวเกิดขึ้นจึงเปลี่ยนอัตราการแอ่นตัวให้เพิ่มขึ้นเท่ากับ 0.2 มม.ต่อนาที จนตัวอย่างทดสอบรูปทรงคานมีระยะแอ่นตัวสุทธิ 5 มิลลิเมตร จึงหยุดการทดสอบ

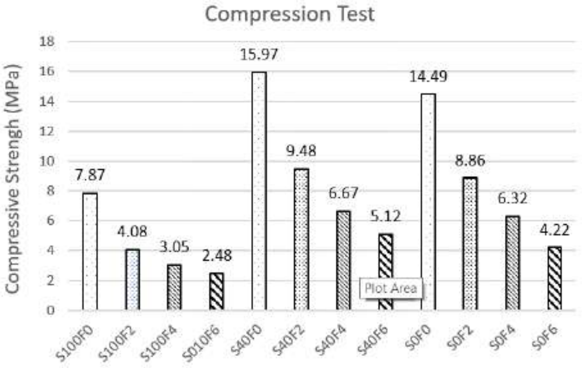


รูปที่ 4 วิธีการติดตั้งเครื่องมือทดสอบการรับแรงดัดตามมาตรฐาน ASTM C1609-12

3.ผลการทดสอบและการวิเคราะห์

3.1 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดเป็นไปดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 กราฟแสดงกำลังรับแรงอัดของทราย100% แทนที่ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% แทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น100% มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2% 4% 6% โดยปริมาตร

อย่างไรก็ตาม ในกรณีของการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่นนั้น พบว่ากำลังอัดกลับมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อสัดส่วนผสมของการแทนที่ด้วยหินฝุ่นเพิ่มมากขึ้น แต่เมื่อถึงจุดๆหนึ่งนั้นกลับให้กำลังที่ต่ำลง โดยทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% จะให้ค่ากำลังที่สูงที่สุด รองลงมาคือ การแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% และทราย 100% ซึ่งมีค่าเท่ากับ 15.97, 14.49 และ7.87 MPa ตามลำดับ

เมื่อมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร พบว่ามีค่ากำลังแรงอัดมีค่าลดลงจาก 15.97 MPa ไปเป็น 9.48, 6.67 และ 5.12 MPa ตามลำดับ (เมื่อเปรียบกับทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60%) ทั้งนี้สาเหตุของการลดลงน่าจะมาจากการเกิดช่องว่างภายในอันเนื่องจากการอัดตัวที่ไม่แน่นเมื่อเส้นใยมีปริมาณมากขึ้น รวมถึงปริมาณน้ำที่เพิ่มมากขึ้นด้วย

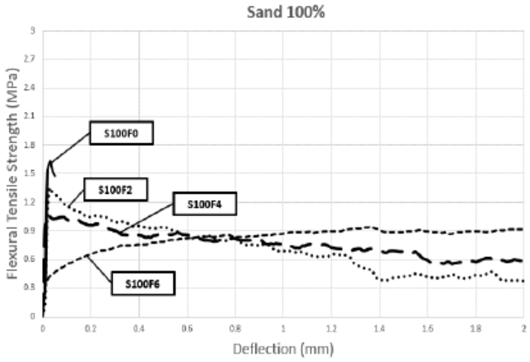
3.2 พฤติกรรมภายใต้แรงดัด

พฤติกรรมภายใต้แรงดัดของตัวอย่างคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่ 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร แสดงในรูปที่ 6 ,7 และ 8 ตามลำดับ ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดัดและระยะแอ่นตัวของของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร ตามลำดับ

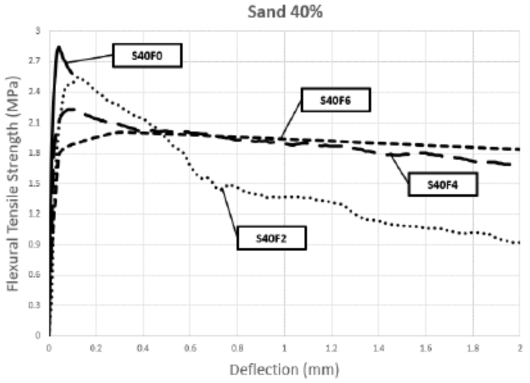
ในส่วนคานคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่ไม่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันนั้น เมื่อถึงจุดที่คานสามารถรับกำลังได้สูงสุดแล้ว จะไม่สามารถรับกำลังได้อีก ซึ่งคานที่มีทราย 40% สามารถรับกำลังได้สูงที่สุด รองลงมาคือคานที่มีทราย 0% และ 100% ตามลำดับ

เมื่อมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน จะทำให้ตัวอย่างคานสามารถรับกำลังหลังการแตกร้าวครั้งแรกได้ ซึ่งการเสริมเส้นใย 6% สามารถรับกำลังหลังการแตกร้าวครั้งแรกได้มากที่สุด รองลงมาคือ 4 และ 2% ตามลำดับ

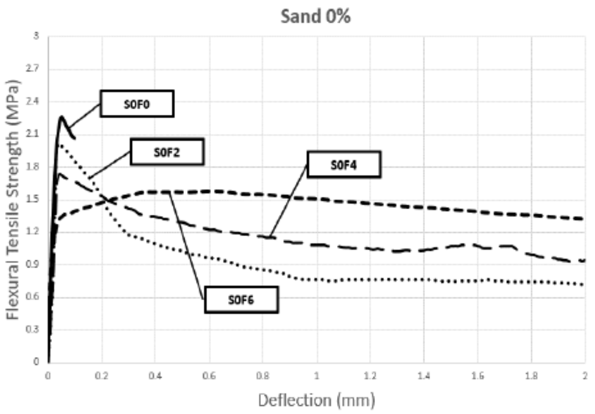
คานที่มีการเสริมเส้นใย 6% โดยปริมาตรนั้น การรับกำลังหลังการแตกร้าวครั้งแรกจะมากกว่าการแตกร้าวครั้งแรก เนื่องจากปริมาณเส้นใยที่มากขึ้น ปริมาณน้ำที่มากขึ้น นั้นก่อให้เกิดช่องว่างภายในมอร์ต้ามากขึ้น ทำให้การรับกำลังช่วงแรกนั้นรับกำลังได้น้อยกว่ากำลังของเส้นใยที่ทำหน้าที่รับกำลังหลังการแตกร้าวครั้งแรก



รูปที่ 6 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 100 % และมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร



รูปที่ 7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 40 % และมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร

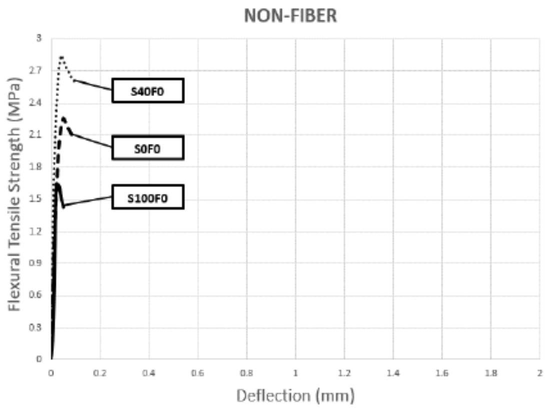


รูปที่ 8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0 % และมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร

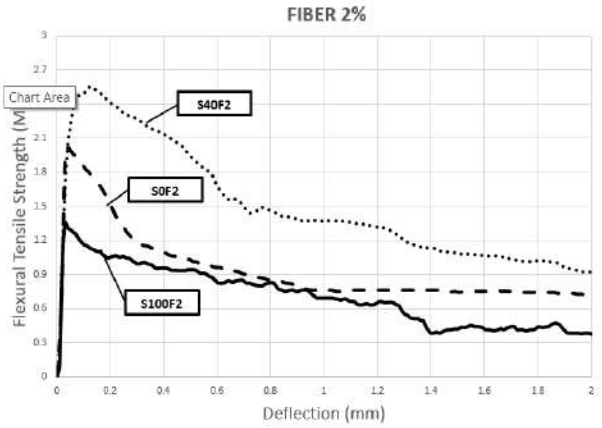
รูปที่ 8 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่ไม่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน ไม่สามารถรับแรงกระทำหลังการแตกร้าวได้ โดยตัวอย่างคานที่มีทราย 40% สามารถรับกำลังช่วงต้นได้ดีที่สุด

รูปที่ 9, 10 และ 11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่ 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร จะเห็นได้ว่าตัวอย่างคานสามารถรับกำลังดัดภายหลังการแตกแล้วได้ดียิ่งขึ้น ซึ่งความสามารถในการรับแรงดัดในช่วงหลังการแตกหักนั้นจะขึ้นอยู่กับปริมาณของเส้นใยปาล์มน้ำมัน ที่ใส่เพิ่มเข้าไป เมื่อใส่มากขึ้นจะสามารถทำให้รับกำลังได้มากขึ้น แต่จะส่งผลให้ค่ากำลังก่อนการแตกหักนั้นลดลง เนื่องจากการใส่เส้นใยปาล์มน้ำมัน เข้าไปนั้นจะเป็นการเพิ่มช่องว่างของตัวอย่างคานมอร์ต้า ทำให้ไม่สามารถรับกำลังช่วงต้นได้มาก

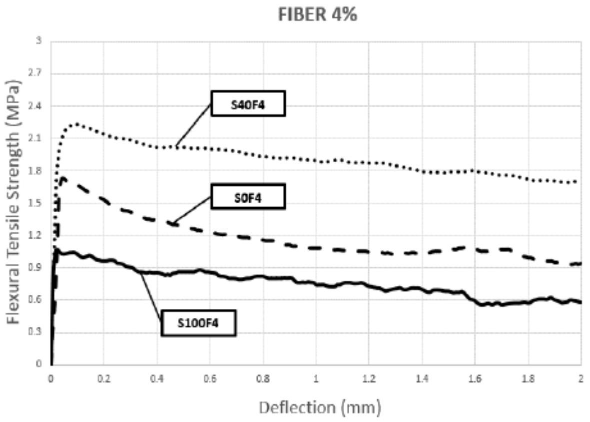
เมื่อเปรียบเทียบความสามารถในการรับกำลังดัดนั้น จะเห็นได้ว่าตัวอย่างคานที่มีทราย 40% จะสามารถรับกำลังดัดช่วงต้นได้ดีที่สุด และเมื่อเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันที่ 6% โดยปริมาตร จะสามารถรับกำลังดัดหลังการแตกร้าวได้ดีที่สุด



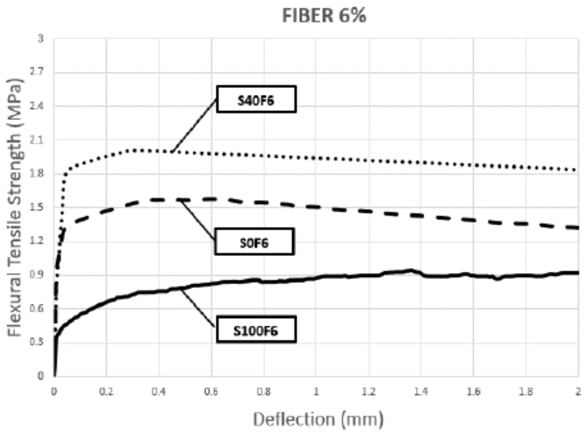
รูปที่ 9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่ไม่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน



รูปที่ 10 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 2% โดยปริมาตร



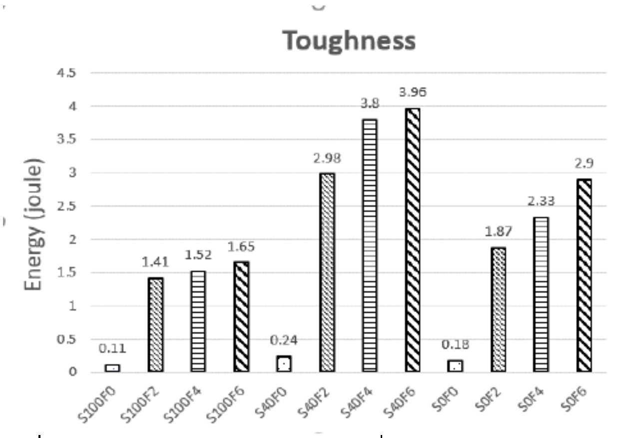
รูปที่ 11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 4% โดยปริมาตร



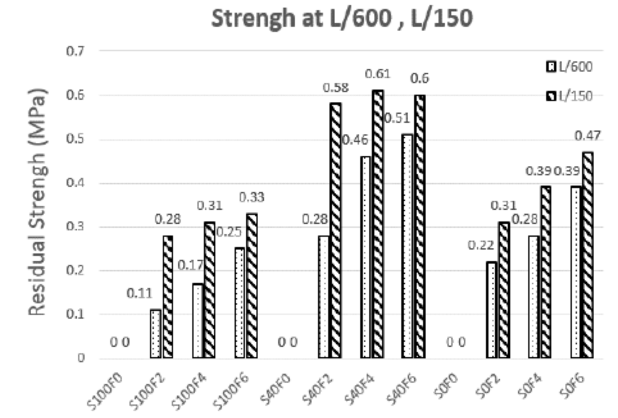
รูปที่ 12 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังและระยะแอ่นตัวสุทธิของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 6% โดยปริมาตร

3.4 ค่าความเหนียว

จากผลการทดสอบสมรรถนะการรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบรูปทรงคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% และมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน สามารถนำมาวิเคราะห์หาค่าความเหนียวตามมาตรฐาน ASTM C1609 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเส้นใยปาล์มน้ำมัน ที่เสริมเข้าไปนั้นสามารถเพิ่มประสิทธิภาพด้านการรับแรงดัดและความสามารถในการดูดซับพลังงานของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% และมีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันภายหลังจากการแตกร้าวได้อย่างมีนัยสำคัญ โดยสามารถคำนวณได้จากพื้นที่ใต้กราฟระหว่างแรงกระทำ (Load) และระยะโก่งตัวกึ่งกลางคานที่ระยะการทรุดตัว (Deflection) เท่ากับ L/600 (0.5 มิลลิเมตร) และ L/150 (2 มิลลิเมตร) ดังรูปที่ 12 และ 13



รูปที่ 13 กราฟแสดงค่าความเหนียวของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่ไม่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน และเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน ที่ 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร



รูปที่ 14 กราฟแสดงค่าความเหนียวที่ระยะการโก่งตัว L/600 และ L/150 ของคานที่มีทราย 0, 40 และ 100% ที่ไม่มีการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน และเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน ที่ 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร

4.สรุปผลการทดสอบ

4.1 กำลังรับแรงอัด

เมื่อทำการทดสอบกำลังอัดแล้วจะพบว่าเมื่อเทียบกันระหว่าง ทราย 100% ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% และการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% นั้น ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% นั้นจะสามารถรับกำลังอัดได้สูงที่สุดและเมื่อทำการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2, 4 และ 6% โดยปริมาตรแล้วจะพบว่าจะสามารถรับกำลังอัดได้น้อยลงตามสัดส่วนที่เราได้ทำการเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป ยิ่งเพิ่มเส้นใยมากขึ้นจะทำให้ความสามารถในการรับกำลังอัดลดลง

ทราย 100% จะสามารถรับกำลังอัดได้สูงสุด 7.87 MPa เมื่อเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2, 4 และ 6% โดยปริมาตร แล้วจะสามารถรับกำลังอัดได้ 4.08, 3.05 และ 2.48 MPa ตามลำดับ

เมื่อทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% จะสามารถรับกำลังอัดได้สูงสุด 15.97 MPaเมื่อเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2, 4 และ 6% โดยปริมาตรแล้วจะสามารถรับกำลังอัดได้ 9.48, 6.67 และ 3.62 MPa ตามลำดับ

และแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% จะสามารถรับกำลังอัดได้สูงสุด 14.49 MPa เมื่อเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2, 4 และ 6% โดยปริมาตรแล้วจะสามารถรับกำลังอัดได้ 8.86, 6.32 และ 5.22 MPa ตามลำดับ

4.2 สมรรถนะการรับแรงดัด

เมื่อทำการทดสอบการรับแรงดัดแล้วจะพบว่าเมื่อเทียบระหว่าง ทราย 100% ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% และการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% นั้น ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% นั้นจะสามารถรับกำลังดัดได้สูงที่สุดและจากกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างกำลังดัดและระยะแอ่นตัวของตัวอย่างแล้ว เมื่อยังไม่ได้ทำการใส่เส้นใยปาล์มลงไปในตัวอย่างนั้นจะสามารถรับกำลังดัดได้ดีกว่าแต่เมื่อเกิดการแตกหักแล้วจะไม่สามารถรับกำลังดัดได้ แต่เมื่อทำการใส่เส้นใยปาล์มลงไปในตัวอย่างนั้นเมื่อเกิดรอยแตกร้าวจะทำให้เส้นใยช่วยเข้าไปรับแรงทำให้ตัวอย่างนั้นยังสามารถรับแรงดัดได้อยู่ ทราย 100% จะสามารถรับกำลังดัดได้สูงสุด 1.63 MPa ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% จะสามารถรับกำลังดัดได้สูงสุด 2.84 MPa แทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% จะสามารถรับกำลังดัดได้สูงสุด 2.26 *MPa*

เมื่อเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2% 4% 6% ตามปริมาตรแล้วจะพบว่ายิ่งทำการเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันจะทำให้มีความสามารถในการรับกำลังดัดได้น้อยลงแต่ว่าเมื่อระยะแอ่นตัวยิ่งมากขึ้นเส้นใยจะเข้าไปช่วยรับแรงทำให้เมื่อระยะแอ่นตัวมากขึ้นการใส่เส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 6 % ตามปริมาตรจะสามารถรับแรงได้มากกว่า 2 และ 4%

4.3 ความเหนียวของคานเมื่อเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน

ความเหนียวของคานเมื่อเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน จะมีค่าเพิ่มสูงขึ้นโดยแปรผันตรงตามสัดส่วนเส้นใยเส้นใยปาล์มน้ำมันที่เพิ่มขึ้นยิ่งเพิ่มเส้นใยปาล์มน้ำมันมากค่าความเหนียวของคานจะมาก โดยที่ค่าความเหนียวที่ระยะแอ่นตัว L/600 (0.5 มิลลิเมตร) และระยะแอ่นตัว L/150 (2 มิลลิเมตร) นั้นค่าความเหนียวจะต่างกันไม่มาก โดยที่เมื่อเทียบระหว่างทราย 100% ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% และการแทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% นั้น ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% นั้นจะมีค่าความเหนียวสูงสุด

เมื่อทำการใส่เส้นใยปาล์มน้ำมันลงไป 2% 4% 6% ตามปริมาตรลงไปการเสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 6% ตามปริมาตรนั้นจะให้ค่าความเหนียวที่สูง

ที่สุด เสริมเส้นใยปาล์มน้ำมัน 6% โดยปริมาตร มีค่าความเหนียวสูงสุดเท่ากับ 1.65 MPa ทราย 40% ผสมกับหินฝุ่น 60% เสริมเส้นใยปาล์ม 6% โดยปริมาตร มีค่าความเหนียวสูงสุดเท่ากับ 3.96 MPa แทนที่ทรายด้วยหินฝุ่น 100% เสริมเส้นใยปาล์ม 6% โดยปริมาตร มีค่าความเหนียวสูงสุดเท่ากับ 2.90 MPa

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ศูนย์วิจัยและพัฒนาโครงสร้างมูลฐานอย่างยั่งยืน รวมถึง คณะอาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา ผู้ให้ข้อมูล และคำปรึกษาในด้านวัสดุต่างๆ

เอกสารอ้างอิง

[1] Mohamed A. Ismail . and H.B.Hashim , “Palm Oil Fibre Concrete”, The 3rd ACF International Conference – ACF/VCA Page 409-416, (2008)

[2] A.K.Singh, V. and Srivastava, V.C. Agarwal, “Stone Dust in Concrete: Effect on Compressive Strength”, International Journal of Engineering and Technical Research Volume 3, Issue 8, (2015)

[3] ASTM DESIGNATION D1557 – 00 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3(2,700 kN-m/m3))

[4] ASTM DESIGNATION D2166 / D2166M – 16 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil

[5] ASTM DESIGNATION . C1609-10, Standard test method for (Flexural Performance of Fiber - Reinforced Concrete [Using Beam with Third-Point Loading]).

การใช้ประโยชน์วัสดุเหลือใช้จากกระบวนการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ เพื่อทดแทนวัสดุมวลรวมชั้นรองพื้นทาง

Utilization of By-product Material of The Feldspar Mineral Dressing Process as Alternative Soil-Aggregate Subbase

ปณิธาน เต็งยะ[1] พิชชาภรณ์ พัฒนศุภสุนทร[2] และ ภูวดล พรหมชา[3,*]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา ตาก
**Corresponding author; E-mail address: p.phomcha@rmutl.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความวิจัยนี้ศึกษาความเป็นไปได้ในการนำวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (BF) มาประยุกต์ใช้เป็นส่วนผสม เพื่อทดแทนการใช้ดินลูกรังในชั้นรองพื้นทาง ในการศึกษานี้ได้กำหนดอัตราส่วนผสมซึ่งมีดินลูกรัง (S) เป็นวัสดุตั้งต้น แล้วแทนที่ด้วยวัสดุที่เหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (BF) ตามอัตราส่วนผสมร้อยละ 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 และ 100 โดยน้ำหนัก ทำการทดสอบตามเกณฑ์มาตรฐานสำหรับใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวง จากการศึกษาพบว่าทุกอัตราส่วนผสมผ่านเกณฑ์มาตรฐานสำหรับใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางตามมาตรฐานของกรมทางหลวง ยกเว้นอัตราส่วนผสมร้อยละ 100 ในขณะเดียวกันเมื่อพิจารณาค่า CBR แบบแช่น้ำในแต่ละอัตราส่วนผสมที่ผ่านเกณฑ์ พบว่ามีแนวโน้มลดลงเมื่อแทนที่วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 10-40 แต่กลับมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อแทนที่ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 50-90 โดยอัตราส่วนผสมร้อยละ 80 ให้ค่า CBR สูงสุด ที่ร้อยละ 81 เหมาะสมและสามารถนำมาใช้เป็นวัสดุทดแทนชั้นรองพื้นทางตามมาตรฐานวัสดุรองพื้นทางมากที่สุด

คำสำคัญ: วัสดุชั้นรองพื้นทาง, ดินลูกรัง, เฟลด์สปาร์, วัสดุเหลือใช้, CBR

Abstract

This research attempted to study the feasibility of the utilization of by-product material of the feldspar mineral dressing process (BF). Which were used for alternative soil-aggregate subbase. Lateritic soil (S) was mixed with by-product material from the feldspar mineral dressing process (BF). The influences of BF content (0%, 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80%, 90% and 100%. By weight of dry soil) Then, the characterization of each proportion was done by using several tests according to the Thailand Department of Highways standard for soil-aggregate subbase. Based on the experimental results, the characterization of each proportion was past the criteria. Except, the proportion of 100% BF. Meanwhile, CBR values were decreased when mixed with 10% -40% BF but increased when blended with 50% -90% BF. The proper proportion of 80% BF contents carried out the highest CBR (81%) was recommended to use in soil-aggregate subbase.

Keywords: subbase, lateritic soil, feldspar, by-product, CBR

1. บทนำ

โครงสร้างทางที่มีคุณภาพและได้มาตรฐาน ส่งผลให้ความเสียหายของผิวทางจากการใช้งานลดลง มีอายุการใช้งานที่ยาวนานขึ้น ค่าใช้จ่ายในการซ่อมแซมลดลง เนื่องจากชั้นพื้นทาง (Base) และชั้นรองพื้นทาง (Subbase) เป็นส่วนสำคัญที่รับการถ่ายหน่วยแรงจากผิวทางโดยตรง ปัจจุบันวัสดุสำหรับโครงสร้างชั้นพื้นทางและรองพื้นทางขาดแคลน เนื่องจากวัสดุประเภทหินคลุกและดินลูกรังที่ได้คุณภาพมีน้อย [1] โดยวัสดุมวลรวมต้องเป็นวัสดุที่แข็งแรง ทนทาน มีส่วนหยาบผสมกับส่วนละเอียด ไม่มีวัชพืชและดินเหนียวปะปน [2]

ปัจจุบันได้มีแนวคิดการนำวัสดุเหลือใช้กลับมาใช้ประโยชน์สำหรับงานปรับปรุงคุณภาพดิน อาทิเช่น การนำแคลเซียมคาร์บอเนตเหลือทิ้งจากโรงงานมาปรับปรุงคุณภาพดินลูกรัง โดยอัตราส่วนผสมร้อยละ 4 ทำให้ค่า CBR มีค่าเพิ่มขึ้นมากที่สุด ค่าการบวมตัวของดินลดลงเล็กน้อย [3] การนำเศษวัสดุรื้อทิ้ง (เศษคอนกรีต และเศษอิฐ) มาผสมกับขยะพลาสติก (PET) ร้อยละ 3 และ ร้อยละ 5 พบว่าค่า CBR สูงกว่าเกณฑ์ เป็นที่น่าพอใจ [4] การนำเถ้าก้นเตามาใช้ปรับปรุงคุณภาพหินคลุกและทราย ส่งผลให้หินคลุกผสมเถ้าก้นเตามีค่า CBR มากที่สุดเมื่อผสมเถ้าก้นเตาร้อยละ 25 หินคลุกและทรายที่ผสมเถ้าก้นเตามีการพัฒนาค่า CBR เพิ่มตามอายุการบ่ม [5] การนำปูนซีเมนต์จากกากอุตสาหกรรมมาใช้ปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ พบว่ามีค่าความซึมน้ำลดลง และมีการพัฒนากำลังตามอัตราส่วนผสมและอายุการบ่มที่เพิ่มขึ้น [6] เป็นแนวทางในการช่วยประหยัดทรัพยากรและประหยัดค่าใช้จ่ายลงได้

แร่เฟลด์สปาร์ (Feldspar) คือ แร่ประกอบหินชนิดหนึ่ง จัดอยู่ในกลุ่มแร่ซิลิเกต ใช้เป็นวัตถุดิบหลักในอุตสาหกรรมเซรามิก แบ่งออกได้เป็นโปแทสเซียมเฟลด์สปาร์ ($KAlSi_3O_8$) โซเดียมเฟลด์สปาร์ ($NaAlSi_3O_8$) และแคลเซียมเฟลด์สปาร์ ($CaAl2Si_2O_8$) [7] ซึ่งจังหวัดตากเป็นแหล่งผลิตรวมถึงส่งออกแร่เฟลด์สปาร์แห่งหนึ่งของประเทศไทย

แร่จำเป็นต้องผ่านขั้นตอนการแต่งแร่ (Mineral dressing) เพื่อทำแร่ให้ปราศจากมลทิน โดยแยกแร่ออกจากกรวด หิน ดิน ทรายในธรรมชาติเสียก่อน จึงสามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้ [8] เมื่อเสร็จสิ้นกระบวนการ เศษวัสดุที่เหลือเหล่านี้มักถูกปล่อยทิ้ง ไม่มีการนำไปใช้ประโยชน์ และอาจต้องเสียค่าใช้จ่ายในการนำไปกำจัดเมื่อเศษวัสดุมีปริมาณมากขึ้น

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการนำวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ มาสร้างประโยชน์ต่อยอดในงานทางโดยประยุกต์ใช้เป็นชั้นรองพื้นทางทดแทนดินลูกรัง ตามเกณฑ์มาตรฐานสำหรับวัสดุชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวง เพิ่มทางเลือกในการเลือกใช้วัสดุก่อสร้างในอนาคตให้กับจังหวัดตาก และพื้นที่ใกล้เคียง รวมไปถึงบริเวณที่มีวัสดุชนิดนี้ในพื้นที่

2. วัสดุและวิธีการวิจัย

2.1 ดินลูกรัง (Lateritic soil, S)

ดินลูกรัง (S) ที่ใช้ในงานวิจัยเป็นวัสดุในท้องถิ่น จากบ้านปากห้วยแม่ท้อ ตำบลแม่ท้อ อำเภอเมือง จังหวัดตาก ดินลูกรังแสดงดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ดินลูกรัง จาก บ.ปากห้วยแม่ท้อ ต.แม่ท้อ อ.เมือง จ.ตาก

2.2 วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (by-product material, BF)

วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในงานวิจัยนี้ ได้จากการนำแร่เฟลด์สปาร์มาผ่านกระบวนการแต่งแร่ โดยย่อยและคัดแยกแร่ที่เป็นมลทินต่างๆ ออก วัสดุเหลือใช้หลังจากเสร็จสิ้นกระบวนการนี้ มีลักษณะแข็งหยาบ คลุกเคล้าปะปนกันระหว่างเม็ดเล็กและใหญ่ แสดงดังรูปที่ 2

วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์เป็นเศษแร่ จำแนกประเภทแล้วจัดอยู่ในประเภทโซเดียมเฟลด์สปาร์ ($NaAlSi_3O_8$) เนื่องจากมีองค์ประกอบทางเคมีของ (Na_2O) เท่ากับร้อยละ 9.5 มากกว่าร้อยละ 8 ตามเกณฑ์ชี้วัด [7] แหล่งที่มาของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์นี้มาจาก ตำบลวังประจบ อำเภอเมือง จังหวัดตาก ผลการวิเคราะห์องค์ประกอบทางเคมีแสดงดังตารางที่ 1

รูปที่ 2 เศษแร่เฟลด์สปาร์ จาก ต.วังประจบ อ.เมือง จ.ตาก

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์

ออกไซด์	องค์ประกอบทางเคมี (ร้อยละ)
	วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (BF)
SiO_2	66.1
Al_2O_3	16.2
Fe_2O_3	1.09
TiO_2	0.19
CaO	1.68
MgO	1.84
K_2O	0.11
Na_2O	9.50
LOI	3.04

2.3 การออกแบบส่วนผสม

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทดลองนำวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์มาแทนที่ดินลูกรังในอัตราส่วนร้อยละ 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 และ 100 โดยน้ำหนัก รวมทั้งสิ้น 11 อัตราส่วนผสม ซึ่งต่อไปนี้เขียนแทนด้วย S100:BF0, S90:BF10, S80:BF20, S70:BF30, S60:BF40, S50:BF50, S40:BF60, S30:BF70, S20:BF80, S10:BF90, S0:BF100 ตามลำดับ โดยที่ S คืออัตราส่วนร้อยละของดินลูกรัง และ BF คืออัตราส่วนร้อยละของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ อัตราส่วนผสมทั้งหมดแสดงดังในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมที่ใช้ในงานวิจัย

อัตราส่วนผสม	ร้อยละส่วนผสม	
	ดินลูกรัง (S)	วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (BF)
S100:BF0	100	0
S90:BF10	90	10
S80:BF20	80	20
S70BF:30	70	30
S60:BF40	60	40
S50BF:50	50	50
S40:BF60	40	60
S30:BF70	30	70
S20:BF80	20	80
S10:BF90	10	90
S0:BF100	0	100

2.4 วิธีการดำเนินงานวิจัย

ทำการทดสอบสมบัติทางกายภาพและสมบัติทางวิศวกรรมของทุกอัตราส่วนผสม ตามเกณฑ์มาตรฐานสำหรับเป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางของกรมทางหลวง เมื่อทดสอบแล้วผลการทดสอบที่ได้ต้องมีค่าความสึกหรอโดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion ไม่เกินร้อยละ 60 ขนาดคละที่ทดสอบโดยการร่อนผ่านตะแกรงแบบล้าง ต้องมีขนาดใดขนาดหนึ่งตามเกณฑ์มาตรฐานวัสดุชั้นรองพื้นทาง ค่าพิกัดเหลว (LL) ไม่เกินร้อยละ 35 ค่าพิกัดพลาสติก (PI) ไม่เกินร้อยละ 11 ค่า CBR แบบแช่น้ำที่ความหนาแน่นแห้งของการบดอัดร้อยละ 95 ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดด้วยวิธีบดอัดแบบสูงกว่ามาตราฐานไม่ต่ำกว่าร้อยละ 25 [2]

3. ผลและการวิเคราะห์ผล

3.1 สมบัติทางกายภาพ

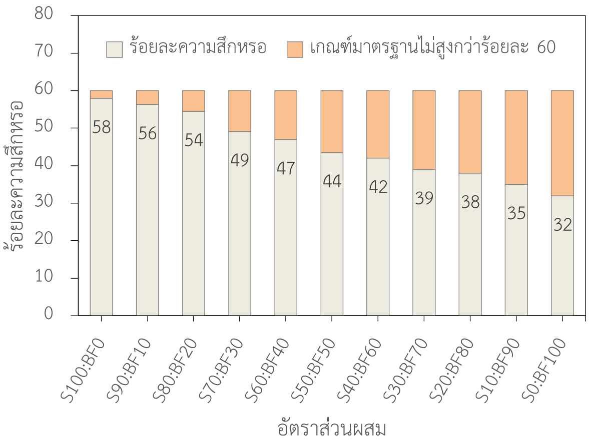
การทดสอบสมบัติทางกายภาพในงานวิจัยนี้อันได้แก่ การทดสอบพิกัดอัตเตอร์เบิร์ก การทดสอบหาขนาดคละ การทดสอบความสึกหรอโดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion พบว่าวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (S0:BF100) มีขนาดคละหยาบกว่า ร้อยละการสึกหรอน้อยกว่าดินลูกรัง (S100:BF0) ที่เป็นวัสดุตั้งต้น ทุกอัตราส่วนผสมไม่มีความเป็นพลาสติก (NP) จำแนกดินตามระบบ AASTHO ทุกอัตราส่วนผสมจัดอยู่ในประเภท A-1-a(0) และ A-1-b(0) มีร้อยละการผ่านตะแกรงเบอร์ 200 อยู่ในช่วงระหว่างร้อยละ 5-20 แสดงดังตารางที่ 3

เมื่อพิจารณาค่าร้อยละการสึกหรอในทุกอัตราส่วนผสม พบว่าผ่านเกณฑ์มาตรฐานวัสดุชั้นรองพื้นทาง โดยค่าการสึกหรอลดลงตามปริมาณของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ที่เพิ่มขึ้น แสดงดังรูปที่ 3 การกระจายขนาดคละในทุกอัตราส่วนผสมผ่านเกณฑ์มาตรฐานวัสดุชั้นรองพื้นทาง (เกรดวัสดุ E) ยกเว้นอัตราส่วนผสม S0:BF100 ที่ไม่ผ่านเกณฑ์เนื่องจากมีลักษณะเป็นเม็ดหยาบมากเกินไป ทำให้อัตราส่วนผสมนี้เป็นอัตราส่วนผสมเดียวที่ไม่ผ่านเกณฑ์ โดยการกระจายตัวของเม็ดดินของแต่ละอัตราส่วนผสมแสดงดังรูปที่ 4

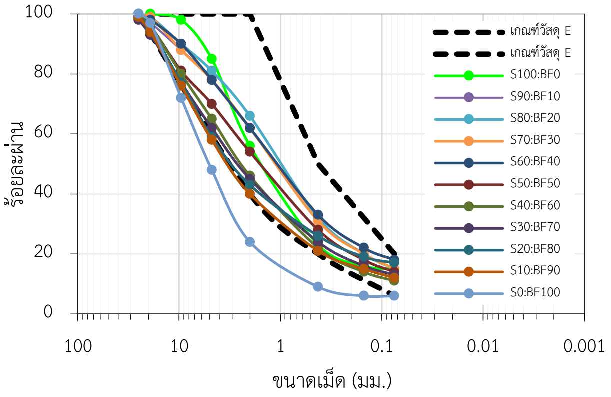
ตารางที่ 3 สมบัติทางกายภาพของแต่ละอัตราส่วนผสม

อัตรา ส่วนผสม	ประเภท (AASHTO)	พิกัดเหลว (LL)	พิกัดพลาสติก (PI)	ร้อยละผ่าน #200
S100:BF0	A-1-b(0)	NP	NP	14.06
S90:BF10	A-1-b(0)	NP	NP	15.45
S80:BF20	A-1-b(0)	NP	NP	15.89
S70BF:30	A-1-b(0)	NP	NP	15.62
S60:BF40	A-1-b(0)	NP	NP	18.66
S50BF:50	A-1-b(0)	NP	NP	14.23
S40:BF60	A-1-a(0)	NP	NP	11.43
S30:BF70	A-1-a(0)	NP	NP	13.44
S20:BF80	A-1-b(0)	NP	NP	17.24
S10:BF90	A-1-a(0)	NP	NP	12.54
S0:BF100	A-1-a(0)	NP	NP	5.79

หมายเหตุ : NP (Non-plastic)



รูปที่ 3 ร้อยละความสึกหรอในแต่ละอัตราส่วนผสมเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน

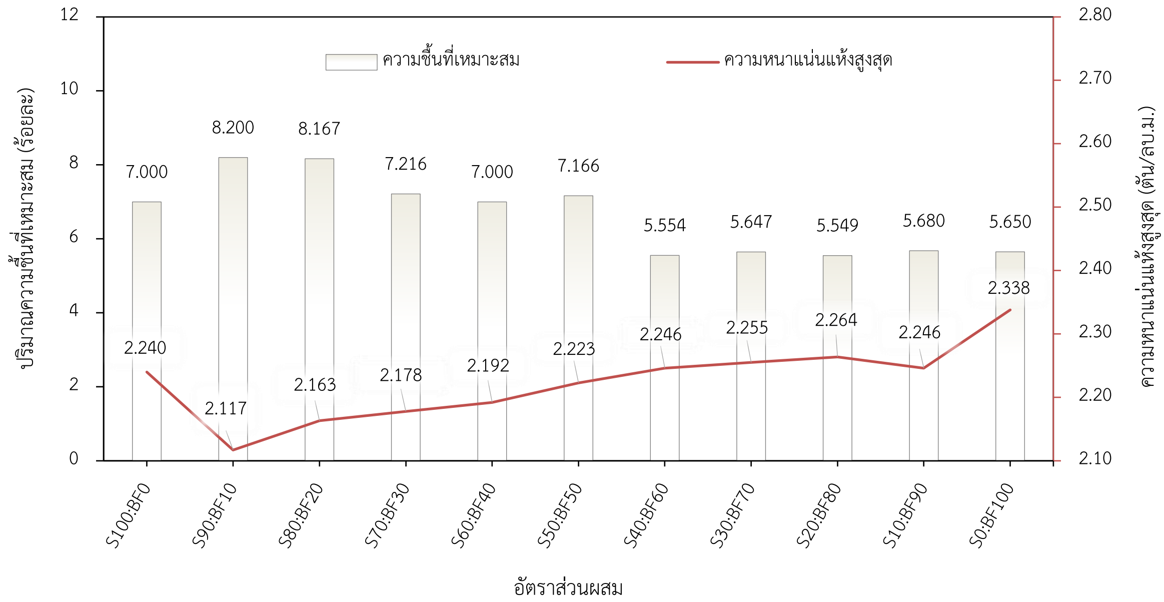


รูปที่ 4 การกระจายตัวของเม็ดดินของแต่ละอัตราส่วนผสม

3.2 ความหนาแน่นแห้งสูงสุดแบบสูงกว่ามาตรฐาน

ดินลูกรังเมื่อเพิ่มอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์เข้าไปเป็นร้อยละ 10 (S90:BF10) ส่งผลให้มีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลงจาก 2.240 เป็น 2.117 ตัน/ลบ.ม. ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมเพิ่มขึ้นจากร้อยละ 7 เป็น 8.2 สอดคล้องกับผลการวิจัยของ [3] [5] [9] ที่พบว่าค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลง ในขณะที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมเพิ่มขึ้น ตามร้อยละของแคลเซียมคาร์บอเนต เถ้ากันเตา และเศษคอนกรีตทุบรื้อที่เพิ่มขึ้น (ปริมาณไม่เกินร้อยละ 40)

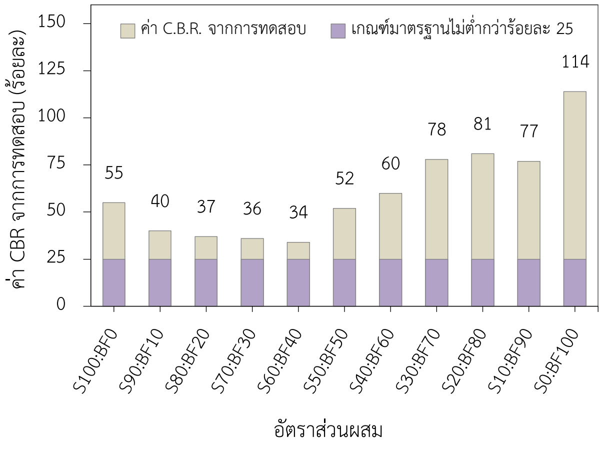
แต่เมื่อเพิ่มอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์มากขึ้น กลับมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นของค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด สัมพันธ์กับการลดลงของค่าความชื้นที่เหมาะสม ตามอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ที่เพิ่มขึ้น สอดคล้องกับผลการวิจัยของ [10-11] ที่พบว่าค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดเพิ่มขึ้น ในขณะที่ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมลดลง ตามร้อยละของเถ้าลอยและตะกรันเหล็กโม่ (Crushed slag) ที่เพิ่มขึ้น ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด และปริมาณความชื้นที่เหมาะสมของแต่ละอัตราส่วนผสมแสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งสูงสุดและร้อยละความชื้นที่เหมาะสมในแต่ละอัตราส่วนผสม

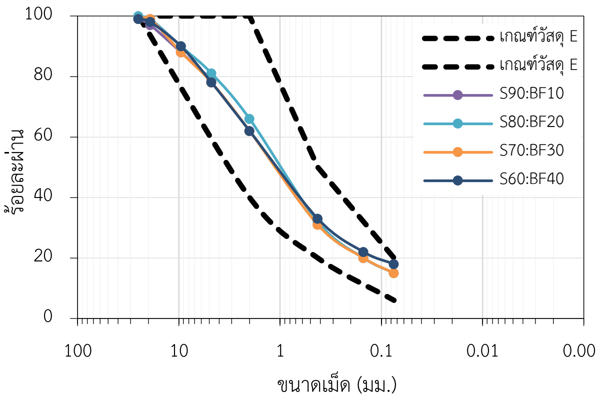
3.3 แคลิฟอร์เนียร์แบริ่งเรชิโอ (CBR)

การทดสอบทั้งหมดในทุกอัตราส่วนผสมเป็นการทดสอบหาค่า CBR แบบแช่น้ำ ใช้ร้อยละปริมาณความชื้นที่เหมาะสม ณ ความหนาแน่นแห้งสูงสุดของแต่ละอัตราส่วนผสม ทำการทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง ต่อ 1 ชุดการทดสอบ บดอัด 5 ชั้นชั้นละ 12, 25 และ 56 ครั้ง โดยเกณฑ์มาตรฐานวัสดุรองพื้นทางกำหนดว่าต้องมีค่า CBR ที่ร้อยละ 95 ของความหนาแน่นแห้งสูงสุดแบบสูงกว่ามาตรฐาน ไม่น้อยกว่าร้อยละ 25 จากผลการทดสอบพบว่า ค่า CBR ของดินลูกรัง (S100:BF0) มีค่าเท่ากับร้อยละ 55 น้อยกว่าค่า CBR ของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (S0:BF100) ที่มีค่าเท่ากับร้อยละ 114 สัมพันธ์กับผลการทดสอบหาขนาดคละของดินลูกรัง ที่มีลักษณะเป็นเม็ดละเอียดมากกว่าวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ ผลการทดสอบ CBR แสดงดังรูปที่ 6



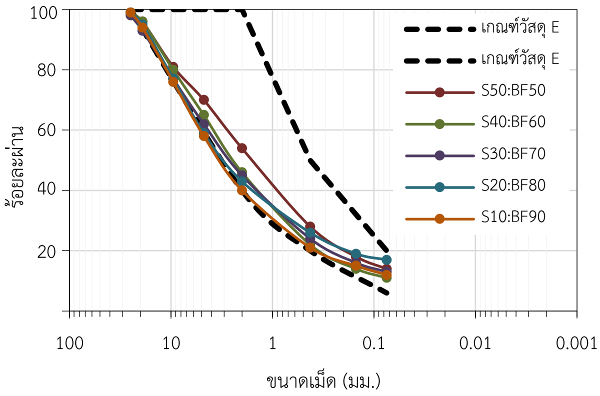
รูปที่ 6 ค่าร้อยละ CBR ในแต่ละอัตราส่วนผสมเทียบกับเกณฑ์มาตรฐาน

เมื่อพิจารณาค่า CBR ของการแทนที่วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในอัตราส่วนร้อยละ 10 (S90:BF10), ร้อยละ 20 (S80:BF20), ร้อยละ 30 (S70:BF30) และ ร้อยละ 40 (S60B:F40) พบว่าค่า CBR มีแนวโน้มลดลงตามอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ที่เพิ่มขึ้น สัมพันธ์กับขนาดคละของดินลูกรังที่แทนที่ด้วยวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในอัตราส่วน S90:BF10, S80:BF20, S70:BF30 และ S60B:F40 ที่มีค่าการกระจายตัวของเม็ดดินอยู่ส่วนกลางค่อนบนเมื่อเทียบกับเกณฑ์มาตรฐานวัสดุชั้นรองพื้นทาง (เกรดวัสดุชั้น E) หรืออีกนัยหนึ่งคือ ดินมีลักษณะเป็นเม็ดละเอียดกว่าอีกกลุ่มหนึ่ง แสดงดังรูปที่ 7 สอดคล้องกับผลการวิจัยของ [4] ที่พบว่าค่า CBR ของเศษคอนกรีตและเศษอิฐ มีค่าลดลงตามอัตราส่วนของของขยะพลาสติก (PET) ที่เพิ่มขึ้นโดยอัตราส่วนการแทนที่อยู่ระหว่างร้อยละ 3 และร้อยละ 5



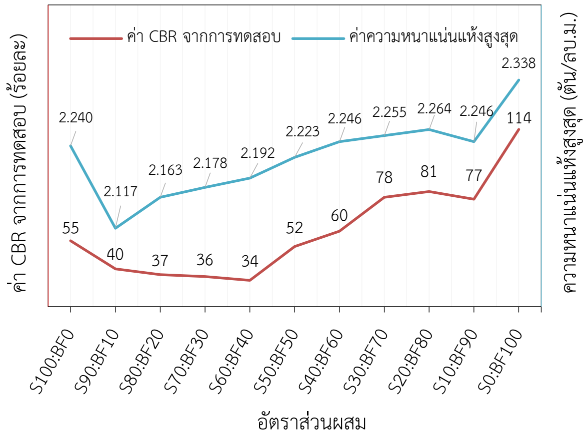
รูปที่ 7 การกระจายตัวของเม็ดดินของอัตราส่วนผสม S90:BF10, S80:BF20, S70:BF30 และ S60:BF40

แต่หากเพิ่มอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ขึ้นอีกเป็นร้อยละ 50 (S50:BF50), ร้อยละ 60 (S40:BF60), ร้อยละ 70 (S30:BF70) และ ร้อยละ 80 (S20:BF80) ในกลุ่มนี้กลับพบว่าค่า CBR มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ที่เพิ่มขึ้น สัมพันธ์กับขนาดคละของดินลูกรังที่ถูกแทนที่ด้วยวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในอัตราส่วน S50:BF50, S40:BF60, S30:BF70, S20:BF80 และ S10:BF90 เนื่องจากขนาดคละของเม็ดดินมีลักษณะเป็นเม็ดหยาบมากกว่า แสดงดังรูปที่ 8 สอดคล้องกับผลการวิจัยของ [11-13] ที่พบว่าค่า CBR แบบแช่น้ำ มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนแทนที่ของตะกรันเหล็กโม่ เถ้าหนักลิกไนต์ และเถ้าลอย ที่เพิ่มขึ้น

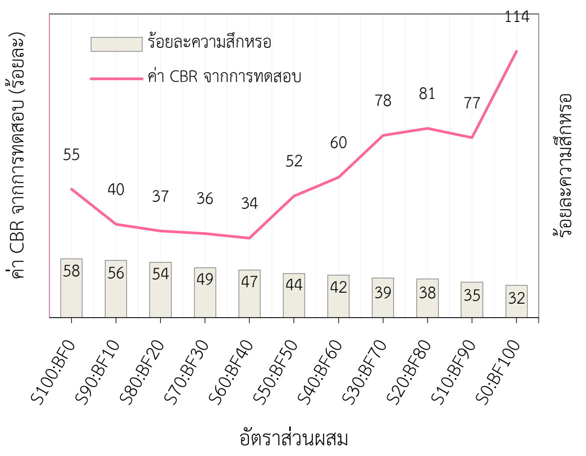


รูปที่ 8 การกระจายตัวของเม็ดดินของอัตราส่วนผสม S50:BF50, S60:BF40, S30:BF70, S20:BF80 และ S10:BF90

จากอัตราส่วนผสมที่ผ่านเกณฑ์ทั้งหมด อัตราส่วนผสม S20:BF80 ให้ค่า CBR สูงที่สุดเท่ากับ ร้อยละ 81 หลังจากนั้นเมื่อแทนที่ส่วนผสมเพิ่มเข้าไปเป็นร้อยละ 90 (S10:BF90) กลับพบว่าค่า CBR มีค่าลดลง สอดคล้องกับผลของค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด ปริมาณร้อยละความชื้นที่เหมาะสมและค่าความสึกหรอ ที่เมื่อเพิ่มปริมาณของวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ ส่งผลให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดเพิ่มขึ้น ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมและค่าความสึกหรอลดลง แสดงดังรูปที่ 9 และ 10



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งสูงสุดและค่า CBR



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งสูงสุดและค่า CBR

4. บทสรุป

จากการศึกษาการแทนที่ดินลูกรังด้วยวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์พบว่า ทุกอัตราส่วนผสมเป็นดินที่ไม่มีความเหนียว (NP) จัดอยู่ในดินกลุ่ม A-1-a(0) และ A-1-b(0) ร้อยละผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (ส่วนละเอียด) อยู่ระหว่าง 10-20 ค่าการสึกหรอซึ่งทดสอบโดยใช้เครื่อง Los Angeles Abrasion มีค่าไม่เกินร้อยละ 60 ตามเกณฑ์มาตรฐาน ดินลูกรัง (S100:BF0) มีค่าการสึกหรอสูงที่สุด ในขณะที่วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ (S0:BF100) มีค่าการสึกหรอน้อยที่สุด ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดเพิ่มขึ้น ปริมาณความชื้นที่เหมาะสมลดลง ตามร้อยละวัสดุของเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ที่เพิ่มขึ้น

ทุกอัตราส่วนผสมผ่านเกณฑ์มาตรฐานสำหรับใช้เป็นวัสดุชั้นรองพื้นทางตามมาตรฐานของกรมทางหลวงทั้งหมด ยกเว้นอัตราส่วนการแทนที่วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ร้อยละ 100 (S0:BF100) ที่ไม่ผ่านเกณฑ์ เนื่องจากตกเกณฑ์ขนาดคละ

ในขณะเดียวกันเมื่อพิจารณาค่า CBR แบบแช่น้ำในแต่ละอัตราส่วนผสมที่ผ่านเกณฑ์ พบว่ามีแนวโน้มลดลงเมื่อแทนที่วัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 10-40 แต่หากเพิ่มอัตราส่วนการแทนที่ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 50-80 กลับพบว่าค่า CBR มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามอัตราส่วนผสมที่เพิ่มขึ้น และมีค่าลดลงเล็กน้อยเมื่อแทนที่ในอัตราส่วนผสมร้อยละ 90 โดยอัตราส่วนผสมร้อยละ 80 (S20:BF80) ให้ค่า CBR สูงสุดที่ร้อยละ 81 เหมาะสมและสามารถนำมาใช้เป็นวัสดุทดแทนชั้นรองพื้นทางตามมาตรฐานวัสดุรองพื้นทางมากที่สุด

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยใคร่ขอขอบคุณบริษัท พิพัฒน์กร จำกัด (จ.ตาก) เป็นอย่างสูง ที่ให้การสนับสนุนวัสดุเหลือใช้จากการแต่งแร่เฟลด์สปาร์ รวมถึงข้อมูลประกอบอื่นๆ เพื่อดำเนินการวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบคุณ คุณกิตติพงษ์ กาวิชัย คุณทิชาพงษ์ สุชาติวุฒิ และคุณนาราดาร์ แว่นทอง ที่เป็นกำลังสำคัญ ทำให้งานวิจัยนี้ดำเนินการเสร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] กฤษดา ธนะวงศ์, อนุพงศ์ คำปลอด, สุเชษฐ์ ลิขิตเลอสรวง และ ธนกร ชมภูรัตน์ (2562). พฤติกรรมการหดตัวของดินตะกอนผสมปูนซีเมนต์และเถ้าลอย. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 1349-1364.

[2] ทล.- ม. 205/2532 (2532). มาตรฐานรองพื้นทางวัสดุมวลรวม.

[3] ศราวุธ โกวเครือ และ ประทีปดวงเดือน (2552). การปรับปรุงคุณภาพของดินลูกรังโดยใช้แคลเซียมคาร์บอเนตเหลือทิ้งจากโรงงาน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 14*, นครราชสีมา, 13-15 พฤษภาคม 2552, หน้า 281-286.

[4] Sahan Perera, Arul Arulrajah, Yat Choy Wong, Suksun Horpibulsuk and Farshid Maghool (2019). Utilizing recycled PET blends with demolition wastes as construction materials. *Construction and Building Materials*, 221, pp. 200-209.

[5] จุฑาทิพย์ เขียวแจ่ม และ ประทีปดวงเดือน (2552). การปรับปรุงคุณภาพของหินคลุกและทรายโดยใช้เถ้าก้นเตา. *การประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 14*, นครราชสีมา, 13-15 พฤษภาคม 2552, หน้า 293-298.

[6] ศุภกิจ นนทนานันท์, ปณิธาน เต็งยะ, ก่อโชค จันทวรางกูร, ณพล อยู่บรรพต และ อาคม แสวงการ (2555). คุณสมบัติของดินเหนียวอ่อนที่ปรับปรุงคุณภาพโดยใช้ปูนซีเมนต์จากกากอุตสาหกรรม. *การประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่* 17, อุดรธานี, 9-11 พฤษภาคม 2555, หน้า GTE060-1 - GTE060-6

[7] แสงเพชร์ บุดชาดา (2547). *แนวทางการอนุรักษ์และการใช้ทรัพยากรแร่เฟลด์สปาร์*. กองอนุรักษ์และจัดการทรัพยากรธรณี กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 5-8.

[8] กองเศรษฐกิจและเผยแพร่ (2527). *คู่มือการแต่งแร่*. ฝ่ายสนเทศและวิเทศสัมพันธ์ กองเศรษฐกิจและเผยแพร่ กรมทรัพยากรธรณี, หน้า 1-2.

[9] Marzieh Kianimehr, Piltan Tabatabaie Shourijeh, Seyed Mohammad Binesh, Alireza Mohammadinia and Arul Arulrajah (2019). Utilization of recycled concrete aggregates for light-stabilization of clay soils. *Construction and Building Materials*, 227, pp. 116792-1 – 116792-11

[10] สยาม ยิ้มศิริ และ วรรณวรางค์ รัตนานิคม (2562). การปรับปรุงคุณสมบัติดินตะกอนทะเลด้วยจีโอโพลีเมอร์เพื่อใช้เป็นวัสดุงานทาง. *การประชุมวิศวกรรมโยธาแห่งชาติครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า 1572-1576.

[11] Phuttipong Sudla, Suksun Horpibulsuk, Avirut Chinkulkijniwat, Arul Arulrajah, Martin D. Liu and Menglim Hoy (2018). Marginal lateritic soil/crushed slag blends as an engineering fill material. *Soils and Foundations*, *58*, pp. 786-795.

[12] เกรียงไกร เพ็ชรแบน, วรุตม์ เสรยางค์กูร, วิฑูรย์ แก้วมณี, อรรณพ สมาธิ และ นิรชร พึ่งแดง (2549). การนำเถ้าหนักลิกไนต์มาแทนที่ดินลูกรังในชั้นรองพื้นทาง. *วารสารวิศวกรรมศาสตร์ ราชมงคลธัญบุรี*, ปีที่ 4, ฉบับที่ 7, หน้า 14-20.

[13] S. Flrat, G. Yllmaz, A. T. Cömert and M. Sümer (2012). Utilization of Marble Dust, Fly Ash and Waste Sand (Silt-Quartz) in Road Subbase Filling Materials. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16(7), 1143-1151.

Sustainability Indicators Review of Hemp Shiv as Alternative Materials for the Construction Industry in Thailand

Teerawat Sinsiri[1], Komchai Thaiying[2], Pannipa Prastsoong[3] and Sanan Tangsathit[4,*]

[1,2,3] Department of Civil Engineering, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, THAILAND
[4] Department of Environmental Engineering, Institute of Engineering, Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, THAILAND
**Corresponding author; E-mail address: sanan@sut.ac.th*

Abstract

Currently hemp is promoted worldwide for its many uses, however, in Thailand it is still limited and in the trial period. All parts of hemp can be utilized; the flowers, leaves and roots are used for medicinal and treatment purposes, food supplement, vitamins, etc. The stalk fibers are used in the fabric industry and are being researched for applications in the energy and other high-tech industries. The leftover stalk or hemp shiv is used as wood replacement or applied in the construction industry in various forms in countries where hemp is grown and used in the industrial scale but in Thailand they are still left as unmanaged or invaluable waste. Hemp shiv possesses characteristics of desirable construction materials in hempcrete and hemp concrete blocks replacing coarse aggregates. There are many researches on its abilities as wall materials showing that they have the potential of being used as non-load baring walls. However, the amount of hemp shiv required to sustain production will require land use change from edible to non-edible economic crop. This is very risky and the result may increase the vulnerability to the effects of Climate Change. Thus, the objective of this study is to assess the sustainability of hemp shiv as alternative materials for the construction industry in Thailand based on sustainability indicators on environment, social and economic impacts of industrial hemp and CO_2 offset for using hemp as coarse aggregates and also to explore the economic feasibility and increased potential for upcycling hemp waste as construction products.

Keywords: Sustainable Construction, Eco-materials, Upcycling, Green Economy, Land Use Change, CO_2 Offset

1. Introduction

Globalization, urbanization, increased population are phenomena that requires supporting facilities and are the main reason for increased construction requirements. According to the Global Status Report 2017 the building and construction sector is responsible for 39% of the energy-related CO_2 emissions [1]. The amount of CO_2 emissions from developing countries' construction activities make up 60% of the global emission from the construction sector with 92% of that being indirect emissions [2]. Like any other industry, the construction industry must change and adapt to the changing demands and to the changes in the availability of raw materials, cost of extraction and global practices. As the Climate Change situation is showing more severe impact on the global scale, the necessity and urgency to move from cement-based conventional construction to more sustainable options is a way to adapt to the situation and mitigate potential problems in the construction industry at the same time.

The use of agricultural wastes and other types of wastes have been considered and are found to be sufficient as partial replacements for aggregates in construction materials. The applications created options for reducing the use of virgin materials and offers improved qualities such as thermal insulation [3, 4, 5]. Thailand's 20 year national strategy gives importance to environmental issues and lowering carbon emissions from all sectors. Existing field crops such as rice, animal feed corn, cassava and pineapple, and plantation crop such as oil palms, coconut trees, rubber trees and durian are all plausible substitutes for aggregate mixtures in construction materials; however, they are already being used as animal feed, natural fertilizers, etc. Hemp is another crop that has

potential as alternative for construction materials due to the added properties hemp fibers brings to the mixture. Hemp is known to be used as insulators and wall materials in countries where it is industrialized, however, the recent introduction of hemp in Thailand and the movement to legalize it as another option for economic crop is still a controversial topic. Thus apart from the engineering properties and applications, it is important to consider the sustainability issues involving the application. Hence, this study will review the sustainability aspects of using hemp shiv as alternative materials for the construction industry in Thailand.

2. Sustainability Indicators Review of Hemp Shiv as Alternative Materials for Construction Industry in Thailand

2.1 Sustainability Indicators in Construction

Ever since sustainable development was defined in 1987 in the Brundtland report as, “Development that meets the needs of the present without compromising the needs of the future generations to meet their own needs,” it became one of the basis of consideration for many sectors, especially those involving consumption of natural resources. In 1991, the International Union for Conservation of Nature (IUCN), United Nations Environment Program (UNEP) and World Wildlife Fund (WWF) proposed that sustainable development is the improvement in the quality of life for humans while accounting for the carrying capacity of the ecosystem. More recently, the quality of life of people in terms of communities and sustainable cities is recognized globally under the United Nations’ Sustainable Development Goals 9 and 11 and nationally under the National Economic and Social Development Plan No. 12 and was applied into Thailand’s 20 years Master Plan for National Development. Consideration of sustainability in the construction sector also covers all the three pillars including social, economic and environment pillars.

Huang et al. [2] studied the carbon emission of the global construction sector using the world input-output database developed by the 7th Framework Programme of the European Commission and found that in 2009, the total global CO_2 emission from the construction sector is 23% based on global economic activities. Comparison of direct and indirect energy consumption found that indirect activities such as resource extraction use significantly more energy than direct construction activities. The production of cement makes up 14% of the non-energy consuming CO_2 emission from indirect construction activity.

Rault, Ralegaonkar, and Mandavgane [4] reviewed options for selected industrial and agricultural wastes in developing countries such paper processing residues, cigarette butts, fly ash, textile effluent treatment plat (ETP) sludge, polystyrene foam, plastic fiber, straw, polystyrene fabric, cotton waste, dried sludge from industrial waste water treatment plant, rice husk ash, granulated blast furnace slag, rubber, kraft pulp production residue, limestone dust and wood sawdust, etc. were used at different percentages in brick making in order to explore its application into construction material. It was found that using waste as substitute materials produced light-weight bricks which are good for transportation management. Results of the study indicated that a combination of waste material can be used with paper pulp and paper processing residue to product waste-create bricks that are environmentally sound, economical friendly and passes engineering requirement for application. Paper pulp and paper processing residue on its own have approximately 12 times higher comprehensive value than required by IS 107-1992 however, its water absorption is also much higher. Enhanced performance of waste-create bricks should also be considered along with the physic-mechanical and chemical properties of bricks. The density, thermal conductivity and comprehensive strength are basic requirements whereas economic viability is an indicator that should be considered for green material.

According to Yilmaz and Bakiş [5], environmental sustainability must take into consideration the carrying capacity of the environment and ecosystem, the time it takes for resources to revive itself, contamination and effects from harvesting resources and the trade-offs that comes with it, and how to minimize the effects of human activities on the environment. Economic sustainability is ideally the power to produce and buy goods without limitations. However, with consideration of resources availability, economic sustainability cannot be sustained if resources are depleted and recovery cycle is not sufficient to provide for production and consumption. Social sustainability is such that the future generations have access to resources that can sustain their

livelihoods. The activities in the construction sector consume a lot of resources and energy and also produce a lot of pollution creating negative impacts on the environment and society. An approach that will help create sustainability in the construction sector is to adapt the design and concept of building and infrastructures so that they are more concerned for the natural resources and environment as well as the life cycle of the materials and the finished building/facility. Applying the life cycle concept to construction will increase sustainability in the construction sector from the planning stage and throughout its work cycle, including material selection and waste management. Other than that, land use change is a major concerned and proper planning is required. Specific properties of materials such as low embedded-energy materials and low impact virgin material process are also part of the indications for sustainability in construction. One hold-back is that the demand for eco-materials is still low due to the price of products and mind-set of consumers.

Colangelo and, Forcina et al [6] explored the sustainability of waste-mixed concrete based materials by applying the ISO14040 standard. The life-cycle inventory was used to determine and compare the energy consumption between virgin material extraction and raw aggregates production. The input materials included Portland cement, water, natural aggregates and recycled aggregates together with fuel, energy and water during transportation and production were considered to determine the resultant GHG and land emissions. Results showed that using recycled aggregates will contribute to lowering Global Warming (GW) and the improvement of environment problems from the construction sector.

Panyakaew and Fotios [7] studied the application of agro-waste as thermal insulator in construction materials for residential buildings to address the issue of availability of natural resources for construction materials which is limited to the construction industry and thus a threat to the sustainability of the industry. Agro-industrial and other solid wastes are options for raw materials for construction materials that solve the problem of resource limitations for the construction industry and also the waste management problem for industrial and solid wastes. Agro-wastes can be used to produce variety of construction materials such as particle boards, thermal insulators, masonry composites/bricks, cementitious/ pozzolana/binder materials, used as aggregates, fiber reinforcement, and reinforcement materials. The proportion of each type of waste into the material varies depending on the required engineering properties for the products and its applications. Mechanical properties tested for rice husk, bark, and ash at 10, 20 and 30% and a w/c ration of 0.28% resulted in compressive strength at 28 days of 86, 88 and 85 MPa for the designed strength of 78 MPa. For palm oil at the same cement replacement and water ration percentages resulted in comprehensive strength at 28 days of 81, 86 and 80 MPa. It was found that the fiber reinforced cement is becoming popular because it also offers lightweight option as well as good thermal-acoustic properties and has economic viability.

Gan, Zou, Ye, Skitmore and Xiong [8] took another approach in looking at the sustainability of the construction sector. It is important that there is a demand in the market for the eco-materials otherwise it will not make sense economically to produce the materials even though the construction market is increasing rapidly due to urbanization. There must be supporting policy as well as economic viability and consciousness of end users. Sustainability in construction does not always require high technology, however, the confidence of the users may require advanced technology in the production process which causes problems for developing countries. Another obstacle is the availability of standards and codes for the materials which will be a limitation for the material to enter the market. A survey questionnaire was designed and performed to find out the preferences of the end users and 25 critical factors which influence owners to choose sustainable construction materials were identified. Results of the survey found that economic feasibility is the most critical factor influencing the application of sustainable construction methods and materials.

Ferrer, Thomé and Scavarda [9] reviewed the concept of sustainable urban infrastructure and concluded that the concept is multi-leveled and is interlinked between climate-change issues, economic growth, urban growth, environmental costs, resources availability, decisions and supporting systems and urban infrastructure system. The concept itself has evolved through the years with the evolution and growth of society as well as advances in city infrastructure. The most recent criteria for sustainable urban infrastructure involves disaster mitigation, having a low maintenance but highly efficient city system, being a resilient city and providing livable

conditions adaptable to the induced changes of climate change situation.

Karakoç [10] studied alternative materials or designed housing to be marketable and accepted by consumers it must first be supported by government mechanisms such as policies or regulations. Therefore, the criteria for materials used in green housing, eco-friendly houses, energy efficient homes, etc. are important for practical applications. At the present, there are standards for alternative materials issued by the International Standardization Organization (ISO) such as the sustainable building construction under ISO 14040, construction materials under ISO 21930 and consideration criteria under ISO 21931. Some tools developed for the assessment of the efficiency in environmental performance in the construction practices such as ATHENA Impact Estimator for Buildings & Eco Calculator and Building for Environmental and Economic Sustainability (BEES) software. The study identified sustainability in the construction sector into 4 main pillars, environmental performance of the material, building performance of the material, economic performance of the material and material characteristics.

Khasreen, M.M., Banfill, P.F.G., and Menzies, G.F. [11] reviewed the life cycle assessment (LCA) tool and recommends it for use to determine the environmental impact of buildings in detail. LCA will be able to identify the impacts at every stage of the construction and throughout its life span and can work with multilevel datasets.

Liew [12] presented that the commonly used wastes in construction practices are from 3 sectors, agriculture (rice husk ash, corn cob ash and sawdust ash), industrial (fly ash, silica fume and granulated blast furnace slag) and municipal wastes (glass, plastic and paper). Biocomposites construction products are being studied in a wide range as they are based on renewable resources but there are some complexities and challenges in terms of engineering properties for the materials in terms of applications. A mixture of agricultural waste is also a possibility to achieve required strength for the product [13].

Krizmane, M., et al. [13] explored the key criteria for existing sustainable building rating tools and suggested that applications should be consistent with local regulations, certification systems should be applied and tools such as LEED and BREEAM certification systems can be used for measuring energy efficiency. This can be used for determining the sustainability of the building performance after the construction phase. However, although existing tools can provide confidence for quality according to the sustainability principles, policy framework, legislation and market support is still required for end users or owners to decide to apply sustainable design for buildings and utilize sustainable construction materials so that they can be marketed.

Nielsen [14] used the life cycle tool to assess Carbon footprint of concrete buildings based on the Danish cement and concrete industry case study. It was concluded that during the production phases the carbon footprint of concrete is higher compared to light-weight materials. Alternative materials for cementitious materials will greatly reduce the carbon footprint of concrete because most of the emissions are in that process. When concrete building becomes of age it should be torn down and the material should be reused in other applications that are safe in order to offset the CO_2 created. The differences between concrete structures and light-weight structure in terms of CO_2 footprint can be anywhere from 10 to 50 years.

Danso, H. [15] reviewed studies on properties of sustainable construction materials which are commonly used and identified the 25 indicators for sustainable construction materials based on the three pillars of sustainability. Of these indicators, 12 was suggested for use as the baseline for future studies exploring the sustainability of construction materials including 3 indicators for environmental sustainability, 4 indicators for social sustainability and 5 indicators for economic sustainability. The environmental sustainability indicators include human toxicity, climate change and solid waste. Social indicators include adaptability, thermal comfort, local resources and housing for all. Economic sustainability includes maintenance cost, operation cost, initial cost, long-term savings, and life span of the material.

2.2 Potential of Hemp Shiv as Alternative Construction Material

Pantawee, Sinsiri, Jaturapitakkul, and Chindaprasirt [16] studied the potential of hemp shiv for use as coarse aggregates in concrete based material. It was found that hemp concrete of 1420-1470 kg/m^3 density aged 28 days had the comprehensive strength of 15.0-17.0 MPa and water absorption content of 14.5-16.5% for $Al_2(SO_4)_3$ treated hemp shiv. This was one of the earlier studies on the application of hemp in construction

materials in Thailand. The study on the physical and mechanical properties of hemp concrete resulted in satisfactory basic block material indicating that hemp can be used to replace coarse aggregates in the concrete-based material [16].

Arrigoni, A., et al. [17] performed life cycle assessment of natural building materials looking at the role of carbonation, mixture components and transport in the environmental impacts of hempcrete blocks. The study showed that the use of hempcrete is growing quickly across Europe and North America because they can use build on site techniques and this lowers the emissions from transport in its life cycle. Hempcrete blocks stores high amount of carbon and as building materials they will be removing more carbon than they emitted during the growth and block production process. CO2 is also absorbed during carbonation process which takes up to 240 days. It is suggested that consideration of indirect land use change should be considered as part of the environmental impact assessment if hemp will be grown on the industrial scale to support the construction industry. This may limit the biomass stock required and thus limit the market for hempcrete or other hemp-based construction materials.

Florentin, Y., et al. [18] suggests that using hemp-lime bio-composite building materials has advantages over other materials because of the unique properties of hemp in carbon sequestering. Hemp-lime composites may be further developed into load baring construction materials. The bio-fibers are applicable for use in construction requirements and are potential alternative as efficient mitigation option for construction materials. Furthermore, hemp-lime material may contribute to long-term reduction of energy requirement in buildings.

Dhakal, U., et al.[19] studied a bio-aggregate based composite material, hempcrete, and found that the material has low thermal conductivity (0.074 to 0.103 W/mK) and it is an effective moisture buffer. Hempcrete materials can absorb noise better than pure concrete materials and also has high carbon sequestration index. Hemp is good quality bio-light-weight aggregate, however, it will also make the blocks have lower comprehensive strength as it has higher porosity. At the same time, marketing of hempcrete is limited to the niche market.

Elfordy, S., et al. [20] found that the flexural strength of hemp and lime ranges from 0.832-1.191 MPa for mixture density of 430-607 kg/m^{3}.. This is relatively low compared to other materials. It should also be noted that the higher the density the lower the thermal resistance.

Wahyuni, A.S. et al [21] tested the performance of rice husk ash, sea shell ash and bamboo fiber as additives to concrete mixture. Test results show that the tensile strength is increased with the addition of all 3 materials with bamboo fiber reinforced concrete as the most comparable to that of normal concrete.

Pittau et al. [22] performed a study focusing on the application of bio-based materials in wall structure applications and in addition to that studied the CO_2 emission reduction potential using life cycle inventory (LCI), life cycle assement (LCA) and dynamic life cycle assement (DLCA) to identify GWI and GWP. Results showed that the material's performance in the walls were good, with the addition of walls with straw and hempcrete and hemp shiv showing negative Global Warming Index (GWI). However, the study suggested that further studies should be performed for the magnitude of impact on climate change if large scale plantations are encourage to secure supply of bio-composites even though they are good alternatives for cementitious materials.

Çomak, B., et al. [23] found that the comprehensive strength of cement motar is improved with 2-3% of added hemp fiber and they have good adherence to cement. The suggested fiber length is 12 mm for best results as reinforcement materials. The sample mixtures have densities of 2065 kg/m^3 and 2156 kg/m^3.

Shahzad [24] concluded that as hemp fibers are being used as reinforcement materials more and more they still have their weakness in water absorption. Application of hemp fiber to replace synthetic fibers will require enhancement of fiber properties. However, the tensile properties of hemp fibers are sufficient for use in composite materials as substitution for glass fiber in general.

Ingraol, C. et al. [25] concluded that the production cost of hemp-based construction material will be higher than conventional raw materials. However, its quality and properties are competitive in the growing eco-market and green economy trend. In this regards, enabling policies such as the EU's policy to support producers of hemp-based materials should be considered to encourage the application of hemp in the production of construction material market and industry.

3. Discussion

The reviewed literatures suggest that hemp shiv have positive potential as eco-materials in the sense that they make energy efficient construction materials, are renewable resources, and have CO2 offset potential both during supply production and as a finished product. These traits contribute to the sustainability of construction sector. However, for Thailand, sustainability criteria for promoting industrial hemp that should be considered should include land use change from food production land to industrial hemp land as suggested by [5-6], [15], [22]. The 12 baseline sustainability indicators for sustainable construction materials suggested by [15] are relevant but should also be customized for more details for hemp. Upcycling hemp shiv is an option to create green economy but the market demands and the economic viability must be considered [5], [8], [19]. This is because hemp production in Thailand is not industrialized and in order to sustain the production of construction materials using hemp on the industrial scale the environmental, economic and social requirements will need to be prioritized in details.

Studies reviewed show that preliminary properties of hemp applications in construction materials are consistent with the growing need for green construction. It has the potential and will contribute to lowering the carbon footprint of construction material production and building at the end of use. Moreover, if hemp is produced on the industrial scale, the use of shiv in construction materials will be a way to upcycle the waste material from the industry and support the circular economy and green economy concepts which are consistent to Thailand's development strategy. Further studies will be required to identify the appropriate mixture for construction material using hemp and other agro-waste. However, some materials such as rice husk or corn cob studied [4, 21] may not be good options for Thailand because they are already being used in other industries. More precise details on economic efficiency should be explored to verify the cost-effectiveness of the investment.

Hemp shiv as waste materials from the industry on its own are carbon-negative and the hemp-added eco-material products can account for CO_2 offset in the other parts of the building construction lowering the overall CO_2 emission of a building [6], [11]. Existing sustainability assessment tools such as ISO 14040, ISO 21930, ISO 21931, LEED and Building for Environmental and Economic Sustainability (BEES) [10], [13] should be applied with projected information for hemp production in Thailand.

It should be noted that production of basic hempcrete and hemp concrete or even in-place construction using hemp-lime mixture doesn't require high technology or applications. However, for mass production more advanced technology should be adopted and apply to ensure long term economic efficiency for the production process. Also, to ensure market access of hemp construction products in Thailand, a survey assessing end-user requirements and acceptance level should be performed. The mindset of the end-users in developing countries like Thailand may not be willing to pay much more for eco-materials than what they are paying for conventional materials even though they are aware of the climate change problem and environmental issues. The survey may include questions that will help collect information which will be useful for future design and development of construction products from hemp. In addition to the GWP and CO2 offset potential [17], [22], other benefits of hemp composite materials such as thermal conductivity [19], improved physical and mechanical properties [16], [18-12], and [23] should also be considered. International market such as Europe and North America where there are demands for hempcrete [17] may be an alternative option for market access, however the transportation process cost and CO_2 footprint will increase drastically so the trade-off and eco-efficiency should also be considered. The information can then be used to support decision making process in more detail.

The local details of each indicator should be further identified and explore. Using hemp shiv in its basic form may be a low technology production method but it offers physically and mechanically usable lightweight eco-material product. More advanced applications such as hemp fibers in other forms for reinforcement materials are also an option and further studies are encouraged. Non-cementitious based materials such as hemp-lime composites or hempcrete [18-19] are products that have potential as eco-materials for construction but improvements are required in terms of strength and design to enhance its applications in construction and make them more marketable.

Another concern on industrializing hemp production which is a major sustainability criteria is land use change which may

impact food security and create social conflict. Enabling legal frameworks for implementation and applications should be discussed and knowledge and information should be disseminated to stakeholders, specifically farmers so they can make informed decisions before they alter their food crop land to hemp production fields.

From the above discussion and considerations, the sustainability indicators for hemp shiv applications as eco-materials in construction based on suggested indicators by [15] that should be highlighted are suggested as follows.

Environmental indicators: human toxicity, climate change, solid waste and land use change.

Economic indicators: market access, supply, maintenance cost, production cost, initial cost, long-term savings, and life span of the material.

Social indicators: adaptability, thermal comfort, local resources, food security.

4. Conclusions

In conclusion, the reviewed literatures showed positive potential for using hemp shiv to produce eco-materials for construction in Thailand. It has the potential to support the green economy concept in terms of being eco-material and contributing to lowering carbon emissions from the construction industry as a substitute to cementitous material by off-setting the CO_2 emission for the cement production process with the carbon negative hempcrete production. On the economic front, upcycling of hemp into construction material requires studies on cost of production and selling price. This can be performed in parallel with the LCA process and interpreted the collected LCI data. On the social front, food security from land use change may become an issue at the industrial scale and careful consideration and land use planning may help to solve and manage this problem. A more holistic approach may be applied to reduce conflicts and create understanding with local applications. Furthermore, for the sustainability of green construction materials hemp-based bio-composites should also be considered rather than relying only on using hemp shiv. For such materials, physio-mechanical and other engineering properties testing will be required to ensure compatibility and safety of application of the product in the construction industry. Meanwhile, the sustainability indicators should be used to carry out subsequent studies for future promotion of application of hemp shiv in the construction material production for Thailand's construction industry.

5. Further work

Further work will include identifying sustainability indicators for industrial hemp production in Thailand based on the sustainability indicators review using qualitative survey. This will be followed by a quantitative study on CO_2 emissions related to hempcrete in Thailand will be carried out using LCA methodologies together with other sustainability assessment tools such as ISO 14040, ISO 21930 and ISO 21931 based on the sustainability indicators identified. In parallel to that, the results of the application of hempcrete as wall materials in terms of energy efficiency, thermal conductivity and indoor air quality will be assessed.

Acknowledgement

The authors express sincere thanks to Thailand Research Fund for the Research Career Development (RSA) funding support through the RSA61-Theerawat Sinsiri project and Suranaree University for the facilities and support.

References

[1] UN Environment and International Energy Agency (2017): Towards a zero-emission, efficient, and resilient buildings and construction sector. Global Status Report 2017.

[2] Huang, L., Krigsvoll., G., Johansen, F., Liu, Y., Zhang, X. (2018). Carbon emission of global construction sector. *Renewable and Sustainable Energy Reviews, Elsevier,* 81(P2), pp. 1906-1916.

[3] Madurwar, M. V., Ralegaonkar, R. V., Mandavgane, S. A. (2013). Application of agro-waste for sustainable construction materials: a review. *Construction and Building Materials,* 38, pp. 827-878.

[4] Raut, S. P., et al. (2011). Development of sustainable construction material using industrial and agricultural solid waste: A review of waste-create bricks. *Construction and Building Materials*, 25(10), pp. 4037-4042.

[5] Yilmaz, M., Bakiş, A. (2015). Sustainability in Construction Sector. *Procedia-Social and Behavioural Science*, 195, pp. 2253-2262.

[6] Colangelo, F., Forcina, A. et al (2018). Life cycle assessment (LCA) of different kind of concrete containing waste for sustainable construction. *Buildings*, 8(5), pp.70 doi: 10.3390/buildings8050070

[7] Panyakaew, S., Fotios, S. (2008). Agricultural Waste Materials as Thermal Insulation for Dewllings in Thailand: Preliminary Results. *PLEA 2008-25th Conference on Passive and Low Energy Architecture*, Dublin, Ireland, 22-24 October 2008.

[8] Gan, X., Zou, J., Ye, K., Skitmore, M., and Xiong, B. (2015). Why sustainable construction? Why not? An owner's perspective. *Habitat International,* 47, pp. 61-68.

[9] Ferrer, A. L. C., Thomé, A. M. T., and Scavarda, A. J. (2018). Sustainable urban infrastructure: A review. *Resources, Conservation and Recycling,* 128, pp. 360-372.

[10] Karakoç., A. (2017). A Brief Review on Sustainability Criteria for Building Materials. *JOJ Material Sci.* 2(1): 555579. DOI: 10.19080/ JOJMS.2017.02.555579

[11] Khasreen, M. M., Banfill, P. F. G., and Menzies, G. F. (2009). Life-Cycle Assessment and the Environmental Impact of Buildings: A Review. *Sustainability*, 1, pp. 674-701.

[12] Liew, K. M., et al. (2017). Green concrete: Prospects and challenges. *Construction and Building Materials*, 156, pp. 1063-1095.

[13] Krizmane, M., et al. (2016). Key Criteria Across Existing Sustainable Building Rating Tools. *Energy Procedia*, 96, pp. 94-99.

[14] Nielsen, C. V. (2008). Carbon footprint of concrete buildings seen in the life cycle perspective. *Concrete Technology Forum*, Proceedings NRMCA 2008 June 2008, Denver, USA.

[15] Danso, H. (2018). Identification of Key Indicators for Sustaiable Construction Materials. *Advances in Materials Science and Engineering*, V2018, Article ID 6916258 https://doi.org/10.115/2018/6916258

[16] Pantawee, S., et al. (2017). Utilization of hemp concrete using hemp shiv as coarse aggregate with aluminium sulfate [$Al_2(SO_4)_3$] and hydrated lime [$Ca(OH)_2$] treatment. *Construction and Building Materials,* 156, pp. 435-442.

[17] Arrigoni, A., et al. (2017). Life cycle assessment of natural building materials: the role of carbonation, mixture components and transport in the environmental impacts of hempcrete blocks. *Journal of Cleaner Production,* 149, pp. 1051-1061.

[18] Florentin, Y., et al. (2017). A life-cycle energy and carbon analysis of hemp-lime bio- composite building materials. *Energy and Buildings,* 156, pp. 293-305.

[19] Dhakal, U., et al. (2017). Hygrothermal performance of hempcrete for Ontario (Canada) buildings. *Journal of Cleaner Production,* 142, pp. 3655-3664.

[20] Elfordy, S., et al. (2008). Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hempcrete") manufactured by a projection process. *Construction and Building Materials,* 22(10), pp. 2116-2123.

[21] Wahyuni, A. S., et al. (2014). The Performance of Concrete with Rice Husk Ash, Sea Shell Ash and Bamboo Fibre Addition. *Procedia Engineering*, 95, pp. 473-478.

[22] Pittau, F., et al. (2018). Fast-growing bio-based materials as an opportunity for storing carbon in exterior walls. *Building and Environment*, 129, pp. 117-129.

[23] Çomak, B., et al. (2018). Effects of hemp fibers on characteristics of cement based mortar. *Construction and Building Materials,* 169, pp. 794-799.

[24] Shahzad, A. (2013). A Study in Physical and Mechanical Properties of Hemp Fibres. *Advances in Materials Science and Engineering,* http://dx.doi.org/10.1155/2013/325085

[25] Ingrao, C. et al. (2015). Energy and environmental assessment of industrial hemp for building applications: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews,* 51, pp. 29-42.

กำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว

Compressive Strength, Elastic Modulus and Poisson's Ratio of Rapid Hardening Concrete

สมพร งามทวี[1,*] รุ่งโรจน์ อยู่รอด[2] นราศักดิ์ แสนกล้า[3] กริชฌากรณ์ มูลเสนา[4] ศตคุณ เดชพันธ์[5] ณัฐพงศ์ ดำรงวิริยะนุภาพ[6] และ ธนากร ภูเงินขำ[7]

[1,2,3,4,5,7] *หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา*

[6] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยพะเยา จ.พะเยา*

**Corresponding author; E-mail address: somporn.ng36@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษากำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างและซิลิก้าฟูม โดยใช้สัดส่วนของเถ้าลอยแคลเซียมสูงต่อกากดินล้างต่อซิลิกาฟูมเท่ากับ 100:0:0, 90:10:0, 90:5:5, 80:20:0, 80:15:5, 80:10:10, 70:30:0, 70:25:5, 70:20:10 และ 70:15:15 ตามลำดับ งานวิจัยนี้ใช้สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นเท่ากับ 10 โมลาร์ เป็นสารละลายด่างในส่วนผสม โดยทำการทดสอบระยะเวลาการก่อตัว กำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว ผลการทดสอบ พบว่า การใช้กากดินล้างแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงสำหรับการผลิตคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วช่วยชะลอระยะเวลาการก่อตัวได้ กำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตมีแนวโน้มลดลงตามปริมาณการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูม จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่า คอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างร้อยละ 10 มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับส่วนผสมควบคุม

คำสำคัญ: คอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว, เถ้าลอยแคลเซียมสูง, กากดินล้าง, ซิลิกาฟูม, สมบัติเชิงกล

Abstract

This article aims to study the compressive strength, elastic modulus and Poisson's ratio of rapid hardening concrete made from high-calcium fly ash incorporated with clay residue (CR) and silica fume (SF). The FA:CR:SF ratios were 100:0:0, 90:10:0, 90:5:5, 80:20:0, 80:15:5, 80:10:10, 70:30:0, 70:25:5, 70:20:10 and 70:15:15, respectively. Sodium silicate solution with 10 molar sodium hydroxide solution were used as alkaline solutions in the mixture. The setting time, compressive strength, modulus of elasticity, and Poisson's ratio of rapid hardening concrete were investigated. Test results found that the usage of CR to replace FA for manufacturing rapid hardening concrete could delay its setting time. The compressive strength and elastic modulus of FA rapid hardening concrete tended to decrease with an increase in both CR and SF. It can be concluded that rapid hardening concrete made from FA with 10%CR was a marginal increase compared to the control mix.

Keywords: Rapid hardening concrete, High-calcium fly ash, Clay residual, Silica fume, Mechanical properties

1. บทนำ

ปัญหาสิ่งแวดล้อมที่มีผลมาจากกระบวนการผลิตปูนซีเมนต์ที่มีการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์สู่บรรยากาศปริมาณมาก และปัญหาการกำจัดของเสียจากกระบวนการอุตสาหกรรม ทำให้เกิดแรงกระตุ้นในการวิจัยและพัฒนาที่จะลดปัญหาดังกล่าวที่เพิ่มมากขึ้น ในปัจจุบันมีงานวิจัยที่จะนำวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมมาผลิตเป็นวัสดุใหม่มากขึ้น โดยใช้เป็นวัสดุประสานแทนปูนซีเมนต์หรือลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ให้น้อยลง หนึ่งในนั้นคือ วัสดุอัลคาไล [1]

วัสดุอัลคาไลสามารถสังเคราะห์ได้จากวัตถุดิบที่มีส่วนประกอบของซิลิกา (SiO_2) และอะลูมินา (Al_2O_3) นำมาทำปฏิกิริยากับสารละลายที่เป็นด่าง เช่น สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกต ทำให้เกิดปฏิกิริยาและเกิดการแข็งตัวและสามารถรับกำลังได้ วัสดุตั้งต้นที่นิยมใช้ในการผลิต ได้แก่ เถ้าลอย เถ้าแกลบ เถ้าปาล์มน้ำมัน และเถ้าชานอ้อย เป็นต้น [1, 2]

ในประเทศไทยนิยมใช้เถ้าลอยจากโรงงานไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง องค์ประกอบหลักทางเคมีของเถ้าลอยประกอบด้วยซิลิกา อะลูมินา และแคลเซียมที่มีปริมาณสูงเป็นหลัก จากรายงานวิจัย พบว่า เถ้าลอยที่มีปริมาณแคลเซียมสูงมีความเหมาะสมในการใช้เป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์ [3] อย่างไรก็ตามการใช้เถ้าลอยที่มีปริมาณแคลเซียมสูงเป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตคอนกรีตยังคงต้องมีการปรับปรุงสมบัติเชิงกลให้ดียิ่งขึ้น ดังนั้น กระบวนการผลิตจึงจำเป็นต้องใช้วัตถุดิบเสริมที่มีองค์ประกอบของซิลิกาเข้ามาทำปฏิกิริยาร่วมกับเถ้าลอยที่มีปริมาณแคลเซียมสูง เพื่อให้ได้ผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) ที่เพิ่มมากขึ้น ซึ่งสารประกอบนี้มีสมบัติในการยึดประสานมากขึ้นภายในระบบของวัสดุอัลคาไล

จากงานวิจัยที่ผ่านมา การใช้ซิลิกาฟูมหรือไมโครซิลิกาที่มีปริมาณของซิลิกามากกว่าร้อยละ 90 ผสมในคอนกรีตทำให้สมบัติเชิงกลของคอนกรีตดีขึ้น เนื่องมาจากซิลิกาฟูมมีความละเอียดสูงมากทำให้สามารถลดค่าความพรุนและเพิ่มปริมาณของแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตได้มากขึ้น [4] นอกจากนั้นวัสดุอีกหนึ่งชนิดที่มีปริมาณของซิลิกาสูง คือ กากดินล้าง ซึ่งจากข้อมูลกระบวนการผลิตเซรามิก วัตถุดิบที่ใช้จะเป็นดินขาวซึ่งมีปริมาณของซิลิกามากกว่าร้อยละ 45 [5] จึงน่าจะเป็นแหล่งให้ซิลิกาที่น่าสนใจสำหรับการผลิตคอนกรีต

ดังนั้น งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษากำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างและซิลิกาฟูม ซึ่งผลการทดสอบที่ได้รับช่วยให้เข้าใจถึงพฤติกรรมของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างและซิลิกาฟูมและเป็นแนวทางเบื้องต้นในการพัฒนาคอนกรีตที่มีการก่อตัวเร็วใช้เป็นวัสดุซ่อมแซมต่อไปในอนาคต

2. การเตรียมวัสดุและการทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ และกากดินล้าง (CR) จากกระบวนการผลิตเซรามิก จังหวัดลำปาง และซิลิกาฟูม องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง กากดินล้าง และซิลิกาฟูมดังแสดงในตารางที่ 1 จะเห็นว่าเถ้าลอยประกอบด้วยซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) เหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เป็นหลัก ซึ่งปริมาณผลรวมของ SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3 เท่ากับ 60.92 เปอร์เซ็นต์ และ CaO เท่ากับ 25.79 เปอร์เซ็นต์ เถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้จึงจัดอยู่ในเถ้าลอย Class C ตามมาตรฐาน ASTM C618 [6] ส่วนกากดินล้างและซิลิกาฟูมประกอบด้วยซิลิกาเป็นหลัก ส่วนมวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำและมวลรวมหยาบใช้หินปูนย่อยขนาด 3/8 นิ้ว

สารละลายด่างที่ใช้ในการเกิดปฏิกิริยา คือ สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้มข้น 10 โมลาร์ (NH) และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) ที่มีองค์ประกอบทางเคมีของ Na_2O เท่ากับร้อยละ 12.37, SiO_2 เท่ากับร้อยละ 29.94 และ H_2O เท่ากับร้อยละ 57.69 โดยน้ำหนัก

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง กากดินล้าง และซิลิกาฟูม

Chemical compositions	FA (%)	CR (%)	SF (%)
SiO_2	31.32	77.48	92.00
Al_2O_3	13.96	9.74	0.70
Fe_2O_3	15.64	2.43	1.20
CaO	25.79	0.54	0.20
MgO	2.94	0.02	0.20
Na_2O	2.83	0.01	0.40
K_2O	2.93	5.61	0.10
SO_3	3.29	1.01	-
LOI	1.30	1.51	-

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว (kg/m^3)

สัญลักษณ์	FA	CR	SF	NH	NS	RS	CA
100FA0CR0SF	427	-	-	118	118	489	1201
90FA10CR0SF	385	43	-	118	118	490	1202
90FA5CR5SF	385	21	21	118	118	489	1199
80FA20CR0SF	342	85	-	118	118	491	1204
80FA15CR5SF	342	64	21	118	118	489	1201
80FA10CR10SF	342	43	43	118	118	488	1198
70FA30CR0SF	299	128	-	118	118	491	1206
70FA25CR5SF	299	107	21	118	118	490	1203
70FA20CR10SF	299	85	85	118	118	489	1199
70FA15CR15SF	299	64	64	118	118	488	1196

2.2 อัตราส่วนผสมและเตรียมตัวอย่าง

อัตราส่วนผสมของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วดังแสดงในตารางที่ 2 โดยใช้สัดส่วนของเถ้าลอยแคลเซียมสูงต่อกาก ดินล้างต่อซิลิกาฟูมเท่ากับ 100:0:0, 90:10:0, 90:5:5, 80:20:0, 80:15:5, 80:10:10, 70:30:0, 70:25:5, 70:20:10 และ 70:15:15 ตามลำดับ ในการผสมคอนกรีตใช้อัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.55 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NS/NH) เท่ากับ 1.0 และใช้สารพลาสติกไซเซอร์ (SP) ร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน

ขั้นตอนการผสมคอนกรีตประกอบด้วย การผสมเถ้าลอยแคลเซียมสูงกากดินล้างและซิลิกาฟูมให้เข้ากัน จากนั้นเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 10 โมลาร์ ผสมเป็นเวลา 1 นาที เติมมวลรวมละเอียดและมวลรวมหยาบผสมเป็นเวลา 1 นาที และเติมสารละลายโซเดียมซิลิเกต และสารพลาสติกไซเซอร์ ผสมอีกครั้งให้เข้ากันประมาณ 1 นาที การเตรียมตัวอย่างคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วดังแสดงในรูปที่ 1

(ก) การบรรจุคอนกรีต

(ข) ลักษณะการบ่มคอนกรีตที่อุณหภูมิห้องควบคุม

รูปที่ 1 วิธีเตรียมตัวอย่างคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว

รูปที่ 2 การทดสอบกำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว

2.3 เตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

หลังจากกระบวนการผสมเสร็จแล้ว ทำการเทลงแบบหล่อทรงกระบอกเส้นผ่าศูนย์กลางเท่ากับ 100 สูงเท่ากับ 200 มิลลิเมตร และกระทุ้งตามมาตรฐาน ASTM C39 [7] แล้วทำการห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่าง และเก็บไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส และถอดแบบเมื่อครบ 24 ชั่วโมงหลังจากการเทตัวอย่างลงแบบ จากนั้นทำการห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นอีกครั้ง ดังแสดงในรูปที่ 1ข และเก็บตัวอย่างไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส จนครบอายุการทดสอบตัวอย่างที่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน โดยผลการทดสอบใช้ค่าเฉลี่ยจากการทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง

การทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ววิเคราะห์ตามมาตรฐาน ASTM C39 [7] ส่วนค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองดำเนินการทดสอบและวิเคราะห์ตามมาตรฐาน ASTM C469 [8] ดังแสดงในรูปที่ 2 สำหรับการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นหาได้จากสมการ (1) และอัตราส่วนปัวซองหาได้จากสมการ (2)

$$E = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (1)$$

$$\mu = \frac{\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1}}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (2)$$

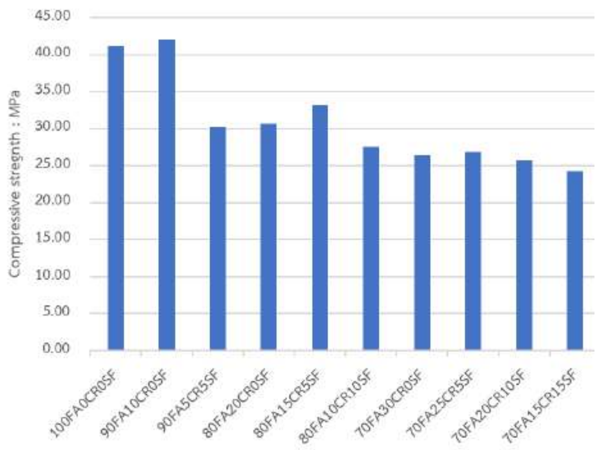
เมื่อ E หมายถึง โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (GPa), S_2 หมายถึง ความเค้นอัดของคอนกรีตที่ร้อยละ 40 ของกำลังอัดประลัย (MPa), S_1 หมายถึง ค่าความเค้นอัดที่เกิดความเค้น 0.00005 (MPa), ε_2 หมายถึง ค่าความเครียดที่ทำให้เกิดความเค้นเท่ากับ S_2, μ หมายถึง ค่าอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีต, ε_{t2} หมายถึง ค่าความเครียดด้านข้างที่ตำแหน่งกึ่งกลางตัวอย่างคอนกรีตเมื่อมีความเค้นเท่ากับ S_2, ε_{t1} หมายถึง ค่าความเครียดด้านข้างที่ตำแหน่งกึ่งกลางตัวอย่างคอนกรีตเมื่อมีความเค้นเท่ากับ S_1

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

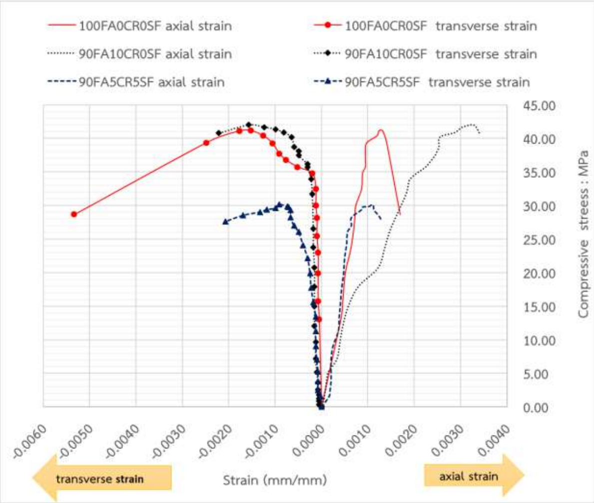
3.1 กำลังอัด

ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม ดังแสดงในรูปที่ 3 พบว่าการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีแนวโน้มลดลง อาจเนื่องจากว่าการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนซิลิกาต่ออะลูมินาในระบบของการผลิตคอนกรีต จากการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมในส่วนผสมเกินปริมาณที่เหมาะสมต่อการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีต อีกทั้งซิลิกาจากกากดินล้างเป็นซิลิกาที่ไม่มีความว่องไวมากเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับซิลิกาจากเถ้าลอย ส่งผลให้การทำปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอไรเซชั่นเพื่อให้ได้ผลผลิตโซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (NASH) หรือจีโอโพลิเมอร์เจลน้อยกว่า [9] แต่อย่างไรก็ตามองค์ประกอบของซิลิกาจากกากดินล้างและซิลิกาฟูมน่าจะช่วยการทำปฏิกิริยาในช่วงอายุปลายทำนองเดียวกับปฏิกิริยาปอซโซลานของระบบซีเมนต์ปกติ [10] ซึ่งผลการทดสอบตามรูปที่ 3 เป็นการทดสอบของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วที่อายุเพียง 7 วัน ซึ่งเป็นไปได้ว่ากำลังอัดช่วงต้นของการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมในส่วนผสมของคอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงจะช้ากว่าเมื่อพิจารณาการใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงในส่วนผสมเพียงอย่างเดียว ดังนั้น ควรต้องมีการศึกษากำลังอัดของคอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างและซิลิกาฟูมในอายุปลายเพิ่มเติม

นอกจากนี้จากรูปที่ 3 ยังพบว่า กำลังอัดของคอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมกากดินล้างร้อยละ 10 (ส่วนผสม 90FA10CR0SF) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย โดยสามารถให้ค่ากำลังอัดสูงถึง 42.0 เมกะปาสคาล เมื่อเทียบกับส่วนผสมควบคุม (ส่วนผสม 100FA0CR0SF) ที่ให้ค่ากำลังอัดเท่ากับ 41.2 เมกะปาสคาล อาจเป็นไปได้ว่าปริมาณการแทนที่ด้วยกากดินล้างที่ร้อยละ 10 เป็นปริมาณที่เหมาะสมต่อการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีต



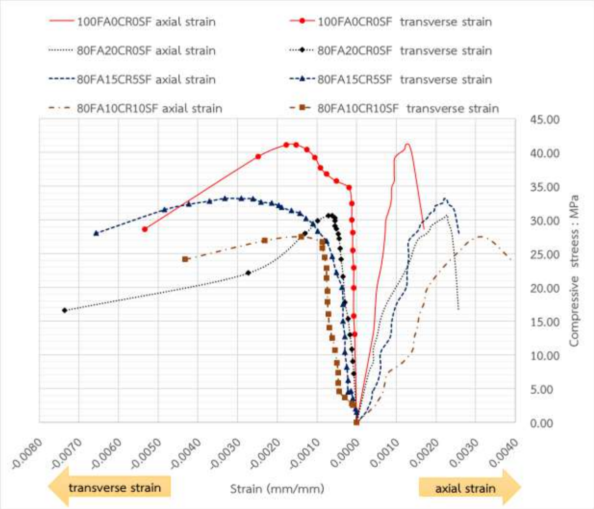
รูปที่ 3 กำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม (ร้อยละ 10) ที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน

ตารางที่ 3 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน

Symbol	Modulus of Elasticity (GPa)	Poisson's ratio
100FA0CR0SF	34.4	0.26
90FA10CR0SF	30.9	0.28
90FA5CR5SF	22.5	0.20
80FA20CR0SF	25.0	0.25
80FA15CR5SF	15.0	0.23
80FA10CR10SF	7.6	0.33
70FA30CR0SF	19.3	0.26
70FA25CR5SF	16.0	0.25
70FA20CR10SF	14.8	0.18
70FA15CR15SF	15.7	0.21



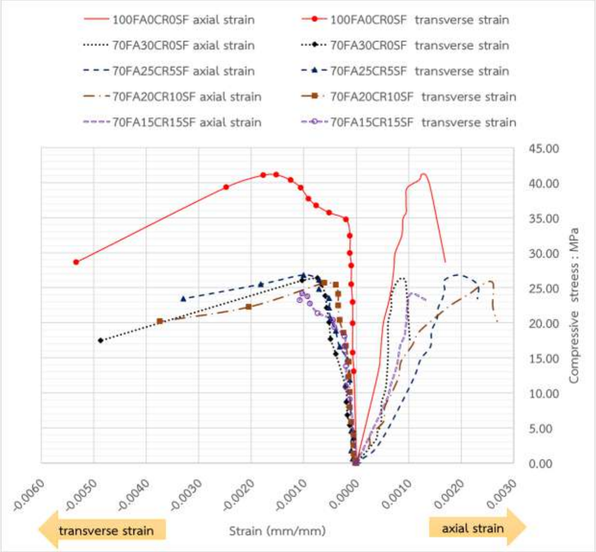
รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม (ร้อยละ 20) ที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน

3.2 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซอง

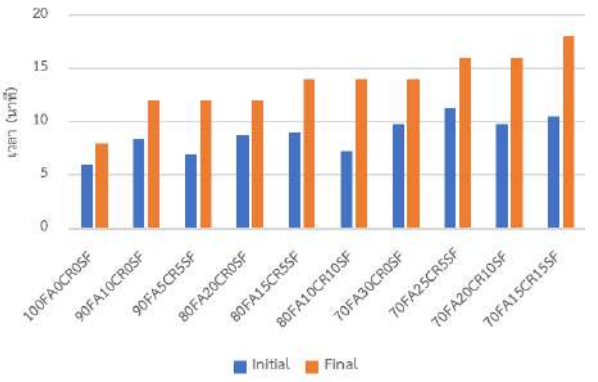
ผลการทดสอบค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูมดังแสดงไว้ในตารางที่ 3 พบว่า การใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงส่งผลให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมีแนวโน้มลดลง ซึ่งผลการทดสอบสอดคล้องกับกำลังอัดของคอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (รูปที่ 3) และความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม (รูปที่ 4-6) ซึ่งการแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูมในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว พบว่า เส้นความชันมีแนวโน้มลดลงซึ่งการที่ความชันลดลงและความเครียดเพิ่มขึ้นแสดงถึงคอนกรีตจะมีความเหนียวมากขึ้นและเป็นข้อดีของโครงสร้างคอนกรีต

ส่วนผลการทดสอบอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม พบว่า กราฟมีลักษณะเป็นไปในทิศทางเดียวกับความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต จากตารางที่ 3 จะเห็นได้ว่าการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมทำให้อัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น อาจเนื่องจากปริมาณที่เพิ่มขึ้นของกากดินล้างทำให้เนื้อคอนกรีตมีความไม่เป็นเนื้อเดียวกันเพิ่มขึ้น จึงอาจส่งผลต่อพฤติกรรมการเสียรูปร่างของคอนกรีต ซึ่งโดยปกติคอนกรีตกำลังสูงจะมีค่าอัตราส่วนปัวซองระหว่าง 0.20-0.25 [11] และจีโอโพลิเมอร์คอนกรีตจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีค่าอัตราส่วนปัวซองระหว่าง 0.21-0.31 [12] ส่วนคอนกรีตปกติจะมีอัตราส่วนปัวซองระหว่าง 0.11-0.21 [11] จากผล

การทดสอบดังแสดงในตารางที่ 3 จะเห็นได้ว่า ส่วนผสมที่มีค่ามากกว่า 0.31 อาจหมายถึงคอนกรีตมีพฤติกรรมการเสียรูปร่างแบบบวมตัวหรือขยายตัวด้านข้างมากซึ่งสอดคล้องกับค่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่กราฟจะมีลักษณะคว่ำเป็นอย่างมาก



รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูม (ร้อยละ 30) ที่อายุบ่มเท่ากับ 7 วัน



รูปที่ 7 ระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นต้นและก่อตัวเริ่มปลายของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว

3.3 ระยะเวลาการก่อตัว

ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยกากดินล้างและซิลิกาฟูมดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่า ระยะเวลาการก่อตัวเริ่มต้นของคอนกรีตอยู่ในช่วง 6–11 นาที และระยะเวลาการก่อตัวเริ่มปลายของคอนกรีตอยู่ในช่วง 8-18 นาที เมื่อพิจารณาปัจจัยของการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมต่อระยะเวลาการก่อตัวของคอนกรีต พบว่า การใช้กากดินล้างและซิลิกาแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงสำหรับการผลิตคอนกรีตช่วยชะลอระยะเวลาการก่อตัวได้ อาจเนื่องจากการใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมช่วยเพิ่มอัตราส่วนซิลิกาต่ออะลูมินาในระบบของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็ว ซึ่งโดยปกติแล้วอัตราส่วนซิลิกาต่ออะลูมินาที่เพิ่มขึ้นจะส่งผลให้ระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลเพิ่มขึ้น [9]

4. บทสรุป

4.1 การใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงส่งผลให้กำลังอัดของคอนกรีตมีแนวโน้มลดลงส่วนผสม อาจเนื่องจากว่าการเพิ่มขึ้นของอัตราส่วนซิลิกาต่ออะลูมินาภายในระบบ

4.2 กำลังอัดของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วผสมกากดินล้างร้อยละ 10 มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย โดยสามารถให้ค่ากำลังอัดสูงถึง 42.0 เมกะปาสคาล เมื่อเทียบกับส่วนผสมควบคุมที่ให้ค่ากำลังอัดเท่ากับ 41.2 เมกะปาสคาล ที่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน

4.3 การใช้กากดินล้างและซิลิกาฟูมแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงส่งผลให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วมีแนวโน้มลดลง แต่ในทางตรงกันข้ามอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น อาจเนื่องจากปริมาณที่เพิ่มขึ้นของกากดินล้างส่งผลให้คอนกรีตมีความไม่เป็นเนื้อเดียวกันเพิ่มขึ้นจึงอาจส่งผลต่อพฤติกรรมการเสียรูปร่างแบบบวมตัวหรือขยายตัวด้านข้างมาก

4.4 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วมีค่าระหว่าง 7.6-34.4 จิกะปาสคาล ส่วนอัตราส่วนปัวซองของคอนกรีตที่มีการแข็งตัวเร็วมีค่าระหว่าง 0.18-0.33

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ ศูนย์กลางมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J. (1991). Geopolymers - Inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis*, 37(8): pp. 1633-1656.

[2] Chindaprasirt, P. and Rattanasak, U. (2010). Utilization of blended fluidized bed combustion (FBC) ash and pulverized coal combustion (PCC) fly ash in geopolymer, Waste Management, 30: pp. 667-672.

[3] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Chindaprasirt, P. (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. *Materials & Design*,. 53, pp. 269-274.

[4] Abrams, D. A., Design of Concrete Mixtures, Bulletin 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, Revised Edition, 1918

[5] Chindaprasirt, P. and Jaturapitakkul, P., Cement, Pozzolan and Concrete, 6th edition

[6] ASTM C618-17a (2017). Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete, annual book of ASTM standards, vol. 04.02.

[7] ASTM C39M-18 (2018). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, Annual Book of ASTM Standard, Vol.04.02.

[8] ASTM C469 (2002). Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression. Annual Book of ASTM Standard, Vol.02.01.

[9] Chindaprasirt P., De Silva P., Sagoe-Crenstil K. and Hanjitsuwan S. (2012). Effect of SiO_2 and Al_2O_3 on the setting and hardening of high calcium fly ash-based geopolymer systems. *Journal of Materials Science*, 47: pp. 4876-4883.

[10] Kroehong W., Sinsiri T., Jaturapitakkul C., and Chindaprasirt P. (2011). Effect of palm oil fuel ash fineness on the microstructure of blended cement paste, *Construction Building and Materials*, 25(11): pp. 4095-4104.

[11] Sofi M., van Deventer J.S.J., Mendis P.A., and Lukey G.C. (2007). Engineering properties of inorganic polymer concretes (IPCs), *Cement and Concrete Research*, 37: pp. 251–257.

[12] Phoo-ngernkham T., Phiangphimai Ch., Damrongwiriyanupap N., Hanjitsuwan S., Thumrongvut J. and Chindaprasirt P. (2018). A Mix Design Procedure for Alkali-Activated High-CalciumFly Ash Concrete Cured at Ambient Temperature. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2018: pp. 1-13.

การศึกษาเปรียบเทียบการใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตต่อสมบัติเชิงกลและการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง

Comparative Study using FGD-Gypsum and Calcium Sulfate on Mechanical Properties and Drying Shrinkage of Alkali-Activated High-Calcium Fly Ash Mortar

สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์[1,*] บวรรัก อินทร์จอหอ[2] ขัตติย ชมพูวงศ์[3] ชุดาภัค เดชพันธ์[4] ศตคุณ เดชพันธ์[5] และ ธนากร ภูเงินขำ[6]

[1]สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง จ.ลำปาง
[2,3,4,5,6] หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา
**Corresponding author; E-mail address: yim_kachan@yahoo.com, hanjitsuwan@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาการเปรียบเทียบผลของเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตต่อสมบัติเชิงกลและการหดตัวแห้งของวัสดุอัคลาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง โดยเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ปริมาณการแทนที่ของเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตที่เลือกใช้ในการศึกษาครั้งนี้เป็นปริมาณการแทนที่จากการศึกษาในงานวิจัยก่อนหน้าที่ทำให้ได้ค่าการหดตัวของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีค่าต่ำที่สุด สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นเท่ากับ 10 โมลาร์ เป็นสารละลายด่างในส่วนผสม ผลการทดสอบ พบว่าการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่ม และแคลเซียมซัลเฟตในเถ้าลอย ส่งผลต่อสมบัติของวัสดุอัคลาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง โดยการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตในเถ้าลอยส่งผลทำให้ค่าระยะเวลาการก่อตัวลดลง แต่อย่างไรก็ตามยังช่วยพัฒนากำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ สำหรับค่ากำลังรับแรงอัดและค่ากำลังรับแรงดัดของสดุอัคลาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงที่อายุปลายในกรณีที่มีการแทนที่ด้วยแคลเซียมซัลเฟตมีค่าลดลง สำหรับการใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตในวัสดุอัคลาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงส่งผลทำให้ค่าการหดตัวแห้งลดลงเมื่อเทียบกับส่วนผสมควบคุม

คำสำคัญ: วัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง, เอฟจีดียิปซั่ม, แคลเซียมซัลเฟต, สมบัติเชิงกล, การหดตัวแห้ง

Abstract

This research presents the comparative study using FGD gypsum (FGD) and calcium sulfate ($CaSO_4$) on mechanical properties and drying shrinkage of alkali-activated high-calcium fly ash (FA) mortar. FA was replaced by FGD and Ca_2SO_4 at the rates of 5.0% and 2.5% by weight of binder, respectively. This ratio of FDG and Ca_2SO_4 was based on the previous study in term of low drying shrinkage of alkali-activated high-calcium FA paste. Sodium silicate (Na_2SiO_3) solution and 10M sodium hydroxide (NaOH) solution were used as liquid alkaline activation in all mixtures. Test results found that the use of FGD and Ca_2SO_4 to replace FA resulted in decreasing of setting time whereas its strength development improved. However, at the later stage, the compressive and flexural strengths of alkali-activated high-calcium FA with Ca_2SO_4 decreased. The use of FGD and Ca_2SO_4 in alkali-activated high-calcium FA mortar decreased its drying shrinkage, in which comparison with the control mix.

Keywords: Alkali-activated high-calcium fly ash, FGD-gypsum, Calcium sulfate, Mechanical properties, Drying shrinkage

1. คำนำ

ในประเทศไทยมีการศึกษาและพัฒนาวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยในประเด็นต่าง ๆ เพื่อให้สามารถทราบพฤติกรรมของวัสดุดังกล่าว และหาแนวทางในการประยุกต์ใช้วัสดุดังกล่าวในงานก่อสร้างจริง ข้อดีของวัสดุอัลคาไล คือ การพัฒนาค่ากำลังรับแรงอัด ความสามารถในการทนทานต่อการกัดกร่อนของกรดและด่าง และทนไฟได้ดี [1] อย่างไรก็ตามการนำวัสดุอัลคาไลไปใช้ในหน้างานจริงในภาคสนามยังมีประเด็นที่ควรพิจารณาในเรื่องของการเร่งปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นที่อุณหภูมิปกติ ซึ่งการเติมสารผสมเพิ่มในวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอย เช่น วัสดุที่มีองค์ประกอบของแคลเซียมออกไซด์ สามารถช่วยเร่งปฏิกิริยาได้ [2-3] เนื่องจากแคลเซียมออกไซด์ในระบบของวัสดุอัลคาไลทำให้เกิดผลผลิตไฮเดรชั่น คือ สารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) แทรกอยู่ในเนื้อสารประกอบ

โซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (NASH) หรือจีโอโพลิเมอร์เจล ทำให้สามารถปรับปรุงสมบัติของวัสดุอัลคาไลให้ดีขึ้น [4] แต่อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาปัจจัยของค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไล พบว่า ค่าการหดตัวแห้งยังคงมีค่าที่ค่อนข้างสูงมากโดยเฉพาะเมื่อบ่มที่อุณหภูมิห้อง [5-6] จากงานวิจัยของ Ridtirud et al. [5] และ Fernandez-Jimenez et al. [7] พบว่า การเร่งปฏิกิริยาด้วยความร้อนช่วยลดค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลได้เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับการบ่มที่อุณหภูมิห้อง นอกจากนั้น Matalkah et al. [8] ได้มีการศึกษาการใช้วัสดุบางชนิด เช่น ซิลิกาฟูมร้อยละ 5 โพลิเอทิลีนไกลคอลร้อยละ 5 ผงหินปูนร้อยละ 5 พบว่า การใช้วัสดุดังกล่าวในวัสดุอัลคาไลช่วยปรับปรุงสมบัติการหดตัวได้

ขณะเดียวกัน สกลวรรณ และคณะ [9] ดำเนินการศึกษาเบื้องต้น พบว่า การใช้สารผสมเพิ่มที่มีสมบัติขยายตัวทั้ง 4 ชนิด ประกอบด้วย แคลเซียมซัลเฟต เอฟจีดียิปซั่ม โดโลไมต์ และแมกนีเซียมคาร์บอเนต ส่งผลต่อสมบัติของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง ซึ่งค่าระยะเวลาก่อตัวมีแนวโน้มลดลงส่วนค่ากำลังอัดของวัสดุอัคลาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น แต่อย่างไรก็ตามประเด็นของการชดเชยค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัคลาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงด้วยสารผสมเพิ่มที่มีสมบัติขยายตัวยังไม่ได้มีการรายงานและนำเสนอซึ่งเป็นข้อมูลที่สำคัญและเป็นประโยชน์ต่อการพิจารณาการนำวัสดุอัลคาไลไปใช้ในหน้างานจริงในภาคสนาม ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงศึกษาเปรียบเทียบการใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อผลิตวัสดุอัคลาไลมอร์ต้าร์ที่มีต่อระยะเวลาการก่อตัว กำลังอัด กำลังดัด และการหดตัวแห้ง ซึ่งข้อมูลที่ได้รับจากการศึกษาครั้งนี้จะเป็นประโยชน์ต่อการพัฒนาวัสดุอัลคาไลใช้ในอุตสาหกรรมก่อสร้างต่อไป

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ ประกอบด้วย เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง สารผสมเพิ่ม ประกอบด้วย เอฟจีดียิปซั่ม (Flue Gas Desulfurization Gypsum; FGD) แคลเซียมซัลเฟต ($CaSO_4 . 7H_2O$, $CaSO_4$) และทรายแม่น้ำ องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุตั้งต้นดังแสดงในตารางที่ 1 สารละลายด่างที่ใช้ในงานวิจัยประกอบด้วยสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) เข้มข้นเท่ากับ 10 โมลาร์ และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) โดยองค์ประกอบทางเคมีของสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) ประกอบด้วย 13.45% Na_2O, 32.39% SiO_2 และ 54.16% H_2O

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุตั้งต้น

Chemical compositions (%)	FA	FGD	$CaSO_4$
SiO_2	36.93	0.73	-
Al_2O_3	18.10	0.42	0.06
Fe_2O_3	11.91	0.09	-
CaO	21.41	32.84	40.66
MgO	2.78	0.76	0.30
K_2O	2.28	0.01	0.01
Na_2O	1.42	0.17	0.15
TiO_2	0.36	0.03	0.27
P_2O_5	0.20	0.04	0.02
other	0.16	0.01	0.13
SO_3	2.90	48.47	58.40
LOI	1.54	16.44	-

2.2 อัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

ปริมาณการแทนที่เอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เลือกจากงานวิจัยที่ผ่านมา [9] เนื่องด้วยปริมาณการแทนที่ดังกล่าวส่งผลทำให้ได้ค่ากำลังรับแรงอัดและค่าหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลเพสต์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมสารผสมเพิ่มที่มีสมบัติการขยายตัวดีที่สุด

ในการผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จะใช้อัตราส่วนสารละลายโซเดียม-ซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 2.75 ทุกอัตราส่วนผสม ซึ่งจากการทดสอบความสามารถทำงานได้ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตเพื่อให้ได้ค่าการไหลแผ่ตามมาตรฐาน ASTM C1437 (ร้อยละ 110$\pm$5) [10] จากกระบวนการทดสอบดังกล่าวจะได้ค่าอัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.86 โดยอัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

Symbol	FA (g)	FGD (g)	$CaSO_4$ (g)	NH (g)	NS (g)	Sand (g)
100FA	100	-	-	43	43	275
FA5.0FGD	95	5	-	43	43	275
FA2.5$CaSO_4$	97.5	-	2.5	43	43	275

สำหรับการผสมเริ่มต้นด้วยผสมวัสดุตั้งต้นตามตารางที่ 2 ให้เข้ากันเป็นเวลาประมาณ 1 นาที จากนั้นเติมของเหลวที่เตรียมไว้ (สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกต) ลงไปในส่วนผสม เติมทราย แล้วผสมต่อจนส่วนผสมเป็นเนื้อเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 1

(ก) เครื่องผสม (ข) ผสมเถ้าลอยและสารผสมเพิ่ม

(ค) เติมสารละลายด่าง (ง) เติมทราย และผสมให้เป็นเนื้อเดียวกัน

รูปที่ 1 วิธีการผสมวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

2.3 การทดสอบระยะเวลาก่อตัว กำลังอัด กำลังดัด และค่าการหดตัวแห้ง

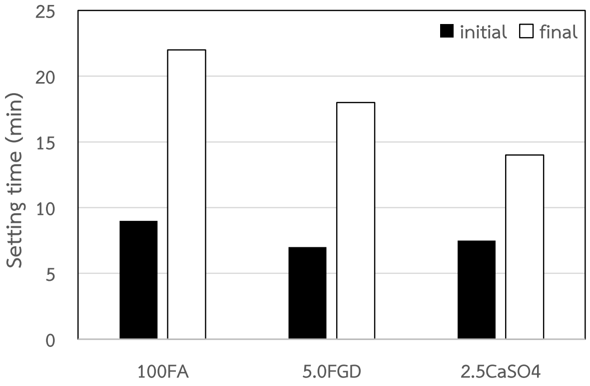
การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดัดแปลงจากมาตรฐาน ASTM C191 [11] ส่วนการทดสอบค่ากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C109 [12] โดยใช้แบบหล่อขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร และการทดสอบค่ากำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C78 [13] โดยใช้แบบหล่อขนาด 40x40x160 มิลลิเมตร สำหรับการเตรียมตัวอย่างสำหรับทดสอบกำลังอัดและกำลังดัด หลังกระบวนการผสมดำเนินการเทวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ลงแบบหล่อ หลังจากนั้นกระทุ้งตามมาตรฐานและใช้เกรียงปาดหน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบ 24 ชั่วโมง ดำเนินการถอดแบบหล่อและห่อฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและเก็บรักษาตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 28 และ 90 วัน โดยการรายงานผลการทดสอบค่ากำลังอัดและกำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ใช้ค่าเฉลี่ยจากตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง

สำหรับการทดสอบการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ใช้แบบหล่อรูปปริซึมขนาด 25x25x285 มิลลิเมตร ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C490 [14] และ ASTM C596 [15] สำหรับการเตรียมตัวอย่างหลังกระบวนการผสมดำเนินการเทวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ลงแบบหล่อที่เตรียมไว้ หลังจากนั้นกระทุ้งและใช้เกรียงปาดหน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบ 24 ชั่วโมง ดำเนินการถอดแบบหล่อและตัวอย่างจะถูกเก็บไว้ในห้องที่มีการควบคุมอุณหภูมิ 25±1 องศาเซลเซียส และความชื้นสัมพัทธ์ 50±5% โดยดำเนินการวัดค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ที่อายุตัวอย่างเท่ากับ 1-14, 28, 30, 60 และ 90 วัน โดยแต่ละส่วนผสมใช้ตัวอย่างจำนวน 4 ตัวอย่าง สำหรับวัดค่าการหดตัวแห้ง

3. ผลการวิจัย

3.1 ระยะเวลาก่อตัว

ระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 ดังแสดงในรูปที่ 1

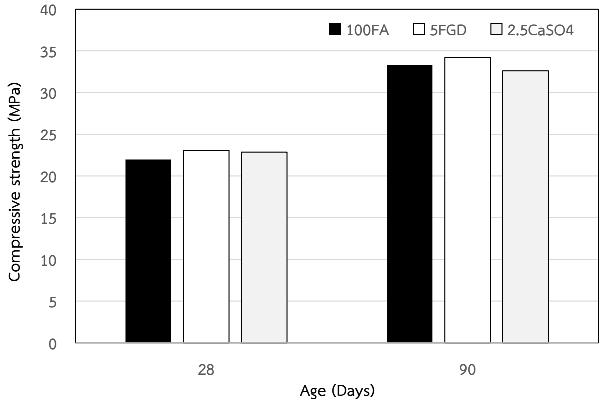


รูปที่ 1 ระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซัมและแคลเซียมซัลเฟต

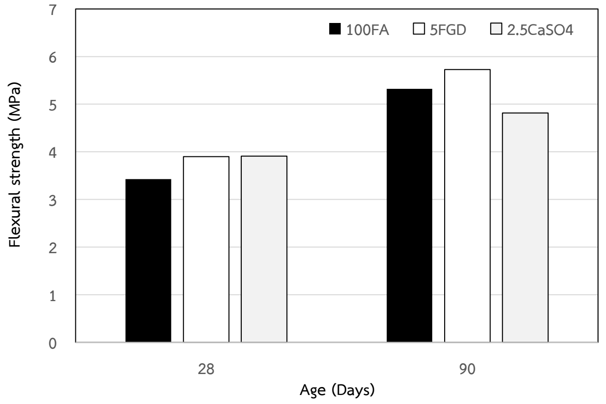
จากรูปที่ 1 พบว่าระยะเวลาก่อตัวต้นและก่อตัวปลายของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ส่วนผสมควบคุม) มีค่าเท่ากับ 9 และ 22 นาที ตามลำดับ เมื่อมีการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่ม และแคลเซียมซัลเฟตในเถ้าลอยพบว่า ระยะเวลาก่อตัวต้นและก่อตัวปลายมีแนวโน้มลดลง โดยค่าระยะเวลาก่อตัวต้นของ 2.5$CaSO_4$ และ 5FGD มีค่าเท่ากับ 7 และ 7.5 นาที ตามลำดับ และระยะเวลาก่อตัวปลายมีค่าเท่ากับ 18 และ 14 นาที ตามลำดับ การที่ค่าระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีแนวโน้มลดลง เนื่องจากการทำปฏิกิริยาระหว่าง Ca^{2+} จากเอฟจีดียิปซั่ม แคลเซียมซัลเฟต และเถ้าลอยแคลเซียมสูง กับซิลิกาและอะลูมินาจากวัสดุตั้งต้น เกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) เพิ่มขึ้นในระบบ [3,16] เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างการใช้เอฟจีดียิปซั่มกับแคลเซียมซัลเฟตต่อระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ พบว่าแคลเซียมซัลเฟตมีแนวโน้มก่อตัวเร็วกว่าการใช้เอฟจีดียิปซั่ม อาจเป็นเพราะว่า แคลเซียมซัลเฟตที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้เป็นแคลเซียมซัลเฟตเกรดห้องปฏิบัติการ ส่งผลให้มีความบริสุทธิ์มากกว่าเอฟจีดียิปซั่ม จากผลการทดสอบพบว่า วัสดุอัลคาไลที่มีการแทนที่ด้วยวัสดุผสมเพิ่มให้ค่าระยะเวลาการก่อตัวที่รวดเร็วซึ่งสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับงานซ่อมแซมตามมาตรฐาน ASTMC881/881M-14 [17]

3.2 กำลังอัดและกำลังดัด

กำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 ดังแสดงในรูปที่ 2 และ 3



รูปที่ 2 กำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟต



รูปที่ 3 กำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟต

จากรูปที่ 2 พบว่า ค่ากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ส่วนผสมควบคุม) ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 และ 90 วัน มีค่าเท่ากับ 22.0 และ 33.3 เมกะปาสคาล เมื่อมีการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตในเถ้าลอยแคลเซียมสูง พบว่า ค่ากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อยที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน โดยการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 มีค่าเท่ากับ 23.1 และ 22.9 เมกะปาสคาล ตามลำดับ ส่วนค่ากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 ที่อายุการบ่มเท่ากับ 90 วัน มีค่าเท่ากับ 34.2 เมกะปาสคาล แต่อย่างไรก็ตามค่ากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 ที่อายุการบ่มเท่ากับ 90 วัน มีแนวโน้มลดลงเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบกับส่วนผสมควบคุม

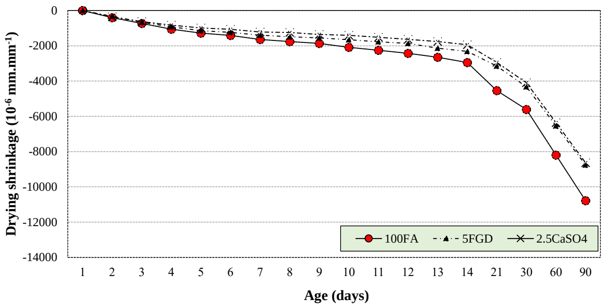
เมื่อวิเคราะห์ผลการทดสอบ พบว่า ค่ากำลังอัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อมีการแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตอาจเนื่องจากแคลเซียมออกไซด์ที่เพิ่มขึ้นสามารถเกิดปฏิกิริยากับซิลิกาและอะลูมินาทำให้เกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกต (CSH) และ/หรือแคลเซียมอะลูมิโนซิลิเกต-ไฮเดรต (CASH) เพิ่มขึ้น และเป็นการเร่งของปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นภายในระบบ [18-25] แต่อย่างไรก็ตามความเป็นไปได้ที่การใช้แคลเซียมซัลเฟตแทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงทำให้ค่ากำลังอัดมีแนวโน้มลดลงอาจเนื่องจากปริมาณซัลเฟต (SO_3) ในระบบ ซึ่งส่งผลเชิงลบต่อการพัฒนากำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบระหว่างการใช้เอฟจีดียิปซั่มกับแคลเซียมซัลเฟตต่อกำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ พบว่า แคลเซียมซัลเฟตเกรดห้องปฏิบัติการจะส่งผลต่อกำลังอัดมากกว่าเอฟจีดียิปซั่ม

ส่วนผลการทดสอบกำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ดังแสดงในรูปที่ 3 พบว่า ค่ากำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูง (ส่วนผสมควบคุม) ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 และ 90 วัน มีค่าเท่ากับ 3.4 และ 5.3 เมกะปาสคาล เมื่อเถ้าลอยแคลเซียมสูงถูกแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่ม พบว่า การแทนที่เอฟจีดียิปซั่มช่วยปรับปรุงกำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ โดยค่ากำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ผสมเอฟจีดียิปซั่มมีค่าเท่ากับ 3.9 และ 5.7 เมกะปาสคาล ตามลำดับ ส่วนการแทนที่แคลเซียมซัลเฟตในเถ้าลอยแคลเซียมสูง พบว่า ค่ากำลังรับแรงดัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ที่อายุเท่ากับ 28 วัน และมีแนวโน้มลดลงเมื่ออายุการบ่มเท่ากับ 90 วัน โดยค่ากำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ผสมแคลเซียมซัลเฟตมีค่าเท่ากับ 3.9 และ 4.8 เมกะปาสคาล ตามลำดับ ซึ่งผลของกำลังดัดมีแนวโน้มไปในทางเดียวกันกับผลการทดสอบกำลังอัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

3.3 การหดตัวแห้ง

ค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงเมื่อแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5 และแคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 ดังแสดงในรูปที่ 4 พบว่า ค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงแทนที่ด้วยเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตมีแนวโน้มต่ำกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับกรณีการใช้เถ้าลอยล้วน (ส่วนผสมควบคุม) อาจเนื่องจากเอฟจีดียิปซั่มหรือแคลเซียมซัลเฟตทำปฏิกิริยากับโซเดียมไฮดรอกไซด์เกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) และโซเดียมซัลเฟต (Na_2SO_4) [25] ซึ่งสารประกอบโซเดียมซัลเฟตจะมีความสามารถในการขยายตัว จึงช่วยปรับปรุงสมบัติด้านการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ได้ นอกจากนั้น Ettringite จากระบบของวัสดุอัลคาไลยังช่วยปรับปรุงสมบัติด้านการหดตัวแห้งได้ [25] โดยค่าการหดตัวแห้งที่อายุ 90 วัน ของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงจะมีค่าประมาณ 10,784x10^{-6} มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร ขณะที่การใช้เอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5.0 ช่วยลดค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เหลือเท่ากับ 8,758x10^{-6} มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร และการใช้แคลเซียมซัลเฟต

ร้อยละ 2.5 ช่วยลดค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เหลือเท่ากับ 8,633x10^{-6} มิลลิเมตรต่อมิลลิเมตร



รูปที่ 4 ค่าการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมเอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟต

4. บทสรุป

การใช้สารผสมเพิ่มที่มีสมบัติขยายตัว ได้แก่ เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงเพื่อผลิตวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ได้ผลการศึกษา คือ

1. ระยะเวลาการก่อตัวของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์เมื่อมีการแทนที่เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงมีแนวโน้มลดลงเมื่อพิจารณาเปรียบเทบส่วนผสมควบคุม (ไม่มีการแทนที่ด้วยวัสดุผสมเพิ่ม)

2.การใช้เอฟจีดียิปซั่มร้อยละ 5.0 แทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงช่วยปรับปรุงกำลังอัดและกำลังดัดได้ ส่วนการใช้แคลเซียมซัลเฟตร้อยละ 2.5 แทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงมีแนวโน้มเชิงลบต่อการพัฒนากำลังอัดและกำลังดัดของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์ที่อายุการบ่มเท่ากับ 90 วัน

3. การใช้เอฟจีดียิปซั่มและแคลเซียมซัลเฟตแทนที่ในเถ้าลอยแคลเซียมสูงช่วยปรับปรุงสมบัติด้านการหดตัวแห้งของวัสดุอัลคาไลมอร์ต้าร์

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากสำนักงานคณะกรรมการการอุดมศึกษาและสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย สัญญาเลขที่ MRG6180161 และผู้วิจัยขอขอบพระคุณสาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง และหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ศูนย์กลางมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J. (1991). Geopolymers - Inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis*, 37(8), pp. 1633-1656.

[2] Allahverdi, A., Kani, E.N. and Yazdanipour, M. (2011). Effects of blast-furnace slag on natural pozzolan - based geopolymer cement. *Ceramics-Silikaty*, 55(1), pp. 68-78.

[3] Guo, X., Shi, H., Chen, L. and Dick, W. (2010). Alkali-activated complex binders from class C fly ash and Ca-containing admixtures. *Journal of Hazardous Materials*, 173(1-3), pp. 480-486.

[4] Garcia-Lodeiro, I., Palomo, A.. Fernandez-Jimenez, A.. and MacPhee DE. (2011). Compatibility studies between N-A-S-H and C-A-S-H gels. Study in the ternary diagram Na_2O-CaO-Al_2O_3-SiO_2-H_2O. *Cement and Concrete Research*, 41(9), pp. 923-931.

[5] Ridtirud, C., Chindaprasirt, P., Pimraksa, K. (2011). Factors affecting the shrinkage of fly ash geopolymers. International *Journal of Minerals, Metallurgy, and Materials*, 18(1), pp. 100-104.

[6] Punurai, W., Kroehong, W., Saptamongkol, A., Chindaprasirt, P. (2018). Mechanical properties, microstructure and drying shrinkage of hybrid fly ash-basalt fiber geopolymer paste. *Construction and Building Materials*, 186, pp. 62-70.

[7] Fernández-Jiménez, A., Palomo, A. and Criado, M. (2005). Microstructure development of alkali-activated fly ash cement: a descriptive model. *Cement and Concrete Research*, 35(6), pp. 1204-1209.

[8] Matalkah, F., Salem, T., Shaafaey, M. and Soroushian, P. (2019). Drying shrinkage of alkali activated binders cured at room temperature. *Construction and Building Materials,* 201, pp. 563-570.

[9] สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, บวรรัก อินทร์จอหอ, ณัฐวัฒน์ เสาะสูงเนิน, ธนิศร เสาะสูงเนิน, ภัทรพล จัลวรรณ, อัครพล วะชุม, ฉัตรทริกา เพียงพิมาย และธนากร ภูเงินขำ (2563). ผลของสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวต่อระยะเวลาก่อตัวและกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง. *การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15*, 25-27 มีนาคม 2563, หน้า 216-220.

[10] ASTM C1437. (2015). Standard test method for flow of hydraulic cement mortar. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[11] ASTM C191. (2002). Standard test method for time of setting of hydraulic cement by Vicat needle. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[12] ASTM C109. (2002). Standard test method of compressive strength of hydraulic cement mortars. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[13] ASTM C78. (2018). Standard test method for flexural strength of concrete. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[14] ASTM C490. (2017). Standard practice for use of apparatus for the determination of length change of hardened cement paste, mortar, and concrete. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[15] ASTM C596. (2018). Standard test method for drying shrinkage of mortar containing hydraulic cement. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[16] กนกวรรณ ปันเขต และอุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ (2553). ผลของสารผสมเพิ่มต่อสมบัติของจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย. *วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ*. ปีที่ 33, ฉบับที่ 2, หน้า 121-132.

[17] ASTM C881/C881M-14. (2014). Standard specification for epoxy-resin-base bonding systems for concrete. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.02.

[18] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, T., Sata, V. and Chindaprasirt, P. (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. *Materials & Design,* 53, pp. 269-274.

[19] Hanjitsuwan, S., Phoo-ngernkham, T. and Damrongwiriyanupap, N. (2017). Comparative study using Portland cement and calcium carbide residue as a promoter in bottom ash geopolymer mortar. *Construction and Building Materials*, 133, pp. 128-134.

[20] Phoo-ngernkham, T., Phiangphimai, C., Intarabut, D., Hanjitsuwan, S., Damrongwiriyanupap, N. And Li, L.Y. (2020). Low cost and sustainable repair material made from alkali-activated high-calcium fly ash with calcium carbide residue. *Construction and Building Materials*, 247, pp. 118543.

[21] Phoo-ngernkham, T., Chindaprasirt, P., Sata, V., Pangdaeng, S. and Sinsiri, T. (2013). Properteis of high calcium fly ash geopolymer pastes containing Portland cement as additive. *International Journal of Minerals, metallurgy and Materials*, 20(2), pp. 214-220.

[22] Phoo-ngernkham, T., Hanjitsuwan, S., Damrongwiriyanupap, N. and Chindaprasirt, P. (2017). Effect of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on strengths of alkali activated high calcium fly ash containing Portland cement. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(6), pp. 2202-2010.

[23] Phoo-ngernkham, T., Maegawa, A., Mishima, N., Hatanaka, S. and Chindaprasirt, P. (2015). Effects of sodium hydroxide and sodium silicate solutions on compressive and shear bond strengths of FA–GBFS geopolymer. *Construction and Building Materials*, 91, pp. 1-8.

[24] Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Hanjitsuwan, S., Ridtirud, C., Hatanaka, S. and Chindaprasirt, P. (2016). Compressive strength, bending and fracture characteristics of high calcium fly ash geopolymer mortar containing Portland cement cured at ambient temperature. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41(4), pp. 1263-71.

[25] Boonserm, K., Sata, V., Pimraksa, K. and Chindaprasirt, P. (2012). Improved geopolymerization of bottom ash by incorporating fly ash using waste gypsum as additive. *Cement & Concrete Composites*, 34, pp. 819-824.

[26] Chindaprasirt, P., Thaiwitcharoen, S., Kawprion, S. and Rattanasak, U. (2013). Controlling ettringite formation in FBC fly ash geopolymer concrete. *Cement and Concrete Composites*, 41, pp. 24-28.

การศึกษาเบื้องต้นของผงอัลคาไล
Fundamental Study of Alkali-Activated Powder

กรกนก จอยนอก[1,*] ขัตติย ชมพูวงศ์[2] ชุดาภัค เดชพันธ์[3] ศตคุณ เดชพันธ์[4] สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์[5] และ ธนากร ภูเงินขำ[6]

[1,2,3,4,6]*หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา*

[5]*สาขาวิชาเทคโนโลยีโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏลำปาง จ.ลำปาง*

**Corresponding author; E-mail address: mildggnjn@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการพัฒนาวัสดุอัลคาไลผงเพื่อใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานในงานก่อสร้าง วัสดุตั้งต้นในการผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์ประกอบด้วยเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ โดยมีการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในเถ้าลอยร้อยละ 0, 10, 20 และ 30 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้มข้น 10 โมลาร์ และสารละลายโซเดียมซิลิเกตเป็นสารละลายอัลคาไลกระตุ้น ศึกษาอัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.4 และ 0.5 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และ 2.0 ในแต่ละส่วนผสมและบ่มตัวอย่างที่อุณหภูมิ 25 และ 60 องศาเซลเซียส นำวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่เตรียมได้มาบดและเรียกว่าวัสดุอัลคาไลผงเพื่อใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานในงานวัสดุก่อสร้าง สำหรับวัสดุเชื่อมประสานในงานก่อสร้างประกอบด้วยวัสดุอัลคาไลผง ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ และซิลิกาฟูม โดยมีการแทนที่วัสดุอัลคาไลผงด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และซิลิกาฟูมที่ร้อยละ 40 และ 10 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ตามลำดับ ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้มข้น 2 โมลาร์กับน้ำโดยกำหนดให้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.45 ในทุกส่วนผสมและบ่มตัวอย่างที่อุณหภูมิห้อง

จากผลการศึกษาค่ากำลังอัดของของวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์ พบว่า มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณการแทนปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในวัสดุประสาน และผลการศึกษาค่าระยะเวลาก่อตัวของวัสดุอัลคาไลผง พบว่าเมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ในวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์ ส่งผลทำให้วัสดุอัลคาไลผงมีการก่อตัวที่รวดเร็ว และเมื่อเพิ่มอุณหภูมิการบ่มของวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์เพิ่มขึ้นส่งผลทำให้วัสดุอัลคาไลผงมีการก่อตัวที่ต่ำลง จากผลการศึกษาข้างต้นจะเป็นข้อมูลในการพัฒนาวัสดุอัลคาไลผงในงานวัสดุก่อสร้างต่อไป

คำสำคัญ: ผงอัลคาไล, จีโอโพลิเมอร์, เถ้าลอย, ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์, ซิลิกาฟูม, กำลังรับแรงอัด

Abstract

This paper presents development of alkali-activated powder for use as binder in construction work. The precursor was consisted of fly ash and ordinary Portland cement for the production of geopolymer paste. The replacements of fly ash by ordinary Portland cement were 0, 10, 20 and 30 by weight of binder. The NaOH concentration of 10 molar and sodium silicate solution were used as alkaline activator. The liquid to binder ratio of 0.4 and 0.5, sodium silicate to NaOH solution of 1.0 and 2.0 were used as for all mixes and curing at 25 and 60 degrees Celsius. Geopoly paste that has been thoroughly grinded, called alkali powder, for use as binder in construction work. In which the binder in construction consists of alkali-activated powder, Portland cement and silica fume. The replacements of alkali-activated powder by ordinary Portland cement and silica fume were 40 and 10 by weight of binder respectively. The NaOH concentration of 2 molar and water. The water to binder ratio of 0.45, were used as for all mixes and curing at room temperature.

The compressive strength results of hardened geopolymer paste were increased with increase ordinary Portland cement replacement. And the results of testing the alkali-activated powder setting time showed that, when the amount of ordinary Portland cement in geopolymer paste increased, faster alkali-activated powder setting time. And when the incubation temperature of the geopolymer paste increased, the setting time of the alkali-activated powder slows down. The above information can be used as basic information in development of alkali-activated powder for use as binder in construction work.

Keywords: alkali-activated powder, geopolymer, fly ash, ordinary Portland cement, silica fume, compressive strength

1. คำนำ

ในปัจจุบันจีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่ได้รับความสนใจและมีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องเพื่อเป็นทางเลือกใหม่ในงานวัสดุก่อสร้าง จีโอโพลิเมอร์เปนวัสดุเชื่อมประสานชนิดหนึ่งที่มีองค์ประกอบของซิลิกา (SiO_2) และอะลูมินา (Al_2O_3) เป็นองค์ประกอบหลัก และทำการกระตุ้นด้วยสารละลายด่าง โดยส่วนมากสารละลายด่างที่นิยมใช้ คือ สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ และใช้ความร้อนเป็นตัวเร่งปฏิกิริยา เกิดการก่อตัวและแข็งตัวทำให้มีสมบัติในการรับแรงได้ ดังนั้นจีโอโพลิเมอร์จึงสามารถใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานได้ [1]

สำหรับในประเทศไทยวัสดุตั้งต้นที่นิยมใช้ในกระบวนการผลิตจีโอ-โพลิเมอร์ ได้แก่ เถ้าลอย ซึ่งเป็นวัสดุพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าจากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง [1] เถ้าลอยมีองค์ประกอบทางเคมีของซิลิกา อะลูมินาและแคลเซียมออกไซด์เป็นหลัก จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่า จีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยมีความแข็งแรงต่ำเมื่อบ่มที่อุณหภูมิห้อง [2] แนวทางการพัฒนากำลังอัดที่อุณหภูมิปกติ คือ เร่งการเกิดปฏิกิริยาที่อุณหภูมิประมาณ 40-90 องศาเซลเซียส หรือเติมสารผสมเพิ่มในระบบจีโอโพลิเมอร์เพื่อให้วัสดุจีโอโพลิเมอร์ที่มีสมบัติเหมาะสม [3] งานวิจัยที่ผ่านมาของสกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์ และคณะ [1] ศึกษาแนวทางการพัฒนากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยด้วยการแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า การแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่ในเถ้าลอยสามารถปรับปรุงกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์ที่อุณหภูมิห้องได้ งานวิจัยข้างต้นรายงานไว้ว่า ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์มีองค์ประกอบหลักทางเคมีคือ แคลเซียมออกไซด์ ซึ่งสามารถทำปฏิกิริยากับซิลิกาและอะลูมินาจากเถ้าลอยเกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) มากขึ้นและสารประกอบดังกล่าวจะอยู่ร่วมสารประกอบโซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (NASH) หรือจีโอโพลิเมอร์เจลส่งผลให้มีความสามารถรับกำลังได้เพิ่มขึ้น

แต่อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาการนำไปใช้งานในภาคสนามหรือเชิงพานิชย์จะเห็นได้ว่าวัสดุจีโอโพลิเมอร์ (วัสดุตั้งต้นผสมกับสารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์) ยังมีความยุ่งยากและลำบากในการใช้งาน ดังนั้นการพัฒนาจีโอโพลิเมอร์ให้เป็นผงอัลคาไลชนิดส่วนผสมเดียวเพื่อให้ง่ายต่อการนำไปใช้งานเป็นวัสดุเชื่อมประสานในงานก่อสร้างจึงได้รับการพัฒนาในปัจจุบันด้วยนิยาม “เพียงแค่เติมน้ำ” ก็สามารถใช้งานได้ ในปัจจุบันในประเทศไทยยังไม่มีการศึกษาผงอัลคาไลเพื่อใช้ในงานก่อสร้าง ขณะที่ต่างประเทศเริ่มมีงานวิจัยเกี่ยวกับด้านนี้ เช่น งานวิจัยของ Abdel-Gawwad and Abo-El-Enein [4] ที่ศึกษานวัตกรรมการผลิตผงจีโอโพลิเมอร์ แต่เมื่อวิเคราะห์กระบวนการผลิตของงานวิจัยนี้พบว่า ผู้วิจัยเลือกใช้วัสดุตั้งต้น คือ เถ้าตระกรันเหล็กผสมกับแคลเซียมคาร์บอเนตและน้ำเปล่าและกระตุ้นการเกิดปฏิกิริยาด้วยสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ผลการทดสอบ พบว่า กำลังอัดของผงจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีค่าประมาณ 50 เมกะปาสคาล ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน ขณะที่งานวิจัยของ Liew et al. [5] ได้ศึกษาผงจีโอโพลิเมอร์จากดินขาวเผาและเร่งการเกิดปฏิกิริยาด้วยอุณหภูมิระหว่าง 40-100 องศาเซลเซียส ผลการทดสอบพบว่า กำลังอัดของผงจีโอโพลิเมอร์มีค่าระหว่าง 5-10 เมกะปาสคาล ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน จากการสำรวจงานวิจัยเกี่ยวกับการพัฒนาผงจีโอโพลิเมอร์ยังคงมีน้อยมาก ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีจุดประสงค์เพื่อพัฒนาผงอัลคาไลเพสต์ที่ได้รับจากจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่ผ่านกระบวนการบดให้ละเอียดแล้วแค่เติมน้ำ ซึ่งผลการทดสอบที่ได้รับช่วยให้เข้าใจถึงพฤติกรรมเบื้องต้นของผงอัลคาไลเพสต์และเป็นแนวทางเบื้องต้นในการพัฒนาผงอัลคาไลเพสต์เพื่อใช้เป็นวัสดุเชื่อมประสานในอนาคต

2. การเตรียมวัสดุและการทดลอง

2.1 วัสดุตั้งต้นสำหรับการผลิตจีโอโพลิเมอร์

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์ ได้แก่ เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูงและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ดังแสดงในตารางที่ 1 จะเห็นว่าเถ้าลอยประกอบด้วยซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) เหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เป็นหลัก ซึ่งปริมาณผลรวมของ SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3 เท่ากับ 60.92 เปอร์เซ็นต์ และ CaO เท่ากับ 25.79 เปอร์เซ็นต์ เถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้จึงจัดอยู่ในเถ้าลอย Class C ตามมาตรฐาน ASTM C618 [6]

สารละลายด่างที่ใช้ในการเกิดปฏิกิริยา คือ สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้มข้น 10 โมลาร์ (NH) และสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) ที่มีองค์ประกอบทางเคมีของ Na_2O เท่ากับร้อยละ 12.37, SiO_2 เท่ากับร้อยละ 29.94 และ H_2O เท่ากับร้อยละ 57.69 โดยน้ำหนัก

2.2 วัสดุตั้งต้นสำหรับผลิตผงอัลคาไลเพสต์

วัสดุตั้งต้นที่ใช้ในการผลิตผงอัลคาไลเพสต์ ได้แก่ ผงจีโพลิเมอร์เพสต์ที่ผ่านกระบวนการบดให้ละเอียดและร่อนผ่านตะแกรงขนาด 150 ไมโครเมตร ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ซิลิกาฟูม และกระตุ้นด้วยสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NH) ที่ความเข้มข้น 2 โมลาร์ และน้ำประปา

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของวัสดุตั้งต้น

Chemical compositions (%)	FA	PC	SF
SiO_2	36.93	20.80	92.00
Al_2O_3	18.10	4.70	0.70
Fe_2O_3	11.91	3.40	1.20
CaO	21.41	65.30	0.20
MgO	2.78	1.50	0.20
K_2O	2.28	0.10	0.40
Na_2O	1.42	0.40	0.10
TiO_2	0.36	-	-
P_2O_5	0.20	-	-
SO_3	2.90	2.70	-
LOI	1.54	0.90	-

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์เพสต์

Symbol	FA (g)	PC (g)	NS (g)	NH (g)
100FA-0PC-0.4L/B-1.0NS/NH	100	-	20	20
100FA-0PC-0.4L/B-2.0NS/NH	100	-	27	13
100FA-0PC-0.5L/B-1.0NS/NH	100	-	25	25
100FA-0PC-0.5L/B-2.0NS/NH	100	-	33	17
90FA-10PC-0.4L/B-1.0NS/NH	90	10	20	20
90FA-10PC-0.4L/B-2.0NS/NH	90	10	27	13
90FA-10PC-0.5L/B-1.0NS/NH	90	10	25	25
90FA-10PC-0.5L/B-2.0NS/NH	90	10	33	17
80FA-20PC-0.4L/B-1.0NS/NH	80	20	20	20
80FA-20PC-0.4L/B-2.0NS/NH	80	20	27	13
80FA-20PC-0.5L/B-1.0NS/NH	80	20	25	25
80FA-20PC-0.5L/B-2.0NS/NH	80	20	33	17
70FA-30PC-0.4L/B-1.0NS/NH	70	30	20	20
70FA-30PC-0.4L/B-2.0NS/NH	70	30	27	13
70FA-30PC-0.5L/B-1.0NS/NH	70	30	25	25
70FA-30PC-0.5L/B-2.0NS/NH	70	30	33	17

2.3 อัตราส่วนผสม

2.3.1 จีโอโพลิเมอร์

เถ้าลอยถูกแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10, 20 และ 30 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน การผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์เพสต์จะแปรผันอัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.4 และ 0.5 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และ 2.0 และอุณหภูมิการบ่มเท่ากับ 25 และ 60 องศาเซลเซียส ทุกอัตราส่วนผสม อัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ดังแสดงในตารางที่ 2

ขั้นตอนการผสมจีโอโพลิเมอร์เพสต์ เริ่มต้นด้วยดำเนินการผสมเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ให้เข้ากันเป็นเวลา 1 นาที จากนั้นเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารละลายโซเดียมซิลิเกตและดำเนินการผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันเป็นเวลา 30 วินาที

2.3.2 ผงอัลคาไลเพสต์

ผงอัลคาไลเพสต์ (AAP) เป็นส่วนผสมระหว่าง ผงจีโอโพลิเมอร์ร้อยละ 50 ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 40 และซิลิกาฟูมร้อยละ 10 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน โดยใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.45 (น้ำประปารวมกับสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้น 2 โมลาร์) โดยอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานนี้เลือกใช้จากทดสอบหาปริมาณน้ำที่เหมาะสมตามมาตรฐาน ASTM C187-16 [7] (โดยพิจารณาให้เข็มมาตรฐานที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 มิลลิเมตร ของชุดทดสอบไวแคตจมลงไปในเพสต์เป็นระยะ 10 มิลลิเมตร ภายในเวลา 30 วินาที ปริมาณน้ำที่ทำให้ผงจีโอโพลิเมอร์เกิดความข้นเหลวปกตินี้จะเป็นค่ามาตรฐาน โดยอัตราส่วนผสมของผงอัลคาไลเพสต์ดังแสดงในตารางที่ 3

ขั้นตอนการผสมผงอัลคาไลเพสต์ เริ่มต้นด้วยดำเนินการผสมผงจีโอโพลิเมอร์ ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และซิลิกาฟูมให้เข้ากันเป็นเวลา 1 นาที หลังจากนั้นเติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และน้ำประปาแล้วทิ้งไว้เป็นเวลา 30 วินาที และเปิดเครื่องผสมด้วยความเร็วต่ำ (140±5 รอบต่อนาที) เป็นเวลา 60 วินาที หลังจากนั้นหยุดเป็นเวลา 20 วินาที เพื่อปาดซีเมนต์เพสต์ที่ติดอยู่ข้างๆ หม้อผสมและที่ใบพายให้มารวมกันตรงกลางและเปิดเครื่องผสมอีกครั้งด้วยความเร็วปานกลาง (285±10 รอบต่อนาที) เป็นเวลา 30 วินาที

ตารางที่ 3 อัตราส่วนผสมของผงอัลคาไลเพสต์

Symbol	AAP (g)	PC (g)	SF (g)	2M NH (g)	Water (g)
50AP-40PC-10SF-0.45W/B	50	40	10	10	35

2.4 การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

2.4.1 จีโอโพลิเมอร์เพสต์

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ดัดแปลงจากมาตรฐาน ASTM C191 [8] ส่วนการทดสอบค่ากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C109 [9] โดยใช้แบบหล่อขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร สำหรับการเตรียมตัวอย่างสามารถแบ่งออกเป็น 2 กรณี คือ

(1) บ่มตัวอย่างที่อุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส: หลังกระบวนการผสมดำเนินการเทจีโอโพลิเมอร์เพสต์ลงแบบหล่อ หลังจากนั้นกระทุ้งตามมาตรฐานและใช้เกรียงปาดหน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบ 24 ชั่วโมง ดำเนินการถอดแบบหล่อและห่อฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและเก็บรักษาตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 7 และ 28 วัน

(2) บ่มตัวอย่างที่อุณหภูมิเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส: หลังกระบวนการผสมดำเนินการเทจีโอโพลิเมอร์เพสต์ลงแบบหล่อ หลังจากนั้นกระทุ้งตามมาตรฐานและใช้เกรียงปาดหน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 1 ชั่วโมง แล้วนำตัวอย่างเข้าตู้อบเพื่อเร่งปฏิกิริยาเป็นเวลา 24 ชั่วโมง หลังจากครบ 24 ชั่วโมง ดำเนินการถอดแบบและห่อฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและเก็บรักษาตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 7 และ 28 วัน

โดยการรายงานผลการทดสอบค่ากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ทั้ง 2 กรณี ใช้ค่าเฉลี่ยจากตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง

2.4.2 ผงอัลคาไลเพสต์

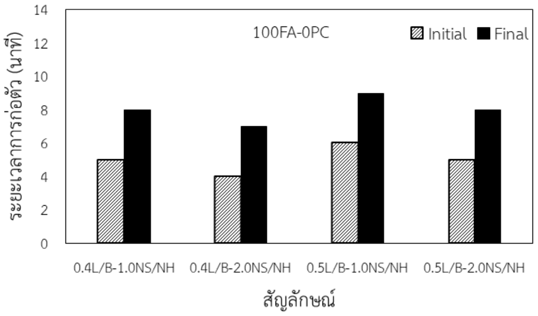
การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C191 [8] ส่วนการทดสอบค่ากำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM C109 [9] หลังกระบวนการผสมดำเนินการเทผงอัลคาไลเพสต์ลงแบบหล่อขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร หลังจากนั้นกระทุ้งตามมาตรฐานและใช้เกรียงปาด

หน้าตัวอย่างให้เรียบและหุ้มแบบหล่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่างเป็นเวลา 24 ชั่วโมง เมื่อครบ 24 ชั่วโมงดำเนินการถอดแบบหล่อและห่อฟิล์มพลาสติกอีกครั้งและเก็บรักษาตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องจนครบอายุการทดสอบเท่ากับ 1 วัน โดยการรายงานผลการทดสอบค่ากำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์ใช้ค่าเฉลี่ยจากตัวอย่างจำนวน 3 ตัวอย่าง

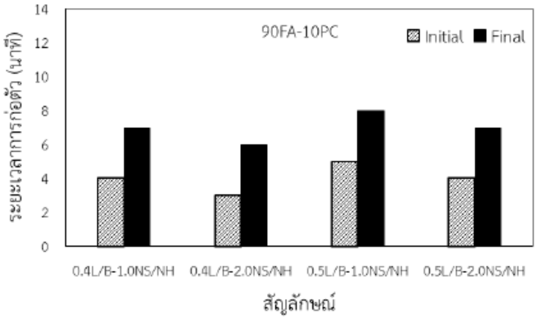
3. ผลการวิจัย

3.1 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์

ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์เพสต์แปรผันปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ซีเมนต์ร้อยละ 0-30 อัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.4 และ 0.5 และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และ 2.0 ดังแสดงในรูปที่ 1-4

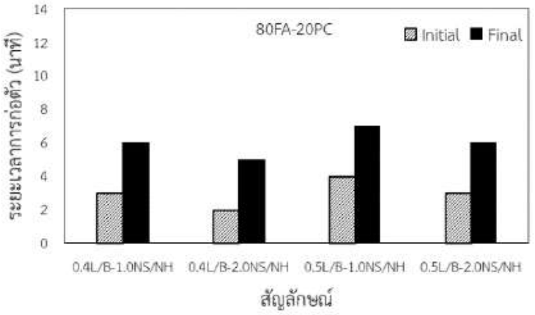


รูปที่ 1 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ของเถ้าลอยล้วน

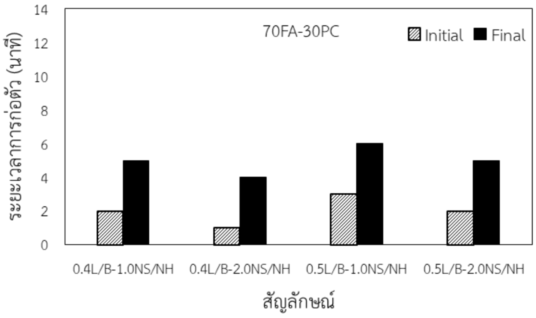


รูปที่ 2 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 10

ผลการทดสอบ พบว่าปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีแนวโน้มลดลง ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา [3] รายงานไว้ว่า การแทนที่ปูนซีเมนต์ทำให้ปริมาณแคลเซียมในระบบเพิ่มขึ้นทำให้ระบบมีการก่อตัวเร็วขึ้นและส่งผลให้เนื้อเพสต์มีการแข็งตัวเร็วขึ้น เช่นเดียวกันกับปัจจัยของซิลิกาที่มีความว่องไวในการทำปฏิกิริยาจากสารละลายโซเดียมซิลิเกตสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมออกไซด์จากเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ส่งผลให้เนื้อเพสต์มีการแข็งตัวเร็วขึ้น [10] ในทางตรงกันข้ามอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานที่เพิ่มขึ้นช่วยเพิ่มระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ ดังที่ได้มีการรายงานงานวิจัยก่อนหน้านี้ [11]



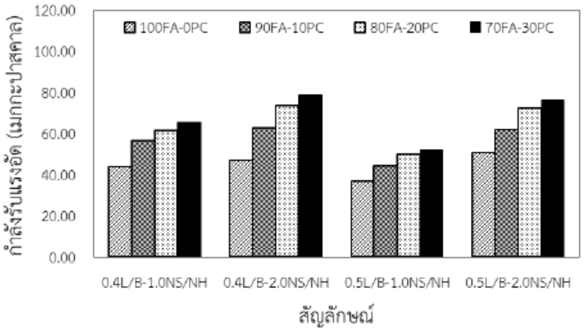
รูปที่ 3 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 20



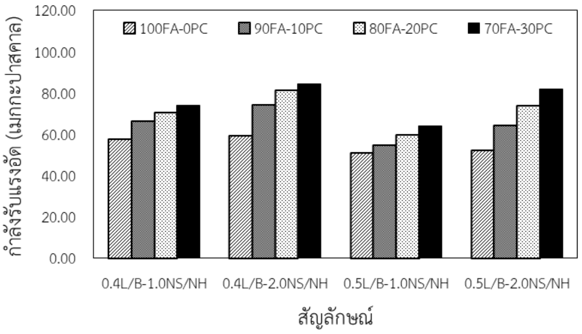
รูปที่ 4 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์แทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30

3.2 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์

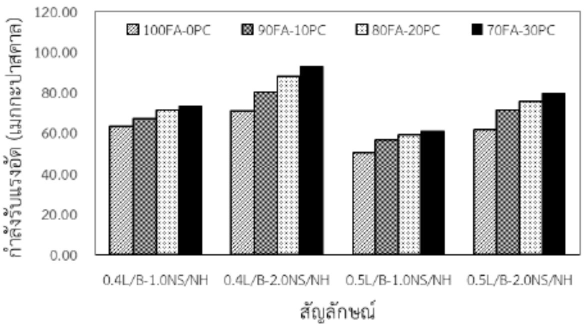
ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของเถ้าลอยจีโอโพลิเมอร์เพสต์แปรผันปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ซีเมนต์ร้อยละ 0-30 อัตราส่วนสารละลายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.4 และ 0.5 อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และ 2.0 และอุณหภูมิการบ่มเท่ากับ 25 และ 60 องศาเซลเซียส ดังแสดงในรูปที่ 5-8



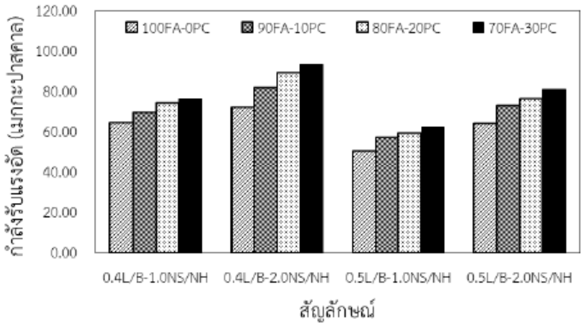
รูปที่ 5 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน และบ่มที่อุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส



รูปที่ 6 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่อายุการบ่มเท่ากับ 7 วัน และบ่มที่อุณหภูมิเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส



รูปที่ 7 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน และบ่มที่อุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส



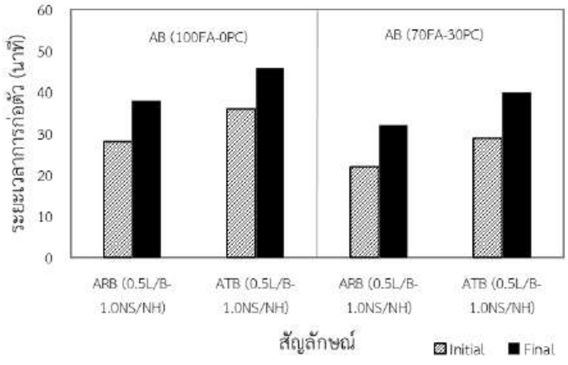
รูปที่ 8 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่อายุการบ่มเท่ากับ 28 วัน และบ่มที่อุณหภูมิเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

จากผลการทดสอบ พบว่าปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นช่วยพัฒนากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ได้ เนื่องจากการเพิ่มปริมาณแคลเซียมออกไซด์จากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ ทำให้แคลเซียมออกไซด์สามารถเกิดปฏิกิริยากับซิลิกาและอะลูมินาจากเถ้าลอยและเกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) ซึ่งการเกิดแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และอยู่ร่วมกับโซเดียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรต (NASH) หรือจีโอโพลิเมอร์เจลส่งผลเชิงบวกต่อการพัฒนากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์ [10] เช่นเดียวกันกับปัจจัยของซิลิกาที่มีความว่องไวในการทำปฏิกิริยาจากสารละลายโซเดียมซิลิเกตสามารถทำปฏิกิริยากับแคลเซียมออกไซด์จากเถ้าลอยและปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และเกิดเป็นสารประกอบแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) มากขึ้นภายในระบบ [10] ในทางตรงกันข้ามอัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานที่เพิ่มขึ้นส่งผลเชิงลบต่อกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ทำนองเดียวกันกับการเพิ่มอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ของระบบซีเมนต์ [11] ส่วนปัจจัยของอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยา พบว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส มีค่ากำลังอัดที่สูงกว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส ที่ส่วนผสมเดียวกัน ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา [3]

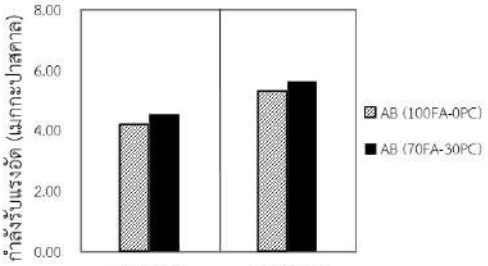
3.3 ระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์

ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์ดังแสดงในรูปที่ 9 พบว่า ค่าระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์มีแนวโน้มลดลงเมื่อเลือกใช้ผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30 เปรียบเทียบกับผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยล้วน โดยระยะเวลาการก่อตัวปลายของผงอัลคาไลเพสต์ที่ผลิตจากผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยล้วนมีค่าระหว่างประมาณ 38-45 นาที ส่วนระยะเวลาการก่อตัวปลายของผงอัลคาไลเพสต์ที่ผลิตจากผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30 มีค่าระหว่างประมาณ 33-40 นาที อาจเนื่องจากแคลเซียมออกไซด์สามารถทำปฏิกิริยากับซิลิกาจากผงจีโอโพลิเมอร์และซิลิกาฟูม

ส่วนปัจจัยของอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาของการผลิตผงจีโอโพลิเมอร์ต่อระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์ พบว่า อุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มก่อตัวช้ากว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส ข้อสรุปตรงนี้ยังไม่แน่ชัดต้องวิเคราะห์ร่วมกับโครงสร้างทางจุลภาคอีกครั้ง



รูปที่ 9 ระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์



รูปที่ 10 กำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์ที่อายุเท่ากับ 1 วัน

3.4 กำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์

ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของผงอัลคาไลเพสต์ดังแสดงในรูปที่ 10 พบว่า กำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์เมื่อผลิตจากผงจีโอโพลิเมอร์เพสต์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30 มีแนวโน้มมากกว่าผงอัลคาไลเพสต์เมื่อผลิตจากผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยล้วน อาจเนื่องจากผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชั่นช่วยพัฒนากำลังอัดผงอัลคาไลเพสต์ที่อายุการบ่มช่วงแรก ผู้วิจัยเชื่อว่าซิลิกาจากผงจีโอโพลิเมอร์และซิลิกาฟูมจะช่วยพัฒนากำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์เมื่ออายุการบ่มมากขึ้นทำนองเดียวกับปฏิกิริยาปอซโซลาน ส่วนปัจจัยของอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาของการผลิตผงจีโอโพลิเมอร์ต่อกำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์ พบว่า อุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มพัฒนากำลังอัดดีกว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

4. บทสรุป

4.1 ปริมาณปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์และอัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีแนวโน้มลดลงและกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น

4.2 อัตราส่วนของเหลวต่อวัสดุประสานที่เพิ่มขึ้นช่วยชะลอระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ ในทางตรงกันข้ามกำลังอัดของจีโอ-โพลิเมอร์เพสต์มีแนวโน้มลดลง

4.3 อุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส มีช่วยพัฒนากำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์สูงกว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

4.4 ผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30 มีแนวโน้มเร่งระยะเวลาการก่อตัวของผงอัลคาไลเพสต์มากกว่าผงจีโอ-โพลิเมอร์จากเถ้าลอยล้วน ส่วนอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส มีแนวโน้มก่อตัวช้ากว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

4.5 ผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ร้อยละ 30 มีแนวโน้มพัฒนากำลังอัดของผงอัลคาไลเพสต์สูงกว่าผงจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยล้วน ขณะที่อุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 60 องศาเซลเซียส ช่วยพัฒนากำลังอัดดีกว่าอุณหภูมิการเร่งปฏิกิริยาเท่ากับ 25 องศาเซลเซียส

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ ศูนย์กลางมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่อนุเคราะห์วัสดุและเครื่องมือในการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] สกลวรรณ ห่านจิตสุวรรณ์, บวรรัก อินทร์จอหอ, ณัฐวัฒน์ เสาะสูงเนิน, ธนิศร เสาะสูงเนิน, ภัทรพล จัลวรรณ, อัครพล วะชุม, ฉัตรทริกา เพียงพิมาย และธนากร ภูเงินขำ. (2563). ผลของสารผสมเพิ่มที่ขยายตัวต่อระยะเวลาก่อตัวและกำลังรับแรงอัดของวัสดุอัลคาไลจากเถ้าลอยแคลเซียมสูง. *การประชุมวิชาการคอนกรีตประจำปี ครั้งที่ 15*, 25-27 มีนาคม 2563, หน้า 216-220.

[2] Phoo-ngernkham, T., Chindaprasirt, P., Sata, V., Pangdaeng, S., Sinsiri, T. (2013). Properteis of high calcium fly ash geopolymer pastes containing Portland cement as additive. *International Journal of Minerals, metallurgy and Materials*, 20(2), pp. 214-220.

[3] Pangdaeng, S., Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Chindaprasirt, P. (2014). Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. *Materials & Design,* 53, pp. 269-274.

[4] Abdel-Gawwad, HA., Abo-El-Enein, SA. (2016). A novel method to produce dry geopolymer cement powder. *HBRC Journal*, 12(1), pp. 13-24.

[5] Liew, YM., Heah, CY., Li, LY., Jaya, NA., Abdullah, MMAB., Tan, SJ., Kamarudin, H. (2017). Formation of one-part-mixing geopolymers and geopolymer ceramics from geopolymer powder. *Construction and Building Materials*, 156, pp. 9-18.

[6] ASTM C618-17a. (2017). Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete, *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02.

[7] ASTM C187-16. (2016). Standard Test Method for Amount of Water Required for Normal Consistency of Hydraulic Cement Paste, *Annual book of ASTM standards*, vol. 04.02.

[8] ASTM C191. (2002). Standard test method for time of setting of hydraulic cement by Vicat needle. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[9] ASTM C109. (2002). Standard test method of compressive strength of hydraulic cement mortars. *Annual Book of ASTM Standard*. Vol.04.01.

[10] Phoo-ngernkham, T., Phiangphimai, C., Intarabut, D., Hanjitsuwan, S., Damrongwiriyanupap, N., Li, LY., Chindaprasirt, P. (2020). Low cost and sustainable repair material made from alkali-activated high-calcium fly ash with calcium carbide residue. *Construction and Building Materials*, 247, pp. 118543.

[11] Sinsiri, T., Phoo-ngernkham, T., Sata, V., Chindaprasirt, P. (2012). The effects of replacement fly ash with diatomite in geopolymer mortar. Computers and Concrete, 9(6), pp. 427-437.

ความสามารถทำงานได้และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน

Workability and Compressive Strength of Geopolymer Mortar Made From High-Calcium Fly Ash Containing Cement and Palm Oil Fuel Ash

ปัทมาวดี แก้วระวัง[1,*] ทศพร ศรีคำมา[2] และ ธนากร ภูเงินขำ[3]

[1,2,3] หน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา
**Corresponding author; E-mail address: nun07032539@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้เป็นการศึกษาความสามารถทำงานได้และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน โดยการแทนที่ปูนซีเมนต์ในเถ้าลอยร้อยละ 0 และ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน การแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันในเถ้าลอยร้อยละ 0 และ 40 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน และใช้สารกันซึมเป็นสารผสมเพิ่มในอัตราส่วนร้อยละ 0, 0.5, 1, 1.5 และ 2 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน การศึกษาใช้สารละลายโซเดียมซิลิเกตและสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้น 10 โมลาร์เป็นสารละลายด่างในการทำปฏิกิริยา โดยใช้อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 และทำการแปรผันอัตราส่วนของทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 และ 1.0 และบ่มที่อุณหภูมิห้องทุกอัตราส่วนผสมผลการทดสอบพบว่าปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น และการแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันในเถ้าลอยทำให้ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเอมร์เพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: จีโอโพลิเมอร์, เถ้าลอย, เถ้าปาล์มน้ำมัน, ปูนซีเมนต์, ความสามารถทำงานได้, กำลังอัด

Abstract

This article aims to study the workability and compressive strength of geopolymer mortar made from high-calcium fly ash (FA) containing cement (PC) and palm oil fuel ash (POFA). Fly ash was replaced with cement (PC) at the rates of 0 and 20% by weight of binder, Fly ash (FA) was replaced with palm oil fuel ash (POFA) at the rates of 0 and 40% by weight of binder, and using waterproof as an admixture at the rates of 0, 0.5, 1, 1.5 and 2% by weight of binder. Sodium silicate (Na_2SiO_3) and 10 molar sodium hydroxide (NaOH) solutions were used as the alkaline solution in the reaction. The Na_2SiO_3/NaOH ratios of 1.0 with various sand to binder ratios of 0.5 and 1.0. The curing at ambient temperature were used for all of mixtures. The results found that the level replacement of PC increase showed the compressive strength of geopolymer tended to increased and fly ash (FA) was replaced with palm oil fuel ash (POFA) increase showed the setting time of geopolymer tended to increased.

Keywords: Geopolymer, Fly ash, Cement, Palm oil fuel ash, Workability, Compressive strength

1. บทนำ

ปัจจุบันปัญหาน้ำขังหรือการรั่วซึมบริเวณดาดฟ้ามักเกิดกับอาคารพาณิชย์ หรือตึกแถวที่มีหลังคาเป็นชนิดดาดฟ้าคอนกรีต (RC Slab) เกิดได้จากหลายสาเหตุ เช่น ท่อระบายน้ำไม่ทัน ความลาดเอียงของพื้นไม่ได้มาตรฐาน พื้นคอนกรีตเกิดการเสื่อมโทรม ระบบกันซึมเสื่อมสภาพ เป็นต้น และหากปล่อยทิ้งไว้นานจนน้ำซึมเข้าไปถึงโครงสร้างเหล็กด้านใน อาจทำให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดความเสียหายได้ ซึ่งวัสดุที่ใช้ในการแก้ปัญหามีให้เลือกใช้หลายประเภททั้งแบบทาเคลือบ ซ่อมแซมด้วยปูนที่ใช้สำหรับงานซ่อมหรือแบบแผ่นสำเร็จรูป แม้ว่าวัสดุซ่อมแซมดังกล่าวจะติดตั้งง่าย ทำงานง่ายแต่ก็มีราคาแพง การหาวัสดุทางเลือกจึงเป็นแนวทางที่น่าสนใจ โดยต้องคงสมบัติความทนทานและยืดอายุการใช้งานของคอนกรีต ซึ่งวัสดุทางเลือกที่สามารถพัฒนาได้ คือ จีโอโพลิเมอร์

จีโอโพลิเมอร์เป็นวัสดุเชื่อมประสานที่ได้รับความสนใจอย่างต่อเนื่อง และนักวิจัยได้พยายามศึกษาค้นคว้าเพื่อให้จีโอโพลิเมอร์สามารถใช้เป็นหนึ่งในทางเลือกสำหรับงานก่อสร้าง [1] จีโอโพลิเมอร์สามารถสังเคราะห์ได้จากวัตถุดิบที่มีส่วนประกอบของซิลิกาและอะลูมินาเป็นองค์ประกอบหลัก โดยใช้หลักการทำปฏิกิริยาของซิลิกาและอะลูมินากับสารละลายด่างและใช้ความร้อนในการเร่งปฏิกิริยา [2] ทำให้ได้วัสดุเชื่อมประสานที่สามารถรับแรงได้เช่นเดียวกับซีเมนต์เพสต์ วัสดุตั้งต้นที่นิยมใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์ได้แก่ ดินขาว เถ้าลอย เป็นต้น [3]

ในประเทศไทยนิยมใช้เถ้าลอยแคลเซียมสูงเป็นวัสดุตั้งต้นในการผลิตวัสดุจีโอโพลิเมอร์ ซึ่งเถ้าลอยแคลเซียมสูงเป็นผลพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าเฉพาะที่อำเภอแม่เมาะ จังหวัดลำปาง มีประมาณ 3 ล้านตัน [4] เถ้าลอยแคลเซียมสูงเป็นวัสดุที่มีองค์ประกอบของซิลิกา อะลูมินา และแคลเซียมเป็นหลักแต่อย่างไรก็ตามเถ้าลอยแคลเซียมสูงจีโอโพลิเมอร์มีความแข็งแรงต่ำที่อุณหภูมิปกติ (25 องศาเซลเซียส) [5] ซึ่งเป็นข้อจำกัดในการพัฒนากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์ ดังนั้นกระบวนการผลิตจำเป็นต้องเร่งการเกิดปฏิกิริยาของจีโอโพลิเมอร์ด้วยความร้อนประมาณ 40-90 องศาเซลเซียส [7] ดังนั้นงานวิจัยที่ผ่านมาจึงพยายามพัฒนากำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์โดยการเติมสารผสมเพิ่มในจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอย เช่น ยิปซัม แคลเซียมไฮดรอกไซด์ และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ เป็นต้น [4-7] ซึ่งจากงานวิจัยของ Phoo-ngernkham et al. [8] ได้รายงานไว้ว่าปริมาณแคลเซียมที่เพิ่มขึ้นมีผลเชิงบวกต่อสมบัติทางกลของวัสดุจีโอโพลิเมอร์ อีกทั้งสามารถก่อให้เกิดผลผลิตไฮเดรชั่นแทรกอยู่กับจีโอโพลิเมอร์ทำให้มีสมบัติทางกลที่ดีขึ้น นอกจากนั้นการเพิ่มขึ้นของปริมาณแคลเซียมในระบบของจีโอโพลิเมอร์สามารถเพิ่มปริมาณของผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต และแสดงถึงการอยู่ร่วมกันของแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตและจีโอโพลิเมอร์เจล ซึ่งเป็นการปรับปรุงสมบัติทางกลในอายุปลายของจีโอโพลิเมอร์ [8] อีกทั้งจากงานวิจัยของ Pangdaeng et al. [5] ได้รายงานไว้ว่าการใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์แทนที่เถ้าลอยแคลเซียมสูงไม่เพียงแต่ช่วยปรับปรุงสมบัติของจีโอโพลิเมอร์ แต่ยังสามารถเพิ่มความร้อนให้กับระบบของจีโอโพลิเมอร์ ซึ่งความร้อนนี้เป็นผลมาจากปฏิกิริยาไฮเดรชั่น

เถ้าปาล์มน้ำมัน ได้จากการนำทะลาย และเปลือกของปาล์มน้ำมันมาเผาเป็นเชื้อเพลิงเพื่อใช้ผลิตกระแสไฟฟ้าซึ่งในปี 2559 มีการพยากรณ์ว่าประเทศไทยจะสามารถผลิตปาล์มน้ำมันประมาณ 11.7 ล้านตัน [9] หลังจากผลิตน้ำมันปาล์ม แล้วจึงเผากากที่เหลือได้เป็นเถ้าปาล์มน้ำมันประมาณ 3 แสนตันหรือคิดเป็นร้อยละ 2.6 โดยน้ำหนักของปริมาณปาล์มน้ำมัน [10] ซึ่งเถ้าปาล์มมีการนำไปใช้ในปริมาณที่น้อยมากเมื่อเทียบกับปริมาณที่กองทิ้ง โดยต้องเสียพื้นที่เพื่อกองทิ้งเถ้าปาล์มน้ำมัน และยังส่งผลเสียทางด้านอากาศ เนื่องจากเถ้าปาล์มน้ำมันสามารถฟุ้งกระจายได้ง่าย [11-14] จากการศึกษาเบื้องต้น [15,16] พบว่าเถ้าปาล์มน้ำมันมีออกไซด์ของซิลิกอน ซึ่งเป็นออกไซด์หลักในการทำปฏิกิริยาปอซโซลานในปริมาณสูง ทำให้มีแนวคิดที่จะศึกษาถึงการนำเอาเถ้าปาล์มน้ำมันมาใช้เป็นวัสดุปอซโซลาน และเพื่อเป็นการนำวัสดุเหลือทิ้งดังกล่าวมาทำให้เกิดประโยชน์ และลดปัญหาทางสภาวะแวดล้อมที่เกิดจากเถ้าปาล์มน้ำมันด้วย

ดังนั้น งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาความสามารถทำงานได้และกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยแคลเซียมสูงผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมันซึ่งเป็นสมบัติเบื้องต้นของวัสดุกันซึม โดยการนำเถ้าปาล์มน้ำมัน ซึ่งเป็นวัสดุเหลือใช้ทางการเกษตร และเถ้าลอยแคลเซียมสูงที่เป็นผลพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้า จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง มาเป็นวัสดุตั้งต้นเพื่อใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์ ผลการทดสอบที่ได้รับจะช่วยให้เข้าใจถึงสมบัติเบื้องต้นวัสดุกันซึมจากจีโอโพลิเมอร์

2. การเตรียมวัสดุและการทดสอบ

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

เถ้าลอยแคลเซียมสูง (FA) จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง ปูนซีเมนต์ (PC) เถ้าปาล์มน้ำมัน (POFA) และทรายแม่น้ำ องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง ปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน ดังแสดงในตารางที่ 1 จะเห็นว่าเถ้าลอยประกอบด้วยซิลิกา (SiO_2) อะลูมินา (Al_2O_3) เหล็กออกไซด์ (Fe_2O_3) และแคลเซียมออกไซด์ (CaO) เป็นหลัก ซึ่งปริมาณผลรวมของ SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3 เท่ากับ 66.94 เปอร์เซ็นต์ และ CaO เท่ากับ 21.41 เปอร์เซ็นต์ เถ้าลอยที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้จึงจัดอยู่ในเถ้าลอย Class C ตามมาตรฐาน ASTM C618 [17] ส่วนเถ้าปาล์มน้ำมันประกอบด้วยซิลิกาเป็นหลัก และมวลรวมละเอียดใช้ทรายแม่น้ำ

สารละลายด่างที่ใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์ คือ สารละลายโซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_3) และสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ที่ความเข้มข้น 10 โมลาร์ โดยองค์ประกอบทางเคมีของสารละลายโซเดียมซิลิเกต (NS) ประกอบด้วย 13.45% Na_2O, 32.39% SiO_2 และ 54.16% H_2O

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าลอยแคลเซียมสูง ปูนซีเมนต์ และเถ้าปาล์มน้ำมัน

Chemical compositions	FA (%)	PC (%)	POFA (%)
SiO_2	36.93	10.82	42.94
Al_2O_3	18.10	2.58	2.22
Fe_2O_3	11.91	1.62	0.69
CaO	21.41	59.89	5.19
MgO	2.78	1.21	4.55
K_2O	2.28	0.28	22.45
Na_2O	1.42	0.12	0.49
TiO_2	0.36	0.13	-
P_2O_5	0.20	0.09	-
SO_3	2.90	2.07	6.10
LOI	1.54	21.14	9.30

2.2 อัตราส่วนผสมและเตรียมตัวอย่าง

อัตราส่วนผสมของเถ้าลอยต่อปูนซีเมนต์ต่อเถ้าปาล์มน้ำมันเท่ากับ 100:0:0, 80:20:0 และ 40:20:40 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน โดยใช้อัตราส่วนสารละลายโซเดียมซิลิเกตต่อสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เท่ากับ 1.0 ทุกอัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์ และดำเนินการแปรผันอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 และ 1.0 และปริมาณการใช้สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1, 1.5 และ 2 โดยควบคุมค่าการไหลแผ่เท่ากับร้อยละ 110±5 ทุกอัตราส่วนผสม รายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 อัตราส่วนผสมของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

Symbol	FA	PC	POFA	สารกันซึม
100FA0PC0POFA	100	-	-	0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
80FA20PC0POFA	80	20	-	0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0
40FA20PC40POFA	40	20	40	0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0

ขั้นตอนการผสมจีโอโพลิเมอร์ เริ่มจากผสมเถ้าลอย ปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมันให้เข้ากัน เติมสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ในวัสดุประสานและผสมให้เป็นเนื้อเดียวกันเป็นเวลา 30 วินาทีและเติมสารละลายโซเดียมซิลิเกตและผสมต่อเป็นเวลา 30 วินาที หลังจากนั้นเติมสารกันซึมและดำเนินการผสมต่อเป็นเวลา 30 วินาที

รูปที่ 1 การผสมจีโอโพลิเมอร์

2.3 เตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

หลังจากกระบวนการผสมเสร็จแล้ว ทำการทดสอบการไหลแผ่ของจีโอโพลิเมอร์ ที่มีค่าการไหลแผ่ร้อยละ 110±5 ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C1437 [18]

รูปที่ 2 การทดสอบค่าไหลแผ่ของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

การทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์ ทดสอบโดยใช้เข็มมาตรฐานแบบไวแคตเช่นเดียวกันกับการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของซีเมนต์เพสต์ การวัดระยะเวลาการก่อตัว คือระยะเวลาที่เข็มไวแคตขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางขนาด 1 มิลลิเมตร ปล่อยลงไปในซีเมนต์เพสต์ที่มีความข้นเหลวปกติ หลังจากนั้นเข็มจมลงในจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ 25 มิลลิเมตร ในระยะเวลา 30 วินาที และการก่อตัวสุดท้ายเกิดขึ้นเมื่อเข็มไวแคตไม่สามารถจมลงในจีโอโพลิเมอร์มได้ ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C191 [19]

รูปที่ 3 การทดสอบระยะเวลาก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

การทดสอบกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ หลังจากกระบวนการผสมเสร็จแล้ว ทำการเทลงแบบหล่อขนาดทรงลูกบาศก์ ขนาด 50x50x50 มิลลิเมตร และห่อด้วยฟิล์มพลาสติกเพื่อป้องกันการสูญเสียความชื้นของตัวอย่าง ทิ้งตัวอย่างไว้ที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 1 ชั่วโมง หลังจากนั้นจึงทำการถอดแบบและห่อด้วยพลาสติกอีกครั้งและเก็บไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิที่ 25 องศาเซลเซียสจนครบอายุการทดสอบ ดำเนินการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C109 [20]

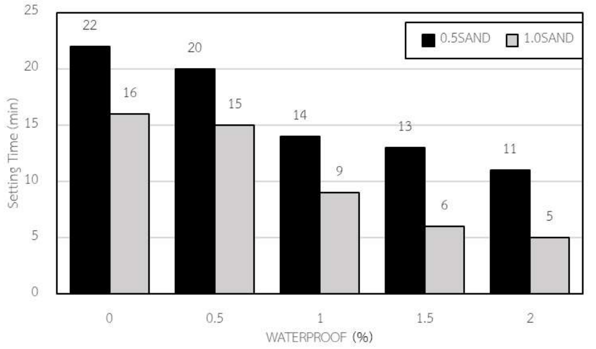
รูปที่ 4 ลักษณะตัวอย่างการทดสอบกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์

3. ผลการทดสอบและวิเคราะห์ผล

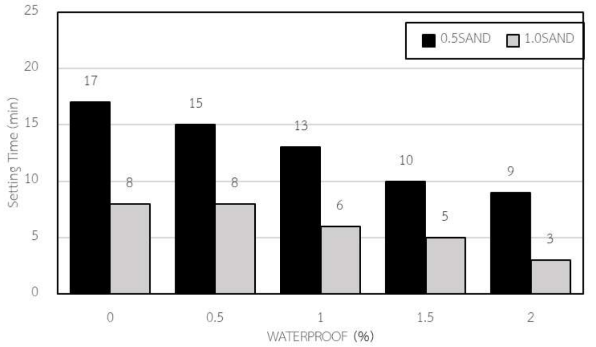
3.1 ระยะเวลาการก่อตัว

ผลการทดสอบระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ดังแสดงในรูปที่ 5-7 พบว่า ระยะเวลาก่อตัวปลายมีแนวโน้มลดลงตามปริมาณการแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ โดยระยะเวลาการก่อตัวปลายของจีโอโพลิเมอร์มอร์ตาร์ 100FA0PC0POFA ที่ผสมสารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1, 1.5 และ 2 โดยมีอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 0.5 มีค่าเท่ากับ 22, 20, 14, 13 และ 11 นาที และอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 1.0 มีค่าเท่ากับ 16, 15, 9, 6 และ 5 นาที ตามลำดับ ระยะเวลาการก่อตัวปลายของจีโอโพลิเมอร์มอร์ตาร์ 80FA20PC0POFA ที่ผสมสารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1, 1.5 และ 2 โดยมีอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 0.5 มีค่าเท่ากับ 17, 15, 13, 10 และ 9 นาที และอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 1.0 มี

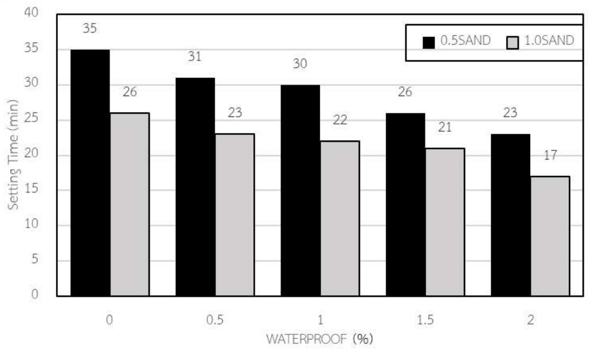
ค่าเท่ากับ 8, 8, 6, 5 และ 3 นาที ตามลำดับ ระยะเวลาการก่อตัวปลายของจีโอโพลิเมอร์มอร์ตาร์ 40FA20PC40POFA ที่ผสมสารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1, 1.5 และ 2 โดยมีอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 0.5 มีค่าเท่ากับ 35, 31, 30, 26 และ 23 นาที และอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานร้อยละ 1.0 มีค่าเท่ากับ 26, 23, 22, 21 และ 17 นาที ตามลำดับ จากผลการทดสอบข้างต้นจะเห็นได้ว่าส่วนผสมที่มีค่าระยะเวลาการก่อตัวระหว่าง 20-30 นาที เป็นส่วนผสมที่สามารถพัฒนาเป็นวัสดุกันซึมต่อไป



รูปที่ 5 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (100FA0PC0POFA)



รูปที่ 6 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (80FA20PC0POFA)

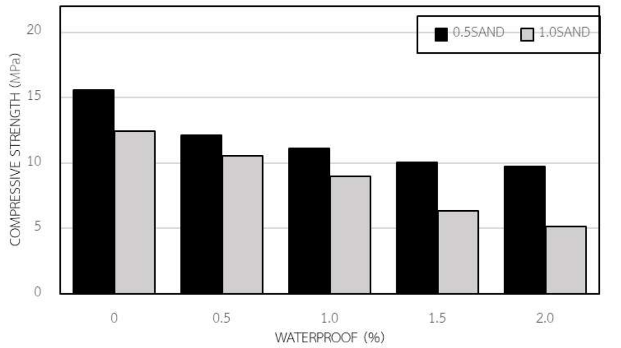


รูปที่ 7 ระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (40FA20PC40POFA)

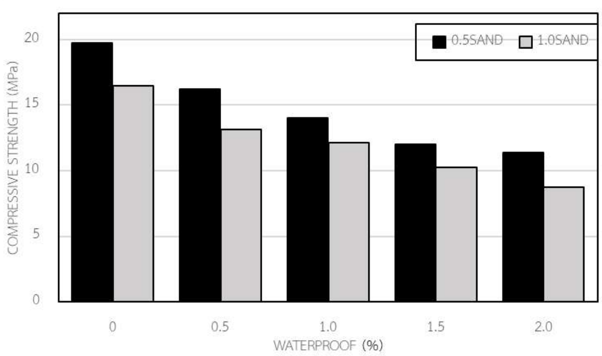
3.2 กำลังรับแรงอัด

ผลการทดสอบกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน ดังแสดงในรูปที่ 8-10 พบว่า กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ตาร์มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจน โดยที่กำลังอัดของอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.5 จะได้ว่า 100FA0PC0POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับเท่ากับ 15.58, 12.11, 11.09, 10.07 และ 9.74 เมกะปาสคาล ตามลำดับ, 80FA20PC0POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับ 19.76, 16.19, 14.03, 12.04 และ 11.39 เมกะปาสคาล ตามลำดับ, และ 40FA20PC40POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับ 11.82, 11.22, 10.67, 10.10 และ 8.66 เมกะปาสคาล ตามลำดับ และกำลังอัดของอัตราส่วนทรายต่อวัสดุประสานเท่ากับ 1.0 จะได้ว่า 100FA0PC0POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับเท่ากับ 12.42 10.54 9.01 6.32 และ 5.16 เมกะปาสคาล ตามลำดับ, 80FA20PC0POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับ 16.44 13.14 12.14 10.23 และ 8.78 เมกะปาสคาล ตามลำดับ, และ40FA20PC40POFA ที่ใส่สารกันซึมร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 และ 2 มีค่าเท่ากับ 9.36 7.38 6.11 5.61 และ 4.51 เมกะปาสคาล ตามลำดับ จากผลการทดสอบข้างต้นจะเห็นได้ว่าส่วนผสมที่มีค่ากำลังอัดมากกว่า 10 เมกะปาสคาล เป็นส่วนผสมที่สามารถพัฒนาเป็นวัสดุกันซึมต่อไป

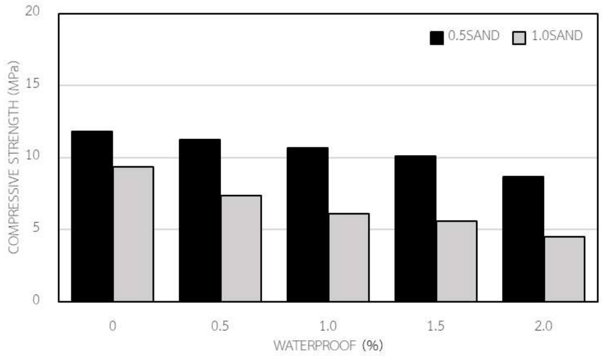
เมื่อพิจารณาผลการทดสอบทั้งระยะเวลาการก่อตัวและกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์จากเถ้าลอยผสมปูนซีเมนต์และเถ้าปาล์มน้ำมัน พบว่าส่วนผสมของ 40FA20PC40POFA (เถ้าลอยร้อยละ 40 เถ้าปาล์มน้ำมันร้อยละ 40 ปูนซีเมนต์ร้อยละ 20) และการใช้สารกันซึมเป็นสารผสมเพิ่มร้อยละ 0, 0.5, 1.0, 1.5 เป็นส่วนผสมที่เหมาะสมในพัฒนาเป็นวัสดุกันซึมต่อไป



รูปที่ 8 กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (100FA0PC0POFA)



รูปที่ 9 กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (80FA20PC0POFA)



รูปที่ 10 กำลังรับแรงอัดของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ (40FA20PC20POFA)

4. บทสรุป

การไหลแผ่มีค่าเท่ากับร้อยละ 110±5 ทุกอัตราส่วนผสม ระยะเวลาก่อตัวปลายมีแนวโน้มลดลงขณะที่กำลังรับแรงอัดมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามปริมาณการแทนที่ด้วยปูนซีเมนต์ เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของผลผลิตแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรตและแคลเซียมอะลูมิโนซิลิเกตไฮเดรตภายในระบบของจีโอโพลิเมอร์ ขณะที่การแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันในเถ้าลอยที่เพิ่มขึ้นมีแนวโน้มลดระยะเวลาการก่อตัวของจีโอโพลิเมอร์มอร์ต้าร์ให้สั้นลง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณหน่วยวิจัยเทคโนโลยีวัสดุก่อสร้างอย่างยั่งยืน ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ที่อนุเคราะห์เครื่องมือที่ใช้ทำการทดสอบ

เอกสารอ้างอิง

[1] Phoo-ngernkham T, Chindaprasirt P, Sata V, Hanjitsuwan S, Hatanaka S. The effect of adding nano-SiO_2 and nano-Al_2O_3 on properties of high calcium fly ash geopolymer cured at ambient temperature. *Materials & Design*. 2014;55:58-65

[2] P. Paisitsrisawat and U. Rattanasak, Effect of silica fume on properties of fluidizer bed combustion (FBC) fly ash geopolymer", *The Journal of Industrial Technology*, 9(1), 2013, In press (in Thai).

[3] J. Davidovits, Geopolymers - Inorganic polymeric new materials, *Journal of Thermal Analysis*, 37(8), 1991, pp. 1633-1656.

[4] Chindaprasirt P, Chareerat T, Sirivivatnanon V. Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer. Cement and Concrete Composites. 2007;29(3):224-9.

[5] Pangdaeng S, Phoo-ngernkham T, Sata V, Chindaprasirt P. Influence of curing conditions on properties of high calcium fly ash geopolymer containing Portland cement as additive. *Materials & Design*. 2014;53:269-74.

[6] Temuujin J, van Riessen A, Williams R. Influence of calcium compounds on the mechanical properties of fly ash geopolymer pastes. *Journal of Hazardous Materials*. 2009;167(1-3):82-8.

[7] Williams PJ, Biernacki JJ, Walker LR, Meyer HM, Rawn CJ, Bai J. Microanalysis of alkali activated fly ash–CH pastes. Cement and Concrete Research. 2002;32(6):963-72.

[8] Phoo-ngernkham T, Chindaprasirt P, Sata V, Pangdaeng S, Sinsiri T. Properteis of high calcium fly ash geopolymer pastes containing Portland cement as additive. International Journal of Minerals, metallurgy and Materials. 2013;20(2):214-20.

[9] Centre for Agricultural Information, 2015, Palm Production, Office of Agricultural Economics, Thailand : Ministry of Agriculture and Cooperatives.

[10] Charoennatkul, C., 2014, "Interlocking Blocks Containing Oil Palm Ash and Shells Waste," *Journal of Community Development and Life Quality*.

[11] Jaturapitakkul, C., Kiattikomol, K., Tangchirapat, W. and Saeting, T., 2007, "Evaluation of the Sulfate Resistance of Concrete Containing Palm Oil Fuel Ash," *Construction and Building Materials*, 21 (7), pp. 1399-1405.

[12] Tangchirapat, W., Saeting, T., Jaturapitakkul, C., Kiattikomol, K. and Siripanichgorn, A., 2007, "Use of Waste Ash from Palm Oil Industry in Concrete," Waste Management, 27 (1), pp. 81-88.

[13] Jaturapitakkul, C., Tangpagasit, J., Songmue, S. and Kiattikomol, K., 2011, "Filler Effect and Pozzolanic Reaction of Ground Palm Oil Fuel Ash," *Construction and Building Materials*, 25 (11), pp. 4287-4293.

[14] Kroehong, W., Sinsiri, T., Jaturapitakkul, C. and Chindaprasirt, P., 2011, "Effect of Palm Oil Fuel Ash Fineness on the Microstructure of Blended Cement Paste," *Construction and Building Materials*, 25 (11), pp. 4095-4104.

[15] Tay, J.H., 1 9 9 0 , "Ash from Oil-Palm Waste as Concrete Material", *Journal of Material in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 2, pp. 94-105.

[16] สุรพันธ์ สุคันปรีย์, ชรินทร์ นมรักษ์ และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2545). การใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าปาล์มน้ำมันในงานคอนกรีต. *การประชุมใหญ่ทางวิศวกรรม* ประจำปี 2545, 20-23 มิถุนายน, กรุงเทพฯ, หน้า 191-199.

[17] ASTM C618-17a (2017). Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete, *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.02.

[18] ASTM C1437, (2007). Standard test method for flow of hydraulic cement mortar, American Society for Testing and Materials.

[19] ASTM C 191, (2008).Standard test methods for time of setting of hydraulic cement by vicat needle", American Society for Testing and Materials.

[20] ASTM C109. (2002). Standard test method of compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50 mm] cube speciments), *Annual Book of ASTM Standard*, Vol.04.01.

จีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมัน

Geopolymer pavement block from fly ash and palm oil fuel ash

รัฐพล สมนา[1] ประชุม คำพุฒ[2] ธีรพล เสาวพันธ์[3] เกียรติสุดา สมนา[1*]

[1] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน 744 ถ.สุรนารายณ์ อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000

[2] อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี 39 หมู่ 1 ต.คลองหก อ.คลองหลวง จ.ปทุมธานี 12120

[3] นักศึกษาปริญญาเอก สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน 744 ถ.สุรนารายณ์ อ.เมือง จ.นครราชสีมา 30000

*Corresponding author; E-mail address: kiatsuda.so@rmuti.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีจุดมุ่งหมายในการทดลองผลิตจีโอโพลิเมอร์บล๊อคปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน โดยปรับปรุงคุณภาพเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันด้วยการบดแบบควบคุมเวลาที่ 15 นาที ใช้อัตราส่วนเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันในอัตราส่วน 90:10 80:20 70:30 60:40 50:50 และ 40:60 โดยน้ำหนัก ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ความเข้มข้น 14 โมลาร์ แล้วนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดที่อายุการบ่ม 7 14 28 และ 60 วัน และเลือกส่วนผสมที่ใช้ให้ค่ากำลังอัดในช่วง 20 – 40 กก./ตร.ซม. และใช้ปริมาณเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันมากที่สุด เพื่อผลิตจีโอโพลิเมอร์บล๊อกทางเท้าที่มีอัตราส่วนวัสดุประสานต่อหินฝุ่น เท่ากับ 1:3 1:5 และ 1:7 โดยน้ำหนัก อัดขึ้นรูปด้วยเครื่องอัดบล๊อคให้มีขนาด 30x30x5 ซม. ทดสอบกำลังอัดและค่าการดูดซึมน้ำของจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้น พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันสามารถแทนที่เถ้าถ่านหินได้ถึงร้อยละ 50 มีค่ากำลังอัดที่อายุ 7 วัน เท่ากับ 21 กก./ตร.ซม. และเมื่อทดสอบสมบัติของบล็อคจีโอโพลิเมอร์ปูทางเท้า พบว่า อัตราส่วนวัสดุประสานต่อหินฝุ่น เท่ากับ 1:5 โดยน้ำหนักให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด เท่ากับ 273 และ 438 กก./ตร.ซม. ที่อายุ 7 และ 28 วัน ตามลำดับ และมีค่าการดูดกลืนน้ำต่ำที่สุด เท่ากับร้อยละ 11.7 ที่อายุ 28 วัน

คำสำคัญ: เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน, กำลังอัด, จีโอโพลิเมอร์

Abstract

This research aims to produce a geopolymer pavement block from fly ash and palm oil fuel ash. The quality of oil palm fuel ash was improved by controlling grinding at 15 minutes. Fly ash to palm oil fuel ash ratio at 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 50:50 and 40:60 by weight were used in this research. 14 molar of sodium hydroxide (NaOH) was used to be alkali solution. The compressive strength was investigated at 7, 14, 28 and 60 days. The mixture which given the compressive strength in the range of 20 - 40 kg / cm2 and contained the most amount of palm oil fuel ash was chosen to produce a geopolymer pavement block. They were prepared with a binder to aggregates ratio of 1:3, 1:5, and 1:7 and with compressed in mold with size of 30x30x5 cm. Compressive strength and The water absorption value of geopolymer pavement blocks were tested at 7 and 28 days. The results showed that palm oil fuel ash can replace 50% of fly ash with providing the compressive strength at 7 days of 21 ksc. The properties of geopolymer pavement block found that the ratio of binder to dust stone was 1: 5 provided the highest compressive strength of 273 and 438 ksc at the age of 7 and 28 days respectively and the lowest water absorption of 11.7 percent at the age of 28 days was found in this mixture.

Keywords: palm oil fuel ash, Compressive strength, Geopolymer

1. ที่มาและความสำคัญของงานวิจัย

จีโอโพลิเมอร์สังเคราะห์จากการใช้วัสดุปอซโซลานหรือวัสดุที่องค์ประกอบหลักของซิลิกาและอลูมินา ร่วมกับสารละลายด่างเข้มข้น เช่น โซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) หรือ โพแทสเซียมไฮดรอกไซด์ (KOH) ร่วมกับสารละลายโซเดียมซิลิเกตเพื่อให้เกิดปฏิกิริยาอย่างรวดเร็วและเพิ่มความแข็งแรงให้กับระบบ เมื่อวัสดุตั้งต้นทำปฏิกิริยากับสารละลายด่างจะเกิดเป็นโครงสร้างรูปทรงสามมิติแบบอสัณฐานที่มีการจัดเรียงตัวเป็นโมเลกุลลูกโซ่ ซึ่งเมื่อแข็งตัวสามารถรับกำลังได้ และยังให้คุณสมบัติอื่นๆ เช่น ความสามารถในการรับกำลังดึง ความทนทานต่อสารละลายกรด ความทนทานต่อซัลเฟต ค่าการซึมของน้ำและสารละลาย เป็นต้น ดังนั้นวัสดุที่สามารถนำมาใช้ในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์จึงมีความหลากหลาย

ในงานวิจัยนี้สนใจเลือกใช้เถ้าถ่านหิน และเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์ [1]

เถ้าถ่านหินเป็นผลพลอยได้จากโรงผลิตกระแสไฟฟ้าจากเถ้าถ่านหิน ซึ่งแหล่งใหญ่ของประเทศไทย ได้แก่ โรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เถ้าถ่านหินจัดเป็นวัสดุปอซโซลานที่มีคุณสมบัติที่ดีในการใช้ในงานคอนกรีตและงานวัสดุก่อสร้าง ด้วยรูปร่างกลม ทำให้เกิดความลื่นไหลและเพิ่มความสามารถในการทำงานได้ ส่วนที่ไม่เป็นผลึกของซิลิกาและอลูมินาทำให้สามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลาน รวมถึงการทำปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชันได้ดี [2] ช่วยเพิ่มกำลังอัดและความทนทานให้กับวัสดุได้ เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันเป็นผลพลอยได้จากการนำส่วนต่างๆ ของต้นปาล์มน้ำมัน เช่น เศษกากกะลา เส้นใยทางใบและทะลายปาล์มเปล่าของผลปาล์ม หลังจากการเผาเพื่อให้เป็นเชื้อเพลิงและพลังงานในการผลิตกระแสไฟฟ้าพลังงานชีวมวล ซึ่งปริมาณปาล์มน้ำมันที่ใช้ในประเทศไทยมีจำนวนมากและทำให้มีเศษปาล์มน้ำมันที่หลงเหลือรอการกำจัดอยู่เป็นจำนวนมากเช่นกัน จากองค์ประกอบทางเคมีของ เถ้าถ่านหิน และ เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน ที่มีซิลิกาและ อลูมินาในปริมาณสูงและจัดเป็นวัสดุปอซโซลานที่สามารถใช้ประโยชน์ในงานคอนกรีตได้ [3-4] ในงานวิจัยนี้จึงสนใจนำเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันมาใช้ประโยชน์ร่วมกันเพื่อผลิตจีโอโพลิเมอร์และนำส่วนผสมที่ได้มาประยุกต์ใช้ในงานก่อสร้างต่อไป

ดังนั้น งานวิจัยนี้มีความสนใจในการใช้ผลิตต้นแบบจีโอโพลิเมอร์บล็อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน ซึ่งเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันจะนำมาบดด้วยการควบคุมเวลาที่ 15 นาทีเพื่อปรับปรุงคุณภาพ และจากการค้นคว้าพบว่ายังไม่มีผู้ทำการศึกษาการใช้เถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันร่วมกับสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เพียงอย่างเดียวเป็นสารกระตุ้นจีโอโพลิเมอร์ และจีโอโพลิเมอร์บล็อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันจะถูกพัฒนาให้เป็นไปตามมาตรฐาน มอก. ต่อไป

2. วิธีดำเนินงานวิจัย

2.1 วัสดุและสารเคมีที่ใช้ในการทดลอง

ในงานวิจัยนี้ ใช้เถ้าถ่านหินชนิดไม่ปรับปรุงคุณภาพ จากโรงไฟฟ้าแม่เมาะ จังหวัดลำปาง เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน ใช้ชนิดไม่ปรับปรุงคุณภาพ จากบริษัท สุขสมบูรณ์ น้ำมันปาล์ม จำกัด จังหวัดชลบุรี และปรับปรุงคุณภาพด้วยการบดแบบควบคุมเวลาที่ 15 นาที ด้วยเครื่องบดแบบหมุนเวียงที่มีลูกเหล็กเป็นตัวบด สารละลายด่างเข้มข้น ใช้โซเดียมไฮดรอกไซด์ชนิดเกล็ดเพื่อใช้เตรียมเป็นสารละลายด่างเข็มข้น โดยใช้ความเข็มข้น 14 โมลาร์

2.2 วิธีการสังเคราะห์และการทดสอบจีโอโพลิเมอร์

อัตราส่วนของเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ใช้ในการสังเคราะห์จีโอโพลิเมอร์เท่ากับ 100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 50:50, 40:60 โดยน้ำหนัก ใช้สัญลักษณ์ xxFAyyPA-zzM โดย xx คืออัตราส่วนของเถ้าถ่านหิน yy คืออัตราส่วนของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน และ zz คือ เวลาที่ใช้ในการบดเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน ส่วนผสมใช้อัตราส่วนสารละลายด่างต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.6 ผสมให้เข้ากันและนำท่อ PVC ทีมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 3 เซนติเมตร สูง 6 เซนติเมตร ถอดแบบหลังจาก 24 ชั่วโมง ห่อด้วยพลาสติก ทดสอบกำลังอัดที่อายุ 7 14 28 และ 60 วัน คัดเลือกตัวอย่างที่ให้ค่ากำลังอัดที่อายุ 7 วันในช่วง 20 – 40 กก./ตร.ซม. และมีการแทนที่ปริมาณเถ้าปาล์มน้ำมันมากที่สุด มาผลิตจีโอโพลิเมอร์บล็อกปูพื้นต่อไป

2.3 การผลิตจีโอโพลิเมอร์บล็อกปูพื้น

การผลิตบล็อคปูทางเท้าจีโอโพลิเมอร์ใช้อัตราส่วนเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันเท่ากับ 50:50 โดยน้ำหนัก เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันบดด้วยการควบคุมเวลาที่ 15 นาที ใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ 14 โมลาร์ แปรเปลี่ยนอัตราส่วนวัสดุประสานต่อหินฝุ่นเท่ากับ 1:3 1:5 และ 1:7 โดยน้ำหนัก อัดขึ้นรูปด้วยเครื่องอัดบล็อค ทดสอบกำลังอัด และ ค่าการดูดกลืนน้ำที่อายุ 7 และ 28 วัน และศึกษาลักษณะพื้นผิวของบล็อคด้วยเทคนิค SEM และ EDS

3. ผลการทดลอง

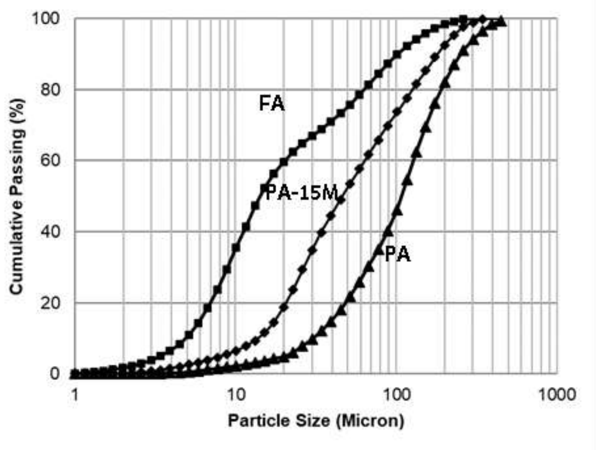
3.1 คุณสมบัติเบื้องต้นของวัสดุตั้งต้น

ตารางที่ 1 แสดง องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันและเถ้าถ่านหิน พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันมีองค์ประกอบทางเคมีหลักได้แก่ CaO ร้อยละ 36.36 K_2O ร้อยละ 28.03 SiO_2 ร้อยละ 14.78 และมีค่าสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผาร้อยละ 0.47 ในขณะที่ เถ้าถ่านหินมีผลรวมของ SiO_2 Al_2O_3 และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 56.32 และมีค่าการสูญเสียน้ำหนักเนื่องจากการเผาเท่ากับร้อยละ 0.17 จัดเป็นเถ้าถ่านหิน Class F ตามมาตรฐาน ASTM C618 [5] และ มีปริมาณแคลเซียมออกไซด์ร้อยละ 36.64

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน (PA) และเถ้าถ่านหิน (FA)

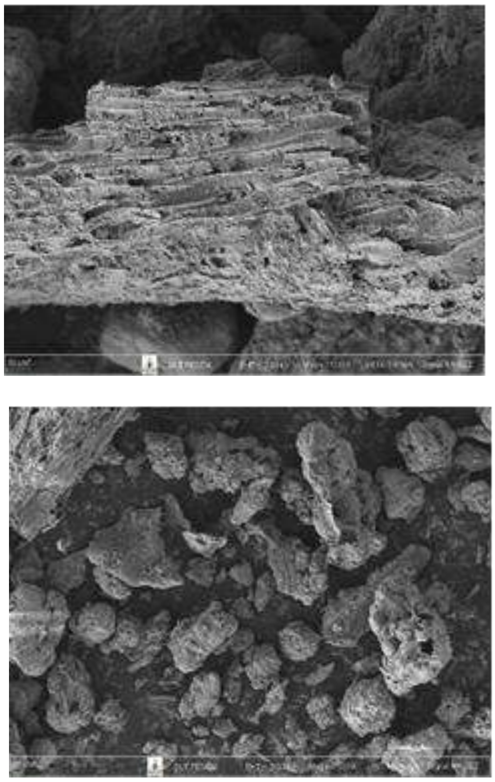
สารประกอบออกไซด์	PA	FA
SiO_2	14.78	10.80
Al_2O_3	N/A	3.36
Fe_2O_3	8.59	42.16
CaO	36.36	36.64
SO_3	1.82	1.65
K_2O	28.03	2.36
LOI	0.47	0.17

รูปที่ 1 แสดงลักษณะการกระจายตัวของอนุภาคของเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน พบว่า เถ้าถ่านหินมีค่ากลางของขนาดอนุภาคเท่ากับ 14.21 ไมครอน สำหรับเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพมีค่ากลางอนุภาคเท่ากับ 107.62 ไมครอน เมื่อบดด้วยการควบคุมเวลา 15 นาที ค่ากลางของขนาดอนุภาค มีค่าเท่ากับ 53.09 ไมครอน เมื่อใช้การปรับปรุงคุณภาพด้วยการบด ขนาดอนุภาคมีแนวโน้มลดลง พบว่าขนาดที่เล็กลงของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันจะทำให้มีพื้นที่ผิวสัมผัสมากขึ้น



รูปที่ 1 ลักษณะการกระจายตัวของอนุภาคของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ควบคุมด้วยเวลาการบด 15 นาที

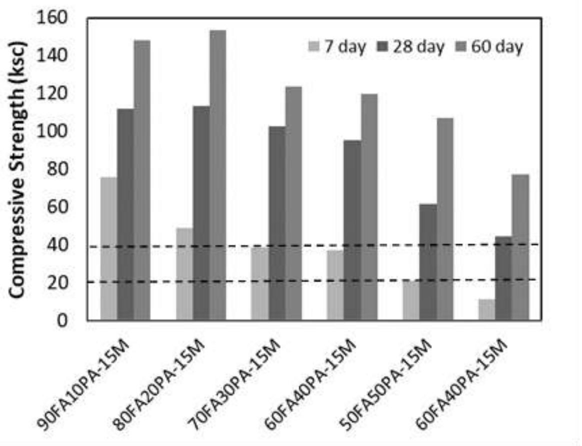
ลักษณะพื้นผิวของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ควบคุมเวลาด้วยการบด แสดงดังรูปที่ 2 พบว่า เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ไม่บดมีขนาดใหญ่มากมีความเป็นรูพรุนที่สูง เมื่อบดด้วยเวลา 15 นาที (รูป ข) ขนาดของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันเล็กลงอย่างมีนัยสำคัญและความพรุนของตัวอย่างมีแนวโน้มลดลงอย่างเห็นได้ชัดและมีลักษณะใกล้เคียงกันและเห็นได้ชัดเจนว่าการบดจะช่วยลดความพรุนของวัสดุลง



รูปที่ 2 ลักษณะพื้นผิวของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันยังไม่ปรับปรุง และบด **15** นาที

3.2 กำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เพสต์

รูปที่ 3 แสดงผลของกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เมื่อปรับปรุงคุณภาพของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันด้วยการบดแบบควบคุมเวลาที่ 15 นาที พบว่าเมื่ออายุการบ่มเพิ่มขึ้นกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์มีค่าเพิ่มขึ้น แต่มีค่ากำลังอัดลดลงเมื่อมีร้อยละการแทนที่เถ้าถ่านหินด้วยเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่เพิ่มขึ้น ปริมาณการแทนที่เถ้าถ่านหินด้วยเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุดคือที่ร้อยละ **20** โดยน้ำหนัก ให้ค่ากำลังอัดเท่ากับ 49.03 83.41 113.50 และ 153.31 กก./ตร.ซม. ที่อายุ 7 14 28 และ 60 วัน ตามลำดับ การเพิ่มระยะเวลาการบดเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน ทำให้กำลังอัดมีค่าเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย การบดเถ้าปาล์มน้ำมันช่วยลดขนาดของรูพรุนและช่วยเพิ่มพื้นที่ผิวสัมผัสให้เถ้าปาล์มน้ำมันทำปฏิกิริยากับสารละลายได้ดีมากยิ่งขึ้น เนื่องจากการทดลองต้องการใช้เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันในปริมาณสูงจึงกำหนดเลือก ตัวอย่างที่ให้ค่ากำลังอัดที่อายุ 7 วันในช่วง 20 – 40 กก./ตร.ซม. และมีการแทนที่ปริมาณเถ้าปาล์มน้ำมันมากที่สุด ทำให้เลือกส่วนผสม 50FA50PA-15M ซึ่งแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันร้อยละ 50 โดยน้ำหนัก ให้ค่ากำลังอัดที่อายุ 7 วันเท่ากับ 21.13 กก./ตร.ซม. มาเป็นส่วผสมในการทดสอบขั้นต่อไป



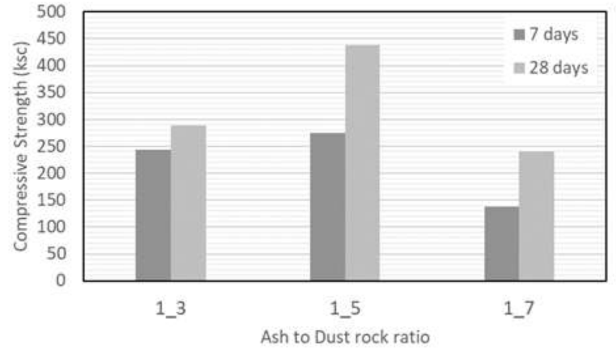
รูปที่ 3 ผลของกำลังอัดของจีโอโพลิเมอร์เมื่อปรับปรุงคุณภาพของเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันด้วยการบดแบบควบคุมเวลาที่ 15 นาที

3.3 สมบัติของจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้น

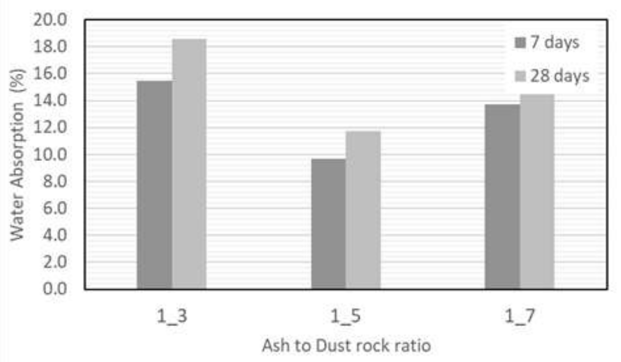
จีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้น ใช้อัตราส่วนเถ้าถ่านหินต่อเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันเท่ากับ 50:50 โดยน้ำหนัก แปรเปลี่ยนอัตราส่วนวัสดุประสานต่อหินฝุ่นเท่ากับ 1:3 1:5 และ 1:7 ใช้ความเข้มข้นโซเดียมไฮดรอกไซด์ 14 โมลาร์ ที่อัตราส่วน สารอัลคาไลน์ต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.65 ผลการศึกษากำลังอัด แสดงดังรูปที่ 4 และค่าการดูดซึมน้ำของวัสดุ แสดงดังรูปที่ 5

จากการศึกษา พบว่า โดยให้ค่ากำลังอัดของกระเบื้องปูทางเท้าจีโอโพลิเมอร์ที่มีวัสดุประสานต่อหินฝุ่นเท่ากับ 1:3 1:5 และ 1:7 โดยน้ำหนักเท่ากับ 243 274 และ 138 กก./ตร.ซม. ที่อายุ 7 วัน และ 289 438 และ 241 กก./ตร.ซม. ที่อายุ 28 วัน ตามลำดับ โดยส่วนผสมที่ใช้วัสดุประสานต่อหินฝุ่นเท่ากับ 1:5 ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด กระเบื้องปูทางเท้าจีโอโพลิ

เมอร์ที่มีวัสดุประสานต่อหินฝุ่นเท่ากับ 1:3 1:5 และ 1:7 โดยน้ำหนัก มีค่าการดูดกลืนน้ำที่อายุ 7 วัน เท่ากับร้อยละ 15 9.7 และ 13.7 และที่อายุ 28 วัน เท่ากับร้อยละ 18.5 11.7 และ 14.5 ตามลำดับ เนื่องจากการทดลองมีการควบคุมปริมาณสารละลายที่ใช้ทำให้อาจส่งผลต่อค่ากำลังอัดของวัสดุ และค่าการดูดซึมน้ำของบล๊อคเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงปริมาณมวลรวมในส่วนผสมได้



รูปที่ 4 กำลังอัดของกระเบื้องปูทางเท้าจีโอโพลิเมอร์

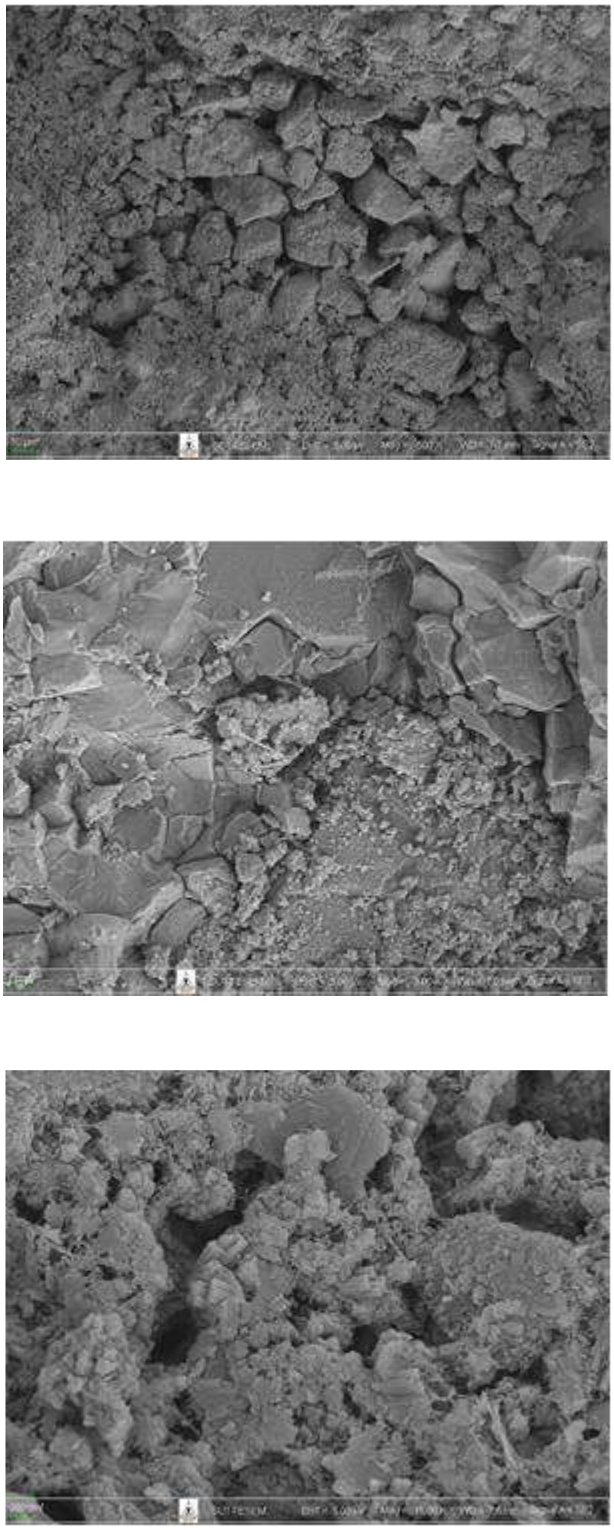


รูปที่ 5 ค่าการดูดกลืนน้ำของกระเบื้องปูทางเท้าจีโอโพลิเมอร์

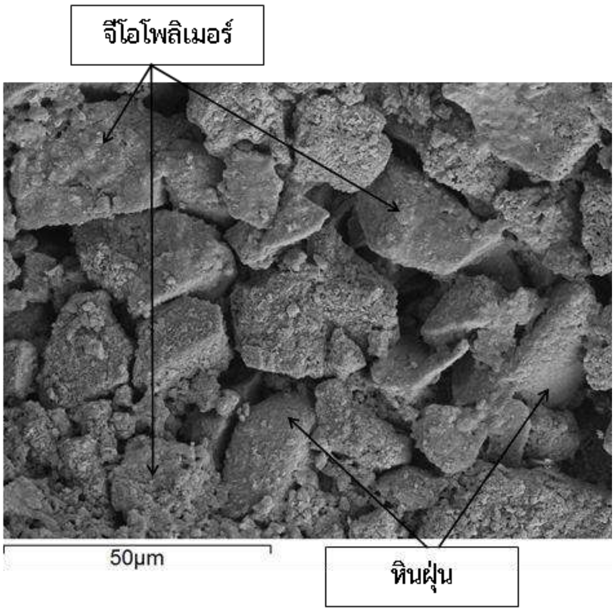
3.4 ลักษณะพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์

รูปที่ **6** แสดงลักษณะพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นที่กำลังขยายต่างๆ พบว่า พื้นที่ผิวที่กำลังขยาย 500X พบส่วนที่เป็นมวลรวมและส่วนที่เป็นจีโอโพลิเมอร์เพสต์อยู่รวมกัน สังเกตุได้ว่าจีโอโพลิเมอร์เพสต์เคลือบอยู่บนผิวของมวลรวม และเมื่อเพิ่มกำลังขยายเป็น 3000X พบว่าส่วนจีโอโพลิเมอร์เพสต์เชื่อมติดผิวของมวลรวมและมีลักษณะเป็นแผ่นขนาดใหญ่ทั่วบริเวณพื้นผิว และเมื่อเพิ่มกำลังขยายเป็น 15000X พบเห็นลักษณะคล้ายเข็มวางรวมกันคล้ายรูปดอกไม้ ซึ่งมักพบในการเกิดปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ที่สอดคล้องกับงานของ S. Alehyen et. al. (2017) [6] และ S.K. Nath and Sanjay Kumar (2020)

รูปที่ 7 พื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่ศึกษาด้วยเทคนิค SEM และ EDS ซึ่งเมื่อใช้เทคนิค EDS สามารถอนุมานส่วนประกอบที่เกิดขึ้นบนพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์ทั้งในส่วนของผลิตภัณฑ์จากปฏิกิริยาจีโอโพลิเมอร์ไรเซชั่นและส่วนที่เป็นหินฝุ่นได้ชัดเจน สังเกตุได้ว่า จีโอโพลิเมอร์เพสต์เคลือบบนผิวของมวลรวม (หินฝุ่น) แต่การเชื่อมต่อการของหินฝุ่นบางส่วนยังไม่ดีนัก ทำให้ส่งผลต่อค่ากำลังอัดและค่าการดูดซึมน้ำด้วย โดยลักษณะโครงสร้างทางจุลภาคจะช่วยให้งานวิจัยสามารถปรับปรุงคุณสมบัติของบล๊อคให้มีคุณภาพที่ดีเพิ่มขึ้นได้



รูปที่ 6 ลักษณะพื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นจากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันบด



รูปที่ 7 พื้นผิวของจีโอโพลิเมอร์เพสต์ที่ศึกษาด้วยเทคนิค SEM และ EDS

4. สรุปผลการวิจัย

1. จีโอโพลิเมอร์จากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันที่บดด้วยการควบคุมเวลาที่ 15 นาที ตัวอย่าง 80FA20PA-15M ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด

2. ตัวอย่าง 50FA50PA-15M ซึ่งแทนที่เถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันร้อยละ 50 โดยน้ำหนัก เป็นตัวอย่างที่นำมาใช้เป็นส่วนผสมในการศึกษาจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นเนื่องจากให้ค่ากำลังอัดที่อายุ 7 วันมากกว่า 20 กก./ตร.ซม. และใช้ปริมาณเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันมากที่สุด

3. จีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นที่มีอัตราส่วนวัสดุประสานต่อหินฝุ่น เท่ากับ 1:5 โดยน้ำหนัก ให้ค่ากำลังอัดสูงที่สุด และให้ค่าการดูดซึมน้ำต่ำที่สุด

4. โครงสร้างทางจุลภาค พบส่วนที่ทำปฏิกิริยาจากจีโอโพลิเมอร์ และส่วนที่เป็นมวลรวมอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่า จีโอโพลิเมอร์จากเถ้าถ่านหินและเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมันสามารถนำมาใช้ในการผลิตจีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นได้ และหากมีการปรับปรุงส่วนผสมเพิ่มเติม จะทำให้ได้จีโอโพลิเมอร์บล๊อกปูพื้นที่เป็นไปตาม มอก. ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณ ทุนสนับสนุนงานวิจัยจาก สำนักงานพัฒนาการวิจัยการเกษตร (องค์การมหาชน) สัญญาเลขที่ CRP6205031880 และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี และมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน

เอกสารอ้างอิง

[1] Davidovits, J. (2008). *Geopolymer Chemistry and Applications (2nd ed.)*, Saint- Quentin, FR: Geopolymer Institute, France, 585 p.

[2] Kiatsuda Somna, Chai Jaturapitakkul, Puangrat Kajitvichyanukul, Prinya Chindaprasirt (2011) NaOH-activated ground fly ash geopolymer cured at ambient temperature, *Fuel*, Vol. 90, pp. 2118–2124.

[3] Weerachart Tangchirapat, Supat Khamklai, Chai Jaturapitakkul. (2012) Use of ground palm oil fuel ash to improve strength, sulfate resistance, and water permeability of concrete containing high amount of recycled concrete aggregates *Materials & Design*, 41, pp 150-157.

[4] วีรชาติ ตั้งจิรภัทร, จตุพล ตั้งปกาศิต, ศักดิ์สินธุ์ แววคุ้ม และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2546) วัสดุปอซโซลานชนิดใหม่จากเถ้าปาล์มน้ำมันน้ำมัน, *วารสารวิจัยและพัฒนา มจธ.*, ปีที่ 26, ฉบับที่ 4 ตุลาคม-ธันวาคม, หน้า 459-474.

[5] ASTM C618-08a, 2010. “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use Mineral Admixture in Portland Cement Concrete.” Annual Book ASTM Standard. Pennsylvania (USA), ASTM International, 4 p.

[6] S. Alehyen, M. EL Achouri, M. Taibi (2017) Characterization, microstructure and properties of fly ash-based geopolymer *Journal of Materials and Environmental Sciences*, 8(5), pp 1783-1796.

[7] S.K. Nath and S Kumar (2020) Role of particle fineness on engineering properties and microstructure offly ash derived geopolymer *Construction and Building Materials* 233, pp 117294.

การประเมินกำลังและการหดตัวของคอนกรีตที่เป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมที่ทำจากมวลรวมรีไซเคิลและใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสาน

Investigation on Strength and Shrinkage of Eco-Friendly Concrete Containing Recycled Aggregate and Using Ground Bottom Ash and Calcium Carbide Residue Mixture as a Binder

ปิ่นพงศ์ กันหาลา[1], วีรชาติ ตั้งจิรภัทร[2], ชัย จาตุรพิทักษ์กุล[3]

[1]*นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (maxkystory@outlook.com)*
[2]*รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (weerachart.tan@kmutt.ac.th)*
[3]*ศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี (chai.jat@kmutt.ac.th)*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษากำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่น และการหดตัวของคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียด (GBA) ร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด (GCR) เป็นวัสดุประสานในอัตราส่วน 70:30 โดยน้ำหนัก และใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) แทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NA) เพื่อลดการใช้ปูนซีเมนต์และหินย่อยจากธรรมชาติ และใช้สารละลายด่างเป็นตัวเร่งปฏิกิริยา คือ โซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ในอัตราร้อยละ 0, 0.5, 1 และ 3 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานเท่ากับ 0.30 และปริมาณวัสดุประสานเท่ากับ 550 กิโลกรัม/ลูกบาศก์เมตร ผลการทดสอบพบว่าคอนกรีตที่ทำจากวัสดุประสานที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดผสมร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด (CBN) มีการพัฒนากำลังอัดที่ช้ากว่าคอนกรีตทั่วไปที่ใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์เป็นวัสดุประสาน แต่เมื่อใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เป็นตัวเร่งปฏิกิริยา คอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด และสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ในอัตราร้อยละ 1 (CB1N) มีกำลังอัดที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 34.8 เมกะปาสคาล ซึ่งเป็นอัตราส่วนผสมที่ดีที่สุด และมีค่ากำลังอัดใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุม (CT) ที่ทำจากปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ปริมาณปูนซีเมนต์ 400 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร และใช้มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ นอกจากนี้คอนกรีตที่ทำจากวัสดุประสานที่ได้จากเถ้าก้นเตาบดละเอียดผสมร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด และใช้มวลรวมหยาบจากเศษคอนกรีตส่งผลให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลดลงเมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุม (CT) การใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดผสมร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานสามารถลดการหดตัวของคอนกรีตได้เมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตควบคุม (CT)

คำสำคัญ: เถ้าก้นเตา, กากแคลเซียมคาร์ไบด์, มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต, โซเดียมไฮดรอกไซด์, กำลังอัด, การหดตัวรวม

Abstract

The objectives of this research are to study the compressive strength, modulus of elasticity, and shrinkage of concrete using ground bottom ash (GBA) mixed with ground calcium carbide residue (GCR) as a binder and containing recycled concrete aggregate (RCA) as coarse aggregate. A ratio of GBA to GCR was 70:30 by weight. A binder content of concrete was 550 kg/m^3 and water to binder ratio (w/b) was 0.30. Sodium hydroxide was used as a strength accelerator at rates of 0, 0.5, 1 and 3% by weight of binder. The results were found that the recycled aggregate concrete made with GBA-GCR mixture (CBN) had lower compressive strength than that of conventional concrete (CT). However, the compressive strength at 28 days of concrete made from GBA-GCR mixture as a binder with activated by 1% NaOH and containing recycled aggregate (CB1N) was 3.48 MPa which was the best with proportion and the same as that of CT concrete. Moreover, the modulus of elasticity of concrete made with GBA-GCR mixture and coarse recycled concrete aggregate was lower than CT concrete. In addition, the use of GBA-GCR mixture as a binder could also reduce the shrinkage of concrete as compared with the CT concrete.

Keywords: Bottom ash, Calcium carbide residue, Recycled aggregate concrete, Sodium hydroxide, Compressive strength, Total Shrinkage

1. คำนำ

ปัจจุบันคอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่ได้รับความนิยมทั่วโลก ซึ่งปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานหลักในส่วนผสมคอนกรีตแต่การผลิตปูนซีเมนต์ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมในด้านต่างๆอยู่มากทั้งการใช้ทรัพยากรธรรมชาติ (หินปูน, หินดินดาน, ยิปซั่ม) และการใช้เชื้อเพลิงสูงในกระบวนการผลิต อีกทั้งกระบวนการผลิตยังส่งผลให้เกิดก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในชั้นบรรยากาศ ส่วนผสมของคอนกรีตประกอบด้วยมวลรวมร้อยละ 70 ถึง 80 โดยปริมาตรของคอนกรีต ดังนั้นมวลรวมจึงเป็นส่วนประกอบสำคัญของคอนกรีต ซึ่งการได้มาของมวลรวมมีผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม เนื่องจากการระเบิดภูเขาเพื่อนำหินมาย่อยเพื่อใช้เป็นมวลรวมในงานคอนกรีต ในขณะเดียวกันเนื่องจากมีการใช้งานคอนกรีตอย่างแพร่หลาย ทำให้เกิดขยะคอนกรีตเป็นจำนวนมากตามมาด้วยเช่นกันไม่ว่าจะเป็น เศษคอนกรีตจากการรื้อถอนโครงสร้างคอนกรีต หรือตัวอย่างจากการทดสอบคอนกรีต

ดังนั้นเพื่อลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์จึงมีการศึกษาวัสดุประสานที่สามารถใช้แทนปูนซีเมนต์ เช่น เถ้าถ่านหิน เถ้าก้นเตา เถ้าแกลบ เถ้าปาล์มน้ำมัน และ เถ้าชานอ้อย เป็นต้น ซึ่งวัสดุเหล่านี้เป็นวัสดุเหลือใช้จากกระบวนการผลิตอุตสาหกรรมต่างๆ นอกจากนี้มีนักวิจัยได้ศึกษาการใช้วัสดุทดแทนปูนซีเมนต์ เช่น เพ็ญพิชชา คงเพิ่มโกศล และคณะ [1] ศึกษาการใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์เพื่อพัฒนากำลังอัดในอัตราส่วนร้อยละ 70:30 โดยน้ำหนัก ผลการทดสอบพบว่าสามารถให้กำลังอัดที่สูงถึง 29.7 เมกะปาสคาล ที่อายุ 28 วัน และเพิ่มเป็น 33.2 และ 36.8 เมกกะปาสคาล ที่อายุ 60 และ 90 วัน ตามลำดับโดยไม่มีปูนซีเมนต์ในส่วนผสม เนื่องจากกากแคลเซียมคาร์ไบด์ซึ่งอยู่ในรูปของแคลเซียมไฮดรอกไซด์ สามารถทำปฏิกิริยากับเถ้าก้นเตาได้เป็นอย่างดี ต่อมา พงศ์ศิริ ไทยฤทธิ์ และคณะ [2] ศึกษาสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ร่วมกับเถ้าชานอ้อยเป็นวัสดุประสาน พบว่าการใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าชานออ้อยเป็นวัสดุประสานในงานคอนกรีต ช่วยลดปริมาณการใช้ปูนซีเมนต์ได้ถึงร้อยละ 70 เมื่อเทียบกับคอนกรีตควบคุมที่มีกำลังอัดเท่ากัน ขณะที่สมบัติเชิงกลของคอนรีต ได้แก่ การรับกำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นไม่ต่างกันมากเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน Chi [3] ได้ศึกษาผลของอัตราส่วนโมดูลัสและปริมาณของสารละลายที่กระตุ้นด้วยอัลคาไลต่อคุณสมบัติและโครงสร้างขนาดเล็กของเถ้าลอยที่กระตุ้นด้วยด่าง พบว่าความเข้มข้นของสารละลายในปริมาณที่สูงขึ้นสามารถลดการหดตัวของคอนกรีตได้

ในทางเดียวกันเพื่อเป็นการลดปริมาณของเศษคอนกรีตและลดการใช้มวลรวมหยาบจากธรรมชาติจึงมีการศึกษาเพื่อนำขยะคอนกรีตกลับมาใช้ใหม่ โดยนำเศษคอนกรีตมาย่อยเพื่อใช้แทนมวนรวมหยาบในส่วนผสมคอนกรีต Tangchirapat และคณะ [4] พบว่าคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตส่งผลให้กำลังอัดและโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตต่ำลง เนื่องจากการดูดซึมน้ำที่มากกว่าและความแข็งแรงที่น้อยกว่ามวลรวมธรรมชาติ อย่างไรก็ตามได้มีการศึกษาเพื่อหาแนวทางลดผลกระทบดังกล่าว เช่น การปรับปรุงคุณภาพมวลรวมหยาบก่อนนำมาผสม [5] และการนำวัสดุปอซโซลานมาใช้ในส่วนผสมคอนกรีต [6] สามารถทำให้คุณภาพของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตดีขึ้นได้

เถ้าก้นเตาเป็นผลพลอยได้จากการผลิตกระแสไฟฟ้าเช่นเดียวกับเถ้าถ่านหิน แต่เถ้าก้นเตามีขนาดอนุภาคที่ใหญ่และมีรูพรุนสูงจึงไม่เป็นที่นิยมนำมาใช้เป็นวัสดุปอซโซลาน จึงเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากโรงงานไฟฟ้า จากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเถ้าก้นเตามีสมบัติเป็นวัสุปอซโซลานเมื่อมีความละเอียดที่สูงขึ้น [7] และ ชลดรงค์ เจริญไวยเจตน์ [8] ได้ศึกษาการนำเถ้าก้นเตามาคัดเลือกขนาดโดยตะแกรงขนาดต่างๆ จากนั้นนำไปบดละเอียดให้มีขนาดอนุภาคค้างตะแกรงเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 5 แล้วนำไปแทนที่ปูนซีเมนต์ในอัตราส่วนร้อยละ 20 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ผลการทดสอบพบว่า มอร์ตาร์ที่มีการแทนที่ปูนซีเมนต์ด้วยเถ้าก้นเตาที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 50 ก่อนบดละเอียดสามารถพัฒนากำลังอัดได้ดีที่สุด และมีดัชนีกำลังที่สูงกว่ามอร์ตาร์ควบคุมที่อายุ 28 วันขึ้นไป

กากแคลเซียมคาร์ไบด์เป็นวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมผลิตก๊าซอะเซทิลีนเพื่อนำมาใช้ในการตัดเชื่อมโลหะและอุตสาหกรรมอื่นๆ ผลพลอยได้จากการผลิตก๊าซอะเซทิลีน คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์ที่อยู่ในรูป $Ca(OH)_2$ เนื่องจากกากแคลเซียมคาร์ไบด์มีความเป็นด่างสูง จึงส่งผลต่อดินบริเวณโดยรอบเพราะจะทำให้ดินเสื่อมคุณภาพและไม่สามารถทำการเกษตรได้ งานวิจัยของ ชรินทร์ นมรักษ์ [9] พบว่าเมื่อใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ร่วมกับเถ้าถ่านหินที่บดให้มีความละเอียดสูงมีองค์ประกอบทางเคมีเพียงพอต่อการทำปฏิกิริยาปอซโซลานได้ เมื่อนำวัสดุทั้งสองชนิด คือ กากแคลเซียมคาร์ไบด์และเถ้าก้นเตามาผสมรวมกันและใช้แทนที่ปูนซีเมนต์ ซึ่ง อรรคเดช อับดุลมาติน และคณะ [10] พบว่าการใช้มอร์ตาร์ที่ทำจากเถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์ในอัตราส่วนที่เหมาะสม ส่งผลให้กำลังอัดของมอร์ตาร์สูงขึ้นซึ่งมีลักษณะเดียวกันกับมอร์ตาร์ที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน

วัสดุประสานกระตุ้นด้วยด่าง (Alkali-activated Binder) ผลิตจากการผสมสารละลายอัลคาไล เช่น อัลคาไลไฮดรอกไซด์ หรืออัลคาไลซิลิเกต เป็นต้น และสารตั้งต้นที่เป็นวัสดุเหลือทิ้ง เช่น ตะกรันเตาถลุงเหล็ก ดินขาวเผา หรือเถ้าถ่านหิน เป็นต้น [11] จากงานวิจัยที่ผ่านมา Katz [12] ทำการศึกษาการเพิ่มความเข้มข้นของสารละลายที่ใช้กระตุ้นด้วยด่าง ซึ่งส่งผลให้มีการพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตที่ดีขึ้น

ดังนั้นผู้วิจัยจึงมีความสนใจศึกษากำลังอัด โมดูลัสยืดหยุ่น และการหดตัวของคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานในอัตราส่วน 70:30 โดยน้ำหนัก ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตแทนมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ และใช้สารละลายด่าง คือ โซเดียมไฮดรอกไซด์เป็นตัวเร่งปฏิกิริยา

2. วัสดุและวิธีการศึกษา

2.1 วัสดุประสาน

วัสดุประสานที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วย เถ้าก้นเตาและกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด ซึ่งเถ้าก้นเตาเป็นวัสดุเหลือทิ้งจากโรงไฟฟ้าจังหวัดระยอง โดยนำเถ้าก้นเตามาปรับปรุงคุณภาพโดยคัดเลือกให้มีขนาด

ผ่านตะแกรงเบอร์ 50 จากนั้นนำไปบดละเอียดจนมีอนุภาคค้างบนตะแกรงขนาดมาตรฐานที่มีช่องเปิด 45 ไมโครเมตร (เบอร์ 325) น้อยกว่าร้อยละ 1 โดยน้ำหนัก เพื่อเพิ่มความไว (Sensitivity) ในการทำปฏิกิริยา และกากแคลเซียมคาร์ไบด์เป็นวัสดุเหลือทิ้งจากอุตสาหกรรมผลิตก๊าซอะเซทิลีน โดยนำมาปรับปรุงคุณภาพเช่นเดียวกับเถ้าก้นเตาโดยบดจนมีขนาดอนุภาคค้างตะแกรงเบอร์ 325 น้อยกว่าร้อยละ 10 โดยน้ำหนัก ตามมาตรฐาน ASTM C430 [13]

2.2 มวลรวมหยาบ

มวลรวมหยาบที่ใช้ในการศึกษานี้ประกอบด้วยมวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NA) และมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) มวลรวมหยาบจากธรรมชาติใช้หินปูนย่อยขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 19 มม ส่วนมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตได้จากการนำตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มม สูง 300 มม ที่ผ่านการทดสอบกำลังอัดมาแล้ว ซึ่งมีกำลังอัดอยู่ระหว่าง 30 ถึง 40 เมกะปาสคาล ย่อยด้วยเครื่องย่อยคอนกรีตแบบขบ (Jaw crusher) จากนั้นนำเศษคอนกรีตมาร่อนผ่านตะแกรงขนาดช่องเปิด 19 มม (ตะแกรงมาตรฐานขนาด 3/4 นิ้ว) และค้างตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 4 เพื่อใช้เป็นมวลรวมในส่วนผสมคอนกรีต สมบัติทางกายภาพของมวลรวมที่ศึกษาได้แก่ ความหนาแน่นและการดูดซึมน้ำของมวลรวมตามมาตรฐาน ASTM C127 [14] ทดสอบขนาดคละและโมดูลัสความละเอียดของมวลรวมตามมาตรฐาน ASTM C136 [1 5]

ตารางที่ 1 ส่วนผสมคอนกรีต

Mixed	Mix Proportion (kg/m^3)								W/B	Na(OH) (%)	SP (%)	Slump (cm)
	Binder	Cement	GCR	GBA	Fine aggregate	Coarse aggregate		Water				
					Sand	NA	RCA					
CT	400	400	-	-	772	995	-	200	0.5	-	-	17.5
CBN	550	-	165	385	642	-	855	165	0.3	0	1	18.0
CB0.5N	550	-	165	385	642	-	855	165	0.3	0.5	1.2	17.0
CB1N	550	-	165	385	642	-	855	165	0.3	1	3.6	16.5
CB3N	550	-	165	385	642	-	855	165	0.3	3	12	9.0

2.3 มวลรวมละเอียด

มวลรวมละเอียดที่ใช้ในการศึกษานี้ คือ ทรายแม่น้ำ ซึ่งมีขนาดผ่านตะแกรงเบอร์ 4 มีค่าการดูดน้ำร้อยละ 1 และมีโมดูลัสความละเอียดเท่ากับ 2.43

2.4 สารละลายด่าง

สารละลายด่างที่ใช้ในการศึกษานี้ คือ โซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ชนิดเกล็ด ความบริสุทธิ์ร้อยละ 98

2.5 ส่วนผสมและการทดสอบคอนกรีต

การศึกษานี้แบ่งตัวอย่างออกเป็น 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มแรกคือคอนกรีตควบคุม (CT) ซึ่งใช้มวลรวมจากธรรมชาติ (หินปูนย่อยและทรายแม่น้ำ) กลุ่มที่สองคือคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดในอัตราส่วน 70:30 (CBN) ซึ่งใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) แทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NA) ทั้งหมดกลุ่มที่สามคือคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดในอัตราร้อยละ 70:30 ซึ่งใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติทั้งหมด และใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) เป็นตัวกระตุ้นในอัตราร้อยละ 0.5, 1 และ 3 โดยน้ำหนักวัสดุประสาน (CB0.5N, CB1N และ CB3N ตามลำดับ) ใช้อัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสานสำหรับคอนกรีตควบคุมเท่ากับ 0.5 และคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานเท่ากับ 0.3 และควบคุมการยุบตัวของคอนกรีตเท่ากับ 150-200 มม โดยใช้สารลดน้ำพิเศษ (Superplasticizer หรือ SP) ซึ่งอัตราส่วนผสมของคอนกรีตแสดงไว้ในตารางที่ 1 ผสมและเทคอนกรีตในแบบหล่อรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มม สูง 200 มม และแบบหล่อรูปทรงสี่เหลี่ยมขนาด 75 x 75 x 285 มม เพื่อทำการทดสอบกำลังอัดและการหดตัวรวมของคอนกรีตตามลำดับ

สำหรับตัวอย่างคอนกรีตจากคอนกรีตควบคุมและคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานเมื่อหล่อเสร็จทิ้งไว้ที่อุณหภูมิห้องเป็นเวลา 24 และ 48 ชั่วโมง ตามลำดับ จากนั้นทำการถอดแบบแล้วนำตัวอย่างทรงกระบอกไปบ่มในน้ำ ทดสอบหาค่ากำลังอัดที่อายุ 3, 7 และ 28 วันตามมาตรฐาน ASTM C39 [16] ทดสอบโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่อายุ 28 วันตามมาตรฐาน ASTM C469 [17] ในขณะเดียวกันตัวอย่างรูปทรงสี่เหลี่ยมขนาด 75 x 75 x 285 มม หลังถอดแบบแล้วนำไปเก็บไว้ที่ห้องควบคุมอุณหภูมิที่ 25±2 องศาเซลเซียส ทดสอบการหดตัวของคอนกรีตที่อายุ 0, 1, 3, 7, 14, 21 และ 28 วันตามมาตรฐาน ASTM C157 [18]

3. ผลการทดสอบ

3.1 สมบัติทางกายภาพของเถ้าก้นเตาบดละเอียด

ตารางที่ 2 แสดงสมบัติทางกายภาพของวัสดุประสานทั้งหมดที่ใช้ในงานวิจัยนี้ จากการทดสอบพบว่าปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (OPC) มีปริมาณอนุภาคค้างตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับร้อยละ 11.35 โดยน้ำหนัก และมีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 3.15 ขณะที่เถ้าก้นเตาบดละเอียด (GBA) และกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด (GCR) มีขนาดอนุภาคค้างตะแกรงมาตรฐานเบอร์ 325 เท่ากับ 0.55 และ 8.12 โดยน้ำหนัก และมีค่าความถ่วงจำเพาะมีค่าเท่ากับ 2.53 และ 2.26 ตามลำดับ ซึ่งจากงานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าเถ้าก้นเตาที่มีความละเอียดสูงสามารถทำปฏิกิริยาปอซโซลานดีขึ้นได้ [8]

ตารางที่ 2 สมบัติทางกายภาพของวัสดุประสาน

Material	Retained on a sieve No.325 (% by weight)	Specific gravity
OPC	11.35	3.15
GBA	0.55	2.53
GCR	8.12	2.66

3.2 สมบัติทางเคมีของวัสดุประสาน

สมบัติทางเคมีของวัสดุประสานที่ใช้ในงานวิจัยนี้แสดงในตารางที่ 3 เมื่อพิจารณาองค์ประกอบทางเคมีแล้วพบว่าเถ้าก้นเตา (BA) มี SiO_2 เป็นองค์ประกอบหลัก เท่ากับร้อยละ 63.2 และมีผลรวมของปริมาณ SiO_2, Al_2O_3, และ Fe_2O_3 เท่ากับร้อยละ 94.9 ซึ่งจัดเป็นวัสดุปอซโซลาน Class F ที่กำหนดไว้โดยมาตรฐาน ASTM C 618 [19] ที่ระบุไว้ว่าผลรวมของปริมาณ SiO_2, Al_2O_3, และ Fe_2O_3 ต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 70 โดยน้ำหนัก ส่วนกากแคลเซียมคาร์ไบด์ (CCR) พบว่ามีปริมาณแคลเซียมออกไซด์ CaO เป็นองค์ประกอบหลักมีค่าเท่ากับร้อยละ 65.4 ขององค์ประกอบทางเคมีทั้งหมด ซึ่งมีค่าเท่ากับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 แต่มีปริมาณ LOI ที่สูง เนื่องจากอุณหภูมิที่สูงที่ใช้ในการเผาทำให้น้ำระเหยออกไป

ตารางที่ 3 สมบัติทางเคมีของวัสดุประสาน

Chemical composition (%)	OPC	BA	CCR
Silicon dioxide (SiO_2)	20.9	63.2	3.9
Aluminium oxide (Al_2O_3)	4.8	24.4	2.3
Ferric oxide (Fe_2O_3)	3.4	7.3	0.5
Calcium oxide (CaO)	65.4	2.3	65.4
Sulfur trioxide (SO_3)	2.7	0.1	0.7
Magnisium oxide (MgO)	1.3	0.8	0.7
Sodium oxide (Na_2O)	0.3	0.4	-
Potassium oxide (K_2O)	0.4	1.3	-
Loss on ignition (LOI)	1	0.2	26.5

3.3 สมบัติทางกายภาพของมวลรวลรวม

ตารางที่ 4 แสดงถึงสมบัติทางกายภาพของมวลรวมที่ใช้ในงานวิจัยนี้จากการศึกษาพบว่ามวลรวมหยาบที่ได้จากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) มีค่าการดูดซึมน้ำเท่ากับร้อยละ 5.79 ซึ่งสูงกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (Crushed Limestone หรือ NA) ที่มีอัตราการดูดซึมน้ำเท่ากับร้อยละ 0.72 ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ สุพัตร์ ขำคล้าย [20] พบว่าการที่ค่าการดูดซึมน้ำของมวลรวมหยาบที่ได้จากการย่อยเศษคอนกรีตมีค่าสูงเนื่องจากซีเมนต์เพสต์หรือมอร์ตาร์จากเศษคอนกรีตเดิมที่ยึดเกาะที่ผิวของมวลรวมมีความพรุน จึงส่งผลให้ค่าการดูดซึมน้ำมีค่าสูง ในทางตรงกันข้าม RCA มีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 2.47 ซึ่งน้อยกว่ามวลรวมจากธรรมชาติที่มีค่าเท่ากับ 2.77 เนื่องจาก RCA มีซีเมนต์เพสต์หรือมอร์ตาร์เกาะติดที่ผิวของมวลรวมจากธรรมชาติเดิม ทำให้มีความพรุนสูง มีความหนาแน่นต่ำ จึงทำให้ความหนาแน่นของ RCA ลดลง

ตารางที่ 4 สมบัติทางกายภาพของมวลรวมหยาบ

Properties	Coarse Aggregate	
	Crushed Limestone	RCA
Specific gravity (SSD)	2.77	2.47
Absorption (%)	0.72	5.79

3.4 กำลังอัดของคอนกรีต

ตารางที่ 5 แสดงผลการทดสอบของคอนกรีตควบคุม (CT) คอนกรีตที่ใช้ปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสานพบว่ามีการพัฒนากำลังอัดอย่างรวดเร็วในช่วง 28 วัน เนื่องจากปฏิกิริยาไฮเดรชันสามารถให้กำลังอัดของคอนกรีตค่อนข้างสูงที่ช่วงอายุ 28 วันแรก ส่งผลให้คอนกรีตควบคุม (CT) มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 24, 32, และ 37.7 เมกกะปาสคาล ที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ

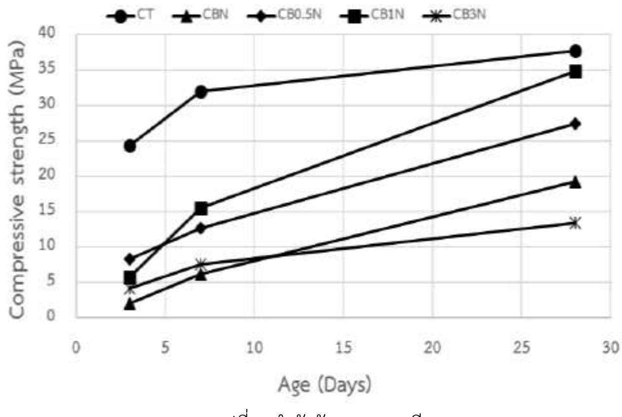
คอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานโดยไม่มีปูนซีเมนต์ มีปฏิกิริยาหลักในคอนกรีต คือ ปฏิกิริยาปอซโซลาน [21] การพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้วัสดุปอซโซลานเป็นวัสดุประสานมีการพัฒนากำลังอัดช้าในช่วงอายุต้นของคอนกรีต จากตารางที่ 5 คอนกรีต CBN มีค่ากำลังอัดที่ต่ำและการพัฒนากำลังอัดที่ช้าซึ่งมีค่าเท่ากับ 2, 6.2 และ 19.2 เมกกะปาสคาล โดยอัตราส่วนน้ำต่อวัสดุประสาน 0.3 ที่อายุ 3, 7 และ 28 วันตามลำดับ

นอกจากนี้คอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานโดยไม่มีปูนซีเมนต์ในการทดสอบนี้ใช้มวลรวมหยาบที่ได้จากการย่อยเศษคอนกรีต (RCA) แทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ (NA) ทั้งหมด จึงทำให้คอนกรีตที่ใช้ RCA มีค่ากำลังอัดที่ต่ำ ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัย Kou และ Poon [22] ที่พบว่ากำลังอัดของคอนกรีตที่แทนที่มวลรวมหยาบด้วย RCA และใช้มวลรวมละเอียดจากธรรมชาติมีค่าใกล้เคียงหรือต่ำกว่าคอนกรีตควบคุมเล็กน้อย ซึ่งเป็นผลจากค่าการดูดซึมน้ำที่สูงของ RCA ทำให้มีปริมาณน้ำในส่วนผสมคอนกรีตมาก และความแข็งแรงของ RCA ที่ต่ำกว่ามวลรวมหยาบจากธรรมชาติ

ตารางที่ 5 กำลังอัดของคอนกรีต

Mixes	compressive strength (MPa) - Normalized compressive strength (%)		
	3 days	7 days	28 days
CT	24.3 - (100)	32.0 - (100)	37.7 - (100)
CBN	2.0 - (8)	6.2 - (19)	19.2 - (51)
CB0.5N	8.3 - (34)	12.6 - (40)	27.4 - (72)
CB1N	5.8 - (24)	15.5 - (48)	34.8 - (92)
CB3N	4.2 - (17)	7.5 - (23)	13.4 - (35)

อย่างไรก็ตามเพื่อเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีต ผู้วิจัยจึงใช้สารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ (NaOH) ผสมกับน้ำในอัตราร้อยละ 0.5, 1 และ 3 โดยน้ำหนักของวัสดุประสานเพื่อเร่งปฏิกิริยาปอซโซลานให้เกิดเร็วขึ้น จากรูปที่ 1 เห็นได้ว่าคอนกรีตที่ใช้ RCA และใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานและใช้สารละลาย (NaOH) เป็นตัวเร่งปฏิกิริยาร้อยละ 0.5 และ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน (CB0.5N และ CB1N) มีการพัฒนากำลังอัดที่ดีขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีต CBN ที่ไม่ได้ใช้สารเร่งปฏิกิริยา โดยคอนกรีต CB0.5N ค่ากำลังอัดเท่ากับ 8.3, 12.6 และ 27.4 เมกกะปาสคาล และคอนกรีต CB1N มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 5.8, 15.5 และ 34.8 เมกกะปาสคาลที่ อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ เมื่อพิจารณาถึงค่ากำลังอัดพบว่า คอนกรีต CB1N ที่อายุ 28 วันมีค่ากำลังอัดใกล้เคียงกับคอนกรีตควบคุม (CT) ซึ่งมีค่าเท่ากับ 34.8 เมกกะปาสคาล หรือคิดเป็นร้อยละ 92 ของคอนกรีตควบคุม (CT) ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Reaksmery Soeurt และ วิเชียร ชาลี [23] พบว่าการใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ เร่งปฏิกิริยาในช่วง 0.5 ถึง 1 โมลาร์ มีแนวโน้มให้การพัฒนากำลังอัดที่ดีขึ้น อย่างไรก็ตามเมื่อใช้ความเข้มข้นที่สูงกว่า 1 โมลาร์ พบว่าการพัฒนากำลังอัดมีแนวโน้มลดลง ซึ่งอาจเป็นผลจากความหนืดที่เพิ่มขึ้น ตามความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ส่งผลให้คอนกรีตมีการยึดประสานภายในส่วนผสมต่ำลง และทำให้กำลังอัดของคอนกรีตต่ำลงด้วย เห็นได้จากคอนกรีต CB3N มีค่ากำลังอัดเท่ากับ 4.2, 7.5 และ 13.4 เมกกะปาสคาลที่อายุ 3, 7 และ 28 วัน ตามลำดับ ซึ่งมีค่ากำลังอัดที่ 28 วันน้อยกว่าคอนกรีตทุกส่วนผสม

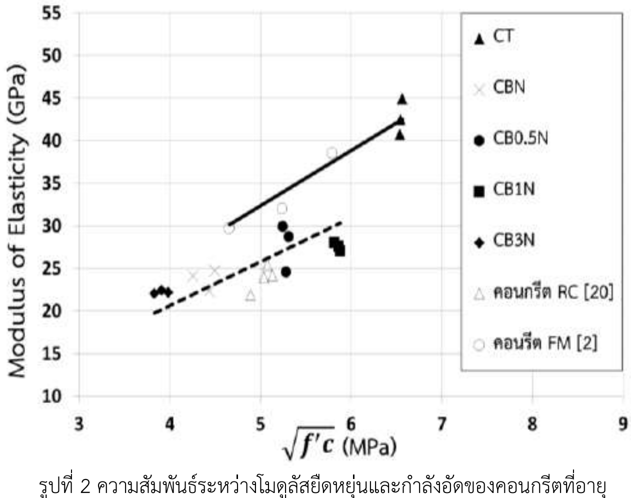


รูปที่ 1 กำลังอัดของคอนกรีต

3.5 โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

รูปที่ 2 แสดงค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต พบว่ามวลรวมมีผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตโดยตรง เนื่องจากมวลรวมเป็นส่วนผสมหลักในคอนกรีตและมีผลต่อกำลังอัดโดยตรง การใช้มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีตทำให้โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตลดลงอย่างเห็นได้ชัด เห็นได้จากเส้นแนวโน้มของคอนกรีตที่ใช้หินธรรมชาติของคอนกรีตควบคุม (CT) ร่วมกับ พงศ์ศิริ ไทยฤทธิ์ [2] ที่อายุ 28 วัน มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเฉลี่ยเท่ากับ 42.73 และ 33.4 จิกะปาสคาล ตามลำดับ ในขณะที่คอนกรีตที่ใช้มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีตมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นอยู่ระหว่าง 22.21-27.78 จิกะปาสคาล ซึ่งน้อยกว่าคอนกรีต ที่ใช้หินธรรมชาติทุกส่วนผสม ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ สุพัตร์ ขำคล้าย [20] ที่พบว่าการใช้มวลรวมละเอียดและมวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตแทนที่มวลรวมหยาบจากธรรมชาติ ส่งผลให้คอนกรีตมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ต่ำลง ทั้งนี้เนื่องจากโมดูลัสยืดหยุ่นของมวลรวมที่ได้จากการย่อยเศษคอนกรีตมีค่าต่ำกว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของมวลรวมจากธรรมชาติ รวมถึงช่องว่างที่เกิดจากความพรุนของซีเมนต์เพสต์ที่เกาะอยู่ส่งผลให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตมีค่าต่ำกว่าของคอนกรีตปกติ

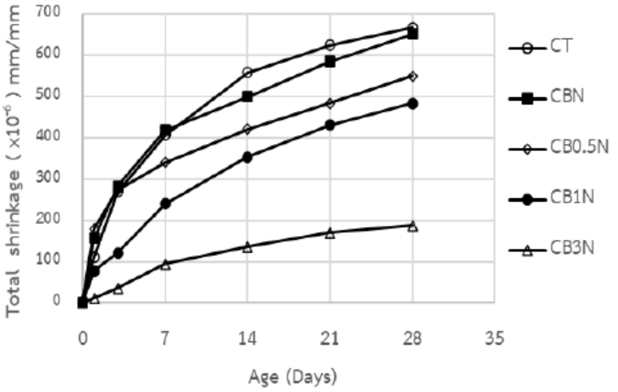
จากรูปที่ 2 เมื่อเปรียบเทียบผลของวัสดุประสานที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียด และจากงานวิจัยของสุพัตร์ ขำคล้าย [20] ที่ใช้เถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียดแทนที่ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ร้อยละ 20, 35 และ 50 พบว่ามีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ใกล้เคียงกันและมีแนวโน้มไปในทางเดียวกัน แต่ยังน้อยกว่าคอนกรีตที่ใช้หินธรรมชาติอย่างเห็นได้ชัด แสดงให้เห็นว่าผลของการใช้วัสดุประสานที่เปลี่ยนแปลงไปไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมากนัก และการใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ในส่วนผสมคอนกรีต แม้จะสามารถเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตขึ้นได้แต่ไม่ส่งผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมากนักเช่นกัน



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นและกำลังอัดของคอนกรีตที่อายุ 28 วัน

3.6 การหดตัวรวมของคอนกรีต

จากรูปที่ 3 แสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่มีผลต่อการหดตัวของคอนกรีตที่ทำจากเถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานและถูกกระตุ้นด้วยด่างเพื่อเร่งปฏิกิริยา โดยการหดตัวเนื่องจากการสูญเสียน้ำสู่สิ่งแวดล้อมภายนอกของคอนกรีต CBN เกิดการหดตัวมากสุดที่อายุ 28 วัน เท่ากับ 650.69 x 10^{-6} มม/มม ในขณะที่คอนกรีต CB0.5N, CB1N และ CB3N เกิดการหดตัวเท่ากับ 549.15 x 10^{-6} , 483.37 x 10^{-6} และ 187.34 x 10^{-6} มม/มม ตามลำดับ จากผลการทดสอบพบว่าการหดตัวของคอนกรีตที่ทำจากเถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานลดลงเมื่อเพิ่มความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ ศิวานันท์ ไทยวิชญ์เจริญ และอุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ [24] พบว่าสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นสูง ทำให้มีความสามารถในการชะซิลิกาและอลูมินาจากเถ้าก้นเตาได้ดีขึ้น และงานวิจัยของ Chi [3] พบว่าการใช้ความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่สูงทำให้เกิดซิลิกาเจลภายในเนื้อคอนกรีตมากขึ้นส่งผลให้คอนกรีตเกิดการขยายตัวทำให้การหดตัวลดน้อยลง



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างอายุและการหดตัวรวมของคอนกรีต

4. สรุปผลการทดสอบ

4.1 การใช้สารโซเดียมไฮดรอกไซด์ในสัดส่วนที่เหมาะสมในการผสมคอนกรีตที่ใช้มวลรวมรีไซเคิลและเถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานสามารถเพิ่มกำลังอัดของคอนกรีตได้ การใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 1 โดยน้ำหนักของวัสดุประสาน ในส่วนผสมคอนกรีต ทำให้คอนกรีตมีกำลังอัดเทียบเท่ากับคอนกรีตควบคุม (CT) โดยที่ คอนกรีต CB1N มีกำลังอัดเท่ากับ 34.8 เมกกะปาสคาล หรือคิดเป็นร้อยละ 92 ของ คอนกรีตควบคุม (CT) ที่อายุ 28 วัน

4.2 การใช้มวลรวมหยาบจากการย่อยเศษคอนกรีตส่งผลกระทบโดยตรงต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่ลดลง เนื่องจาก RCA มีความพรุนสูงความหนาแน่นน้อยและความแข็งแรงต่ำกว่ามวลรวมธรรมชาติ การใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานและการใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เป็นตัวเร่งปฏิกิริยาไม่มีผลต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตมากนัก

4.3 การใช้สารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ในส่วนผสมคอนกรีตที่ใช้เถ้าก้นเตาบดละเอียดร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์บดละเอียดเป็นวัสดุประสานทำให้การหดตัวของคอนกรีตลดน้อยลงตามความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่เพิ่มขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ทำจากปูนซีเมนต์เป็นวัสดุประสาน

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณโรงไฟฟ้าจังหวัดระยองที่สนับสนุนเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานวิจัยนี้ และขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่เอื้อเฟื้อสถานที่และอุปกรณ์สำหรับการทำวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] เพ็ญพิชชา คงเพิ่มโกศล, อรรคเดช อับดุลมาติน, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2559). การพัฒนากำลังอัดของคอนกรีตโดยใช้วัสดุประสานจากเถ้าก้นเตาและกากแคลเซียมคาร์ไบด, *วารสารวิชาการสมาคมคอนหรีตแห่งประเทศไทย*, Vol.4 No.1 หน้า 12.

[2] พงศ์ศิริ ไทยฤทธิ์, ไชยนันท์ รัตนโชตินันท์, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2554). คุณสมบัติทางกลของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ร่วมกับเถ้าชานอ้อยเป็นวัสดุประสาน”,*การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16*, 18-20 พฤษภาคม, หน้า MAT 183.

[3] Chi, M. (2015). Effects of Modulus Ratio and Dosage of Alkali–Activated Solution on the Properties and Micro-Structural Characteristics of Alkali–Activated Fly Ash Mortars. *Construction and Building Materials*, Vol. 99, pp. 128-136.

[4] Tangchirapat W., Buranasing R., Jaturapitakkul C., and Chindaprasirt P. (2008). Influence of rice husk–bark ash on mechanical properties of concrete containing high amount of recycled aggregates. *Construction and Building Materials*. Vol. 22, No. 8, pp. 1812-1819.

[5] Bui N.K., Satomi T., TakahaShi H. (2018). Mecchanical properties of concrete containing 100% treated coarse recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*, Vol. 163, pp. 496-507.

[6] Jaturapitakkul C., Cheerarot R. (2003). Development of bottom ash as pozzolanicmaterial. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 15, No. 1, pp. 48-53.

[7] Tangchirapat W., Rattanashotinunt C., Buranasing R., Jaturapitakkul C. (2013). Influence of Fly Ash on Slump Loss and Strength of Concrete Fully Incorporating Recycled Concrete Aggregates, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 25, No. 2, pp. 243-251.

[8] ชลดรงค์ เจริญไวยเจตน์ (2560). *การพัฒนาคุณภาพของเถ้าก้นเตาเพื่อใช้ในงานคอนกรีตกำลังสูง*, วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 110.

[9] ชรินทร์ นมรักษ์, วันชัย สะตะ และชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2544). ผลกระทบของวัสดุประสานต่อกำลังอัดของคอนกรีตที่ใช้กากแคลเซียมคาร์ไบด์ผสมเถ้าถ่านหิน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 8*, 23-25 ตุลาคม, หน้า MAT 178-183.

[10] อรรคเดช อับดุลมาติน, วีรชาติ ตั้งจิรภัทร และชัย จาตุรพิทักษ์กุล (2558). ผลกระทบของชนิดของสารลดน้ำพิเศษต่อสมบัติของเพสต์และมอร์ตาร์ที่ใช้เถ้าก้นเตาร่วมกับกากแคลเซียมคาร์ไบด์เป็นวัสดุประสาน. *วารสารวิชาการสมาคมคอนกรีตแห่งประเทศไทย*, ฉบับที่ 3, หน้าที่ 31-41.

[11] Shi C., Roy D., and Krivenko P. (2003). Alkali-activated cements and concretes, CRC press.

[12] Katz A., (1998). Microscopic study of alkali-activation fly ash. *Cement and Concrete Research*, No. 28, pp. 197-208.

[13] Standard Test Method for Fineness of Hydraulic Cement by the 4 5 -μm (No. 3 2 5) Sieve, ASTM C430, 2015.

[14] Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, ASTM C127, 2015.

[15] Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, ASTM C136/C136M, 2014.

[16] Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM C39/C39M, 2016.

[17] Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, ASTM C469/C469M, 2014.

[18] Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete, ASTM C157/ C157M, 2017.

[19] Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, ASTM C618, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019.

[20] สุพัตร์ ขำคล้าย (2552). *การศึกษาค่าการซึมผ่านน้ำและการขยายตัวของคอนกรีตที่ใช้มวลรวมจากการย่อยเศษคอนกรีตเป็นส่วนผสมร่วมกับเถ้าปาล์มน้ำมันบดละเอียด*. วิทยานิพนธ์ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, หน้า 36-43.

[21] Sata V., C. Jaturapitakkul, and K. Kiattikomol. (2007). Influence of Pozzolan from Various by-Product Materials on Mechanical Properties of High Strength Concrete. *Construction and Building Materials*, Vol. 21, pp. 1589-1598.

[22] Kou S.C. and Poon C.S. (2015). Effect of the quality of parent concrete on the properties of high performance recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, Vol. 77, pp. 501-508.

[23] Reaksmery Soeurt และ วิเชียร ชาลี (2559). การปรับปรุงกำลังอัดของคอนกรีตที่ผสมเถ้าแกลบโดยใช้ด่างเร่งปฏิกิริยา, *วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ปีที่ 26*, ฉบับที่ 3 , หน้า 351-355

[24] ศิวานันท์ ไทยวิชญ์เจริญ และ อุบลลักษณ์ รัตนศักดิ์ (2555). การศึกษาผลของความเข้มข้นของสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์และสารประกอบอะลูมิเนียมต่อการเกิดเอททริงไกต์ในวัสดุจีโอโพลิเมอร์จากเถ้าลอยกระบวนการเผาถ่านหินแบบฟลูอิดไดซ์เบด. *วารสารวิชาการเทคโนโลยีอุตสาหกรรม ปีที่8*, ฉบับที่ 3, หน้าที่ 1-8.

บทความ
สาขาวิศวกรรมสำรวจและระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์
(SGI)

การศึกษาความสูงและความเร็วการบินถ่ายภาพ ที่มีผลต่อความถูกต้องในการทำแผนที่ด้วยอากาศยานไร้คนขับ

The study of flight elevation and speed of UAV Photogrammetric accuracy For mapping.

ปาริชาต สุขนาค[1] นพรุจ เพชรทอง[1] อภิสิทธิ์ ภาสดา[2] คมศิลป์ วังยาว[2] และ ธีระ ลาภิศชยางกูล[1,*]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพฯ*

[2] *บัณฑิตวิทยาลัยร่วมด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพฯ*

**Corresponding author; E-mail address: theera.lap@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยชิ้นนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความถูกต้องของการทำแผนที่ด้วยภาพถ่ายทางอากาศโดยศึกษาผลกระทบของความสูงบิน และความเร็วที่ใช้ในการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับราคาถูก โดยทำการบินถ่ายภาพเหนือพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยขนาด 10 ไร่ มีรูปแบบการบิน 4 กรณี คือ การบินแบบเคลื่อนที่พร้อมถ่ายภาพและแบบหยุดนิ่งเพื่อถ่ายภาพ แต่ละรูปแบบกำหนดความสูงบินให้มีความละเอียดของจุดภาพที่ 3.5 และ 5 ซม./จุดภาพ กำหนดการซ้อนทับของภาพด้านหน้าและด้านข้าง 80% และ 75% ตามลำดับ ใช้จุดควบคุมภาพและจุดตรวจสอบจำนวน 5 และ 15 จุดตามลำดับ โดยใช้การรังวัดดาวเทียมแบบจลน์ในการหาค่าพิกัดของจุดดังกล่าว จากนั้นทำการประมวลผลด้วยโปรแกรม Agisoft Photoscan Professional V.1.4.4 เพื่อสร้างความหนาแน่นของจุดระดับสำหรับแบบจำลองระดับสูงเชิงเลข และภาพถ่ายดิ่งจริง งานวิจัยนี้ใช้ค่า RMSE ในการประเมินความถูกต้องทั้งทางราบและทางดิ่ง โดยใช้มาตรฐาน ASPRS 2014 ในการระบุชั้นคุณภาพของงาน จากการคำนวณพบว่า รูปแบบการบินที่ให้ค่าความถูกต้องดีที่สุดคือ การบินถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งเพื่อถ่ายภาพที่ความละเอียดของจุดภาพ 5 ซม./จุดภาพ สามารถผลิตภาพถ่ายดิ่งจริงสำหรับใช้ในงานที่มีความละเอียดสูงสุดได้ และให้ผลความถูกต้องทางดิ่งอยู่ในชั้นความถูกต้องทางดิ่งที่ 5 ซม.

คำสำคัญ: ภาพถ่ายทางอากาศ, รูปแบบการบิน, อากาศยานไร้คนขับ

Abstract

This study aims to evaluate the effect of flight elevation and speed to accuracy of landfill mapping by using Low-cost Unmanned Arial Vehicle (UAV) photogrammetry. The study site located at landfill site that covers 10 Rai (16,000 square meters). Flight configuration was set up including 80% of frontal overlap and 75% of side overlap at Ground sampling distance (GSD) 3.5 and 5 cm/pixels. The picture trigger modes of UAV's flight were set to safe mode (stopping to capture) and fast mode (flying to capture). The Ground control points (GCPs) were set up at 5 positions and check point (CPs) were set up at 15 positions, respective. The Agisoft Photoscan Professional V.1.4.4 software was used for data processing in order to generate densified point cloud, digital elevation model, and orthoimage. The accuracy of GCPs and CPs were evaluated by Root Mean Square Error (RMSE) values and followed the American Society for Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS) 2014 standard. The result showed that GSD at 5 cm/pixel with safe mode gave the best accuracy both horizontal and vertical positions which can be used for the highest accuracy work. For Vertical accuracy evaluation, the result was in the 5-cm vertical accuracy class.

Keywords: Photogrammetry, The picture trigger mode, Unmanned Aerial Vehicle

1. บทนำ

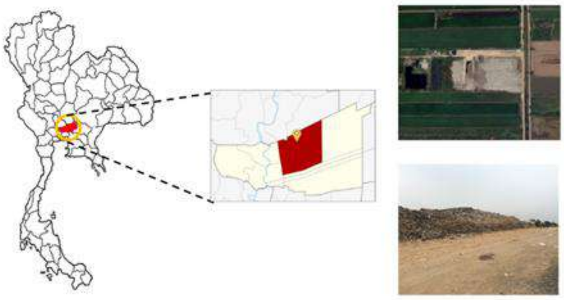
การพัฒนาเศรษฐกิจเขตพื้นที่พัฒนาพิเศษภาคตะวันออก (EEC) ได้ก่อให้เกิดความก้าวหน้าในด้านการลงทุนการคมนาคมขนส่ง การวางผังเมืองใหม่ และการท่องเที่ยว ส่งผลให้เกิดใช้พลังงานและทรัพยากรธรรมชาติจึงก่อให้เกิดปัญหาสิ่งแวดล้อมตามมา อย่างไรก็ตามโครงการ EEC ได้วางนโยบายโครงการเร่งด่วนด้านสิ่งแวดล้อม 14 โครงการ วงเงินรวม 8,615 ล้านบาท ในส่วนของการแก้ไขปัญหาสิ่งแวดล้อมและเน้นการจัดการมลพิษคิดเป็นเงิน 8,230 ล้านบาท [1] เงินส่วนนี้จะนำไปใช้ในการกำจัดขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นโดยวิธีการนำไปจัดการที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอย ซึ่งการจัดการขยะมูลฝอยภายในบ่อฝังกลบให้มีประสิทธิภาพนั้นจำเป็นต้องอาศัยข้อมูลทางวิชาการในการบริหารจัดการ โดยคำนึงถึงเทคโนโลยีที่เหมาะสม ส่วนสำคัญในการบริหารจัดการขยะคือแผนที่บ่อฝัง

กลบขยะมูลฝอย ข้อมูลในแผนที่จะแสดงให้เห็นถึงข้อมูลทางกายภาพ การเปลี่ยนแปลงที่เกิดจาก Biochemical degradation และสามารถวิเคราะห์ปริมาณขยะมูลฝอยในพื้นที่เพื่อการจัดการขยะที่ดีได้ การทำแผนที่โดยเทคโนโลยี Direct measurement ที่มีการใช้กล้องสำรวจในบ่อขยะนั้นมีข้อจำกัดในด้านของการทำงานในพื้นที่ที่อาจก่อให้เกิดอันตรายแก่นักสำรวจได้ จึงมีการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีอากาศยานไร้คนขับ ซึ่งสามารถลดระยะเวลา และลดโอกาสการสัมผัสกับมลพิษจากขยะได้ แต่การสำรวจด้วยวิธีดังกล่าวนั้น ยังไม่สามารถกำหนดรูปแบบการบินที่เหมาะสมเพื่อให้ได้ข้อมูลที่มีความแม่นยำและถูกต้องสูง งานวิจัยชิ้นนี้จึงมุ่งเน้นการศึกษารูปแบบการบินที่เหมาะสมที่ใช้ในการบินถ่ายภาพทางอากาศ โดยศึกษารูปแบบการบินและความเร็วที่ใช้ในการบินถ่ายภาพโดยใช้อากาศยานไร้คนขับชนิดราคาถูกในการทำแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยให้ได้ความถูกต้องสูงเทียบกับมาตรฐานการทำแผนที่ด้วยภาพถ่ายทางอากาศสากล

2. อุปกรณ์และวิธีการศึกษา

2.1 พื้นที่การศึกษา

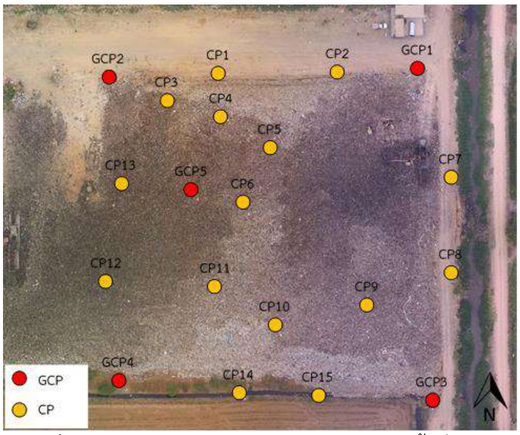
ในการศึกษานี้ได้เลือกตัวแทนพื้นที่ศึกษาเป็นบ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบเทกอง ตั้งอยู่บนพิกัด 14.14°N, 100.67°E ตำบลคลองสาม อำเภอคลองสาม จังหวัดปทุมธานี 14 มีขนาดพื้นที่เท่ากับ 10 ไร่ ดังแสดงลักษณะพื้นที่ทางภูมิศาสตร์ในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ตำแหน่งและลักษณะทางภูมิศาสตร์ของบ่อขยะมูลฝอยแบบเทกอง เทศบาลตำบลคลองสาม

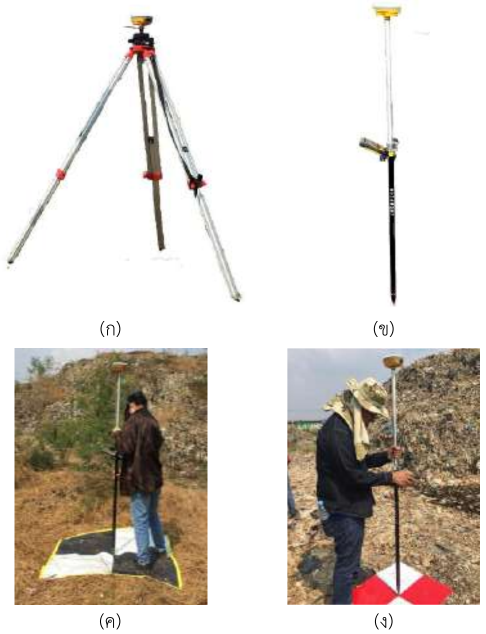
2.2 การสำรวจภาคสนาม

ในการทำแผนที่ภาพถ่ายด้วยอากาศยานไร้คนขับต้องมีการสำรวจภาคสนามเพื่อกำหนดจุดควบคุมภาพ (GCP) สำหรับ Georeferencing และวางจุดตรวจสอบ (CP) เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของแผนที่ โดยหลักการแล้วจุดดังกล่าวต้องวางให้ครอบคลุมพื้นที่ศึกษาตามหลัก Stratified Random Sampling ซึ่งเป็นการกำหนดจุดตามความลาดชันให้กระจายครอบคลุมพื้นที่สำรวจ [2] ในการศึกษานี้ได้วางจุด GCP จำนวน 5 จุด และวางจุดตรวจสอบจำนวน 15 จุด ดังแสดงตำแหน่งของจุดต่าง ๆ ในรูปภาพที่ 2



รูปที่ 2 แสดงตำแหน่งการวางจุด GCP และ CP ในพื้นที่ศึกษา

หลังจากที่ได้มีการวางจุด GCP และ CP แล้วมีการเก็บค่าพิกัดทางภูมิศาสตร์ด้วย วิธีการ Global Navigation setline System (GNSS) แบบ Real time kinetic (RTK) ด้วยอุปกรณ์ยี่ห้อ Hi-Target รุ่น V100 ที่ให้มีค่าความคลาดเคลื่อนทางแนวราบ 8 มิลลิเมตร + 1ppm RMS และแนวดิ่ง 15 มิลลิเมตร + 1ppm RMS โดยทำการติดตั้งสถานีฐาน (Base Station) ไว้บนหมุดหลักฐานจุดที่ 1 ซึ่งเป็นจุดออกงานวางพิกัดไว้ที่ทางเข้าบ่อฝังกลบขยะมูลฝอย โดยมีตำแหน่งทางภูมิศาสตร์คือ N = 1,502,532.000 เมตร, E = 554,745.000 เมตร, z = 50.000 เมตร และนำสถานีเคลื่อนที่ (Rover Station) ไปวางบนจุด GCP และ CP เพื่อเก็บค่าพิกัด ดังแสดงลักษณะและการปฏิบัติงานในรูปที่ 3



รูปที่ 3 การสำรวจภาคพื้นด้วย RTK-GNSS Hi-Target รุ่น V100 (ก) Base Station (ข) Rover Station ใน (ค) จุดควบคุมภาพ และ (ง) จุดตรวจสอบ

2.3 การถ่ายภาพอากาศ

การสำรวจภาพถ่ายทางอากาศเพื่อทำแผนที่ในงานวิจัยนี้ได้ใช้อากาศยานไร้คนขับชนิดราคาถูก (Low-Cost UAV) ยี่ห้อ DJI รุ่น Phantom 3 Professional โดยมีกล้องถ่ายภาพแบบ gimbal ยี่ห้อ Sony EXMOR 1/2.3" CMOS ประกอบกับเลนส์ที่มีความยาวโฟกัสเท่ากับ 20 มม. และความละเอียดกล้องเท่ากับ 12.0 megapixels (4000 × 3000) ดังแสดงชุดอากาศยานในรูปที่ 4

รูปที่ 4 ชุดอากาศยานไร้คนขับยี่ห้อ DJI Phantom 3 Professional

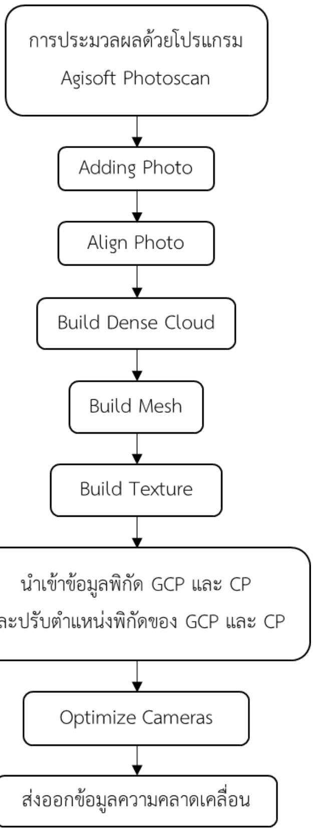
การศึกษานี้ได้บินถ่ายภาพพื้นที่ศึกษาด้วยรูปแบบที่แตกต่างกันออกไปตามวัตถุประสงค์การศึกษา โดยใช้ DJI Go Application เพื่อควบคุมการทำงานการระบุตำแหน่งทางภูมิศาสตร์ของอากาศยาน และใช้ Pix4D capture ในการกำหนดลักษณะการบินถ่ายภาพ ทั้งการซ้อนทับด้านหน้า การซ้อนทับด้านข้าง ความสูง และรูปแบบการถ่ายภาพ ได้กำหนดการซ้อนทับภาพด้านหน้าและด้านข้างเท่ากับ 80% และ 75% ตามลำดับ กำหนดความสูงบินที่ให้ค่า Ground Sampling Distance (GSD) เท่ากับ 3.5 และ 5 ซม./จุดภาพ และกำหนดรูปแบบการบินถ่ายภาพด้วย Fast Mode และ Safe Mode ดังแสดงรายละเอียดในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 การกำหนดลักษณะการบินถ่ายภาพ

Configuration Codes	Mode	GSD (cm/pixel)	Number of photos	GCPs	CPs
Fast Mode Case 3.5	Fast Mode	3.94	54	5	15
Safe Mode Case 3.5	Safe Mode	3.97	53		
Fast Mode Case 5	Fast Mode	5.64	40		
Safe Mode Case 5	Safe Mode	5.78	35		

2.4 การประมวลผล

ข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศในรูปแบบการบินในลักษณะต่าง ๆ จะถูกนำไปประมวลผลด้วยโปรแกรม Agisoft PhotoScan Version 1.4.4 เพื่อสร้างแผนที่ภาพถ่ายออร์โธเชิงเลขและภาพถ่ายดิ่งจริงและคำนวณความคลาดเคลื่อนเชิงตำแหน่งที่เกิดขึ้น ซึ่งสามารถแสดงขั้นตอนการทำงานได้ดังรูปที่ 5 เริ่มจากการนำข้อมูลภาพถ่ายเข้าสู่โปรแกรมแล้วทำการ Align Photo เพื่อแยกภาพให้กระจายออกเป็นจุดภาพที่มีพิกัดตำแหน่งย่อย ซึ่งในขั้นตอนนี้จำเป็นต้องมีการลบจุดภาพที่ไม่มีการโยงยึดเพื่อป้องกันความผิดพลาดที่เกิดจากการคำนวณค่าความคลาดเคลื่อนจากจุดเหล่านี้ จากนั้นโปรแกรมจะทำการ Build Dense Cloud สร้างความหนาแน่นของจุดภาพจากจุดภาพที่มีจุดเด่นและพิกัดตำแหน่งตรงกัน และ Build Mesh เพื่อสร้างพื้นผิวแบบจำลอง ต่อมาโปรแกรมจะทำการ Build Texture สร้างรายละเอียดบนจุดภาพเพื่อสร้างเป็นแผนที่ภาพถ่ายดิ่งจริงและสร้างแบบจำลองเชิงเลข จากนั้นนำข้อมูลพิกัดตำแหน่งของจุดควบคุมภาพ และจุดตรวจสอบเข้าสู่โปรแกรมและทำการปรับตำแหน่งจุดที่ได้จากการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์และตำแหน่งจุดบนภาพถ่ายทางอากาศให้ตรงกันเพื่อให้โปรแกรมสามารถคำนวณค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างพิกัดตำแหน่งจากการรังวัดและพิกัดตำแหน่งบนภาพถ่ายทางอากาศ ซึ่งให้ผลในรูปแบบของค่าเฉลี่ยความคลาดเคลื่อนกำลังสอง (Root-mean Square Error : RMSE)



รูปที่ 5 ขั้นตอนการประมวลผลด้วยโปรแกรม Agisoft Photoscan

2.5 การประเมินความถูกต้อง

ค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างข้อมูลพิกัดที่ได้จากการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์และภาพถ่ายทางอากาศ ให้ผลในรูปแบบของค่าสมการการคำนวณรากที่สองของค่าเฉลี่ยความคลาดเคลื่อนกำลังสองได้ดังสมการ

ที่ (1), (2), (3), (4) และ (5) โดยที่ลักษณะการบินแต่ละรูปแบบจะมีค่าความคลาดเคลื่อนที่แตกต่างกัน โดยเมื่อได้ความคลาดเคลื่อนแล้วจะนำไปเปรียบเทียบค่าความถูกต้องกับมาตรฐาน American Society for Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS) สำหรับการระบุระดับชั้นงานของค่าความถูกต้อง

$$RMSE_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(X_{Oi} - X_{GNSSi}\right)^2}{n}} \quad (1)$$

$$RMSE_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(Y_{Oi} - Y_{GNSSi}\right)^2}{n}} \quad (2)$$

$$RMSE_r = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\left(X_{Oi} - X_{GNSSi}\right)^2 + \left(Y_{Oi} - Y_{GNSSi}\right)^2\right]}{n}} \quad (3)$$

$$RMSE_Z = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(Z_{Oi} - Z_{GNSSi}\right)^2}{n}} \quad (4)$$

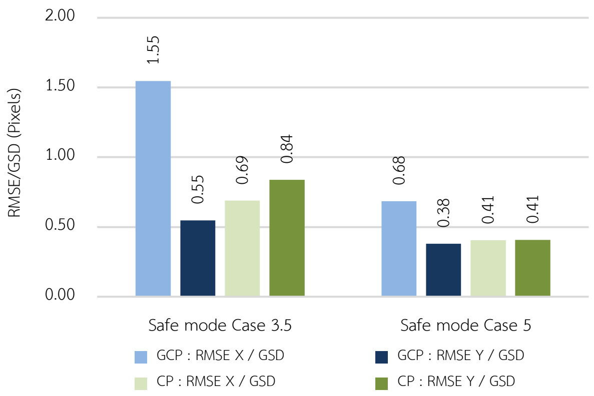
$$RMSE_T = \sqrt{\left(RMSE_r\right)^2 + \left(RMSE_Z\right)^2} \quad (5)$$

เมื่อ $RMSE_x$ $RMSE_Y$ และ $RMSE_Z$ คือความคลาดเคลื่อนในแนวแกน X แกน Y และแกน Z, X_{Oi} Y_{Oi} และ Z_{Oi} คือค่าพิกัดในแนวแกน X แกน Y และแกน Z จากการประมวลผลที่จุด i, X_{GNSSi} Y_{GNSSi} และ Z_{GNSSi} คือค่าพิกัดในแนวแกน X แกน Y และแกน Z จากการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ที่จุด i, และ n คือจำนวนจุดควบคุมหรือจุดตรวจสอบที่ใช้ในการทดสอบทั้งหมด

3. ผลการทดลอง

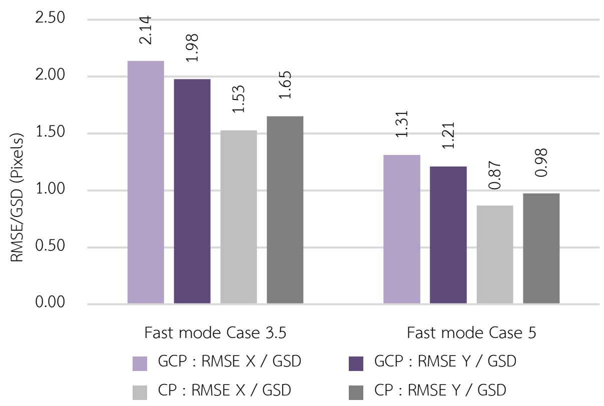
ผลจากการประมวลด้วยโปรแกรม Agisoft PhotoScan ทำให้ได้แผนที่ภาพถ่ายทางอากาศในรูปแบบของภาพถ่ายดิ่งจริงและแบบจำลองเชิงเลขจากจุดประสงค์ของการศึกษา เพื่อต้องการประเมินความถูกต้องที่เกิดจากลักษณะการบินถ่ายภาพที่แตกต่างกัน โดยผลการศึกษาแบ่งออกเป็นรูปแบบการบินแบบ Fast Mode และ Safe Mode

ผลการศึกษาแสดงถึงความถูกต้อง (RMSE/GSD) ในหน่วยจุดภาพ (Pixel) ของจุดควบคุมภาพและจุดตรวจสอบที่เกิดจากลักษณะการบินถ่ายภาพที่แตกต่างกันทั้ง 2 แบบ ซึ่งแสดงความถูกต้องออกมาในหน่วยของจุดภาพ ที่บ่งบอกถึงค่าความคลาดเคลื่อนเปรียบกับค่าความละเอียดของจุดภาพบนพื้นดิน (RMSE/GSD) ซึ่งเป็นค่ามาตรฐานการเปรียบเทียบของ ASPRS (2014) โดยนำเสนอในแนวราบ (X และ Y) แนวดิ่ง (Z) และความถูกต้องรวม (Total) ของตำแหน่ง GCP และ CP



รูปที่ 6 ความถูกต้องในแนวราบของกรณี Safe mode ที่ 3.5 และ 5

จากรูปที่ 6 ความถูกต้องในแนวราบของจุดควบคุมภาพ (GCP) และจุดตรวจสอบ (CP) ที่เกิดจากลักษณะการบินแบบ Safe mode case 3.5 และ case 5 พบว่า ค่าความถูกต้องของ GCP และ CP ทั้ง แกน X และ Y ของ case 5 มีความถูกต้องมากกว่า case 3.5 โดยลักษณะการบินที่ให้ความถูกต้องยอมรับได้ คือ การบินแบบ Safe Mode case 5 ซึ่งมีความถูกต้องของ GCP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 0.68 จุดภาพ และ 0.38 จุดภาพ ตามลำดับ และความถูกต้องของ CP ในพิกัดแกน X และ Y เท่ากับ 0.41 จุดภาพ และ 0.41 จุดภาพ ตามลำดับ



รูปที่ 7 ความถูกต้องในแนวราบของกรณี Fast mode ที่ 3.5 และ 5

จากรูปที่ 7 ความถูกต้องในแนวราบของจุดควบคุมภาพ (GCP) และจุดตรวจสอบ (CP) ที่เกิดจากลักษณะการบินแบบ Fast mode case 3.5 และ case 5 พบว่า ค่าความถูกต้องของ GCP และ CP ทั้ง แกน X และ Y ของ case 5 มีความถูกต้องมากกว่า case 3.5 โดยลักษณะการบินที่ให้ความถูกต้องยอมรับได้ คือ การบินแบบ Safe Mode case 5 ซึ่งมีความถูกต้องของ GCP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 1.31 จุดภาพ และ 1.21 จุดภาพ ตามลำดับ และความถูกต้องของ CP ในพิกัดแกน X และ Y เท่ากับ 0.87 จุดภาพ และ 0.98 จุดภาพ ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาความถูกต้องที่เกิดจากลักษณะการบินแบบ Safe mode และ Fast mode พบว่าการบินแบบ Safe mode จะให้ความถูกต้องทางแนวราบดีกว่าการบินแบบ Fast mode และการบินที่ case 5 กล่าวคือมีความสูงบินที่แสดงด้วยค่า Ground Sampling Distance (GSD) เท่ากับ

5.64 ซม./จุดภาพ จะให้ความถูกต้องสูงกว่า case 3.5 ที่ความสูงแสดงด้วยค่า GSD เท่ากับ 3.94 ซม./จุดภาพ

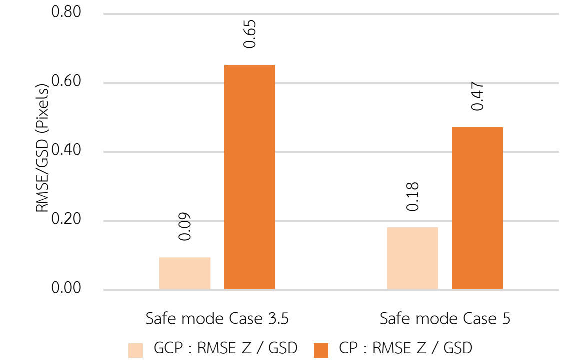
มาตรฐานคุณภาพแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบภาพออร์โธเชิงเลข (Digital Orthophoto) ASPRS 2014 ที่ระบุระดับชั้นของความถูกต้องโดยเปรียบเทียบค่าความถูกต้องในหน่วยจุดภาพ (Pixel) ในแนวราบ ($RMSE_X$) และ ($RMSE_Y$) โดยความถูกต้องในแนวราบน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 จุดภาพจัดเป็นคุณภาพประเภทงานที่มีความถูกต้องสูงสุด (Highest accuracy work) ความถูกต้องในแนวราบมากกว่า 1 จุดภาพแต่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2 จุดภาพจัดเป็นคุณภาพประเภทงานทั่วไปและงาน GIS (Standard Mapping and GIS work) และความถูกต้องมากกว่า 2 จุดภาพขึ้นไปจัดเป็นงานคุณภาพต่ำ (Lowest accuracy) เมื่อนำผลการศึกษาดังแสดงในรูป 6 และ 7 ในหน่วยจุดภาพมาทำการแบ่งระดับชั้นความถูกต้องของ CP แล้วพบว่ามีระดับชั้นที่แตกต่างกันไป ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 การจำแนกคุณภาพระดับชั้นความถูกต้องของลักษณะการบิน

Cases	Horizontal Accuracy (RMSE/GSD) (pixels)	Recommended use		
		Highest Accuracy work (≤ 1-pixel)	Standard Mapping and GIS work (2-pixels)	Visualization and less accurate work (≥ 3-pixels)
Fase Mode Case 3.5	X Position		√	
	Y Position		√	
Safe Mode Case 3.5	X Position	√		
	Y Position	√		
Fast Mode Case 5	X Position	√		
	Y Position	√		
Safe Mode Case 5	X Position	√		
	Y Position	√		

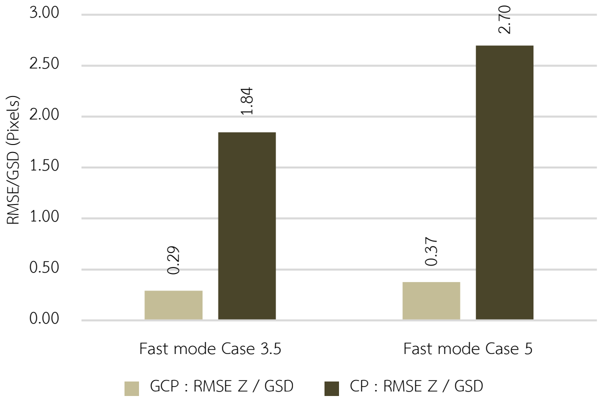
เมื่อเปรียบเทียบความถูกต้องของจุดตรวจสอบตามมาตรฐาน ASPRS (2014) พบว่า ลักษณะการบินแบบ Safe mode case 3.5, Safe mode Case 5 และ Fast mode Case 5 มีค่าความถูกต้องของ CP ของทั้งแกน X และ แกน Y น้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 จุดภาพ จัดเป็นคุณภาพประเภทงานที่มีความถูกต้องสูงสุด (Highest accuracy work) และลักษณะการบินแบบ Fast mode case 3.5 มีค่าความถูกต้องของ CP ทั้งแกน X และแกน Y มีค่ามากกว่า 1 แต่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2 จุดภาพ จัดเป็นคุณภาพประเภทงานทั่วไปและงาน GIS (Standard Mapping and GIS work)

ความถูกต้องในแนวดิ่งซึ่งพิจารณาจากแกน Z เป็นค่าที่แสดงคุณภาพของการผลิตภาพถ่ายดิ่งจริง (Orthophoto) โดยสามารถนำไปใช้สำหรับเป็นข้อมูลการทำแบบจำลองข้อมูลจุดความสูงเชิงพื้นผิว (Digital Surface Model, DSM) และแบบจำลองสามมิติ (3D model) ความถูกต้องในแนวดิ่งสำหรับการศึกษานี้แสดงได้ดังต่อไปนี้



รูปที่ 8 ความถูกต้องในแนวดิ่งของกรณี Safe mode ที่ 3.5 และ 5

จากรูปที่ 8 ความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP และ CP ที่เกิดจากลักษณะการบินถ่ายภาพแบบ Safe Mode case 3.5 และ case 5 พบว่า case 3.5 ให้ความถูกต้องของ GCP ดีกว่า case 5 แต่ case 5 มีความถูกต้องของ CP ดีกว่า case 3.5



รูปที่ 9 ความถูกต้องในแนวดิ่งของกรณี Fast mode ที่ 3.5 และ 5

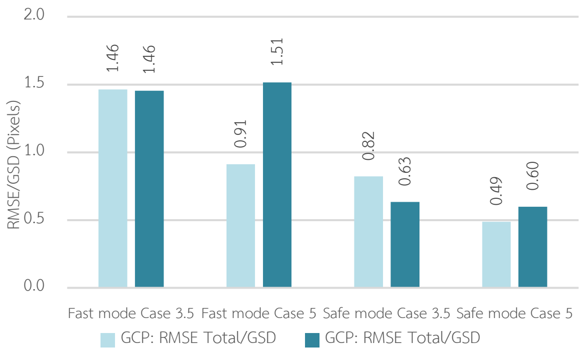
จากรูปที่ 9 ความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP และ CP ที่เกิดจากลักษณะการบินถ่ายภาพแบบ Fast mode case 3.5 และ case 5 พบว่า ทั้ง case 3.5 ให้ความถูกต้องของ GCP และ CP ดีกว่า case 5

ในส่วนของความถูกต้องในแนวดิ่งจะแบ่งจากระดับความถูกต้องที่เกิดขึ้นในแนวดิ่ง (Vertical accuracy class) (ASPRS,2014) โดยเปรียบเทียบค่า $RMSE_Z$ ที่ได้ สำหรับการศึกษานี้ความถูกต้อง (ซม./จุดภาพ) จะถูกคูณด้วยค่า GSD ของกรณีนั้น ๆ เพื่อให้ได้หน่วย $RMSE_Z$ แล้วนำมาเปรียบเทียบกับมาตรฐานในแกน Z โดยการเปรียบเทียบจะจัดอยู่ในรูปแบบ in Non Vegetated Terrain ซึ่งผลการเปรียบเทียบมาตรฐานดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 การจำแนกความถูกต้องของภาพถ่ายดิ่งจริง (Orthophoto)

Cases	$RMSE_Z$ of CP	Vertical Accuracy Class of CP
Fast Mode Case 3.5	7.27	10-cm
Safe Mode Case 3.5	2.50	2.5-cm
Fast Mode Case 5	15.21	20-cm
Safe Mode Case 5	2.73	5-cm.

ตารางที่ 3 แสดงการจำแนกความถูกต้องของภาพถ่ายดิ่งจริง (Orthophoto) ของ CP โดยการเปรียบเทียบจากค่า $RMSE_Z$ จากตารางพบว่า ผลของ CP ที่มีระดับความถูกต้องดีที่สุดคือ 2.5-cm vertical accuracy class คือรูปแบบ Safe mode case 3.5 ระดับความถูกต้องรองลงมาคือ 5-cm vertical accuracy class คือรูปแบบ 5-cm vertical accuracy class เมื่อพิจารณาความถูกต้องพบว่า รูปแบบการบินที่ให้ผลดีทั้ง GCP และ CP คือรูปแบบการบินแบบ Safe mode case 5



รูปที่ 10 ความถูกต้องรวมของ GCP และ CP แต่ละลักษณะการบิน

รูปที่ 10 แสดงความถูกต้องรวม (Total accuracy) ของ GCP และ CP ของลักษณะการบินแบบ fast mode และ safe mode ของทั้ง 2 กรณี พบว่า ลักษณะการบินแบบ Safe mode ให้ความถูกต้องที่ดีกว่าการบินแบบ Fast mode และกรณี 5 จะให้ผลดีกว่ากรณี 3.5 ของลักษระการบินแบบ Safe mode คือความถูกต้องของ GCP เท่ากับ 0.49 จุดภาพ และความถูกต้องของ CP เท่ากับ 0.60 จุดภาพ ตามลำดับ

การวิเคราะห์ผลความถูกต้องในภาพรวม ทำให้เห็นว่ารูปแบบการบินที่เหมาะสมสำหรับการบินถ่ายภาพมีความเหมาะสมบนพื้นฐานของความถูกต้องของตำแหน่งทางภูมิศาสตร์เพื่อผลิตภาพถ่ายออร์โธเชิงเลขและภาพถ่ายดิ่งจริงอันจะเป็นข้อมูลสำคัญในการสร้างแผนที่ความสูงเชิงพื้นผิว (Digital Surface Model, DSM) และแบบจำลองสามมิติ (3D model)

4. วิเคราะห์และวิจารณ์ผลการทดลอง

เมื่อวิเคราะห์ผลที่ได้จากการบินถ่ายภาพในเชิงของความสูงพบว่า การบินถ่ายภาพที่ความสูงบินมากขึ้น จะทำให้ความถูกต้องมีแนวโน้มที่ดีขึ้นซึ่งสอดคล้องกับผลงานวิจัยโดย Sharan Kumar และคณะ ในปี 2018 [3] ซึ่งทำการบินถ่ายภาพที่ระดับความสูงที่มีความละเอียดจุดภาพเป็น 2.6, 3.2, 3.7, 4.2, และ 5.3 ซม./จุดภาพ ด้วยจุดควบคุมภาพและจุดตรวจสอบจำนวน 4 และ 12 จุดตามลำดับ บนพื้นที่สนามหญ้าภายในมหาวิทยาลัย Sains Malaysia ซึ่งเป็นพื้นที่ลาดชันพบว่าเมื่อทำการบินถ่ายภาพที่มีค่าความละเอียดจุดภาพมากขึ้น ทำให้ค่าความถูกต้องมีค่าใกล้เคียงกันและมีแนวโน้มดีขึ้น ซึ่งค่าความละเอียดจุดภาพที่ 5.3 ซม./จุดภาพให้ค่าความถูกต้องได้ดีที่สุด ในงานวิจัยชิ้นนี้ได้ทำการบินถ่ายภาพบนพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอย ซึ่งมีความลาดชันมากกว่าและไม่คงที่อันเกิดจากปริมาณขยะมูลฝอยเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา เมื่อบินถ่ายภาพที่ระดับความสูงที่มีค่าความละเอียดจุดภาพ 5 ซม./จุดภาพ พบว่าค่าความถูกต้องที่ได้สามารถนำไปผลิตแผนที่ภาพถ่ายดิ่งจริงที่มีความละเอียดสูงได้ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าการบินถ่ายภาพในพื้นที่ที่มีความแตกต่างของค่าระดับมากนั้นควรบินถ่ายภาพด้วยความสูงบินที่มาก จากสมการที่ (6) และ (7) [4]

$$b = d_w\left(\frac{p}{100}\right) \tag{6}$$

$$a = d_l\left(\frac{q}{100}\right) \tag{7}$$

เมื่อ b คือระยะบนพื้นดินของส่วนที่ไม่ซ้อนทับด้านหน้า (เซนติเมตร), a คือระยะบนพื้นดินของส่วนที่ไม่ซ้อนทับด้านข้าง (เซนติเมตร), d_w คือระยะของภาพถ่ายด้านกว้างบนพื้นที่จริง (เซนติเมตร), d_l คือระยะของภาพถ่ายด้านยาวบนพื้นที่จริง (เซนติเมตร), p คือเปอร์เซ็นต์ซ้อนทับด้านหน้า และ q คือเปอร์เซ็นต์ซ้อนทับด้านข้าง

จากตารางที่ 4 เป็นผลจากการคำนวณตามสมการ (6) และ (7) จะเห็นว่าความสูงบินที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ภาพถ่ายหนึ่งภาพครอบคลุมพื้นที่ได้ขนาดใหญ่ขึ้น เมื่อภาพถ่ายเกิดการซ้อนทับกันจะทำให้พื้นที่ส่วนซ้อนทับมีพื้นที่มากขึ้นทำให้จุดภาพบนภาพถ่ายมีตำแหน่งและจุดเด่นที่เหมือนกันมากขึ้นส่งผลให้ค่าความถูกต้องมีแนวโน้มดีขึ้น ดังนั้นในการบินถ่ายภาพทางอากาศจึงควรกำหนดค่าการซ้อนทับและความสูงบินที่ทำให้มีพื้นที่ส่วนซ้อนทับที่เหมาะสมจึงจะทำให้ค่าความถูกต้องดีขึ้น ซึ่งงานวิจัยชิ้นนี้แสดงให้เห็นว่าการบินถ่ายภาพเหนือพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยควรบินถ่ายภาพภาพด้วยความสูงที่มีความละเอียดจุดภาพเป็น 5 ซม./จุดภาพจึงจะทำให้ได้ค่าความถูกต้องที่ดีที่สุด

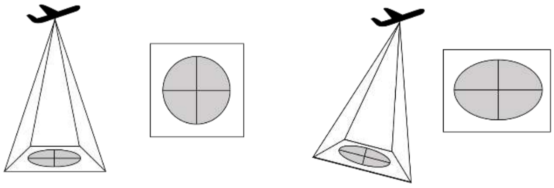
ตารางที่ 4 ส่วนซ้อนทับบนพื้นที่จริง

Cases	GSD (cm.)	Front Overlap (%)	Side Overlap (%)	ส่วนซ้อนทับด้านหน้าบนพื้นที่จริง (ซม./ภาพ)	ส่วนซ้อนทับด้านข้างบนพื้นที่จริง (ซม./ภาพ)
Fast Mode	3.94	80	75	12608	8865
Safe Mode	3.97			12704	8932.5
Fast Mode	5.64			18048	12690
Safe Mode	5.78			18496	13005

จากการวิเคราะห์ผลในเชิงของรูปแบบการถ่ายภาพ จากการศึกษางานวิจัยโดย Francisco-Javier และคณะ ในปี 2015 [5] ซึ่งทำการบินถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งและเคลื่อนที่ที่ความละเอียดจุดภาพ 3, 4 และ 5 ซม./จุดภาพโดยใช้อากาศยานไร้คนขับ MD4-1000 ติดตั้งด้วยกล้อง TetraCam mini-MCA6 ชนิดของกล้องถ่ายภาพแบบ Rolling Shutter ที่มีระยะโฟกัส 9.6 มิลลิเมตร ความคมชัด 1.3 megapixel (1280 x 1024 pixels) เซนเซอร์ CMOS และ readout time ของกล้องอยู่ที่ 0.5 ถึง 5 วินาที [6] พบว่าการบินถ่ายภาพแบบเคลื่อนที่จะทำให้ Vector error distribution มีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าการถ่ายภาพแบบหยุดนิ่ง ส่งผลให้การบินถ่ายภาพแบบเคลื่อนที่ที่ความละเอียด 4 ซม./จุดภาพให้ผลดีที่สุด ในขณะที่งานวิจัยชิ้นนี้ทำการบินถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งและเคลื่อนที่ที่ความละเอียดจุดภาพเป็น 3.5 และ 5 ซม./จุดภาพใช้อากาศยานไร้คนขับ DJI Phantom 3 Professional ติดตั้งด้วยกล้อง FC300X ชนิดของกล้องถ่ายภาพแบบ Rolling Shutter ที่มีระยะโฟกัส 3.61 มิลลิเมตร ความคมชัดของภาพ 12 megapixel (4000 x 3000 pixels) เซนเซอร์ CMOS และ readout time ของกล้องอยู่ที่ 0.033 วินาที พบว่าการบินถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งทำให้ Camera Location error มีความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าการบินถ่ายภาพแบบเคลื่อนที่ส่งผลให้การบินถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งที่ความละเอียด 5 ซม./จุดภาพได้ค่าความถูกต้องที่ดีที่สุด จะเห็นได้ว่าระยะโฟกัส ความคมชัดของภาพ และ readout time ที่แตกต่างกันส่งผลต่อการกำหนดรูปแบบการบินถ่ายภาพ ดังนั้นกล้องถ่ายภาพนั้นมีระยะโฟกัสและ readout time ที่น้อยและมีความคมชัดสูงควรกำหนดรูปแบบการถ่ายภาพแบบหยุดนิ่งจึงจะให้ค่าความถูกต้องได้ดี

จากงานวิจัยโดย Jonas และ คณะ ในปี 2016 [6] ได้ทำการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ DJI Inspire 1 ซึ่งเป็นกล้องถ่ายภาพแบบ Rolling Shutter ที่ความเร็วบิน 1, 4 และ 8 เมตรต่อวินาทีอากาศยานไร้คนขับ DJI Inspire 1 ที่มี readout time เป็น 74 มิลลิวินาทีให้ค่าความถูกต้องได้ดีที่สุดเมื่อบินถ่ายภาพด้วยความเร็ว 4 เมตรต่อวินาที ในงานวิจัยชิ้นนี้ได้ใช้อากาศยานไร้คนขับ DJI Phantom 3 Professional ซึ่งเป็นกล้องถ่ายภาพแบบ Rolling Shutter เช่นกันมี readout time เป็น 33 มิลลิวินาทีให้ค่าความถูกต้องได้ดีที่สุดเมื่อบินถ่ายภาพด้วยความเร็ว 2 เมตรต่อวินาที จะเห็นได้ว่าค่า readout time ของกล้องถ่ายภาพมีผลต่อความเร็วที่ใช้ในการบินเมื่อกล้องถ่ายภาพมีค่า readout time ที่สูงจะทำให้สามารถบินถ่ายภาพด้วยความเร็วที่เพิ่มขึ้นได้ ในขณะที่กล้องที่มี readout time ต่ำไม่ควรบินถ่ายภาพด้วยความเร็วที่มาก ดังนั้นในการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ DJI Phantom 3 Professional จึงควรใช้ความเร็วบิน 2 เมตรต่อวินาทีจึงจะให้ค่าความถูกต้องได้ดีที่สุด

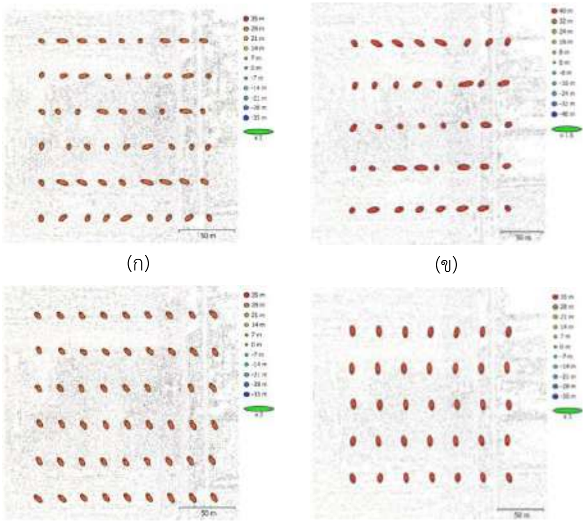
นอกจากนั้นการกำหนดรูปแบบการบินโดยแสดงดังรูปที่ 11 จะกำหนดจุดที่ลั่นชัตเตอร์ไว้บนแผนที่ เมื่อถึงจุดลั่นชัตเตอร์กล้องจะทำการลั่นชัตเตอร์เพื่อถ่ายภาพ การบินแบบหยุดนิ่งจะทำให้จุดที่ลั่นชัตเตอร์และตำแหน่งของภาพเป็นจุดเดียวกันในขณะที่การบินแบบเคลื่อนที่จะทำให้ตำแหน่งและภาพถ่ายมีความคลาดเคลื่อน



(ก) (ข)

รูปที่ 11 รูปแบบการถ่ายภาพ (ก) Safe Mode (ข) Fast Mode

ซึ่งรูปแบบการถ่ายภาพจะส่งผลต่อตำแหน่งของโดรนซึ่งก็คือตำแหน่งของกล้องขณะทำการบินถ่ายภาพส่งผลให้ตำแหน่งของกล้องมีความคลาดเคลื่อนเกิดขึ้นแสดงดังรูปที่ 12



(ก) (ข) (ค) (ง)

รูปที่ 12 Camera Location and Error Estimates. (ก) Fast Mode Case 3.5 (ข) Fast Mode Case 5 (ค) Safe Mode Case 3.5 (ง) Safe Mode Case 5

รูปที่ 12(ก) และ 14(ข) แสดงให้เห็นว่าเวกเตอร์ที่แสดงตำแหน่งของกล้องนั้นมีการเรียงตัวกันอย่างไม่เป็นระเบียบในแต่ละตำแหน่ง ในขณะที่รูป 12(ค) เวกเตอร์ที่แสดงตำแหน่งของกล้องมีการเรียงตัวไปในทิศทางเดียวกันแต่ยังคงมีความคลาดเคลื่อนทั้งแนวแกน x และแกน y และรูปที่ 12(ง) ซึ่งแสดงให้เห็นว่านอกจากเวกเตอร์จะเรียงตัวไปในทิศทางเดียวกันแล้ว ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นยังเกิดขึ้นในแนวแกน y และเกิดความคลาดเคลื่อนในแนวแกน x เพียงเล็กน้อยจึงส่งผลให้ค่าความถูกต้องของตำแหน่งภาพมีความถูกต้องมากขึ้น ดังนั้นในงานวิจัยชิ้นนี้ทำการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ DJI Phantom 3 Professional พบว่าการเก็บข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศโดยกำหนดให้มีความเร็วบิน 2 เมตรต่อวินาที เมื่อถึงจุดถ่ายภาพกำหนดให้อากาศยานไร้คนขับหยุดเคลื่อนที่แล้วทำการถ่ายภาพจะทำให้ได้ผลของความถูกต้องที่ดีที่สุด

5. สรุปผลการทดลอง

การผลิตแผนที่ภาพถ่ายดิ่งจริงที่มีความถูกต้องเชิงตำแหน่งด้วยอากาศยานไร้คนขับในพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยยังไม่เป็นที่นิยมในประเทศไทย เนื่องจากมีค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานสูง งานวิจัยชิ้นนี้นำเสนอการใช้อากาศยานไร้คนขับชนิดราคาถูกเพื่อผลิตแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศให้ได้ความถูกต้องเชิงตำแหน่งที่ยอมรับได้ด้วยการเปรียบเทียบความถูกต้องของแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศชนิดภาพออร์โธเชิงเลข (Digital orthophoto) กับมาตรฐาน ASPRS 2014 โดยลักษณะการบินถ่ายภาพที่อากาศยานไร้คนขับมีการหยุดนิ่งขณะถ่ายภาพและความเร็วบินเป็น 2 เมตร/วินาที ในการเคลื่อนที่ระหว่างจุดที่ทำการถ่ายภาพ และมีความสูงบินที่ทำให้ความละเอียดจุดภาพเป็น 5 ซม./จุดภาพ จะทำให้ได้ความถูกต้องในแนวราบดีที่สุดซึ่งสามารถใช้ในงานที่มีความถูกต้องสูงสุดได้ ส่วนความถูกต้องในแนวดิ่งที่ดีที่สุดสามารถใช้ในงานที่มีความถูกต้องในระดับ 5 ซม. ได้ ลักษณะการบินดังกล่าวทำให้ความถูกต้องเชิงตำแหน่งของภาพถ่ายทางอากาศและแบบจำลองเชิงเลขมีความถูกต้องดีที่สุด ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์ลักษณะทางกายภาพของบ่อขยะ และปริมาณขยะเพื่อบริหารจัดการขยะมูลฝอยที่เกิดขึ้นเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ นอกจากนั้นยังช่วยลดระยะเวลาในการสำรวจซึ่งเป็นการลดความเสี่ยงที่จะสัมผัสกับมลพิษที่ก่อให้เกิดอันตรายแก่นักสำรวจได้

เพื่อการศึกษาการประยุกต์ใช้อากาศยานไร้คนขับสำหรับทำแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุด ทั้งทางด้านการบริหารจัดการทรัพยากร วัสดุอุปกรณ์ งบประมาณและเวลา จึงควรมีการศึกษารูปแบบการกำหนดจุดและการกระจายตัวของควบคุมภาพบนพื้นที่ศึกษา รวมถึงการซ้อนทับภาพที่เหมาะสม เพื่อให้ได้แผนที่ภาพถ่ายทางอากาศจากอากาศยานไร้คนขับที่มีความถูกต้องแม่นยำทางตำแหน่งสูงสุด

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยชิ้นนี้สำเร็จลุล่วงลงได้ ด้วยความอนุเคราะห์จากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติที่สนับสนุนเงินทุนที่ใช้ในงานวิจัย ขอขอบพระคุณคณะอาจารย์และผู้ร่วมวิจัยที่ให้คำปรึกษา ชี้แนะ และให้ข้อมูลที่จำเป็นสำหรับงานวิจัย ขอขอบคุณบัณฑิตวิทยาลัยร่วมด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่เอื้ออำนวยอุปกรณ์ที่ใช้ในงานสำรวจ ขอขอบคุณเทศบาลตำบลคลองสามเอื้ออำนวยสถานที่กำจัดขยะมูลฝอยเพื่อใช้ในการศึกษาและเก็บข้อมูล หากงานวิจัยชิ้นนี้มีข้อผิดพลาดประการใด ผู้วิจัยขอน้อมรับไว้แต่เพียงผู้เดียว

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานนโยบายและแผนทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม (2562). แผนปฏิบัติการเพื่อจัดการสิ่งแวดล้อมในพื้นที่ EEC. *การประชุมคณะกรรมการนโยบายเขตพัฒนาพิเศษภาคตะวันออก ครั้งที่ 2*, กรุงเทพฯ, 15 กุมภาพันธ์ 2562, หน้า 10-11.

[2] กาญจน์ขจร ชูชีพ (2018). การประเมินความถูกต้องในการสำรวจระยะไกล. *Remote Sensing Technical Note*, ฉบับที่ 3, หน้า 8.

[3] Sharan Kumar N. et al. (2018). Accuracy assessment on low altitude UAV-borne photogrammetry outputs influenced by ground control point at different altitude. Sains Malaysia University, Malaysia.

[4] Juan Antonio Perez Alvarez (2001). Apuntes De Fotogrametria III. Universidad De Extremadura, pp. 17-18.

[5] Francisco Javier et al. (2015). Assessing Optimal Flight Parameters for Generating Accurate Multispectral Orthomosaicks by UAV to Support Site-Specific Crop Management. University of Cordoba, Spain.

[6] Tetracam Inc. (2017). Tetracam's Miniature Multiple Camera Array. [Online], Available: http://www.tetracam.com/. (2020, 30 April)

[7] Jonas Vautherin et al. (2016). Photogrammetric Accuracy and Modeling of Rolling Shutter Cameras. ISPRS Congress, Czech.

การประยุกต์ใช้ภาพถ่ายทางอากาศจากการสำรวจ ด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรมในการสร้างแบบจำลองสิ่งปลูกสร้าง
AN APPLICATION OF AERIAL PHOTOS USING THE UAV FOR MODELING OF ENGINEERING STRUCTURE

รจณา คูณพูล[1] พรนรายณ์ บุญราศรี[2] สมใจ หมื่นจร[3]และ ปวิตร ฏิระวณิชย์กุล[4] จิรวัฒน์ จันทองพูน[5]

[1,2,3,4,5] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย
**Corresponding author : rodjana27@yahoo.com*

บทคัดย่อ

การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรมสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในงานหลายประเภท ยกตัวอย่างเช่น การทำแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศ เป็นต้น งานวิจัยนี้มีจุดประสงค์เพื่อศึกษาวิธีการสร้างแบบจำลอง 3 มิติ และแบบรูปด้านหน้าเฉพาะส่วนของอุโบสถวัดคูเต่า ตำบลแม่ทอม อำเภอบางกล่ำ จังหวัดสงขลา โดยการบินสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ ซึ่งผลที่ได้จะอยู่ในรูปของการประเมินค่าความถูกต้องแบบจำลอง 3 มิติ เหตุผลที่เลือกพื้นที่ศึกษาวัดคูเต่า เนื่องจากต้องการสร้างแบบจำลองสิ่งปลูกสร้าง ซึ่งสามารถนำผลลัพธ์ที่ได้ไปใช้ในการบูรณะซ่อมแซมโบราณสถานได้ โดยการประเมินค่าความถูกต้องแบบจำลอง 3 มิติ จะนำมาเปรียบเทียบระยะที่วัดด้วยกล้อง total station ผลลัพธ์ที่ได้อยู่ในเกณฑ์งานก่อสร้างทางวิศวกรรม

คำสำคัญ: วัดคูเต่า, การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ, แบบจำลอง 3 มิติ

Abstract

The unmanned aerial vehicle (UAV) surveying for engineering applications can be applied to many types of work such as aerial photos mapping etc. The objective of this research is to evaluate the 3D construction models and the specific front images of Khu Tao Temple, Mae Tom Sub-district, Bang Klam District, Songkhla Province by conducting the UAV survey and showing in form of high accuracy 3D model evaluation. The reason for selection the Khu Tao temple because this temple is planned to renovate following its own ancient architecture. By evaluation of accuracy results of the 3D modeling, it showed that the model had high precision technique for reconstruction ancient temple compared to the ordinary distance measuring with the total station telescope. Moreover, the mentioned results were in the criteria of construction engineering.

Keywords: Khu Tao temple, UAV survey, 3D modeling

1. คำนำ

1.1 ความเป็นมาและความสำคัญ

วิวัฒนาการและการตลาดของอากาศยานซึ่งไม่มีนักบินประเภทอากาศยานที่ควบคุมการบินจากภายนอก (Unmanned Aerial Vehicle, UAV) เติบโตเป็นอย่างมาก เนื่องจากมีความง่ายในการบังคับใช้งาน ความสามารถในการบังคับควบคุมการบินด้วยอิเล็กทรอนิกส์ที่ซับซ้อน มีการบันทึกภาพโดยใช้กล้องดิจิทัลที่สามารถบันทึกภาพระยะไกลได้ ซึ่งภาพดิจิทัลที่บันทึกได้จะมีความละเอียดสูง และมีหน่วยความจำที่รองรับภาพได้เป็นจำนวนมาก ดังนั้นจึงมีการนำ UAV มาผลิตแบบก่อสร้างหรือแผนที่ ซึ่งสามารถทำได้สะดวกรวดเร็วและมีความถูกต้อง เสมือนมองเห็นได้ในสภาพเป็นจริง คือแสดงความลึกสูงต่ำนูน ในรูปแบบภาพ 3 มิติ ซึ่งเป็นลักษณะที่ง่ายต่อการสื่อความหมายมากขึ้น [1] ปัจจุบันหน่วยงานต่าง ๆ ของรัฐบาลและเอกชนได้หันมาใช้ภาพถ่ายทางอากาศในการสำรวจกันอย่างแพร่หลายเพื่อสำรวจทรัพยากรธรรมชาติ ตลอดจนใช้ในการวางแผนงานต่าง ๆ อย่างกว้างขวาง UAV จึงถูกนำมาประยุกต์ใช้ในงานต่าง ๆ เช่นงานผลิตแผนที่ งานสร้างแบบจำลองสถาปัตยกรรมโบราณสถาน เป็นต้น ดังนั้นคณะวิจัยทำจึงใช้ข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศจาก UAV เป็นข้อมูลมาศึกษาการสร้างแบบจำลองสถาปัตยกรรมไทยในพื้นที่อุโบสถวัดคูเต่า ตำบลแม่ทอม อำเภอบางกล่ำ จังหวัดสงขลา เริ่มก่อสร้างเมื่อราวพุทธศตวรรษที่ 24–25 สมัยรัตนโกสินทร์ ซึ่งอุโบสถก่ออิฐถือปูนก่อปิดทึบทั้งหลัง มีทางเข้าอยู่ทางด้านหน้าและด้านหลัง โครงหลังคาชั้นเดียวต่อด้วยปีกนกประดับด้วยปูนปั้นรูปครุฑแบก หน้าบันตกแต่งด้วยลายปูนปั้นรูปพระอินทร์ทรงช้างเอราวัณ และรูปพระพรหมทรงหงส์มีลายกนกและรูปสัตว์ประกอบที่ผนังด้านข้าง และข้างบันไดมีซุ้มประดิษฐานพระพุทธรูปนั่ง ระหว่างฐานกับช่องหน้าต่างประดับด้วยปูนปั้นรูปสิงห์หมอบ รูปพระพุทธรูป และลายเครือเถา ภายในอุโบสถมีภาพจิตรกรรมฝาผนังเขียนด้วยสีฝุ่นฝีมือช่างพื้นเมืองที่มีสภาพค่อนข้างสมบูรณ์ สะท้อนถึงคติมิยมและเทคนิควิธีของช่างซึ่งหาดูได้ยากจากแหล่งอื่น ๆ เนื้อเรื่องที่เขียนเป็นเรื่องแพร่หลายในวัฒนธรรมพื้นบ้านของภาคใต้ เช่น เวสสันดรชาดก ภาพเทพชุมนุม [2] เพื่อใช้เป็นแบบจำลอง

ในการบูรณะ ซ่อมแซ่มและทำนุบำรุงอุโบสถให้อยู่ในสภาพที่เหมือนจริงเพื่อช่วยอนุรักษ์ศิลปะที่ทรงคุณค่าไม่ให้สูญหายไปและให้อยู่คู่บ้านคู่เมืองเพื่อเป็นที่ยึดเหนี่ยวจิตใจของคนรุ่นหลังได้เห็นถึงความงดงามและเพื่อเป็นเครื่องยึดเหนี่ยวจิตใจ สมกับที่ได้รับรางวัลเพื่อการอนุรักษ์มรดกทางวัฒนธรรมภูมิภาคเอเชียแปซิฟิกในปีพุทธศักราช 2554 จากองค์กรศึกษาวิทยาศาสตร์และวัฒนธรรมแห่งสหประชาชาติ (ยูเนสโก)

1.2 วัตถุประสงค์

เพื่อสร้างแบบจำลอง 3 มิติ บริเวณอุโบสถ และสร้างแบบรูปด้านเฉพาะส่วนหน้าบันของอุโบสถให้ได้มาตราส่วนที่ถูกต้อง จากภาพถ่าย UAV

1.3 ขอบเขตการศึกษา

1.3.1 ศึกษารูปแบบทางสถาปัตยกรรมเฉพาะบริเวณอุโบสถ วัดคูเต่า ตำบลแม่ทอม อำเภอบางกล่ำ จังหวัดสงขลา โดยสร้างแบบจำลอง 3 มิติ ครอบคลุมบริเวณอุโบสถ และสร้างแบบรูปด้านเฉพาะส่วนหน้าบันของอุโบสถ ดังรูปที่ 1

มุมมองด้านบน หน้าบัน

รูปที่ 1 อุโบสถวัดคูเต่า

1.3.2 ใช้ภาพถ่ายที่ได้จาก UAV DJI Phantom 4 Advanced ประเภท UAVควบคุมระยะไกล ขนาดตัวเครื่อง (ไม่รวมใบพัด) 350 × 350 มิลลิเมตร และตัวรีโมทคอนโทรลขนาด 100 วัตต์

1.4 นิยามศัพท์

1.4.1 แบบจำลอง (Model) หมายถึง สิ่งที่มนุษย์ได้สร้างขึ้นเพื่อใช้แทนของจริง เพื่อให้ง่ายต่อการศึกษา และสามารถทำความเข้าใจการทำงานของระบบจริงได้ง่ายกว่าศึกษาจากระบบจริงโดยตรง [3]

1.4.2 แบบรูปด้าน (Elevation) หมายถึง ภาพ 2 มิติ ที่เรามองเห็นวัตถุจากด้านข้าง ด้านหน้า ด้านหลัง จะเห็นว่ามีหลายด้าน ดังนั้นรูปด้านจึงต้องมีการอ้างอิงว่าเป็นรูปด้านด้านใด [4]

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 อากาศยานซึ่งไม่มีนักบินประเภทอากาศยานที่ควบคุมการบินจากภายนอก (Unmanned Aerial Vehicle, UAV)

UAV หรืออากาศยานซึ่งไม่มีนักบินประเภทอากาศยานที่ควบคุมการบินจากภายนอกหรือเรียกสั้น ๆ ว่า โดรน (Drone) เป็นอากาศยานที่ไร้คนขับหรือนักบินประจำการอยู่บนเครื่อง แต่สามารถควบคุมได้ มีรูปร่าง ขนาด รูปแบบ และเอกลักษณ์ที่แตกต่างกันออกไป เป็นอากาศยานที่ควบคุมจากระยะไกล ใช้การควบคุมอัตโนมัติซึ่งมีอยู่ 2 ลักษณะ คือ การควบคุมอัตโนมัติจากระยะไกลและการควบคุมแบบอัตโนมัติโดยใช้ระบบการบินด้วยตนเอง ซึ่งต้องอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่มีระบบที่ซับซ้อนแล้วมีการติดตั้งไว้ในอากาศยาน และในส่วนของการตัดสินเส้นทางการบินนั้นจะต้องมีการบังคับจากศูนย์ควบคุมระยะไกล รวมถึงมีการติดตั้งโปรแกรมไว้ให้บินไปตามเส้นทางที่กำหนด และวินิจฉัยการเดินทางด้วยคอมพิวเตอร์บนอากาศยาน โดย UAV ทั่วไปจะคำนึงถึงหลัก 5 ประการ คือ ระยะเวลาบิน ความเร็ว รัศมีทำการ ความสูง และน้ำหนักรวม UAV ถูกนำมาใช้ประโยชน์และมีรูปแบบการใช้งานได้หลากหลาย เช่น ตรวจจับองค์ประกอบในอากาศ ใช้ในการขนส่ง ใช้ในการโจมตีทางอากาศ ใช้ในการถ่ายภาพมุมสูง ดูสภาพจราจร ช่วยเหลือภัยพิบัติต่าง ๆ โดยในประเทศไทยก็เริ่มมีการนำมาใช้งานกันอย่างแพร่หลาย ซึ่งการนำ UAV มาใช้เพื่อบันทึกภาพแต่ละครั้งอาจต้องคำนึงถึงสิ่งที่จะส่งผลต่อการปฏิบัติงาน ได้แก่ สภาพทางภูมิศาสตร์ เช่น พื้นที่ที่ต้องการบันทึกภาพ และสภาพภูมิอากาศ ได้แก่ สภาพอากาศในวันเวลาที่จะขึ้นบิน เป็นต้น [5] UAV แบ่งออกเป็น 2 ประเภท ได้แก่

2.1.1 UAV ปีกคงที่ (Fixed Wing UAV) ซึ่งมีว่าวเป็นต้นแบบในการออกแบบ นิยมใช้ในด้านงานทางการทหาร การติดตามเป้าหมายระยะไกล การสำรวจที่ต้องใช้ความละเอียดสูงและทำการบินในพื้นที่กว้าง มีความสูงบินตั้งแต่ 600 เมตร ถึง 15,200 เมตร และระยะทำการบินตั้งแต่ 2 กิโลเมตร ถึง 200 กิโลเมตร [6] การบินในอากาศของ Fixed Wing UAV จะมีแรงหลัก ๆ 4 แรงเกิดขึ้นเสมอ ได้แก่ 1) แรงยก (Lift) ซึ่งจะเกิดแรงยกเมื่อ UAV เคลื่อนที่ผ่านอากาศด้วยความเร็วที่เหมาะสม 2) แรงต้าน (Drag) ตัวแปรหลักของแรงต้าน คือ ขนาดและรูปทรงของ UAV และความเร็วขณะเคลื่อนที่ แรงต้านเกิดขึ้นในขณะที่ UAV มีการเคลื่อนที่ผ่านอากาศ 3) น้ำหนัก (Weight) ของ UAV การออกแบบขนาดของปีกแบบนี้ ใช้น้ำหนักขณะบินหรือบรรทุกตัวแปรหลักของการเคลื่อนที่และการออกแบบปีก และ 4) แรงขับดัน (Thrust) หรือผลัก ฉุด UAV ไปข้างหน้าซึ่งเกิดจากส่วนของกำลังเครื่องยนต์ชนิดต่าง ๆ ของ UAV นั่นเอง

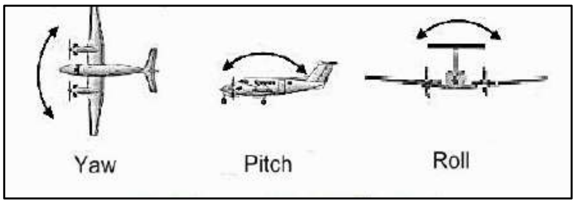
2.1.2 UAV ปีกหมุน (Rotor Wing UAV) มีต้นแบบมาจากเฮลิคอปเตอร์ ใช้โรเตอร์ไปหมุนใบพัดเพื่อสร้างแรงยกให้ UAV ลอยขึ้นและใช้การเอียงโรเตอร์เพื่อให้โรเตอร์เป่าไปทางด้านตรงข้ามกับทิศทางที่ต้องการให้ UAV เคลื่อนที่ไปในทิศทางที่ต้องการ UAV ประเภท Rotor Wing นิยมใช้กันมาก เพราะมีหลายระดับราคา ตั้งแต่ต่ำไปจนราคาสูง ซึ่งต่างกับ UAV ประเภท Fixed Wing ที่มีราคาสูงกว่า Rotor Wing UAV ถูกใช้อย่างแพร่หลายในด้านเชิงพาณิชย์การสำรวจ การทำแผนที่ การขนส่ง และงานด้านการทหาร และการบินเพื่อความบันเทิงทั่วไป สามารถบินในพื้นที่จำกัด เพราะใช้พื้นที่น้อยในการขึ้นบินและลง แต่ข้อจำกัดในการใช้งานคือมีระยะในการทำการบินที่น้อยทำให้เหมาะกับสภาพงานที่มีพื้นที่ไม่กว้าง มีความสูงบินที่จำกัดอยู่ในระดับต่ำถึงระดับความสูงปานกลาง โดยทั่วไป จึงนิยมใช้ในการทำแผนที่ 3 มิติ หรือการวิเคราะห์พื้นที่ที่มีขนาดไม่กว้าง [7]

2.2 การบินถ่ายภาพด้วย UAV

การบินถ่ายภาพด้วย UAV เพื่อการผลิตแผนที่นั้นมีเงื่อนไขต่าง ๆ ดังนี้ [8]

2.2.1 ความสูงบิน ความสูงบินขึ้นกับคุณลักษณะของกล้องที่ใช้งาน ซึ่งจะสัมพันธ์กับความละเอียดจุดภาพของกล้องถ่ายภาพ (Native Resolution) และความยาวโฟกัสของเลนส์ที่ใช้ ส่วนใหญ่ใช้ความสูง 200 เมตร ถึง 500 เมตร ทั้งนี้ต้องไม่ขัดต่อข้อกำหนด และกฎหมายต่าง ๆ อีกทั้งอยู่สูงเหนืออาคาร สิ่งปลูกสร้างในพื้นที่ทำแผนที่

2.2.2 การเปลี่ยนแปลงระดับของ UAV ในการบินตรง และบินระดับ มี 3 ลักษณะ ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงของเครื่องบินตามทิศต่างๆ [9]

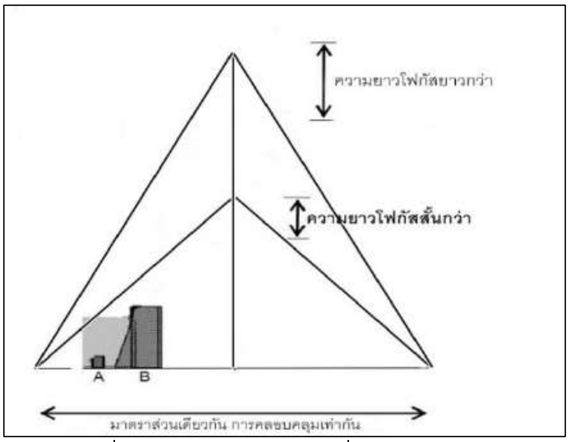
1) TILT เป็นการเปลี่ยนแปลงระดับของปีก (Roll) ตามแนวแกนลำตัวเครื่องบิน ทำให้แกนของกล้องเปลี่ยนแปลงไปด้วย ไม่ตั้งฉากกับพื้นโลก ในการถ่ายภาพดิ่งทำให้มาตราส่วนของภาพไม่เท่ากันทั้งแผ่น หรือในการถ่ายภาพเฉียงมุมกดของกล้องจะยกขึ้นหรือลดลงจากที่กำหนดไว้ทำให้ภาพถ่ายเฉียงนั้นผิดจากความประสงค์ไป โดยค่าที่ยอมให้ได้ไม่เกิน ± 5 องศา

2) TIP เป็นลักษณะที่เครื่องบินมีการเปลี่ยนแปลงด้านขึ้น–ลงของหัวเครื่อง (Pitch) เป็นการหมุนตามแกนด้านข้าง กล่าวคือ เครื่องบินมีลักษณะหัวสูงหรือหัวต่ำกว่าท่าบินตามปกติ จะมีความผิดเพี้ยนมาตราส่วนของภาพถ่ายในแผ่นเดียวกัน ไม่เท่ากันทางด้านข้างจากซ้ายมาขวาหรือจากขวามาซ้าย เกิดจากปัจจัยหลายอย่าง เช่น จากกระแสลมพัดกรรโชกไม่สม่ำเสมอ แต่ส่วนใหญ่มักเกิดจากการควบคุมของนักบิน โดยค่าที่ยอมให้ได้ไม่เกิน ± 5 องศา

3) CRAB เป็นลักษณะที่เครื่องบินมีการเปลี่ยนแปลงโดยรอบแกนดิ่งหรือเปลี่ยนทิศทางหัวเครื่อง (Yaw) เพื่อรักษาแนวบินทางด้านข้าง ซึ่งมีความแรงพอที่จะทำให้เครื่องบินเซออกจากแนวบินดังกล่าวมักจะกำหนดให้ไม่เกิน 3-5 องศา

2.2.3 พารามิเตอร์การบิน ในการบินถ่ายภาพค่าพารามิเตอร์ของภาพจะมีส่วนซ้อนกันของภาพทั้งสองด้าน ได้แก่ ส่วนซ้อนด้านหน้า (Overlap) ≥ 80% และ ส่วนซ้อนด้านข้าง (Sidelap) ≥ 60%

2.2.4 ความยาวโฟกัสของกล้องถ่ายรูป ในงานภาพถ่ายทางอากาศการเลือกใช้ความยาวโฟกัสที่ไม่ถูกต้องนั้น อาจส่งผลภาพที่ได้ไม่สามารถนำไปใช้งานได้ ในรูปที่ 3 เป็นการถ่ายภาพในเขตเมืองแต่ใช้ความยาวโฟกัสสั้นทำให้ภาพที่ได้มาเกิดการบดบังวัตถุที่ไม่สามารถเข้าถึงของแนวโฟกัสเลนส์ ดังนั้น การบินถ่ายภาพในเมืองควรใช้ความยาวโฟกัสยาวและบินสูงจึงจะได้ภาพที่มีขนาดของวัตถุที่ถูกต้อง



รูปที่ 3 การมองเห็นของกล้องที่ความยาวโฟกัสต่างกัน [10]

2.3 ค่าพารามิเตอร์ของการประมวลผลภาพถ่าย

เพื่อการผลิตภาพที่มีคุณภาพ ผู้ปฏิบัติงานจะต้องให้ความสำคัญกับการตั้งค่าพารามิเตอร์ในการประมวลผล และตรวจสอบรายงานการประมวลผลให้เป็นไปตามเกณฑ์ที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน โดยมีขั้นขั้นตอนดังนี้ [11]

2.3.1 การจับคู่ภาพเพื่อสร้าง Tie Points เป็นขั้นตอนเริ่มต้นตั้งแต่การคำนวณตำแหน่งของภาพ จับคู่ภาพ เป็นขั้นตอนที่มีความสำคัญและส่งผลต่อขั้นตอนการประมวลผลในขั้นต่อไปโดยพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องในขั้นตอนนี้ประกอบด้วย การกำหนดขนาดภาพที่จะสกัดหาข้อมูลจุดสำคัญ และกำหนดจำนวนข้อมูลจุดสำคัญ เมื่อสร้าง Tie Points จะต้องตรวจสอบการประมวลผล โดยมีเกณฑ์การตรวจสอบผลการประมวลผลดังนี้ค่าเฉลี่ย GSDที่ ประมวลผลต้องได้ไม่เกิน 0.5 เซนติเมตร ของแผนการบิน ขนาดพื้นที่การประมวลผลต้องไม่น้อยกว่าแผนการบินที่วางแผน จุดสำคัญในภาพต้องกระจายอย่างสม่ำเสมอทั่วทั้งภาพ และภาพถ่ายที่นำไปใช้คำนวณต้องวัดสอบได้ร้อยละ 100

2.3.2 การโยงยึดค่าพิกัดด้วยจุดควบคุมภาพถ่าย ขั้นตอนในการปรับแก้ค่าพิกัด Tie Points ด้วยวิธี Bundle Block Adjustment นั้นกำหนดไว้ว่า ค่าความถูกต้องของการวัดจุดควบคุมภาพถ่ายบนภาพต้องไม่เกิน 2 พิกเซล และค่าความถูกต้องของ Tie Point ต้องเท่ากับ 1 พิกเซล เมื่อประมวลผลการโยงยึดค่าพิกัดด้วยจุดควบคุมภาพถ่ายจะต้องตรวจสอบการประมวลผลจากรายงานการประมวลผลให้เป็นไปตามเกณฑ์ดังนี้ จำนวนจุดควบคุมภาพถ่ายต้องครอบคลุมพื้นที่โครงการ และค่า Reprojection Error ต้องไม่เกิน 0.3 พิกเซล

2.3.3 การสร้างพอยต์คลาวด์ คือการสร้างจุดพิกัดสามมิติที่มีจำนวนมาก เพื่อให้เห็นรายละเอียดข้อมูลในการประมวลชัดเจนมากยิ่งขึ้น ซึ่งพอยต์คลาวด์ที่สร้างในขั้นตอนนี้จะถูกนำไปประมวลผลเพื่อสร้าง Mesh Model โดยกำหนดให้ ขนาดภาพสำหรับการสร้างพอยต์คลาวด์ต้องเท่ากับ 0.5 ถึง 1 เท่าของภาพ และความหนาแน่นของจุดต้องตรงตามความต้องการในการนำไปประยุกต์ใช้งาน ซึ่งคุณภาพของพอยต์คลาวด์จะขึ้นกับคุณภาพของภาพถ่าย ดังนั้นเมื่อพบจุดที่มีพอยต์คลาวด์ผิดปกติหรือฟุ้งกระจายบางส่วนสามารถขจัดจุดผิดปกติเหล่านั้นได้ทันที เพื่อใช้ในการประมวลผลขั้นตอนถัดไป

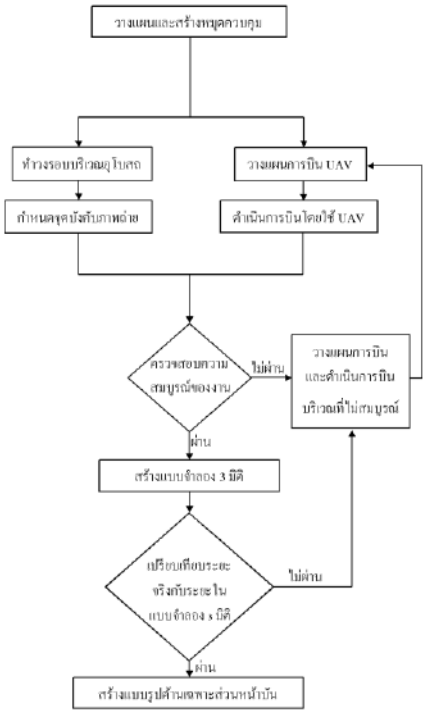
2.3.4 การสร้าง Mesh Model เป็นขั้นตอนที่ประมวลผลสร้างข้อมูลพื้นผิวที่มีโครงสร้างแบบเวกเตอร์ ที่ใช้แสดงลักษณะรูปร่างของโมเดล ซึ่งมีความสำคัญต่อการนำไปประมวลผลสร้างแบบจำลองความสูงภูมิประเทศ ซึ่งจะต้องกำหนดความละเอียดของ Mesh Model เทียบเท่าความหนาแน่นของพอยต์คลาวด์ ส่วนวิธีการเติมเต็มพื้นผิวนั้นใช้การ Interpolation

2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

วิชาญ ทุมทอง และคณะ [12] ได้ทำการวิจัยเรื่องระบบสร้างแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบกึ่งอัตโนมัติโดยใช้ UAV สำหรับการทำแผนที่ชุมชน โดยใช้ระบบการทำงานได้เป็น 2 ส่วนหลัก ๆ ด้วยกันคือ ส่วนของฮาร์ดแวร์ และซอฟต์แวร์ ซึ่งได้พัฒนา UAV ขึ้นมาเพื่อใช้ในการบริการชุมชนในการถ่ายภาพมุมสูง การสร้างแผนที่ชุมชนจากภาพถ่ายทางอากาศและ UAV นี้เป็นเครื่องมือที่มีความสำคัญ และอำนวยความสะดวกในการถ่ายภาพมุมสูง ซึ่งสามารถนำไปประยุกต์ใช้งานได้ในสถานการณ์ต่าง ๆ ทั้งภายในและภายนอกมหาวิทยาลัยได้ดังตัวอย่าง เช่น ใช้เป็นระบบการตรวจการลาดตระเวนรักษาความปลอดภัย นอกจากนั้นระบบยังสามารถสร้างแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบกึ่งอัตโนมัติ ที่สามารถนำไปสร้างเป็นแผนที่มาตราส่วนใหญ่ได้โดยมีข้อมูลที่เป็นปัจจุบัน และการปรับปรุงข้อมูลภาพถ่ายนั้นทำได้โดยใช้ระยะเวลาและงบประมาณน้อยกว่าการใช้เครื่องบิน

ธนรัตน์ มิตรยอดวงศ์ [13] ได้ทำการศึกษาเรื่อง เรขาคณิตของกล้องถ่ายภาพพานอรามาเพราะคิดว่ากล้องถ่ายภาพทั่วไปมีข้อจำกัดที่สำคัญคือ มีมุมรับภาพแคบ ปัญหานี้สามารถแก้ไขโดยการใช้กล้องถ่ายภาพพานอรามา ซึ่งเป็นกล้องที่สามารถถ่ายได้รอบทิศทางในการถ่ายภาพครั้งเดียว การเก็บข้อมูลจึงสะดวกรวดเร็วยิ่งขึ้น ทำให้กล้องชนิดนี้นิยมนำมาใช้กับระบบการทำแผนที่แบบเคลื่อนที่ แต่ก่อนที่จะนำข้อมูลภาพพานอรามาที่ได้จากระบบมาใช้งานนั้น ต้องมีการปรับแก้ ซึ่งวิธีการปรับแก้ของบล็อกลำแสงเป็นวิธีที่ให้ความละเอียดถูกต้องและความเชื่อมั่นสูงที่สุด โดยการใช้ความสัมพันธ์ของสมการสภาวะร่วมเส้น ค่าพิกัดใน 3 มิติ การวัดจุดโยงยึด และ การคำนวณปรับแก้โดยใช้วิธีกำลังสองน้อยที่สุด ในงานวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับการรังวัดบนภาพพานอรามาและการประยุกต์ใช้ในการรังวัดจาก ภาพพานอรามาภาพเดียว สามารถหาพิกัด และวัดความสูงของวัตถุภายในภาพได้ภายใต้เงื่อนไขที่กำหนด รวมทั้งมีการพัฒนาโปรแกรมประยุกต์สำหรับการปรับแก้ของบล็อกลำแสง เพื่อการรังวัดบนภาพพานอรามา สำหรับข้อมูลที่ได้จากระบบการทำแผนที่แบบเคลื่อนที่ ทำการคำนวณหาตำแหน่งของจุดเปิดถ่ายภาพพานอรามาและทำการเปรียบเทียบค่าพิกัดของ จุดตรวจสอบที่ได้ระหว่างการทำการรังวัดภาคพื้นดินและการปรับแก้ของบล็อกลำแสง โดยกล้องถ่ายภาพพานอรามาที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้ คือ กล้อง Ladybug 3 ลักษณะเส้นทางที่ใช้ในการศึกษามีสองกรณีด้วยกันคือ กรณียานพาหนะเคลื่อนที่เป็นเส้นตรงและกรณียานพาหนะเคลื่อนที่ไม่เป็นเส้นตรง กรณียานพาหนะเคลื่อนที่เป็นเส้นตรง ใช้จุดควบคุมภาพถ่ายจำนวน 15 จุด และ จุดตรวจสอบอิสระ 20 จุด จากการเปรียบเทียบค่าพิกัดของจุดตรวจสอบอิสระจากการรังวัดภาคพื้นดินกับการคำนวณจากการปรับแก้ของบล็อกลำแสง ได้ว่า RMSEx = 0.038 เมตร RMSEy = 0.029 เมตร และ RMSEz = 0.219 เมตร กรณียานพาหนะเคลื่อนที่ไม่เป็นเส้นตรง มีจุดควบคุมภาพถ่าย 5 จุด จุดตรวจสอบอิสระทั้งหมด 10 จุด จากการเปรียบเทียบค่าพิกัดของ จุดตรวจสอบอิสระ ได้ผลดังนี้ RMSEx = 0.024 เมตร RMSEy = 0.031 เมตร และ RMSEz = 0.169 เมตร

ธราวุฒิ บุญเหลือ [14] ทำการวิจัยเรื่องการประยุกต์ใช้อากาศยานไร้คนขับ เพื่อจัดทำภาพถ่ายทางอากาศสำหรับการออกแบบชุมชนเมือง ในพื้นที่ มหาวิทยาลัยมหาสารคาม วิทยาเขตขามเรียง การศึกษาวิจัยนี้จะถ่ายทอดถึงกระบวนการในการจัดทำภาพถ่ายทางอากาศอย่างรวดเร็ว (Rapid Arial Photography) เพื่อใช้ในการออกแบบชุมชนเมือง โดยการนำ UAV ราคาถูก (Low Cost UAV) มาใช้ รวมถึงเทคนิคการถ่ายภาพทางอากาศ และขั้นตอนการจัดทำภาพถ่ายทางอากาศที่ครอบคลุมพื้นที่กว้าง ข้อค้นพบของการวิจัย คือสามารถใช้ UAV มาประยุกต์ใช้ เพื่อจัดทำภาพถ่ายทางอากาศได้ในพื้นที่ศึกษาได้ครอบคลุมพื้นที่ถึง 4 ตารางกิโลเมตร โดยมีความละเอียดที่คมชัด ใช้เวลาการดำเนินการที่สั้น โดยสามารถนำผลการศึกษาวิจัยเพื่อใช้ต่อยอดในเชิงระบบภูมิสารสนเทศ และถือได้ว่าเป็นเครื่องมือที่สำคัญของสถาปนิกผังเมือง ในการออกแบบชุมชนเมืองและสาขาที่เกี่ยวข้องต่อไป



รูปที่ 4 วิธีการดำเนินงาน

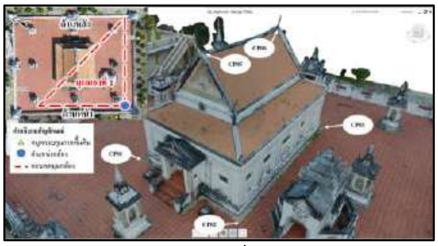
3. วิธีการดำเนินงาน

ขั้นตอนการสร้างแบบจำลองสถาปัตยกรรมไทยด้วยภาพถ่ายจาก UAV บริเวณอุโบสถวัดคูเต่า สามารถอธิบายขั้นตอนได้ ดังรูปที่ 4 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

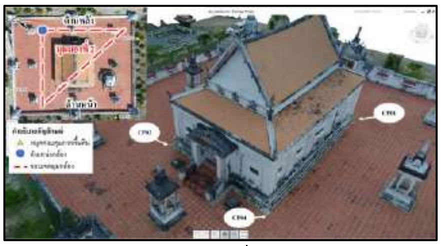
3.1 หมุดควบคุมภาคพื้นดิน ในงานวิจัยนี้ ทำการรังวัดค่าพิกัดโดยเดินวงรอบแบบศูนย์ลอยด้วยกล้องประมวลผลรวม ซึ่งมีทั้งหมด 4 หมุด กระจายโดยรอบบริเวณอุโบสถ ดังรูปที่ 5

รูปที่5 ตำแหน่งหมุดควบคุมภาคพื้นดิน

3.2 การกำหนดจุดควบคุมภาพถ่าย เพื่อให้ค่าพิกัดของจุดต่างๆ บนภาพมีความถูกต้องสูง จึงกำหนดจุดควบคุมภาพถ่ายให้กระจายตัวครอบคลุมพื้นที่ไว้ ดังแสดงในรูปที่ 6 และมีการรังวัดค่าพิกัดโดยเดินวงรอบแบบศูนย์ลอยด้วยกล้องประมวลผลรวม และควบคุมให้อยู่ในงานชั้นที่ 3 โดย CP01 ถึง CP04 ใช้การส่องแบบ Prism ส่วน CP05 และ CP04 ใช้การส่องแบบ Non Prism



มุมมองที่ 1



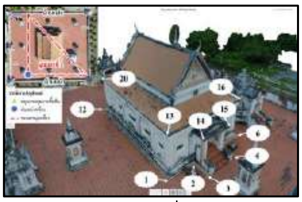
มุมมองที่ 2

รูปที่6 จุดควบคุมภาพถ่าย

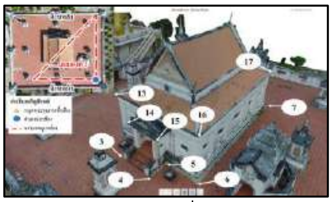
3.3 การกำหนดจุดอ้างอิงในการวัดระยะ

3.3.1 จุดอ้างอิงในการวัดระยะที่ใช้ในการเปรียบเทียบความถูกต้องของแบบจำลอง 3 มิติ เพื่อตรวจสอบความถูกต้องทางระยะที่วัดได้จากภาพ 3 มิติ จึงกำหนดให้จุดอ้างอิงครอบคลุมอุโบสถทั้ง 4 ด้าน ด้วยจุดควบคุมทั้งหมดที่กระจายโดยรอบจำนวน 20 จุด ดังแสดงในรูปที่ 7

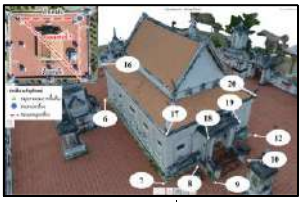
3.3.2 การกำหนดจุดอ้างอิงในการวัดระยะที่ใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบรูปด้านเฉพาะหน้าบันของอุโบสถ บริเวณหน้าบันของอุโบสถถูกกำหนดจุดอ้างอิงให้ครอบคลุมจำนวน 3 จุด ดังแสดงในรูปที่ 8



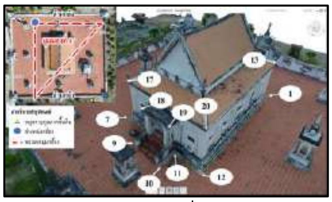
มุมมองที่ 1



มุมมองที่ 2

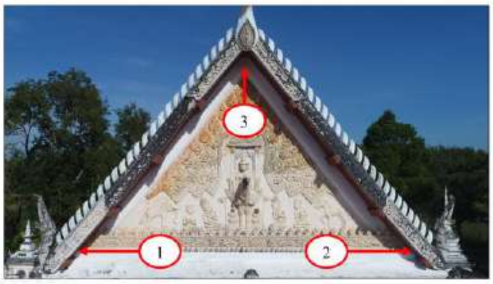


มุมมองที่ 3



มุมมองที่ 4

รูปที่7 จุดอ้างอิงในการวัดระยะ



รูปที่8 จุดอ้างอิงในการวัดระยะในแบบรูปด้าน

3.3 การรังวัดภาพถ่ายทางอากาศ

3.3.1 วาง Premarking บนหมุดควบคุมภาคพื้นดินจำนวน 4 หมุด แล้วใช้สมอบกยึดทั้ง4 มุมของ Premarking

3.3.2 วางแผนการบินและทำการบินด้วยโปรแกรม Pix4D Capture โดยจะแบ่งการบินถ่ายภาพเป็น 2 แบบดังนี้

1) การบินถ่ายภาพแบบ Double Grid จะกำหนดความสูงที่ 30 เมตร มุมในการถ่ายภาพ 90 องศา Sidelap 70% และ Overlap 80%

2) การบินถ่ายภาพแบบ Point of Interest จะเป็นการถ่ายภาพในทุก ๆ ครั้งที่ UAV ทำมุม 10 องศา กับอุโบสถ โดยกำหนดความสูงบินที่ 20 เมตร และ 25 เมตร

3.3.3 สร้างแบบจำลอง 3 มิติ นำข้อมูลภาพถ่ายจาก UAV จำนวน 180 ข้อมูลภาพมาประมวลผลด้วยโปรแกรมประยุกต์ Pix4D Mapper โดยประมวลผลในระดับ Medium จากนั้นกำหนดจุดอ้างอิงในการวัดระยะที่ใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง 3 มิติ จำนวน 20 จุด

3.3.4 สร้างแบบรูปด้านเฉพาะส่วนหน้าบัน โดยแปลงข้อมูล Raster ให้เป็นข้อมูล Vector ซึ่งจะต้องเลือกข้อมูลภาพถ่ายจาก UAV จำนวน 1 ข้อมูลภาพในส่วนของบริเวณหน้าบัน เพื่อทำการสร้างแบบรูปด้าน โดยจะทำทีละหนึ่งชิ้นส่วนของหน้าบัน แล้วทำการปรับแต่งข้อมูล Vector ให้มีความคมชัด จากนั้นจึงส่งออกข้อมูลในรูปแบบนามสกุลไฟล์

.Dwg เพื่อให้ง่ายต่อการปรับแต่งข้อมูลด้วยซอฟแวร์และเพื่อใช้เป็นไฟล์ในการพิมพ์แบบรูปรายการ

4. ผลการวิเคราะห์

4.1 ผลการสร้างแบบจำลอง 3 มิติ

รูปที่ 9 แสดงผลจากประมวลภาพเพื่อสร้างแบบจำลอง 3 มิติ ในระดับปานกลาง (Medium) บริเวณอุโบสถ ซึ่งภาพมีความสมจริง แต่บางบริเวณก็ยังไม่สามารถสร้างแบบจำลอง 3 มิติให้สมบูรณ์ได้ ดังแสดงในรูปที่ 9 มีค่า RMSE ทางราบและทางดิ่งเฉลี่ยเท่ากับ 0.006 เมตร และค่า Reprojection Error เท่ากับ 0.177 Pixel โดยเป็นไปตามมาตรฐานของการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรม ส่วนผลการเปรียบเทียบระยะที่วัดด้วยกล้อง Total Station กับระยะที่วัดจากแบบจำลอง 3 มิติ ของแต่ละจุด โดยมีทั้งหมด 22 ระยะ มีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยสุดเท่ากับ 0.002 เมตร มีค่าความคลาดเคลื่อนมากที่สุดเท่ากับ 0.069 เมตร และมีค่าความเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับ 0.021 เมตร ซึ่งเมื่อนำมาหาค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานมีค่า ± 0.028 เมตร แสดงว่าระยะในแบบจำลอง 3 มิติ มีความแม่นยำสูง

รูปที่9 แบบจำลอง 3 มิติ บริเวณอุโบสถวัดคูเต่า

4.2 ผลการสร้างแบบรูปด้าน หลังจากแปลงไฟล์ให้สามรถใช้งานด้วยโปรแกรมช่วยในการเขียนแบบแล้ว เราจะสามารถวัดระยะจุดภาพต่างๆได้ ผลการเปรียบเทียบระยะที่วัดได้จากไฟล์ข้อมูล และระยะที่รังวัดได้จากกล้องประมวลผลรวม พบว่ามีค่าต่างกันมากที่สุด -0.047 ม. แตกต่างกันน้อยที่สุด +0.005 ม. หรือกล่าวได้ว่า ค่า Accuracy ที่ดีที่สุดคือ 1:935

5. สรุปผลและข้อเสนอแนะ

ผลการสร้างแบบจำลอง 3 มิติ บริเวณอุโบสถ มีผลการประเมินค่าความละเอียดถูกต้องตามสมการ Root Mean Square Error (RMSE) เท่ากับ 0.007 เมตร และมีค่าความละเอียดถูกต้องทางดิ่งตามมาตรฐานของ National Standard For Spatial Data Accuracy (NSSDA) ในระดับความเชื่อมั่นร้อยละ 95 เท่ากับ 0.014 เมตร ในส่วนของการประเมินค่าความถูกต้องของแบบจำลอง 3 มิติ โดยการเปรียบเทียบระยะที่วัดด้วยกล้อง Total Station กับระยะที่วัดจากแบบจำลอง 3 มิติ มีค่าความคลาดเคลื่อนน้อยที่สุดเท่ากับ 0.002 เมตร มีค่าความคลาดเคลื่อนมากที่สุดเท่ากับ 0.069 เมตร มีค่าความเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับ 0.021 เมตร และมีค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน ±0.028 เมตร ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้อยู่ในเกณฑ์งานก่อสร้างทางวิศวกรรม โดยสามารถนำผลลัพธ์ไปใช้ในการบูรณะซ่อมแซมโบราณสถานได้

การศึกษาครั้งนี้ได้ประมวลผลแบบจำลอง 3 มิติ ในระดับ Medium ซึ่งให้ความคมชัดระดับปานกลาง โดยเครื่องคอมพิวเตอร์มี spec ดังนี้

ชื่อรุ่น : HP ProDesk 400 G4 MT

หน่วยประมวลผล : Intel® Core i7-7700 CPU @3.60GHZ

หน่วยความจำ(แรม) : 8GB DDR4

การ์ดจอ : 4043MB NVIDIA Geforce GT730

ระบบปฏิบัติการ : Wndows 10 Pro

ใช้เวลาในการประมวลผลทั้งหมด 72 ชม. ส่งผลให้การวัดระยะในแบบจำลอง 3 มิติ มีความคลาดเคลื่อนสูง ดังนั้นควรใช้การประมวลผลในระดับ High ซึ่งมีความคมชัดที่สูง แต่ต้องใช้คอมพิวเตอร์ที่มีประสิทธิภาพสูงและใช้ระยะเวลาในการประมวลผลที่นาน

เอกสารอ้างอิง

[1] โยธิน มานะบุญ. (2553). อากาศยานไร้คนขับ (Unmanned Aerial Vehicle:UAV) อุปกรณ์เพื่อภารกิจตรวจการณ์จำเป็นต้องใช้เพื่อลดการสูญเสียเจ้าหน้าที่ใน 3 จังหวัดชายแดนใต้. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จากhttps://m.sites.google.com/site/ongcivil2557/khwam-ru-yotha/baeb-kxsrang-laea-prapheth-khxng-baeb-kxsrang-construction-drawing. (วันที่ค้นข้อมูล : 3 ธันวาคม 2560).

[2] คุณค่าและความสำคัญของโบราณสถาน. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://boransathan.wordpress.com/โบราณสถาน/คุณค่าและความสำคัญ/. (วันที่ค้นข้อมูล : 29 พฤศจิกายน 2560)

[3] วิกิพีเดีย สารานุกรมเสรี. (2558). แบบจำลอง. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://th.wikipedia.org/wiki/แบบจำลอง. (วันที่ค้นข้อมูล : 14 กุมภาพันธ์ 2561).

[4] วีระเกษตร สวนผกา. (ม.ป.ป.). แปลน รูปด้าน รูปตัด. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://dreamroom.in.th/แปลน-รูปด้าน-รูปตัด/ (วันที่ค้นข้อมูล : 26 กุมภาพันธ์ 2561).

[5] ดุษฎี ชาญลิขิต (2551). การขยายจุดควบคุมในรูปถ่ายทางอากาศ. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://kmcenter.rid.go.th/kmc14/gis_km14/gis_km14(25).pdf (วันที่ค้นข้อมูล : 10 มกราคม 2561).

[6] แหล่งเรียนรู้ออนไลน์ (สสวท.) (2553). อากาศยานไร้คนขับ. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://fieldtrip.ipst.ac.th/intro_sub_content.php?content_id34&content_folder_id=469. (วันที่ค้นข้อมูล : 11 มกราคม 2561).

[7] วิกิพีเดียสารานุกรมเสรี. (ม.ป.ป.). อากาศยานวิกีพีเดีย. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://th.wikipedia.org/wiki/อากาศยาน. (วันที่ค้นข้อมูล : 10 มกราคม 2561).

[8] กรมแผนที่ทหาร. การวางแผนบินถ่ายภาพทางอากาศ. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://www.rtsd.mi.th/school/images/knowlegde/KM/Arial_Project_Planing.pdf/. (วันที่ค้นข้อมูล : 8 มกราคม 2561)

[9] ไพศาล สันติธรรมนนท์, ภาณุ อุทัยศรี และธีระภัทร ชื่นชม. (2555). สนามทดสอบการทำแผนที่ด้วยอากาศยานไร้คนขับ. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://docs.google.com/file/d/0B43F2oJQnMOmaDRBcURDMUNBeVE/edit?pli=1/ (วันที่ค้นข้อมูล : 8 มกราคม 2561)

[10] ไพศาล สันติธรรมนนท์. (2555). การทำแผนที่และข้อมูลจากอากาศยานไร้คนขับชนิดเบา.[ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://docs.google.com/file/d/0B43F2oJQnMOmeHowT0lGTEFyZGc/edit?pli=1/. (วันที่ค้นข้อมูล : 9 มกราคม 2561)

[11] เดี่ยว ใจบุญ (2551). การวัดการกระจายของข้อมูล. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://www.mwit.ac.th/~math/E_Learning/MATH30203/sources/Statistics_06.pdf?Abclid=IwAR0kA9sFsJcA6nUeuKzDFMlVGFt2enrMZ6uHYzOWE98HgUU3qi9FP2cjF-Y (วันที่ค้นข้อมูล : 31 มกราคม 2562).

[12] วิชาญ ทุมทอง และคณะ. (2559). ระบบสร้างแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบกึ่งอัตโนมัติ เข้าถึงได้จาก : http://202.28.199.61/tdc/ระบบสร้างแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบกึ่งอัตโนมัติ. (วันที่ค้นข้อมูล : 19 มกราคม 2561).

[13] ธนรัตน์ มิตรยอดวงศ์. (2554). การศึกษาเรขาคณิตของกล้องถ่ายภาพพานอรามา เข้าถึงได้จาก : https://madlab.cpe.ku.ac.th/ThailandResearch/?itemID=534560. (วันที่ค้นข้อมูล : 22 มกราคม 2561).

[14] ธราวุฒิ บุญเหลือ. (2556). การประยุกต์ใช้อากาศยานไร้คนขับเพื่อจัดทำภาพถ่ายทางอากาศสำหรับการออกแบบชุมชนเมือง. เข้าถึงได้จาก : http://www.arch.chula.ac.th/ejournal/?view=show_abstract&menuId=8&articleID=123&issueID=22 (วันที่ค้นข้อมูล : 22 มกราคม 2561).

การตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์ การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน โดยใช้แบบจำลอง CA-MARKOV

Land Use/Land Cover Change Detection and Prediction using CA-MARKOV Model

ติณณ์ ถิรกุลโตมร[1,*] วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์[2] และ อธิวัฒน์ ภิญโญยาง[3]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา

[3] สาขาวิชาภูมิสารสนเทศ สำนักวิชาวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา

**Corresponding author; E-mail address: aegeography@gmail.com*

บทคัดย่อ

เทคโนโลยีการสำรวจจากระยะไกล ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์และแบบจำลองเชิงพื้นที่มีบทบาทสำคัญในการประเมินการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์เกี่ยวกับการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินในปัจจุบัน การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อจำแนกการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินจากข้อมูลดาวเทียม ติดตามการเปลี่ยนแปลงและคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินในอนาคต วิธีการศึกษาเริ่มจากการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินในปี 2560, 2561 และ 2562 จากข้อมูลดาวเทียม Sentinel-2A จากนั้นทำการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงในระหว่างปี พ.ศ. 2560-2562 หลังจากนั้นใช้แบบจำลอง CA-MARKOV คาดการณ์และตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินที่จะเกิดขึ้นในปี 2563 ผลการศึกษาพบว่า การทดสอบแบบจำลองที่ใช้ในการคาดการณ์มีค่าความถูกต้องโดยรวมร้อยละ 80.46 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปาร้อยละ 76.72 ผลการตรวจสอบเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินในปี 2563 มีพื้นที่เกษตรกรรม ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง แหล่งน้ำ และพื้นที่เบ็ดเตล็ดเพิ่มขึ้น เท่ากับ 33.93, 9.31, 9.14 และ 4.70 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ ส่วนพื้นที่ป่าไม้มีพื้นที่ลดลง เท่ากับ 57.07 ตารางกิโลเมตร การบูรณาการระหว่างเทคโนโลยีภูมิสารสนเทศกับแบบจำลองเชิงพื้นที่สามารถนำมาใช้เป็นเครื่องมือสำหรับการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ

คำสำคัญ: แบบจำลอง CA-Markov, ดาวเทียม Sentinel-2A, การเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน, การคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

Abstract

Remote sensing, geographic information system and geospatial modeling plays important role in assessing, detecting and predicting land use/land cover information. The main objectives of the study were to classify, change detecting and predicting land use/land cover from satellite imagery. To fulfill the objectives, land use/land cover during 2017 to 2019 was firstly classified into 5 classes (urban and built-up area, agricultural area, forest land, water body, and miscellaneous land) from Sentinel-2A. Therefore, land use/land cover was detected changes between 2017-2018 and 2018-2019. Finally, land use/land cover 2020 was predicted by the CA-MARKOV model. As results, an accuracy assessment of prediction model for predicting land use/land cover 2020 provided overall accuracy and kappa hat coefficient of agreement about 80.46% and 76.70%, respectively. According to land use/land cover change detected data between 2019-2020, agricultural area, urban and built-up area, water body, and miscellaneous land were increase with 33.93, 9.31, 9.14 and 4.70 sq.km., respectively while forest land tends to decrease in the future was 57.07 sq.km. The integration of remote sensing, geographic information system technology with geospatial models can be used as efficiently tools to classify, to detect the change and to predict land use/land cover.

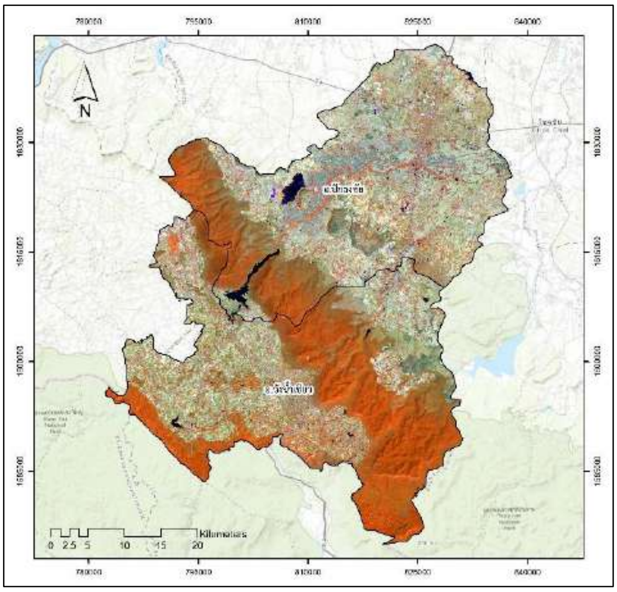
Keywords: CA-MARKOV, Sentinel-2 A, Land use/Land cover change detection, Land use/Land cover prediction

1. คำนำ

ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน (Land use and land cover, LULC) เป็นฐานข้อมูลเชิงพื้นที่ที่มีความสำคัญต่อการวางแผนดำเนินงานในด้านต่าง ๆ เป็นอย่างยิ่ง ทั้งการจัดการทรัพยากรและการใช้ที่ดิน การวางผังเมือง หรือใช้เป็นข้อมูลช่วยในการตัดสินใจ การ

เปลี่ยนแปลงและพัฒนาที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและต่อเนื่องในช่วงระยะเวลาที่ผ่านมาจนถึงปัจจุบัน ทำให้เกิดความต้องการใช้ทรัพยากรมากขึ้นและก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินอย่างเข้มข้น [1] อีกทั้งรูปแบบการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินยังมีการเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลา การสำรวจการเปลี่ยนแปลงจึงเป็นเรื่องที่มีความสำคัญมาก [2] ในอดีตการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงเป็นเรื่องที่ยุ่งยาก ซับซ้อน อีกทั้งใช้งบประมาณ แรงงานและเวลาเป็นอย่างมาก ผลการสำรวจที่ได้ยังไม่ทันสมัยและขาดความแม่นยำ ปัจจุบัน ภารกิจดังกล่าวสามารถดำเนินการได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยใช้เทคโนโลยีภูมิสารสนเทศ (Geoinformatics) ในการสำรวจและติดตามรูปแบบการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

การศึกษานี้เป็นการบูรณาการร่วมกันของเทคโนโลยีการสำรวจจากระยะไกล (Remote Sensing) ได้แก่ ข้อมูลภาพดาวเทียม Sentinel-2A ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (Geographic Information System) และแบบจำลองเชิงพื้นที่ CA-MARKOV ในการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินในอนาคต เพื่อประเมินการเปลี่ยนแปลงที่คาดว่าจะเกิดขึ้น พื้นที่ศึกษาเป็นพื้นที่อำเภอปักธงชัยและอำเภอวังน้ำเขียว จังหวัดนครราชสีมา (รูปที่ 1) พื้นที่ทั้งหมด 2,504.32 ตารางกิโลเมตร มีความหลากหลายของประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน



รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษา

2. วิธีการศึกษา

วิธีการศึกษาการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน โดยใช้แบบจำลอง CA-MARKOV มีกรอบแนวคิดของการศึกษาแสดงดังรูปที่ 2

2.1 ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

ข้อมูลภาพดาวเทียม Sentinael-2A ปี 2560, 2561 และ 2562 ได้จากการเผยแพร่ผ่านเว็บไซต์ earthexplorer.usgs.gov ของสำนักงานสำรวจธรณีวิทยาแห่งสหรัฐอเมริกา (The United States Geological Survey: USGS) ซึ่งข้อมูลภาพดาวเทียมของทั้ง 3 ปี ถูกบันทึกภาพในวันที่ 24-27 มกราคม 2560, 12-19 มกราคม 2561 และ 24-27 มกราคม 2562 ข้อมูลภาพดาวเทียมดังกล่าว ในช่วงคลื่นสีน้ำเงิน (Visible blue) เขียว (Visible green) สีแดง (Visible red) และช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้ (Near infrared) จะถูกนำไปใช้ในการจำแนกประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

2.2 การจำแนกประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

2.2.1 รูปแบบการจำแนกข้อมูล

รูปแบบการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินอ้างอิงจากรูปแบบการจำแนกของกรมพัฒนาที่ดินที่ในระดับที่ 1 [3] โดยประกอบด้วย 5 ประเภทหลัก ได้แก่ (1) พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง หมายถึง พื้นที่ที่มีการใช้ประโยชน์เพื่อการตั้งถิ่นฐาน การอยู่อาศัย การประกอบกิจการและกิจกรรมของมนุษย์ (2) พื้นที่ป่าไม้ หมายถึง บริเวณที่มีต้นไม้นานาชนิดขนาดต่าง ๆ ขึ้นอยู่อย่างหนาแน่นและกว้างใหญ่ (3) พื้นที่เกษตรกรรม หมายถึง พื้นที่ที่มีการใช้ประโยชน์เพื่อการเกษตรกรรมและการเลี้ยงสัตว์ (4) พื้นที่แหล่งน้ำ หมายถึง แหล่งน้ำที่เกิดขึ้นเองตามธรรมชาติและแหล่งน้ำที่มนุษย์สร้างขึ้น และ (5) พื้นที่เบ็ดเตล็ด หมายถึง พื้นที่อื่น ๆ นอกเหนือจากพื้นที่ดังกล่าวข้างต้น

2.2.2 วิธีการการจำแนกข้อมูล

วิธีการจำแนกข้อมูลภาพดาวเทียมใช้การจำแนกข้อมูลแบบกำกับดูแล (Supervised classification) ซึ่งประกอบด้วย (1) กระบวนการหาความสัมพันธ์ระหว่างสิ่งที่ต้องการจำแนกกับพื้นที่ตัวอย่าง (Training area) ของประเภทข้อมูลที่ต้องการจำแนก พื้นที่ตัวอย่างเป็นพื้นที่ที่ตัวเลขค่าการสะท้อนของภาพดาวเทียมจะถูกนำไปใช้ในการประมาณการทางสถิติเพื่อเป็นตัวแทนของการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินประเภทหนึ่งๆ [4] และ (2) วิธีการจำแนกข้อมูลอิงพารามิเตอร์ แบบความควรจะเป็นสูงสุด (Maximum likelihood classification) พิจารณาความควรจะเป็นสูงสุดของค่าการสะท้อนกับค่าสถิติของพื้นที่ตัวอย่าง [5]

2.2.3 การตรวจสอบความถูกต้องของผลการจำแนก

ผลการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2560 และ 2561 จะถูกตรวจสอบความถูกต้องของผลการจำแนก วิธีการตรวจสอบจะอ้างอิงกับข้อมูลภาพดาวเทียมความละเอียดสูงในช่วงเวลาและปีที่ตรงกัน สำหรับผลการจำแนกข้อมูลปี 2562 จะตรวจสอบความถูกต้องโดยอ้างอิงกับข้อมูลจากการสำรวจภาคสนาม ในการศึกษาครั้งนี้จะใช้วิธีการคำนวณจุดตัวอย่างบนพื้นฐานของการแจกแจงแบบอเนกนาม (Multinomial distribution) เพื่อคำนวณจุดตัวอย่างสำหรับตรวจสอบความถูกต้องของผลการจำแนกที่ระดับความเชื่อมั่นที่ 95% และระดับความแม่นยำที่ 10% ดังสมการที่ (1) ในขณะที่วิธีการสุ่มตัวอย่างแบบจำแนกชั้น (Stratified random sampling) จะถูกนำมาใช้หาตำแหน่งในการตรวจสอบความถูกต้องของผลการแจกแนกทั้ง 3 ช่วงเวลา โดยผลการตรวจสอบความถูกต้องของการจำแนกจะพิจารณาค่าความถูกต้องโดยรวม

(Overall accuracy, OA) [6] ดังสมการที่ (2) และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา (Kappa hat coefficient of agreement, $\widehat{K}$) [7] ดังสมการที่ (3)

$$N = \frac{B\Pi_i(1-\Pi_i)}{b_i^2} \quad (1)$$

โดยที่ Π_i คือ สัดส่วนของประชากรในประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินที่ i จากทั้งหมด k ประเภท, b_i คือ ความแม่นยำที่ต้องการได้รับสำหรับประเภททั้งหมด, B คือ ค่าขีดจำกัดบน (α/k) คูณ 100 เปอร์เซ็นต์ไทล์ของการกระจายแบบไคสแควร์ (Chi square: χ^2) ที่มีระดับขั้นความเสรี เท่ากับ 1, k คือ จำนวนประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินทั้งหมด

$$OA = \frac{\sum_{i=1}^{k} n_{ii}}{n} \quad (2)$$

โดยที่ OA คือ ความถูกต้องโดยรวม, k คือ จำนวนประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินทั้งหมด, n_{ii} คือ จำนวนจุดตัวอย่างในแถว i, n คือ จำนวนจุดตัวอย่างทั้งหมด

$$\widehat{K} = \frac{N\sum_{i=1}^{k} n_{ii} - \sum_{i=1}^{k}(n_{i+} \times n_{+i})}{N^2 - \sum_{i=1}^{k}(n_{i+} \times n_{+i})} \quad (3)$$

โดยที่ $\widehat{K}$ คือ สัมประสิทธิ์แคปปา, k คือ จำนวนแถวของประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุกดิน, n_{ii} คือ จำนวนจุดตัวอย่างในแถว i, n_{i+} คือ ผลรวมนอกแถวทแยงมุมของแถว i, n_{+i} คือ ผลรวมนอกแถวทแยงมุมของคอลัมน์ i และ N คือ จำนวนจุดตัวอย่างทั้งหมด

2.3 การคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

2.3.1 การทดสอบแบบจำลอง CA-MARKOV

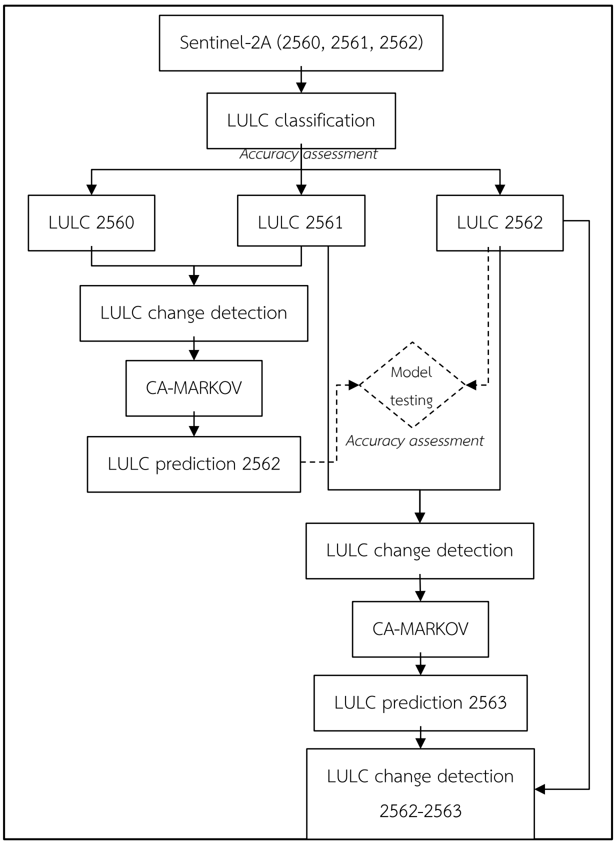
การใช้แบบจำลอง CA-MARKOV [8] ในการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน จำเป็นต้องมีการทดสอบแบบจำลอง เพื่อแสดงถึงความถูกต้องน่าเชื่อถือสำหรับนำไปใช้ในการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 วิธีการทดสอบแบบจำลองทำได้โดยการใช้ผลการจำแนกข้อมูลปี 2560 และ 2561 มาตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและนำเข้าแบบจำลอง CA-MARKOV เพื่อคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2562 จากนั้นนำข้อมูลที่ได้จากการคาดการณ์ตรวจสอบความถูกต้องกับข้อมูลปี 2562 ที่ได้จากการจำแนกจากภาพดาวเทียม หากให้ค่าความถูกต้องผ่านเกณฑ์ จึงสามารถใช้กระบวนการและแบบจำลอง CA-MARKOV ในการคาดการณ์ข้อมูลปี 2563 ต่อไป

2.3.2 การคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563

วิธีการการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 ใช้ผลการจำแนกข้อมูลปี 2561 และ 2562 มาตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและนำเข้าแบบจำลอง CA-MARKOV ซึ่งข้อมูลสัดส่วนการใช้ประโยชน์ที่ดินแต่ละประเภท (Transition area) และความน่าจะเป็นในการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินแต่ละประเภท (Probability of Changing) ที่เกิดขึ้นจะถูกคาดการณ์และสร้างเป็นข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 โดยแบบจำลอง CA-MARKOV พร้อมทั้งสร้างเป็นแผนที่

2.4 การตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินระหว่างปี 2562-2563

วิธีการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลง 2 ช่วงเวลา [9] ใช้ผลการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2562 และผลการคาดการณ์ปี 2563 มาตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงโดยโดยใช้เทคนิคการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงจากผลการจำแนกข้อมูลใน 2 ช่วงเวลา (Post classification comparison) ผลลัพธ์จะเป็นแผนที่และข้อมูลพื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงที่สามารถระบุได้ว่าการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นเกิดจากการเปลี่ยนแปลงประเภทใดไปสู่ประเภทใดในรูปแบบตารางเมตทริกซ์



รูปที่ 2 กรอบแนวคิดของการศึกษา

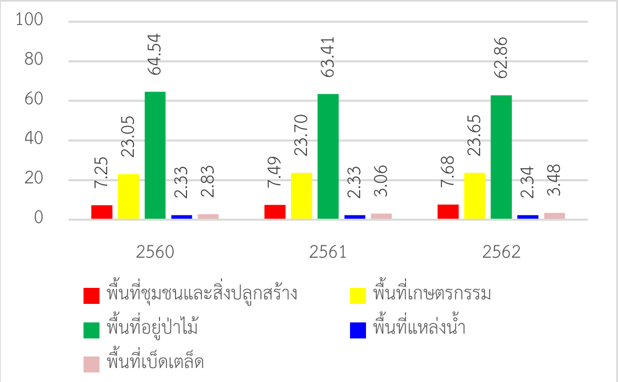
3. ผลการศึกษา

3.1 ผลการจำแนกประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

ผลการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2560, 2561 และ 2562 ประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินที่มีพื้นที่มากที่สุด ได้แก่ พื้นที่ป่าไม้ (Forest land) ถัดมาเป็นพื้นที่เกษตรกรรม (Agricultural land) พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง (Urban and build-up area) และพื้นที่เบ็ดเตล็ด (Miscellaneous land) ส่วนพื้นที่น้อยที่สุดเป็นพื้นที่แหล่งน้ำ (Water body) ดังตารางที่ 1 และรูปที่ 3

ตารางที่ 1 ผลการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

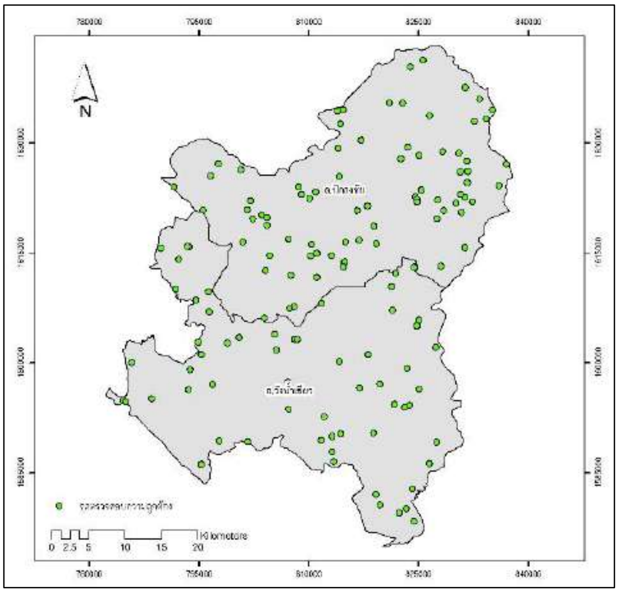
LULC	2560 (ตร.กม.)	2561 (ตร.กม.)	2562 (ตร.กม.)
พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง	181.53	187.69	192.26
พื้นที่เกษตรกรรม	577.20	593.56	592.34
พื้นที่ป่าไม้	1,616.35	1,587.99	1,574.08
พื้นที่แหล่งน้ำ	58.40	58.43	58.54
พื้นที่เบ็ดเตล็ด	70.85	76.65	87.09
รวม	**2,504.32**	**2,504.32**	**2,504.32**



รูปที่ 3 ร้อยละของการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

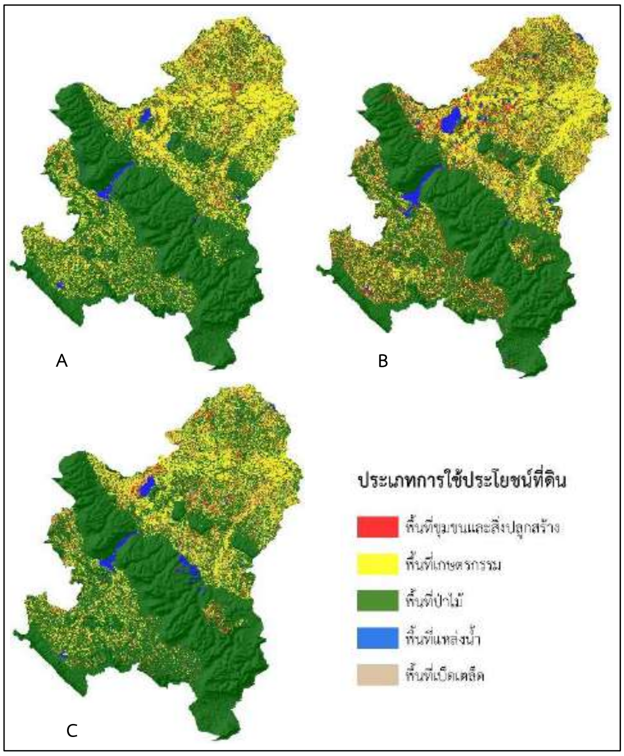
ในการตรวจสอบความถูกต้องของการจำแนกที่อาศัยการคำนวณจุดตัวอย่างบนพื้นฐานการแจกแจงแบบอเนกนามที่พิจารณาสัดส่วนของประชากรในประเภทข้อมูลหลักเข้าใกล้ร้อยละ 50 พบว่า พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่ป่าไม้ พื้นที่แหล่งน้ำ และพื้นที่เบ็ดเตล็ด มีสัดส่วนเท่ากับร้อยละ 8, 25, 60, 3 และ 4 ตามลำดับ และจากการกำหนดระดับความเชื่อมั่นเท่ากับร้อยละ 95 และระดับความแม่นยำเท่ากับร้อยละ 10 (ดังสมการที่ 1) ของข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินทั้ง 3 ช่วงเวลา พบว่า จุดตัวอย่างสำหรับตรวจสอบความถูกต้องมีค่าเท่ากับ 139 จุด จากนั้นทำการสุ่มตัวอย่างแบบจำแนกชั้น (Stratified random sampling) ได้ผลลัพธ์แผนที่การกระจายตัวของจุดตัวอย่างสำหรับตรวจสอบความถูกต้องจะแสดงในรูปที่ 4

ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2560 มีพื้นที่ป่าไม้ พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง พื้นที่เบ็ดเตล็ด และแหล่งน้ำ เท่ากับ 1,616.35, 577.20, 181.53, 70.85 และ 58.40 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ ความถูกต้องโดยรวมของผลการจำแนก ร้อยละ 87.77 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา ร้อยละ 78.54 ส่วนข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2561 มีพื้นที่ป่าไม้มากที่สุด รองลงมาเป็นพื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง พื้นที่เบ็ดเตล็ด และแหล่งน้ำเท่ากับ 1,587.99, 593.56, 187.69, 76.65 และ 58.43 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ มีความถูกต้องโดยรวม ร้อยละ 89.21 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา ร้อยละ 82.94 สำหรับข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2562 ประเภทการใช้ประโยชน์เรียงลำดับเหมือนกับปี 2561 มีพื้นที่เท่ากับ 1,574.08, 592.34, 192.26, 87.09 และ 58.54 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ ให้ค่าความถูกต้องโดยรวม ร้อยละ 89.31 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา ร้อยละ 80.38



รูปที่ 4 แผนที่การกระจายตัวของจุดตัวอย่างสำหรับตรวจสอบความถูกต้อง

แผนที่การกระจายตัวของแต่ละประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ของปี 2560, 2561 และ 2563 แสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 แผนที่การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน
(A) 2560, (B) 2561 และ (C) 2563

3.2 ผลการทดสอบแบบจำลอง CA-MARKOV

การทดสอบแบบจำลอง CA-MARKOV เป็นการใช้ผลลัพธ์จากการจำแนกข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2560 และ 2561 มาคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2562 โดยแบบจำลอง CA-MARKOV จากนั้นนำผลการคาดการณ์ที่ได้มาตรวจสอบความถูกต้องกับผลการจำแนกข้อมูลภาพดาวเทียมปี 2562 หากผลการทดสอบได้ค่าความถูกต้องผ่านเกณฑ์ที่กำหนด ถือได้ว่าแบบจำลอง CA-MARKOV มีความน่าเชื่อถือและสามารถนำไปใช้คาดการณ์ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 ได้

ผลการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง พบว่า แบบจำลอง CA-MARKOV ให้ผลการคาดการณ์ที่มีความถูกน่าเชื่อถือ ดังตารางที่ 2 ตารางความคลาดเคลื่อนสำหรับประเมินความถูกต้อง [9] โดยได้ค่าความถูกต้องโดยรวม (Overall accuracy) สูง เท่ากับร้อยละ 80.46 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา (Kappa hat coefficient of agreement) ปานกลางค่อนข้างสูง เท่ากับร้อยละ 76.72 ซึ่งค่าสัมประสิทธิ์แคปปาอยู่ระหว่างร้อยละ 40 ถึง 80 แสดงถึงความถูกต้องปานกลางระหว่างข้อมูลทดสอบทั้งสอง [10]

ตารางที่ 2 ผลการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง CA-MARKOV

		ผลการคาดการณ์ LULC ปี 2562					
		Ur	Ag	Fo	Wa	Mi	รวม
ผลการจำแนก LULC ปี 2562	Ur	106.01	36.58	13.21	3.63	6.52	165.95
	Ag	39.90	547.09	46.86	7.89	15.60	657.34
	Fo	83.16	126.65	1226.91	16.27	21.38	1474.37
	Wa	0.45	0.71	6.12	73.57	0.10	80.96
	Mi	15.22	32.76	14.57	1.65	61.51	125.70
	รวม	244.74	743.79	1307.66	103.01	105.12	2504.32
Overall Accuracy (%)				80.46			
Kappa hat coefficient of agreement (%)				76.72			

*** พื้นที่ป่าไม้ (Fo) พื้นที่เกษตรกรรม (Ag) พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง (Ur) พื้นที่เบ็ดเตล็ด (Mi) และพื้นที่แหล่งน้ำ (Wa)*

3.3 ผลการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน

การคาดการณ์การแนวโน้มการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 ด้วยแบบจำลอง CA-MARCOV โดยใช้ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดิน 2 ช่วงเวลา คือ ปี 2561 และ 2562 เป็นข้อมูลพื้นฐาน ได้ผลลัพธ์ของการวิเคราะห์ คือ ค่าโอกาสความน่าจะเป็นของการเปลี่ยนแปลง (ตารางที่ 3) และค่าสัดส่วนพื้นที่ของการเปลี่ยนแปลง (ตารางที่ 4)

ตารางที่ 3 ค่าโอกาสของการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดิน ปี 2563

		ค่าความน่าจะเป็นของการเปลี่ยนแปลง LULC ปี 2563				
		Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Class 5
LULC ปี 2562	Class 1	0.8956	0.0267	0.0001	0.0460	0.0017
	Class 2	0.0914	0.9243	0.0200	0.2735	0.1545
	Class 3	0.0039	0.0113	0.9757	0.1989	0.0003
	Class 4	0.0084	0.0377	0.0042	0.4789	0.1566
	Class 5	0.0007	0.0000	0.0000	0.0027	0.6869

*** Class 1 คือ พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง, Class 2 คือ พื้นที่เกษตรกรรม, Class 3 คือ พื้นที่ป่าไม้, Class 4 คือ พื้นที่แหล่งน้ำ, และ Class 5 คือ พื้นที่เบ็ดเตล็ด*

ตารางที่ 4 สัดส่วนของการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดิน ปี 2563

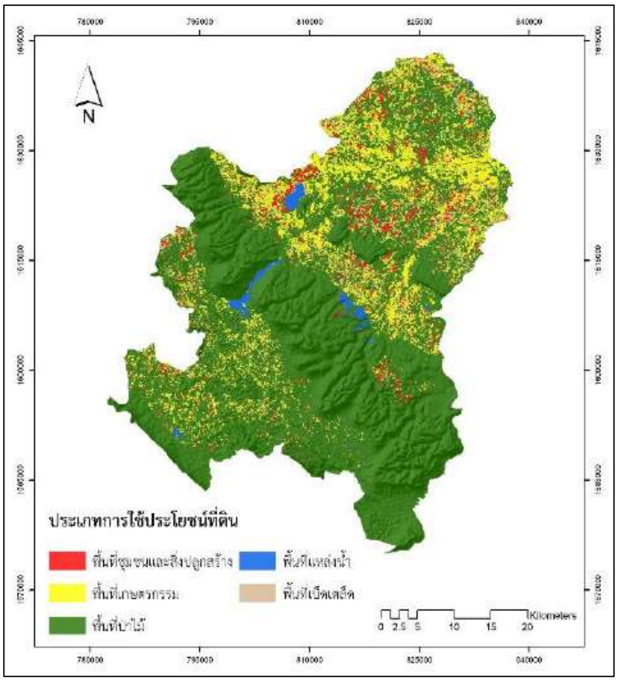
		LULC ปี 2563 (ตร.กม.)				
		Class 1	Class 2	Class 3	Class 4	Class 5
LULC ปี 2562	Class 1	180.37	5.37	0.03	9.26	0.35
	Class 2	18.42	186.16	4.03	55.09	31.12
	Class 3	0.78	2.27	196.50	40.06	0.05
	Class 4	1.69	7.59	0.84	96.45	31.54
	Class 5	0.14	0.01	0.00	0.54	138.34

*** Class 1 คือ พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง, Class 2 คือ พื้นที่เกษตรกรรม, Class 3 คือ พื้นที่ป่าไม้, Class 4 คือ พื้นที่แหล่งน้ำ, และ Class 5 คือ พื้นที่เบ็ดเตล็ด*

ผลการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินปี 2563 จากแบบจำลอง CA-MARCOV พบว่า ได้ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ดังตารางที่ 5 และแผนที่การกระจายตัวของแต่ละประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ดังรูปที่ 6 โดยมีพื้นที่ป่าไม้มากที่สุด คือ 1,517.00 ตารางกิโลเมตร หรือคิดเป็นร้อยละ 60.58 ของพื้นที่ทั้งหมด รองลงมาเป็นพื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง พื้นที่เบ็ดเตล็ดและแหล่งน้ำ มีพื้นที่เท่ากับ 626.27, 201.40, 91.79 และ 67.85 ตารางกิโลเมตร และคิดเป็นร้อยละ 25.01, 8.04, 3.67 และ 2.71 ของพื้นที่ทั้งหมด ตามลำดับ

ตารางที่ 5 ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ปี 2563

ประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดิน	พื้นที่ (ตร.กม.)	ร้อยละของพื้นที่
พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง	201.40	8.04
พื้นที่เกษตรกรรม	626.27	25.01
พื้นที่อยู่ป่าไม้	1,517.00	60.58
พื้นที่แหล่งน้ำ	67.85	2.71
พื้นที่เบ็ดเตล็ด	91.79	3.67
พื้นที่รวม	**2,504.32**	**100.00**



รูปที่ 6 แผนที่การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ปี 2563

3.4 ผลการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ระหว่างปี 2562-2563

ผลการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ระหว่างปี 2562-2563 แสดงดังตารางที่ 6 พบว่า ประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินที่มีพื้นที่เพิ่มขึ้น ได้แก่ พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่แหล่งน้ำ พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง และพื้นที่เบ็ดเตล็ด โดยมีพื้นที่เท่ากับ 33.93, 9.31, 9.14 และ 4.70 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ ส่วนประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดินที่มีพื้นที่ลดลง คือ พื้นที่ป่าไม้ มีพื้นที่ลดลง 57.07 ตารางกิโลเมตร

ตารางที่ 6 ผลการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน ระหว่างปี 2562-2563

ประเภทการใช้ประโยชน์ที่ดิน	2562 (ตร.กม.)	2563 (ตร.กม.)	การเปลี่ยนแปลง (ตร.กม.)
พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง	192.26	201.40	9.14
พื้นที่เกษตรกรรม	592.34	626.27	33.93
พื้นที่ป่าไม้	1,574.08	1,517.00	-57.07
พื้นที่แหล่งน้ำ	58.54	67.85	9.31
พื้นที่เบ็ดเตล็ด	87.09	91.79	4.70
พื้นที่รวม	**2,504.32**	**2,504.32**	**114.15**

4. สรุปผลการศึกษา

การประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสำรวจจากระยะไกล ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ และแบบจำลอง CA-MARKOV ในสำรวจ การคาดการณ์ และการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน จากข้อมูลดาวเทียม Sentinel-2A ในปี 2562-2563 พบว่า พื้นที่เกษตรกรรม พื้นที่แหล่งน้ำ พื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้าง และพื้นที่เบ็ดเตล็ด มีพื้นที่เพิ่มขึ้น 33.93, 9.31, 9.14 และ 4.70 ตารางกิโลเมตร ตามลำดับ ส่วนพื้นที่ป่าไม้ มีพื้นที่ลดลง 57.07 ตารางกิโลเมตร

ทั้งนี้ผลการศึกษายังพบว่า วิธีการที่ใช้สำรวจ ได้แก่ การจำแนกข้อมูลภาพดาวเทียมแบบกำกับดูแล โดยพิจารณาความเหมือนของค่าสถิติของพื้นที่ตัวอย่างมากที่สุด การคาดการณ์ ได้แก่ การใช้แบบจำลอง CA-MARKOV และการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลง ได้แก่ เทคนิคการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงจากผลการจำแนกข้อมูลใน 2 ช่วงเวลา เป็นวิธีการดำเนินงานอย่างเป็นระบบและมีประสิทธิภาพ ซึ่งใช้งบประมาณ แรงงานและเวลาน้อย ผลการคาดการณ์มีความถูกต้องสูง มีความถูกต้องโดยรวมร้อยละ 80.46 และค่าสัมประสิทธิ์แคปปา ร้อยละ 76.72 ผลลัพธ์ที่ได้ยังมีความเป็นปัจจุบันและมีความแม่นยำ

โดยสรุป สามารถกล่าวได้ว่าเทคโนโลยีภูมิสารสนเทศ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการสำรวจจากระยะไกล ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ และแบบจำลองเชิงพื้นที่ สามารถใช้เป็นเครื่องมือในการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงและการคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดินได้อย่างมีประสิทธิภาพ

เอกสารอ้างอิง

[1] Foody, G. M. (2001). Monitoring the Magnitude of Land-cover Change Around the Southern Limits of the Sahara. *Photogram-Metric Engineering & Remote Sensing*. 67(7): 841-847. Quoted in Jensen, J. R. (2005). *Introductory Digital Image Processing: A Remote Sensing Perspective*. 3th ed. USA: Pearson Prentice Hall.

[2] สมพร ชอบธรรม (2551). เทคนิคตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงเชิงเลขที่เหมาะสมสำหรับติดตามการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินและสิ่งปกคลุมดิน อำเภอปักธงชัย จังหวัดนครราชสีมา. วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตรมหาบัณฑิต, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, ประเทศไทย.

[3] กรมพัฒนาที่ดิน. (2554). ระบบการจำแนกการใช้ประโยชน์ที่ดิน. ส่วนวิเคราะห์สภาพการใช้ที่ดิน, สำนักสำรวจดินและวางแผนการใช้ที่ดิน, กรมพัฒนาที่ดิน.

[4] Collet, C. (1992). Geographic information systems in image mode. Lausanne, French Polytechnic and University Press, Col. *Managing the environment* n.7, 186 p.

[5] สุวิทย์ อ๋องสมหวัง. (2559). การรับรู้จากระยะไกลและการวิเคราะห์ข้อมูลภาพเชิงเลข. สาขาวิชาการรับรู้จากระยะไกล, สำนักวิชาวิทยาศาสตร์, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[6] Story, M. and Congalton, R. (1986). Accuracy Assessment: A User's Perspective, *Photogrammetric Engineering & Remote Sensing*. 52(3): 397-399. . Quoted in Jensen, J. R. (2005). *Introductory Digital Image Processing: A Remote Sensing Perspective*. 3th ed. USA: Pearson Prentice Hall.

[7] Congalton, R.G. and Green, K. (1999). *Assessing the Accuracy of Remotely Sensed Data: Principles and Practices*. Boca Raton, FL: Lewis Publishers. 137 p.

[8] Pontius, G.R. (2000). Quantification error versus location error in comparison of categorical maps. *Photogram Eng Remote Sens*. 66:1011–1016.

[9] Jensen, J.R. (2005). *Introductory Digital Image Processing: A Remote Sensing Perspective*. 3th ed. USA: Pearson Prentice Hall.

[10] Landis, J. and Koch, G. (1977). The Measurement of Observer Agreement for Categorical Data. *Biometrics*. 33:159-174. Quoted in Jensen, J. R. (2005). *Introductory Digital Image Processing: A Remote Sensing Perspective*. 3th ed. USA: Pearson Prentice Hall.

การศึกษารูปแบบของจุดควบคุมภาพที่มีผลต่อความถูกต้องของแผนที่จากการรังวัดด้วยอากาศยานไร้คนขับ

The Study of UAV-Photogrammetric Accuracy for Mapping Based on Variation of Ground Control Points

รัฐภูมิ ตั้งภูมิจิต[1] สราวุธ ส่งแสง[1] อภิสิทธิ์ ภาสดา[2] คมศิลป์ วังยาว[2] และ ธีระ ลาภิศชยางกูล[1,*]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพฯ
[2] บัณฑิตวิทยาลัยร่วมด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: theera.lap@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษารูปแบบและจำนวนของจุดควบคุมภาพที่ส่งผลต่อความถูกต้องเชิงตำแหน่งในการทำแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบถูกหลักสุขาภิบาลของเทศบาลนครนครปฐม ขนาด 33 ไร่ ในการศึกษาได้กำหนดจุดควบคุมภาพและจุดตรวจสอบ ทั้งหมด 37 จุด กำหนดค่าความละเอียดของจุดภาพบนพื้นดิน (Ground Sample Distance, GSD) เท่ากับ 5 ซม./จุดภาพ การซ้อนทับภาพด้านหน้าและด้านข้างเท่ากับร้อยละ 80 และ 75 ตามลำดับ โดยกำหนดรูปแบบจุดควบคุมภาพออกเป็น 6 แบบ ได้แก่ การกระจายตัวแบบขอบ แบบส่วนกลาง แบบมุม แบบแบ่งครึ่ง แบบไขว้ และแบบกริด จากการประมวลผลด้วยโปรแกรม Agisoft PhotoScan Professional V.1.4.4 เพื่อสร้างความหนาแน่นของจุดภาพ แบบจำลองระดับสูงเชิงเลข และภาพถ่ายดิ่ง พบว่าในภาพรวมการกระจายตัวแบบกริดให้ความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่งได้ดีที่สุด จากนั้นทำการศึกษาจำนวนจุดควบคุมภาพที่เหมาะสมตั้งแต่ 4, 6, 8, 10, 12, 14, และ 16 จุด ผลการศึกษาพบว่าความถูกต้องมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อจำนวนจุดควบคุมภาพเพิ่มขึ้น และเริ่มคงที่เมื่อจุดควบคุมภาพตั้งแต่ 8 จุด สำหรับแนวราบและแนวดิ่ง โดยเมื่อเทียบกับมาตรฐาน ASPRS 2014 พบว่าภาพถ่ายดิ่งจริงที่ได้สามารถนำไปใช้สำหรับงานที่มีความถูกต้องสูงสุดได้และให้ผลความถูกต้องทางดิ่งของแบบจำลองระดับสูงเชิงเส้นอยู่ในชั้นความถูกต้องทางดิ่งที่ 5 ซม.

คำสำคัญ: การรังวัดด้วยภาพถ่ายทางอากาศ, อากาศยานไร้คนขับ, จุดควบคุมภาพ, แผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอย

Abstract

This study focuses on the use of Unmanned Aerial Vehicle (UAV) photogrammetry for assessing the influence of distribution and number of Ground Control Points (GCP) that affect the accuracy of mapping. The study site is final disposal site, which located in Nakorn Pathom province, 33 rai (5.28 ha). This study specified total of the GCP and Check Points (CPs) at 37 points, Ground Sampling Distance (GSD) at 5 cm/pixel, and flight configurations of 80% - frontal overlap and 75% - side overlap. The Agisoft PhotoScan Professional V.1.4.4 program was used for generating densified point cloud, digital elevation model, and orthoimage. The distribution formats of GCP were set to Edge distribution, Central distribution, Corner distribution, Half distribution, X-distribution, and Grid distribution. The best accuracy for horizontal and vertical positions were obtained from Grid distribution format. After that, this research studied the appropriate amount of GCP at 4, 6, 8, 10, 12, 14, and 16, respectively. The results show increased accuracy in both horizontal and vertical direction as the number of GCP increases and begins to stabilize when there are more than 8 GCP. According to the ASPRS 2014 standard, the obtained digital orthophoto can be used for the highest accuracy work. The vertical accuracy is defined at 5 cm-vertical accuracy class.

Keywords: Photogrammetry, Unmanned Arial Vehicle, Ground Control Points, Landfill Mapping

1. คำนำ

ที่ผ่านมามีการใช้เทคโนโลยีในการรังวัดเพื่อทำแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยอยู่หลายประเภท ขึ้นอยู่กับยุคสมัยและประสิทธิภาพของเทคโนโลยี ตั้งแต่กล้องระดับ (Optical Level) ที่ใช้ในการหาค่าระดับสูง-ต่ำของพื้นที่ โดยใช้การอ่านค่าจากไม้ระดับ ต่อมามีการใช้กล้อง Optical Theodolite โดยระบบการสะท้อนและหักเหของแสง จากนั้นได้มีการพัฒนาเป็นกล้องประมวลผลรวม (Total Station) ที่ใช้ระบบอิเล็กทรอนิกส์และไมโครโพรเซสเซอร์ แต่ยังมีข้อจำกัดในการใช้เวลาดำเนินการหลายขั้นตอน และ

การใช้งานในพื้นที่ที่มีภูมิประเทศต่างระดับกันมาก ๆ ทำให้เป็นอุปสรรคต่อการตั้งขากล้อง [12] ทั้งนี้ได้มีการประยุกต์ระบบสัญญาณดาวเทียมมาใช้ในการรังวัด (Global Navigation Satellite System, GNSS) เทคโนโลยีดังกล่าวได้เข้ามามีบทบาทในการสำรวจมากขึ้น เนื่องจากมีระบบส่งข้อมูลจากสถานีฐาน (Base Station) ไปยังจุดที่ต้องการทราบค่าพิกัดได้ แต่มีข้อจำกัดการส่งสัญญาณของระบบดาวเทียม [11] จากเทคโนโลยีการรังวัดบ่อขยะมูลฝอยดังกล่าวข้างต้น ส่งผลให้ขั้นตอนในการดำเนินการทำแผนที่มีความยุ่งยากซับซ้อน ใช้เวลานาน และมีค่าดำเนินการสูง จึงถูกจัดเป็นเป็นวิธีการสำรวจแบบดั้งเดิม (Traditional Technology) [8] นอกจากนั้นการนำเทคโนโลยีแบบดั้งเดิมมาใช้ในบ่อฝังกลบขยะมูลฝอย ที่มีลักษณะภูมิประเทศซับซ้อน (Complex Terrain) และมีการเปลี่ยนแปลงของสภาพแวดล้อมอยู่ตลอดเวลา เช่น พื้นที่มีการดำเนินการฝังกลบขยะอย่างต่อเนื่อง พื้นที่มีการทรุดตัวของกองขยะจากการย่อยสลายของขยะมูลฝอยเป็นน้ำชะมูลฝอยและแก๊ส พื้นที่มีสิ่งขีดขวางและลาดชัน ทำให้ยากต่อการทำสำรวจ ทั้งการติดตั้งอุปกรณ์ในพื้นที่ และการรังวัด ส่งผลให้ต้นทุนและเวลาดำเนินการสูงขึ้น อีกทั้งมลพิษจากกองขยะยังส่งผลต่อสุขภาพของผู้สำรวจอีกด้วย ปัจจุบันเทคโนโลยีในการรังวัดบ่อฝังกลบขยะมูลฝอยมีการพัฒนาไปอย่างต่อเนื่อง อากาศยานไร้คนขับ (Unmanned Aerial Vehicle, UAV) เป็นอีกเทคโนโลยีหนึ่งที่ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลายสำหรับงานด้านการรังวัด เนื่องจากเป็นเทคโนโลยีที่ให้ภาพถ่ายความละเอียดสูง สามารถเข้าถึงพื้นที่ได้ทุกสภาพภูมิประเทศ และผู้สำรวจไม่จำเป็นต้องเข้าไปในพื้นที่นั้น ๆ โดยการรังวัดด้วยอากาศยานไร้คนขับใช้หลักการรังวัดด้วย Photogrammetry ซึ่งอาศัยจุดควบคุมภาพ (Ground Control Point, GCP) เป็นจุดอ้างอิงตำแหน่งจากภาพที่ไม่มีพิกัดให้ตรงกับจุดควบคุมภาพที่ทราบค่าพิกัด (Georeferencing) [9] เพื่อให้ได้ค่าพิกัดที่ถูกต้องในการวางจุดควบคุมภาพให้ครอบคลุมทั่วพื้นที่การรังวัด อย่างไรก็ตามการกำหนดรูปแบบและจำนวนของจุดควบคุมภาพที่ให้ค่าความถูกต้องที่ยอมรับได้และเหมาะสมกับพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยที่มีการฝังกลบขยะอย่างต่อเนื่องยังคงไม่มีการรายงานในปัจจุบัน ดังนั้นงานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อทำการศึกษารูปแบบและจำนวนของจุดควบคุมภาพที่เหมาะสม โดยให้ความถูกต้องสูงสุดสำหรับการทำแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบถูกหลักสุขาภิบาลด้วยเทคโนโลยีอากาศยานไร้คนขับ

2. พื้นที่การศึกษา

งานวิจัยนี้ศึกษาในพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบถูกหลักสุขาภิบาลของเทศบาลนครนครปฐม ตำบลตาก้อง อำเภอเมืองนครปฐม จังหวัดนครปฐม (13°52'11.9"N 100°02'44.6"E) ครอบคลุมพื้นที่ประมาณ 33 ไร่ ห่างจากชุมชนประมาณ 1 กิโลเมตร ลักษณะภูมิประเทศมีความลาดชันและมีความต่างระดับความสูง เนื่องจากปริมาณกองขยะมูลฝอยจากชุมชนดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบถูกหลักสุขาภิบาล (Landfill)

3. อุปกรณ์ที่ใช้ในการศึกษา

อุปกรณ์หลักที่ใช้ในการศึกษาเพื่อเก็บข้อมูลประกอบด้วยดังนี้

3.1 จุดภาคพื้นดิน (Ground Points)

จุดภาคพื้นดิน (Ground Points) ถูกสร้างขึ้นเพื่อใช้เป็นจุดควบคุมภาพ (GCP) และจุดตรวจสอบ (Check Points, CP) ซึ่ง GCP สร้างโดยใช้แผ่นไวนิล สีดำ-ขาว สลับเป็นตารางหมากรุก ขนาด 1.20x1.20 ม. (รูปที่ 2 ก) และ CP ใช้แผ่นพีพีบอร์ด สีส้ม-ดำ เป็นวงกลมที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง ขนาด 0.20 ม. (รูปที่ 2 ข)

(ก) (ข)

รูปที่ 2 จุดภาคพื้นดิน (ก) GCP และ (ข) CP

3.2 การรังวัดภาคพื้นดิน

การรังวัดพิกัดของจุด GCP และ CP โดยงานวิจัยนี้ใช้ระบบโครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ (RTK-GNSS Network) ด้วยอุปกรณ์ยี่ห้อ Hi-Target รุ่น V100 ที่มีค่าความคลาดเคลื่อนทางแนวราบ 8 มม.+1 ppmRMS และแนวดิ่ง 15 มม.+1 ppmRMS (รูปที่ 3)

(ก) (ข)

รูปที่ 3 ชุด RTK-GNSS ยี่ห้อ Hi-Target รุ่น V100 โดยอุปกรณ์ชุดนี้ประกอบไปด้วย (ก) สถานีฐาน (Base station) และ (ข) สถานีเคลื่อนที่ (Rover Station)

3.3 เทคโนโลยีการถ่ายภาพ

การรังวัดด้วยภาพถ่ายทางอากาศใช้อากาศยานไร้คนขับ ประเภท Low-Cost UAV ยี่ห้อ DJI รุ่น Phantom 3 Professional ที่มาพร้อมกับกล้องถ่ายภาพความละเอียด 12 ล้านจุดภาพ ใช้เก็บข้อมูลภาพถ่ายเพื่อนำไปประมวลผลเป็นแผนที่สองมิติและสามมิติ (รูปที่ 4)

รูปที่ 4 ชุด DJI Phantom 3 Professional

3.4 ซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการประมวลผลข้อมูล

งานวิจัยนี้ใช้โปรแกรม Agisoft PhotoScan Professional Version 1.4.4 ในการประมวลผลข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศเป็นแผนที่ 2D, 3D, และภาพถ่ายดิ่งจริง (Orthophoto) โดยโปรแกรมจะคำนวณค่าความถูกต้องของตำแหน่งและแสดงค่าความคลาดเคลื่อนออกมาในรูปของ Root Mean Square Error (RMSE) ทั้งในแนวราบและแนวดิ่ง

4. วิธีการดำเนินงาน

วิธีการดำเนินงานประกอบด้วยขั้นตอนหลัก 4 ขั้นตอน ได้แก่

4.1 การเตรียมการก่อนออกภาคสนาม

ในขั้นต้นจะทำการบินสำรวจในพื้นที่จริงด้วยอากาศยานไร้คนขับ ซึ่งมีระยะเวลาในการบินถ่ายภาพได้ไม่เกิน 20 นาที ดังนั้นจึงต้องแบ่งแผนการบินเป็นช่วง ๆ โดยใช้โปรแกรม Pix4D Capture เพื่อออกแบบแผนการบินทั้งลักษณะและเงื่อนไขของการบิน โดยนำมาใช้ร่วมกับแอปพลิเคชั่น DJI GO 4 ในการแสดงภาพระหว่างการบินอัตโนมัติบนแท็บเล็ต และควบคุมการบินด้วยรีโมทคอลโทรล หลังจากนั้นจึงนำข้อมูลที่ได้มาเปรียบเทียบเพื่อกำหนดตำแหน่งของ GCP และ CP ที่เหมาะสม โดยตำแหน่งดังกล่าวจะอยู่บนพื้นผิวของบ่อฝังกลบขยะมูลฝอยที่ทราบตำแหน่งพิกัดทั้งแนวราบและแนวดิ่ง การศึกษานี้กำหนดการซ้อนทับกันของภาพถ่ายทางด้านหน้าและด้านข้างเท่ากับร้อยละ 80 และ 75 ตามลำดับ และค่าความละเอียดของจุดภาพบนพื้นดิน (Ground Sampling Distance, GSD) เท่ากับ 5 ซม./จุดภาพ

4.2 การทำงานในภาคสนาม

ในขั้นตอนนี้เริ่มจากการวางตำแหน่งจุดภาคพื้นดิน ประกอบไปด้วยจำนวน GCP และ CP รวมทั้งสิ้น 37 จุด โดยครอบคลุมพื้นที่การศึกษา ดังแสดงในรูปที่ 5

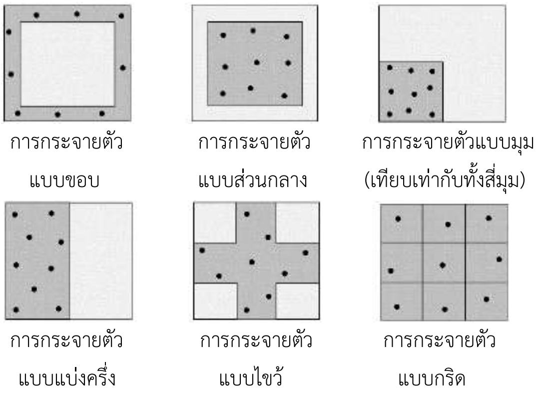
รูปที่ 5 ตำแหน่งจุดภาคพื้นดิน (Ground Points)

สำหรับการหาพิกัดตำแหน่งจุดภาคพื้นดินใช้ RTK-GNSS โดยสถานีฐานจะถูกยึดไว้เพื่ออ้างอิงตำแหน่งจากหมุดกรมที่ดิน (พิกัด N, E, และ EL เท่ากับ 1,533,036.016 ม, 612,932,832 ม., และ 4.140 ม.) ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง ตามลำดับ และสถานีเคลื่อนที่จะบันทึกค่าพิกัดในแต่ละจุดที่ต้องการทราบ หลังจากนั้นจะทำการบินสำรวจ เพื่อบันทึกภาพและพิกัดตำแหน่งตามเส้นทางการบินที่วางไว้ก่อนลงภาคสนาม

4.3 การประมวลผลข้อมูล

การประมวลผลภาพถ่ายด้วยอากาศยานไร้คนขับใช้โปรแกรม Agisoft PhotoScan Professional V.1.4.4 มีขั้นตอนดังนี้ (1) จัดแนวภาพถ่าย (Aligning Photos) (2) สร้างกลุ่มข้อมูลจุดพิกัดเชิงพื้นผิว (Digital Surface Point Cloud Model, DSM) (3) สร้างแผนที่ภาพออร์โธ (Orthophoto Mapping) (4) นำเข้าค่าพิกัดจุดภาคพื้นดินโดยกำหนดให้เป็นจุด GCP และ CP ที่ได้จากการรังวัดด้วย RTK-GNSS (5) กำหนดรูปแบบและจำนวนของจุด GCP และ CP

สำหรับขั้นตอนการกำหนดรูปแบบและจำนวนของจุด GCP และ CP เพื่อศึกษาถึงความเหมาะสมในการนำมาสำรวจพื้นที่กรณีศึกษา แบ่งออกเป็น 2 ขั้นตอน ได้แก่ (1) การศึกษารูปแบบการวาง GCP ที่เหมาะสมในพื้นที่ศึกษา (Distribution of GCP Adjustment) สำหรับรูปแบบตำแหน่ง GCP ที่ศึกษาเพื่อระบุรูปแบบการกระจายตัวที่ดีที่สุด มีทั้งสิ้น 6 รูปแบบ โดยพื้นที่แรเงาแสดงบริเวณที่มีการวางตำแหน่ง GCP (รูปที่ 6) ซึ่งประกอบด้วยจำนวน GCP และ CP รวมทั้งหมด 37 จุด (ตารางที่ 1) และ (2) การศึกษาจำนวนจุดควบคุมภาพที่มีผลต่อความถูกต้องเชิงพิกัด (Number of GCP Adjustment) ขั้นตอนนี้เป็นการนำรูปแบบการกระจายตัวที่ดีที่สุดจากขั้นตอนที่ 1 มาศึกษาจำนวนจุดควบคุมภาพที่มีผลต่อความถูกต้องเชิงพิกัด โดยการปรับลดจำนวน GCP ให้มีความถูกต้องอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้มากขึ้น โดยเปรียบเทียบกับมาตรฐาน ASPRS 2014



รูปที่ 6 รูปแบบการกระจายตัวของจุดควบคุมภาพ ทั้ง 6 แบบ

ตารางที่ 1 จำนวน GCP และ CP ของการกระจายตัวที่แตกต่างทั้ง 6 แบบ

รูปแบบการกระจายตัว	GSD (ซม./จุดภาพ)	จำนวน GCP	จำนวน CP
การกระจายตัวแบบขอบ	5.52	20	17
การกระจายตัวแบบส่วนกลาง	5.54	17	20
กระจายตัวแบบมุม (เทียบเท่ากับทั้งสี่มุม)	5.54	11	26
การกระจายตัวแบบแบ่งครึ่ง	5.54	18	19
การกระจายตัวแบบไขว้	5.53	14	23
การกระจายตัวแบบกริด	5.54	16	21

4.4 การตรวจสอบความถูกต้องของแผนที่

การวิเคราะห์ผลข้อมูลจะทำด้วยโปรแกรม และแสดงผลในรูปของค่าความคลาดเคลื่อนเชิงตำแหน่ง Root Mean Square Error (RMSE) ของ GCP และ CP โดยในการวิเคราะห์ผลจะอาศัยสมการพื้นฐาน (สมการที่ 1 - 5) เพื่อประเมินความละเอียดที่ถูกต้องเชิงตำแหน่งของค่าพิกัด ที่ได้จากขั้นตอนการปรับแก้รูปแบบตำแหน่ง ซึ่งการวิเคราะห์ผลข้อมูลทำให้ทราบค่าพิกัดที่มีความถูกต้องยอมรับได้ โดยความถูกต้องได้มาจากการแปลงการค่า RMSE เป็น RMSE/GSD ของทั้ง GCP และ CP สำหรับความถูกต้องของ GCP เป็นการบ่งบอกว่า รูปแบบการกระจายตัวของ GCP มีคุณภาพและให้ค่าพิกัดที่มีความถูกต้องเหมาะสมของแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศ ในขณะที่ความถูกต้องของ CP เป็นการตรวจสอบความถูกต้องของพิกัดสำหรับการนำไปใช้จัดทำแผนที่ ซึ่งผลที่ได้เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับมาตรฐาน American Society for Photogrammetry and Remote Sensing Accuracy Standards 2014 (ASPRS 2014) สามารถระบุคุณภาพความถูกต้องเชิงตำแหน่งทางราบและทางดิ่งของแผนที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยได้

$$RMSE_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_{oi}-X_{GNSSi})^2}{n}} \quad (1)$$

$$RMSE_Y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Y_{oi}-Y_{GNSSi})^2}{n}} \quad (2)$$

$$RMSE_r = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}[(X_{oi}-X_{GNSSi})^2+(Y_{oi}-Y_{GNSSi})^2]}{n}} \quad (3)$$

$$RMSE_Z = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Z_{oi}-Z_{GNSSi})^2}{n}} \quad (4)$$

$$RMSE_T = \sqrt{(RMSE_r)^2+(RMSE_Z)^2} \quad (5)$$

กำหนดให้

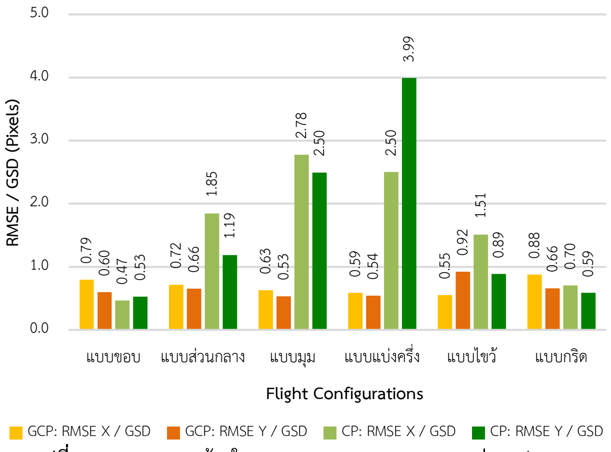
n คือจำนวนจุด GCP หรือ CP ที่ใช้ในการทดสอบทั้งหมด

X_{Oi} , Y_{Oi} และ Z_{Oi} คือค่าพิกัด X, Y และ Z ตามลำดับ ที่ได้จากการประมวลผลด้วยภาพ

X_{GNSSi} , Y_{GNSSi} และ Z_{GNSSi} คือค่าพิกัด X, Y และ Z ตามลำดับ ที่ได้จากการรังวัดด้วย RTK-GNSS

5. ผลการศึกษา

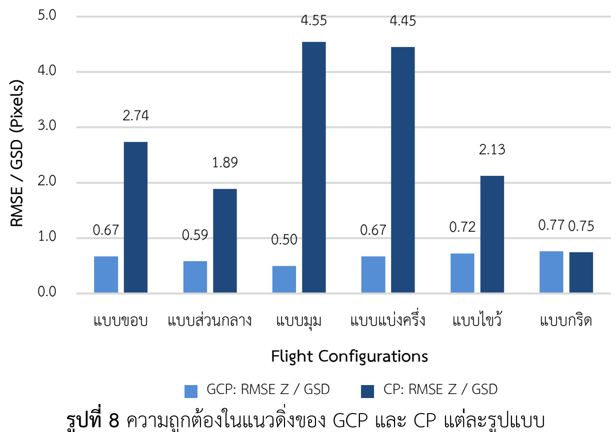
งานวิจัยนี้ศึกษาเกี่ยวกับคุณภาพงานของแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศ โดยดูจากความถูกต้องของจุดควบคุมภาพ และความถูกต้องของจุดตรวจสอบที่ต่างกันทั้ง 6 รูปแบบ ซึ่งได้มาจากการคำนวณค่าความคลาดเคลื่อนแนวราบและแนวดิ่ง ผลลัพธ์ที่ได้ถูกแสดงในหน่วย จุดภาพ (Pixels) บ่งบอกถึงค่าความคลาดเคลื่อนเปรียบเทียบกับค่าความละเอียดของจุดภาพบนพื้นดิน หรือ RMSE/GSD ตามมาตรฐานการเปรียบเทียบของ ASPRS 2014



รูปที่ 7 ความความถูกต้องในแนวราบของ GCP และ CP แต่ละรูปแบบ

ความถูกต้องในแนวแกน X และแกน Y ของ GCP และ CP ที่มีค่าความถูกต้องน้อยกว่า 1 จุดภาพ ถือได้ว่าเป็นรูปแบบที่มีความถูกต้องยอมรับได้ ตามมาตรฐาน ASPRS 2014 จากรูปที่ 7 พบว่า รูปแบบที่ให้ความถูกต้องยอมรับได้มี 2 แบบ คือ การกระจายตัวแบบขอบ และการกระจายตัวแบบกริด โดยรูปแบบการกระจายตัวแบบขอบ ให้ความถูกต้องของ GCP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 0.79 และ 0.60 จุดภาพตามลำดับ ในขณะที่ความถูกต้องของ CP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 0.47 และ 0.53 จุดภาพ ตามลำดับ สำหรับการกระจายตัวแบบกริด ให้ค่าความถูกต้องของ GCP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 0.88

และ 0.66 จุดภาพ ตามลำดับ ในขณะที่ความถูกต้องของ CP ในพิกัดแกน X และแกน Y เท่ากับ 0.70 และ 0.59 จุดภาพ ตามลำดับ



รูปที่ 8 ความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP และ CP แต่ละรูปแบบ

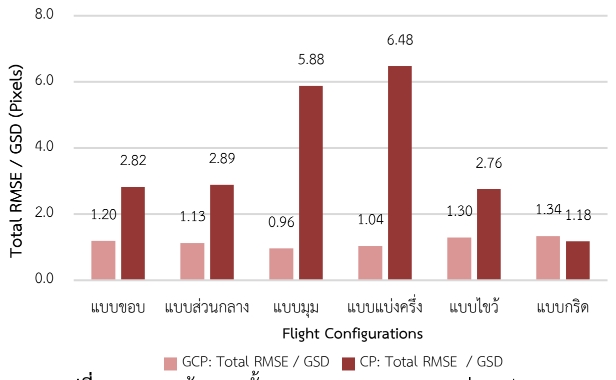
ความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP และ CP ที่มีความถูกต้องยอมรับได้ (ค่าความถูกต้องน้อยกว่า 1 จุดภาพ) (รูปที่ 8) พบว่ามีเพียงการกระจายตัวแบบกริดเท่านั้น โดยมีความถูกต้องของ GCP และ CP เท่ากับ 0.77 และ 0.75 จุดภาพ ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน ASPRS 2014 [3] พบว่าคุณภาพแผนที่ภาพถ่ายทางอากาศแบบภาพออร์โธเชิงเลข โดยเปรียบเทียบค่าความคลาดเคลื่อน (RMSE) และความถูกต้องในหน่วยจุดภาพ สามารถแบ่งระดับชั้นความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่งของแต่ละรูปแบบ ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 การจำแนกคุณภาพระดับชั้นความถูกต้องของแต่ละรูปแบบ

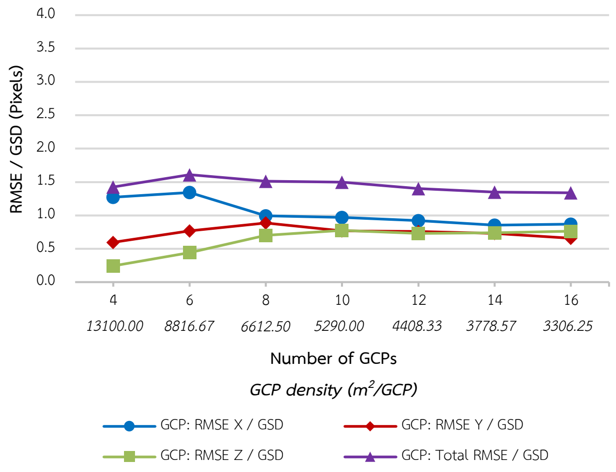
รูปแบบการกระจายตัว	Horizontal Accuracy Class				Vertical Accuracy Class	
	Accuracy Class of GCP		Accuracy Class of CP		GCP (cm)	CP (cm)
	$RMSE_x$ /GSD (pixels)	$RMSE_y$ /GSD (pixels)	$RMSE_x$ /GSD (pixels)	$RMSE_y$ /GSD (pixels)		
แบบขอบ	≤1	≤1	≤1	≤1	5	20
แบบส่วนกลาง	≤1	≤1	2	2	5	15
แบบมุม	≤1	≤1	≥3	≥3	5	33.3
แบบแบ่งครึ่ง	≤1	≤1	≥3	≥3	5	33.3
แบบไขว้	≤1	≤1	2	2	5	10
แบบกริด	≤1	≤1	≤1	≤1	5	5

เมื่อพิจารณาคุณภาพระดับชั้นความถูกต้องที่เกิดขึ้นจากทั้ง 6 แบบ พบว่าความถูกต้องในแนวราบของ GCP และ CP ทั้งแกน X และแกน Y ที่ไม่เกิน 1 จุดภาพ ซึ่งภาพถ่ายดิ่งที่ได้สามารถนำไปใช้ในงานที่มีความถูกต้องสูงสุด (Highest accuracy work) ได้ มีเพียงการกระจายตัวแบบขอบ และการกระจายตัวแบบกริด โดยการกระจายตัวแบบกริดมีระดับความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP และ CP อยู่ที่ระดับ 5 ซม. ในขณะที่ การกระจายตัวแบบขอบมีระดับความถูกต้องในแนวดิ่งของ GCP อยู่ที่ระดับ 5 ซม. และ CP อยู่ที่ระดับ 20 ซม. และเมื่อเปรียบเทียบความถูกต้องกับมาตรฐาน ASPRS 2014 รูปแบบการกระจายตัวแบบกริดให้ความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่งดีที่สุด นอกจากนี้แนวโน้มของความถูกต้องรวม (Total accuracy) ยังแสดงให้เห็นว่า มีเพียงการกระจายตัวแบบกริดที่มีความถูกต้องรวมมากที่สุด (รูปที่ 9)



รูปที่ 9 ความถูกต้องรวมทั้งหมดของ GCP และ CP แต่ละรูปแบบ

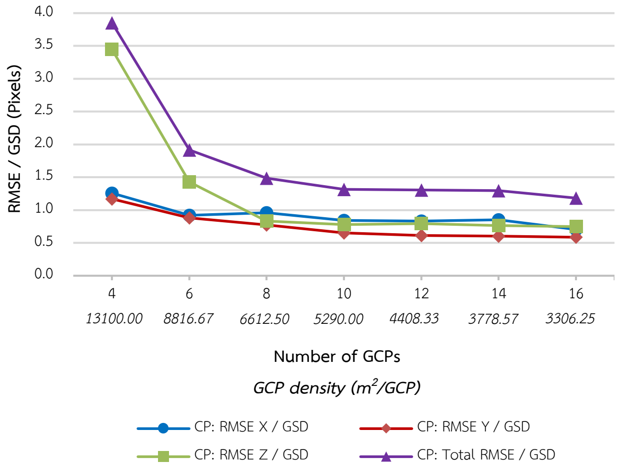
ดังนั้นจึงนำรูปแบบการกระจายตัวแบบกริด มาศึกษาการปรับลดจำนวน GCP (จำนวน 4, 6, 8, 10, 12, 14, และ 16 จุด) เพื่อลดขั้นตอนการเข้าถึงพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอยแบบเทกอง ที่มีลักษณะภูมิประเทศซับซ้อนและมีการเปลี่ยนแปลงของสภาพพื้นที่อยู่ตลอดเวลา หลังจากที่มีการปรับลดจำนวน GCP จะได้ผลความถูกต้อง ดังแสดงในรูปที่ 10 และรูปที่ 11



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างความถูกต้องของ GCP กับจำนวนของ GCP ในแนวราบและแนวดิ่ง

จากการปรับลดจำนวนของ GCP ตั้งแต่ 4 ถึง 16 จุด พบว่าความถูกต้องที่ได้มีความแตกต่างกัน (รูปที่ 10) เริ่มคงที่เมื่อมีจำนวน GCP ตั้งแต่ 8 จุด โดยความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่งของ GCP ที่ไม่เกิน 1 จุดภาพ พบว่าจำนวน GCP เท่ากับ 8 จุด เป็นจำนวนที่น้อยที่สุดที่ให้ความถูกต้องที่

ยอมรับได้ทั้งแนวราบและแนวดิ่ง โดยมีความถูกต้องของ GCP ในพิกัดแกน X, แกน Y, และแกน Z เท่ากับ 0.99, 0.89, และ 0.70 จุดภาพ ตามลำดับ



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างความถูกต้องของ CP กับจำนวนของ GCP ในแนวราบและแนวดิ่ง

สำหรับความถูกต้องของ CP ที่เกิดจากการปรับลดจำนวน GCP ดังกล่าว มีความถูกต้องที่ต่างกัน (รูปที่ 11) โดยความถูกต้องที่ได้มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามจำนวน GCP ที่เพิ่มมากขึ้น และเริ่มคงที่เมื่อจำนวน GCP ตั้งแต่ 8 จุด ในขณะเดียวกัน ที่จำนวน GCP เท่ากับ 8 จุด เป็นจำนวนที่น้อยที่สุดที่ให้ความถูกต้องที่ยอมรับได้ทั้งแนวราบและแนวดิ่ง เนื่องจากมีความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่งของ CP ไม่เกิน 1 จุดภาพ โดยความถูกต้องของ CP ในพิกัดแกน X, แกน Y, และแกน Z เท่ากับ 0.96, 0.77, และ 0.83 จุดภาพ ตามลำดับ

จากผลการศึกษาดังกล่าว เมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน ASPRS 2014 ที่รายงานความถูกต้องในแนวราบน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 จุดภาพ จัดเป็นคุณภาพประเภทงานที่มีความถูกต้องสูงสุด ความถูกต้องในแนวราบมากกว่า 1 จุดภาพแต่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 2 จุดภาพจัดเป็นคุณภาพประเภทงานทั่วไปและงาน GIS (Standard Mapping and GIS work) และความถูกต้องมากกว่า 2 จุดภาพขึ้นไปจัดเป็นงานคุณภาพต่ำ (Lowest accuracy) ในส่วนของความถูกต้องในแนวดิ่งจะแบ่งจากระดับความถูกต้องที่เกิดขึ้นในแนวดิ่ง (Vertical accuracy class) [3] พบว่าความถูกต้องที่เกิดขึ้นจากจำนวน GCP ตั้งแต่ 8 ถึง 16 จุด มีระดับความถูกต้องที่สามารถนำไปใช้สำหรับงานที่มีความถูกต้องสูงสุดในแนวราบ และระดับความถูกต้องในแนวดิ่งอยู่ที่ระดับ 5 ซม.

นอกจากนี้ การใช้รูปแบบการวางตำแหน่งและปรับลดจำนวน GCP ที่เหมาะสม สามารถลดขั้นตอนในการดำเนินการภาคสนาม ที่จำเป็นต้องใช้เวลานานและมีค่าดำเนินการสูงได้ โดยเมื่อพิจารณาตามมาตรฐาน ASPRS 2014 สามารถรายงานได้ว่า การกำหนดสัดส่วนจำนวน GCP ที่จำนวน 8 จุด (ความหนาแน่นของจุด GCP เท่ากับ 6,612.50 ตร.ม./จุดควบคุมภาพ) เป็นจำนวนที่น้อยที่สุดที่ให้ความถูกต้องยอมรับได้ โดยสามารถระบุคุณภาพความถูกต้องของ GCP และ CP ในแนวราบ ที่ตรงกับมาตราส่วน 1:300 (Class 1) และ 1:200 (Class 1) ตามลำดับ [3] และคุณภาพความถูกต้องในแนวดิ่ง ที่ให้ระยะห่างระหว่างเส้นชั้นความสูงเปรียบเทียบกับมาตรฐาน ASPRS 1990 ของ GCP และ CP เท่ากับ 15 ซม. (Class 1) [2]

6. อภิปรายผลการศึกษา

โดยจากการศึกษาพบว่า รูปแบบที่ต่างกันของการวางตำแหน่ง GCP ไม่ได้ส่งผลต่อความถูกต้องของการ Georeferencing สังเกตได้จากรูปที่ 7–9 ความถูกต้องของ GCP ทั้ง 6 รูปแบบนั้น ไม่มีความแตกต่างกันมาก ซึ่งตรงข้ามกับความถูกต้องทางพิกัดของ CP ที่ส่งผลโดยตรงอย่างชัดเจน แสดงให้เห็นว่ารูปแบบของการวาง GCP เป็นสิ่งสำคัญที่นักสำรวจต้องคำนึงถึง จะสังเกตเห็นได้ว่า การกระจายตัวแบบขอบ มีความถูกต้องของ CP สูงสุดในแนวราบ ในทางกลับกันการกระจายตัวแบบมุม แบบแบ่งครึ่ง และแบบไขว้ มีความถูกต้องของ CP ต่ำสุดในแนวราบ โดยการกระจายตัวแบบขอบมีการวางจุด GCP ที่ครอบคลุมพื้นที่ศึกษามากที่สุด กล่าวคือเมื่อลากเส้นโยงยึดแต่ละจุดของ GCP ที่อยู่ในบริเวณพื้นที่ศึกษาแล้ว สามารถทราบถึงขอบเขตพื้นที่ศึกษาได้อย่างชัดเจน (รูปที่ 6) ต่างจากการวางจุด GCP ในรูปแบบการกระจายตัวแบบมุม แบบแบ่งครึ่ง และแบบไขว้ ที่มีรูปแบบการกระจายตัวของจุด GCP กระจุกอยู่ด้านใดด้านหนึ่งของพื้นที่ศึกษา ซึ่งไม่สามารถแสดงถึงขอบเขตพื้นที่ศึกษาได้อย่างชัดเจน (รูปที่ 6) สำหรับความถูกต้องในแนวดิ่ง รูปแบบการกระจายตัวของ GCP ที่สม่ำเสมอและลักษณะของพื้นที่ศึกษาที่มีความซับซ้อนและลาดชัน ส่งผลต่อความถูกต้องในแนวดิ่งอย่างเห็นได้ชัด [10] โดยจากการศึกษาพบว่า การกระจายตัวแบบกริดมีความถูกต้องของ CP สูงสุด สัมพันธ์กับการวางตำแหน่งของ GCP ที่กระจายตัวอย่างสม่ำเสมอและยังคงครอบคลุมพื้นที่ศึกษา [7] ต่างจากการกระจายตัวแบบมุมและแบบแบ่งครึ่งที่มีความถูกต้องของ CP ต่ำสุด (รูปที่ 8)

สำหรับการศึกษาจำนวนของ GCP งานวิจัยนี้ศึกษาการปรับลดจำนวน GCP จากรูปแบบที่มีความถูกต้องยอมรับได้ โดยการเทียบกับมาตรฐาน ASPRS 2014 ซึ่งอยู่ในคุณภาพระดับ Highest accuracy work (ความถูกต้องน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 จุดภาพ) แตกต่างจากงานวิจัยอื่น ๆ ที่แนะนำจำนวนจุด GCP โดยอาศัยค่า RMSE ที่ต่ำที่สุด ซึ่งเมื่อเทียบความถูกต้องกับมาตรฐานแล้ว พบว่ายังคงมีความถูกต้องที่มากกว่า 1 จุดภาพ [4][5][6][7][10][14] โดยงานวิจัยนี้รายงานว่าเมื่อปรับลดจำนวน GCP ตามที่กำหนด พบว่าไม่ส่งผลต่อความถูกต้องของการ Georeferencing ทั้งแนวราบและแนวดิ่ง (รูปที่ 10) แต่ส่งผลโดยตรงต่อความถูกต้องของ CP โดยความถูกต้องในแนวราบเริ่มคงที่ตั้งแต่ 6 จุด สัมพันธ์กับการวางจุด GCP ที่ครอบคลุมในพื้นที่ศึกษา และความถูกต้องในแนวดิ่งเริ่มคงที่ตั้งแต่ 8 จุด สอดคล้องกับการวางจุด GCP ในพื้นที่ศึกษาที่สม่ำเสมอ นอกจากนี้ความถูกต้องในแนวราบและแนวดิ่ง จะมีความถูกต้องน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1 จุดภาพที่การวางจำนวน GCP ตั้งแต่ 8 จุด ขึ้นไป หรือความหนาแน่นเท่ากับ 6,612.50 ตร.ม./จุดควบคุมภาพ (รูปที่ 11) ซึ่งถือได้ว่าเป็นจำนวนที่น้อยที่สุดที่ให้ความถูกต้องที่ยอมรับได้ [5][6][14]

อีกทั้งในระยะ 10 ปีที่ผ่านมา งานวิจัยที่ศึกษาผลกระทบของรูปแบบการกระจายตัวและจำนวนของ GCP เพื่อทำแผนที่ภาพออร์โธ โดยการใช้ UAV มีไม่มากนัก รูปแบบของพื้นที่ที่ศึกษาในอดีต มักเป็นพื้นที่ที่มีความสมมาตร ง่ายต่อการกำหนดรูปแบบการวางตำแหน่ง GCP [6] ต่างจากงานวิจัยนี้ที่ศึกษารูปแบบการวางตำแหน่งและจำนวน GCP บนพื้นที่ศึกษาที่ไม่สมมาตร และมีภูมิประเทศซับซ้อน ด้วยบริบทรูปแบบและจำนวนที่เสนอในงานวิจัยนี้ จึงสามารถใช้เป็นข้อมูลสำหรับการทำแผนที่ในพื้นที่ที่มีภูมิประเทศซับซ้อน เช่น พื้นที่บ่อฝังกลบขยะที่ยังคงมีการดำเนินงานฝังกลบขยะอยู่ โดยงานวิจัยนี้อาจกล่าวได้ว่าความแตกต่างของลักษณะพื้นที่ศึกษาไม่ใช่ปัจจัยสำคัญ ที่ส่งผลต่อการแนะนำรูปแบบการกระจายตัวของ GCP ที่เหมาะสม การศึกษานี้พบว่า การวางตำแหน่ง GCP แบบขอบ ซึ่งเป็นการวางตำแหน่งที่ครอบคลุมพื้นที่ศึกษา ให้ความถูกต้องในแนวราบของ CP สูงที่สุดที่ 0.70 จุดภาพ ในขณะที่การวางตำแหน่ง GCP แบบกริด ซึ่งเป็นการวางตำแหน่งที่มีความสม่ำเสมอ ให้ความถูกต้องในแนวดิ่งของ CP สูงที่สุดที่ 0.75 จุดภาพ คล้ายกับงานวิจัยของ Patricio และคณะที่แนะนำว่า การวางตำแหน่ง GCP แบบขอบ ให้ความถูกต้องของ CP สูงที่สุดในแนวราบที่ 1.06 จุดภาพ และการวาง GCP แบบกริดให้ค่าความถูกต้องของ CP ดีที่สุดในแนวดิ่งที่ 1.43 จุดภาพ [4] โดยจะเห็นได้ว่าพื้นที่ศึกษาในงานวิจัยนี้ เป็นพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอย ประกอบด้วยรางระบายน้ำชะมูลฝอยรอบ ๆ มีภูเขาขยะสูงกว่า 15 เมตร อยู่บริเวณตรงกลางของพื้นที่ศึกษา อีกทั้งยังมีวัชพืชปกคลุม ต่างจากพื้นที่ศึกษาของ Patricio และคณะที่มีลักษณะภูมิประเทศไม่ซับซ้อน เป็นพื้นที่โล่งกว้าง สมมาตร และไม่มีพืชปกคลุม [4]

7. สรุปผลการศึกษา

การสำรวจบ่อฝังกลบขยะมูลฝอยด้วยเทคโนโลยีอากาศยานไร้คนขับชนิดราคาถูก ทำให้ประหยัดค่าใช้จ่าย ระยะเวลาในการสำรวจ และลดโอกาสการสัมผัสมลพิษที่เกิดขึ้นจากขยะของนักสำรวจ อย่างไรก็ตาม การสำรวจด้วยวิธีการนี้ควรมีการจัดรูปแบบการกำหนดจุดควบคุมภาพ (GCP) เพื่อให้เกิดความถูกต้องแม่นยำของตำแหน่งทางภูมิศาสตร์สูงสุด โดยงานวิจัยนี้พบว่า ความถูกต้องของ Orthophoto และ DSM ที่ได้จากการวางตำแหน่งของ GCP ด้วยการกระจายตัวแบบกริด จำนวนตั้งแต่ 8 จุดขึ้นไป มีความถูกต้องทางพิกัดของ CP และความถูกต้องของการ Georeferencing ในแนวราบสำหรับงานที่มีความถูกต้องสูงสุด ในขณะที่ความถูกต้องในแนวดิ่งอยู่ในชั้นความถูกต้องทางดิ่งที่ 5 ซม. โดยเปรียบเทียบระดับชั้นความถูกต้องตามมาตรฐาน ASPRS 2014 และมีความหนาแน่นที่เหมาะสมสำหรับพื้นที่งานวิจัยนี้เท่ากับ 6,612.50 ตร.ม./จุดควบคุมภาพ โดย Orthophoto ที่ได้สามารถนำไปใช้กับงานที่ต้องการความถูกต้องสูงสุดได้ อีกทั้งยังเพิ่มความน่าเชื่อถือของ DSM สำหรับการประยุกต์ใช้ในงานสำรวจ ซึ่งครอบคลุมทั้งการแสดงลักษณะพื้นผิวและคำนวณปริมาตรของพื้นที่บ่อฝังกลบขยะมูลฝอย นอกจากนี้งานวิจัยนี้แสดงให้เห็นความสำคัญของการกระจายตัวเชิงพื้นที่ของ GCP ซึ่งจำเป็นต้องมีการกระจายตัวที่ครอบคลุมและสม่ำเสมอทั่วพื้นที่สำรวจ อีกทั้งต้องมีจำนวนที่เหมาะสม เพื่อให้ได้ผลความถูกต้องที่ดีที่สุด

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดีด้วยความอนุเคราะห์ช่วยเหลือเป็นอย่างดีจากคณาจารย์ และผู้ที่เกี่ยวข้องผู้หลายท่านที่ช่วยในการลงพื้นที่ และให้ข้อมูลอันเป็นประโยชน์

ขอขอบคุณสำนักงานการวิจัยแห่งชาติ ที่ให้ความอนุเคราะห์สนับสนุนทุนการวิจัยนี้จนเสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณเทศบาลนครนครปฐม ตำบลตาก้อง องค์การบริหารส่วนจังหวัดนครปฐม ที่ให้ความอนุเคราะห์และอำนวยความสะดวกในการลงพื้นที่ภาคสนาม

เอกสารอ้างอิง

[1] Agisoft LLC, 2018. *Agisoft PhotoScan User Manual Professional*, 121 pp.

[2] American Society for Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS), 1990. *ASPRS accuracy standards for large-scale maps*, Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, 56(7), pp.1068-1070.

[3] American Society for Photogrammetric Engineering and Remote Sensing (ASPRS), (2015). *ASPRS positional accuracy standards for digital geospatial data (Edition 1, Version 1.0., November, 2014)*, Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, 81(3), A1-A26 pp.

[4] Martínez-Carricondo, P., Agüera-Vega, F., Carvajal-Ramírez, F., Mesas-Carrascosa, F. J., García-Ferrer, A. and Pérez-Porras, F. J., 2018. *Assessment of UAV-photogrammetric mapping accuracy based on variation of ground control points*, International journal of applied earth observation and geoinformation, 10 pp.

[5] Oniga, V. E., Breaban, A. I. and Statescu, F., 2018. Determining the optimum number of ground control points for obtaining high precision results based on UAS images, *In Multidisciplinary Digital Publishing Institute Proceedings*, 11 pp.

[6] Tahar, K. N., 2013. *An evaluation on different number of ground control points in unmanned aerial vehicle photogrammetric block*, Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spat. Inf. Sci, pp. 93-98.

[7] Villanueva, J.K.S., Blanco, A.C. 2018. “Optimization of ground control point (GCP) configuration for unmanned aerial vehicle (UAV) survey using structure from motion (SfM)”, *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, October 10-11, Casablanca, Morocco.

[8] Wangyao, K.,Bhatsada, A., Wungsumpow,C., Ngamket, K., Payomthi, P. and Laphitchayangkul, T., 2018. "Evalution of sUAS Photogrammerty Accuracy for Landfill Mapping", *The 10th Asia-Pacific Landfill Symposium*, November 24-26, Tokyo, Japan.

[9] ธีระ ลาภิศชยางกูล, *การตรึงข้อมูลบนพื้นดิน Georeferencing* [Online], Available: https://km.lib.kmutt.ac.th/index.php/22-special/524-what-is-georeferencing [1 มีนาคม 2563].

[10] นภัสวรรณ บุญทวีสวัสดิ์, พันทิพย์ ปิยะทัศนานนท์, สุธาทิพย์ ชวนะเวสสกุล, 2562. ความถูกต้องเชิงพื้นที่ของการใช้อากาศยานไร้คนขับ เพื่อผลิตแผนที่ภาพถ่ายรายละเอียดสูง, *วารสารสมาคมสำรวจข้อมูลระยะไกลและสารสนเทศภูมิศาสตร์แห่งประเทศไทย ปีที่ 20 ฉบับพิเศษ*, หน้า 41-53.

[11] วัลลพ ตาเขียว, *เทคนิคการรังวัดหาค่าพิกัดดาวเทียมด้วยระบบ GNSS* [Online], Available: http://kqgnss.blogspot.com/2018/05/gnss.html [1 มีนาคม 2563].

[12] วิชัย เยี่ยงวีรชน, 2555. *การสำรวจรังวัด: ทฤษฎีและการประยุกต์ใช้*, สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ, หน้า 111-154.

[13] วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2561, มาตรฐานการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรม, 86 หน้า

[14] ศิวา แก้วหลั่ง, 2561. การประเมินจำนวนจุดควบคุมภาพภาคพื้นดินที่เหมาะสมสำหรับการทำแผนที่ภูมิประเทศ จากภาพถ่ายทางอากาศจากอากาศยานไร้คนขับ, *การประชุมวิชาการมหาวิทยาลัยมหาสารคาม*, ครั้งที่ 14, 6-7 กันยายน 2561, มหาวิทยาลัยมหาสารคาม, หน้า 245-251

การประยุกต์ใช้ระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงบนอากาศยานไร้คนขับเพื่อรังวัดวัดรอยพิมพ์ฐานอาคาร

Application of Multi-Head Oblique Cameras on UAV to Delineate of Building Footprint

จเด็จ ไพศาลสิทธิกานต์[1] ไพศาล สันติธรรมนนท์[2]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: chadet.p@numap.co.th[1], phisan.s@chula.ac.th[2]*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอวิธีการประยุกต์ใช้ภาพถ่ายเฉียงที่ได้จากระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงติดตั้งบนอากาศยานไร้คนขับชนิด VTOL (Vertical Take-off and Landing) เพื่อรังวัดรอยพิมพ์ฐานอาคารสำหรับงานออกแบบทางด้านวิศวกรรมโยธาและการวางผังเมือง โดยระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงประกอบด้วยกล้องถ่ายภาพจำนวน 2 กล้องวางตัวเฉียงกับแนวดิ่งและแนวบินถ่ายภาพ กล้องทั้งสองถูกโยงยึดไว้ด้วยอุปกรณ์แท่นยึดกล้อง (Camera-Rig) โดยมีความสัมพันธ์ในเชิงการเลื่อนที่ (Translation) และการหมุน (Rotation) ที่สัมพัทธ์ต่อกัน ทำการบินถ่ายภาพแบบกริดตามหลักการทางโฟโตแกรมเมตรีโดยมีส่วนซ้อนด้านหน้า (Front Overlap) 80% และส่วนซ้อนด้านข้าง (Side Overlap) 60% และบันทึกภาพทั้งสองกล้องพร้อมกัน ผลการวิจัยพบว่า การรังวัดรอยพิมพ์ฐานอาคารจากภาพถ่ายเฉียงที่ได้ มีความถูกต้องใกล้เคียงกับวิธีรังวัดภาคพื้นดินด้วยกล้องสำรวจแบบประมวลผลรวม (Total Station) และมีความถูกต้องเพียงพอที่จะแสดงผลบนแผนที่มาตราส่วน 1:1,000 ไปจนถึงแผนที่มาตราส่วนที่เล็กกว่า

คำสำคัญ: ภาพถ่ายเฉียง, รอยพิมพ์ฐานอาคาร, แท่นยึดกล้อง

Abstract

This article discusses the application of using oblique images from multi-head oblique cameras which are installed on a VTOL (Vertical Take-off and Landing) Unmanned Aerial Vehicle (UAV) to survey building footprints for civil engineering design and urban planning. The system consists of two cameras which align obliquely with the nadir and the flight direction. The two cameras are tied on camera-rig equipment and are positioned by using relative translation and relative rotation. The image acquisition is designed to be a single grid flight path with 80% front overlap and 60% side overlap, while the two cameras take pictures simultaneously. The result shows that the accuracy of building footprints from oblique images surveying is comparable to that of ground survey methods and is sufficient to display on 1:1,000 scale map and smaller.

Keywords: Oblique Image, Building Footprint, Camera-Rig

1. คำนำ

รอยพิมพ์ฐานอาคาร (Building Footprint) ถือได้ว่ามีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งสำหรับงานออกแบบทางด้านวิศวกรรมโยธาและการวางผังเมือง การให้ได้มาซึ่งรอยพิมพ์ฐานที่มีความถูกต้องใกล้เคียงสภาพจริงนั้น มักจะใช้วิธีการสำรวจทางภาคพื้นดินแบบดั้งเดิม (Conventional Survey) ด้วยกล้องสำรวจแบบประมวลผลรวม (Total Station) หรือเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS (Global Navigation Satellite System) ด้วยวิธี RTK (Real Time Kinematic) เป็นหลัก ซึ่งวิธีการดังกล่าวถือว่าใช้เวลาและต้นทุนค่อนข้างมากและในบ้างครั้งก็มีอุปสรรคในการเข้าถึงสิ่งที่จะรังวัด ดังนั้นจึงมีความพยายามอันหลากหลายที่จะให้ได้มาซึ่งข้อมูลของรอยพิมพ์ฐานอาคารที่มีความถูกต้องแต่ประหยัดต้นทุนและเวลา เช่น การสังเคราะห์จากข้อมูลไลดาร์ [1] หรือจากภาพถ่ายดาวเทียม [2] เป็นต้น ในช่วงทศวรรษที่ 2010 เป็นต้นมา ภาพถ่ายเฉียงได้รับความนิยมเป็นอย่างมากในการนำมาใช้สร้างรูป 3D เสมือนจริงของอาคาร [3] และใช้ในการตรวจสอบรูปร่าง 2D ของอาคาร [4] เนื่องจากสามารถมองเห็นพื้นผิวด้านข้างของอาคารได้ดีกว่าภาพถ่ายดิ่ง

การประยุกต์ใช้ภาพถ่ายเฉียงบนอากาศยานไร้คนขับ (Unmanned Aerial Vehicle : UAV) เริ่มมีขึ้นหลังจากที่ UAV ได้รับความนิยมอย่างแพร่หลาย เช่น การทดสอบติดตั้งระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงแบบ Maltese Cross บน UAV [5] การศึกษาการสร้างพื้นผิวจำลอง 3 มิติของอาคารด้วยกล้องถ่ายภาพเฉียงที่ติดตั้งบน UAV [6] การศึกษาหาพื้นที่และปริมาตรของอาคารจากภาพถ่ายเฉียงจาก UAV [7] และการประยุกต์ใช้ภาพถ่ายเฉียงจาก UAV ราคาประหยัดอย่าง DJI Mavic Pro เพื่อหารูปร่างและขนาดของอาคารสำหรับงานผังเมืองในจากาต้าร์ [8]

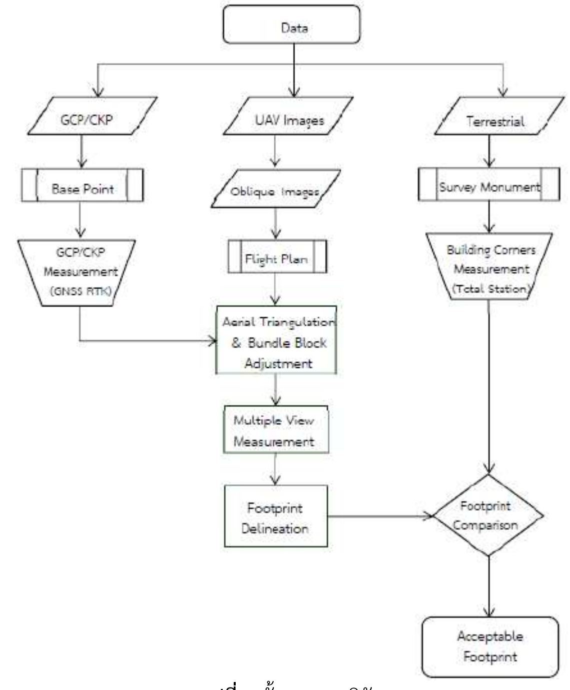
งานวิจัยนี้นำเสนอวิธีการประยุกต์ใช้ภาพถ่ายจากระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงจำนวน 2 กล้องซึ่งเชื่อมโยงกันด้วยอุปกรณ์แท่นยึดกล้อง (Camera-Rig) ติดตั้งระบบกล้องบน UAV ชนิด VTOL (Vertical Take-off and Landing) ทำการบินถ่ายภาพแบบกริดตามหลักการทางโฟโตแกรมเมตรี (Front Overlap 80%, Side Overlap 60%) และบันทึกภาพทั้งสอง

กล้องพร้อมกัน โดยมีความคาดหวังว่าภาพถ่ายเฉียงที่ได้ จะช่วยเพิ่มศักยภาพการมองเห็นบริเวณด้านข้างของอาคารได้ดีกว่าภาพถ่ายดิ่ง เพื่อให้การรังวัดตำแหน่งของมุมอาคารมีความแม่นยำ สามารถนำมาสร้างรอยพิมพ์ฐานอาคารที่มีความถูกต้อง และใกล้เคียงกับที่สามารถรังวัดได้ด้วยเครื่องมือสำรวจภาคพื้นดิน

2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 ขั้นตอนการวิจัย

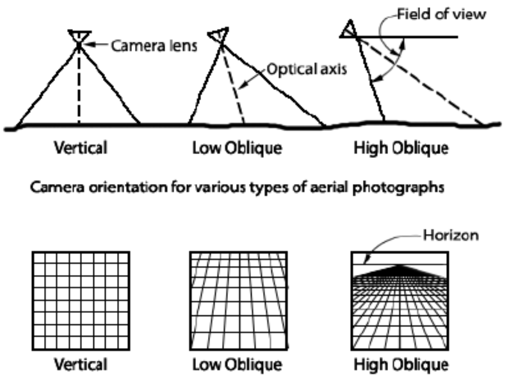
เพื่อให้สามารถเข้าใจกระบวนการวิจัยได้โดยง่าย จึงขอนำเสนอภาพรวมของกระบวนการวิจัยด้วยผังการทำงานก่อนแล้วจึงตามด้วยหัวข้อการอธิบายรายละเอียดของขั้นตอนต่าง ๆ ในกระบวนการวิจัย โดยจะเริ่มทำการอธิบายในเรื่องของภาพถ่ายเฉียง (แนวตั้งที่ 2 ของผังงาน) ก่อน แล้วตามด้วยการรังวัด GNSS (แนวตั้งที่ 1 ของผังงาน) และท้ายสุดด้วยการรังวัดด้วยกล้อง Total Station (แนวตั้งที่ 3 ของผังงาน) ซึ่งผังงานแสดงกระบวนการวิจัยมีลำดับและขั้นตอนดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ขั้นตอนการวิจัย

2.2 ข้อมูลภาพถ่ายเฉียงที่ใช้ในการวิจัย

ภาพถ่ายเฉียงคือภาพที่ถูกถ่ายขึ้นโดยให้แกนของกล้องเอียงออกจากแนวดิ่งแบ่งออกเป็น 2 ชนิด คือ ภาพเฉียงต่ำ (Low oblique photograph) ที่ไม่เห็นเส้นขอบฟ้าปรากฏบนภาพ และภาพเฉียงสูง (High oblique photograph) ที่เห็นเส้นขอบฟ้าปรากฏบนภาพ ปัจจุบันการประยุกต์ใช้ภาพถ่ายเฉียงเพื่อการรังวัดจะเป็นการใช้ภาพถ่ายชนิดเฉียงต่ำซึ่งมีมุมตกมุมเอียงไม่เกิน 45 องศาเท่านั้น [9]



รูปที่ 2 การถ่ายภาพแนวดิ่ง ภาพเฉียงต่ำและภาพเฉียงสูง [10]

ข้อมูลภาพถ่ายเฉียงที่ใช้ในการรังวัดหารอยพิมพ์ฐานอาคารในครั้งนี้เป็นภาพถ่ายเฉียงต่ำของอาคารหลายประเภท เช่น อาคารพาณิชย์ อาคารที่อยู่อาศัย อาคารสำนักงาน และโกดังสินค้า เป็นต้น โดยอาคารดังกล่าวมีความสูงตั้งแต่ 1-4 ชั้น ทำการบินถ่ายภาพบริเวณถนนบางขุนเทียน-ชายทะเลช่วงระหว่างซอยเทียนทะเล 26 ถึงซอยเทียนทะเล 28 ด้วยอากาศยานไร้คนขับชนิด VTOL รุ่น Foxtech Nimbus V2 ติดตั้งระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียง ซึ่งประกอบด้วยกล้องถ่ายภาพจำนวน 2 กล้อง รุ่น Foxtech Map-02 มีความละเอียด 24.3 ล้านจุดภาพ โดยกล้องถ่ายภาพทั้งสองถูกยึดติดไว้ทางด้านซ้ายและด้านขวาของอุปกรณ์แท่นยึดกล้อง (Camera-Rig) กล้องทั้งสองมีลักษณะการวางตัวให้ทำมุมเฉียงกับทิศทางการบินประมาณ 45 องศา และทำมุมเฉียงกับแนวดิ่งประมาณ 30 องศา โดยจำนวนภาพถ่ายเฉียงที่ใช้ในการวิจัยครั้งนี้มีทั้งหมด 430 ภาพ

รูปที่ 3 ภาพแนวเฉียงที่ใช้ในงานวิจัย

รูปที่ 4 อากาศยานไร้คนขับและระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงที่ใช้ในงานวิจัย [11]

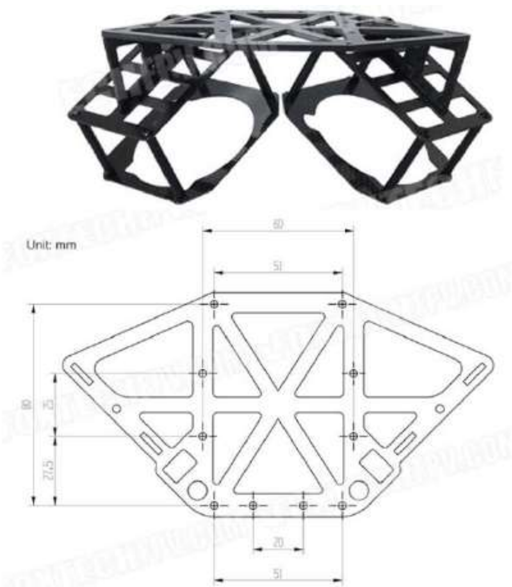
2.3 การวางแผนบินถ่ายภาพ

กระทำการวางแผนบินถ่ายภาพด้วยซอฟท์แวร์ ARDUPILOT [12] โดยใช้วิธีการบินถ่ายภาพแบบกริดตามหลักการทางโฟโตแกรมเมตรีที่ระดับความสูงบินเฉลี่ย 215 เมตร กำหนดให้มีส่วนซ้อนด้านหน้า (Front Overlap) 80% และส่วนซ้อนด้านข้างระหว่างแนวบิน (Side Overlap) 60% ประกอบด้วยแนวบินจำนวน 6 แนว (นำมาใช้ประมวลผลเพียง 5 แนวบินเนื่องจากมี 1 แนวบินที่มีจำนวนภาพไม่เต็มแนวบิน)

รูปที่ 5 การวางแผนบินถ่ายภาพสำหรับระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียง

2.4 การประมวลผลภาพถ่ายเฉียง

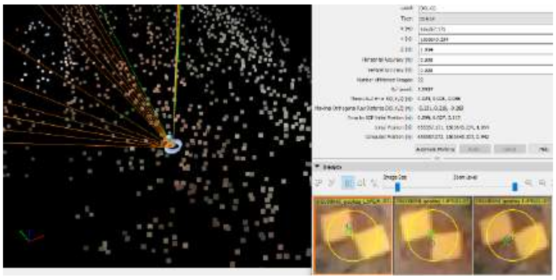
ใช้ซอฟท์แวร์ Pix4D [13] ในการประมวลผลภาพถ่ายเฉียง ทั้งนี้เนื่องจากซอฟท์แวร์ดังกล่าวมีความสามารถในการประมวลผลระบบ Camera-Rig [14] ที่ทำการโยงยึดหลายกล้องถ่ายภาพเข้าไว้ด้วยกัน ในการประมวล Camera-Rig นั้น จะมีพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง 2 ชนิดคือ พารามิเตอร์ของการเลื่อนที่ (Translation) ในทิศทาง XYZ ของกล้องถ่ายภาพรองสัมพัทธ์กับกล้องถ่ายภาพหลัก และพารามิเตอร์การหมุน (Rotation) รอบแกน XYZ ของกล้องถ่ายภาพรองสัมพัทธ์กับกล้องถ่ายภาพหลัก โดย Camera-Rig ที่ใช้สำหรับการโยงยึดระบบกล้องถ่ายภาพเฉียงในการวิจัยครั้งนี้ สามารถตรวจวัดค่าการเลื่อนตำแหน่งทางแกน XYZ แบบสัมพัทธ์ได้อย่างแน่ชัด ในขณะที่ค่าการหมุนรอบแกน XYZ แบบสัมพัทธ์ไม่สามารถทราบค่าที่แน่ชัดได้ จึงใช้วิธีการวัดค่าโดยประมาณแล้วให้ซอฟท์แวร์คำนวณปรับปรุงค่าด้วยวิธีการเชิงเลข



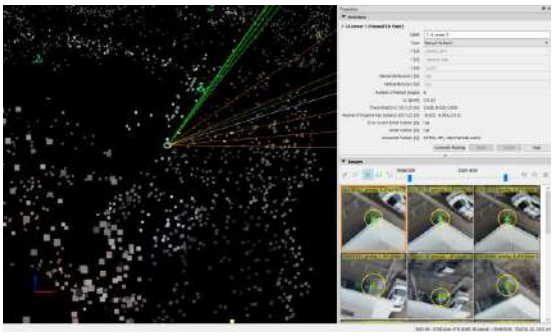
รูปที่ 6 อุปกรณ์ Camera-Rig ที่ใช้โยงยึดกล้องถ่ายภาพเฉียง [15]

2.5 การรังวัดแบบหลายมุมมอง

การรังวัดแบบหลายมุมมองบน rayCloud Editor [16] นับเป็นคุณสมบัติเด่นอีกประการหนึ่งของซอฟท์แวร์ Pix4D เนื่องจากยินยอมให้ผู้รังวัดสามารถทำการรังวัดตำแหน่งของจุดที่สนใจจากมุมมองต่าง ๆที่ปรากฏบนภาพถ่ายหลายๆภาพได้ภายในเวลาเดียวกัน และยังสามารถแสดงค่าความแปรปรวนและค่าคลาดเคลื่อนมาตรฐานทางตำแหน่งของจุดรังวัดได้ทันทีในขณะที่ทำการรังวัด ทำให้ผู้รังวัดสามารถคัดกรองจุดบังคับภาพถ่ายภาพพื้นดิน (Ground Control Point : GCP) หรือจุดโยงยึดภาพ (Tie Point) ที่มีคุณภาพดีที่ปรากฏอยู่บนภาพถ่ายได้ ซึ่งวิธีการนี้นอกจากจะใช้ในการรังวัดจุดบังคับภาพถ่ายภาคพื้นดินและจุดโยงยึดภาพแล้ว ยังสามารถประยุกต์ใช้ในการรังวัดตำแหน่งของมุมอาคารเพื่อนำค่าพิกัด XY ของมุมอาคารมาวาดรอยพิมพ์ฐานได้



รูปที่ 7 การรังวัดจุด GCP แบบหลายมุมมองบน rayCloud Editor



รูปที่ 8 การรังวัดตำแหน่งมุมอาคารแบบหลายมุมมองบน rayCloud Editor

2.6 การรังวัดค่าพิกัดจุดบังคับภาพถ่ายภาคพื้นดิน

ใช้จุดบังคับภาพถ่ายภาคพื้นดินที่ใช้ในการคำนวณปรับแก้บล็อกภาพถ่ายจำนวน 10 จุด โดยแต่ละจุดจะมีระยะห่างกันไม่เกิน 250 เมตร การกำหนดจุดบังคับภาพถ่ายจะพิจารณาจากจุดที่มีความเด่นชัดในพื้นที่ เช่น เครื่องหมายจราจรบนพื้นทาง ฝาบ่อพักชนิดกลม เป็นต้น ส่วนพื้นที่ที่ไม่ปรากฏสิ่งเด่นชัดในพื้นที่ ได้มีการสร้างจุดบังคับภาพถ่ายแบบ Pre-Marking โดยการทาสีเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 40x40 เซนติเมตรสองรูปให้มุมชนกัน ทำการรังวัดค่าพิกัดด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ด้วยวิธี RTK ใช้เวลาในการรังวัดค่าพิกัดต่อจุดไม่น้อยกว่า 3 นาที (180 epoch) โดยอ้างอิงค่าพิกัดจากหมุดหลักฐานแผนที่ของสำนักผังเมืองกรุงเทพมหานคร

รูปที่ 9 การรังวัดค่าพิกัดจุด GCP ด้วยวิธีการ RTK

ตารางที่ 1 ค่าพิกัดจุดบังคับภาพถ่ายภาคพื้นดิน **(GCP)**

Point ID	Easting	Northing	Ortho Hgt.	Point Class
DOL-02	655,155.374	1,503,706.269	0.914	Fixed
DOL-03	655,357.171	1,503,643.234	1.054	Fixed
DOL-06	655,311.938	1,503,978.675	1.034	Fixed
DOL-07	655,366.687	1,503,814.071	0.915	Fixed
DOL-09	655,129.315	1,504,161.883	1.191	Fixed
DOL-10	655,326.822	1,504,156.900	0.339	Fixed
DOL-11	655,500.982	1,504,125.499	1.352	Fixed
DOL-14	655,179.639	1,504,409.124	1.393	Fixed
DOL-16	655,368.926	1,504,348.763	0.224	Fixed
DOL-19	655,005.050	1,503,774.511	1.197	Fixed

2.7 การวาดรอยพิมพ์ฐานอาคารจากการรังวัดภาคพื้นดิน

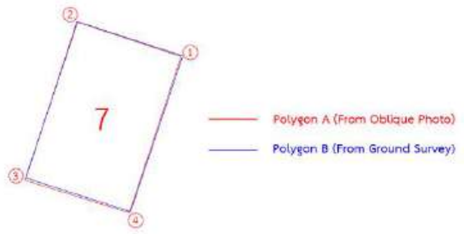
การวาดรอยพิมพ์ฐานอาคารจากการรังวัดภาคพื้นดินนั้น ใช้วิธีการนำค่าพิกัด XY ของมุมอาคารที่ได้จากการรังวัดภาคพื้นดินด้วยกล้อง Total Station มาวาดเป็นรูปฐานของอาคารด้วยซอฟท์แวร์สำหรับงานเขียนแบบ เช่น AutoCAD เป็นต้น ค่าพิกัด XY ของมุมอาคารได้จากการรังวัดด้วยกล้องสำรวจแบบประมวลผลรวม Leica TCRA 1103 PLUS ซึ่งมีความถูกต้องในการรังวัดระยะ 2 มิลลิเมตร + 2 ppm สำหรับการวัดแบบใช้ปริซึม และมีความถูกต้อง 3 มิลลิเมตร + 3 ppm สำหรับการวัดระยะทางแบบไม่ใช้ปริซึม มีความถูกต้องในการวัดมุม 3 พิลิปดาตามมาตรฐาน DIN 18723 และมีระบบ Dual Axis Compensator ชดเชยความเอียงชนิดสองแกนที่มีความถูกต้อง 0.3 พิลิปดา และมีระบบ Dual Axis Compensator ชดเชยความเอียงชนิดสองแกนที่มีความถูกต้อง 0.3 พิลิปดา กระทำการรังวัดมุมอาคารด้วยกล้องหน้าเดียวเฉกเช่นการรังวัดเก็บรายละเอียดแผนที่โดยทั่วไป ความคลาดเคลื่อนทางตำแหน่งเชิงเส้นสูงสุดที่ระดับความเชื่อมั่น 95% เมื่อคำนวณจากการแพร่กระจายของความคลาดเคลื่อนต่าง ๆ [17] แล้วมีค่าเท่ากับ ±0.042 เมตร ซึ่งถือว่ามีความถูกต้องอยู่ในเกณฑ์ของแผนที่มาตราส่วน 1:200 Class 1 (ความถูกต้องดีกว่า 5 เซนติเมตร) ตามมาตรฐาน ASPRS [18]

รูปที่ 10 การรังวัดค่าพิกัดของมุมอาคารด้วยกล้อง Total Station

2.8 การเปรียบเทียบรอยพิมพ์ฐานอาคาร

รอยพิมพ์ฐานอาคารที่มาจากการรังวัดทั้งสองวิธีจะถูกนำมาเปรียบเทียบในเบื้องต้นด้วยการซ้อนทับกัน (Overlay) บนซอฟท์แวร์เขียนแบบ AutoCAD (หรือซอฟท์แวร์ด้าน GIS อื่น ๆ) ในส่วนของการเปรียบเทียบแบบละเอียด จะทำการเปรียบเทียบ 2 วิธีคือ การเปรียบเทียบตำแหน่งของมุมอาคารแบบจุดต่อจุดโดยการพิจารณาค่า RMS (Root Mean Square) ของผลต่างค่าพิกัดทางราบของมุมอาคารที่ได้จากการรังวัดบนภาพถ่ายเฉียงและการรังวัดภาคพื้นดินตามมาตรฐาน NSSDA [19]

และการเปรียบเทียบความคล้ายคลึงกันของรูปปิด (Polygon) ของรอยพิมพ์ฐานอาคาร หรือแม้กระทั่งเส้นฐานของอาคารที่รังวัดได้เพียงบางส่วนในรูปแบบของ Polyline โดยใช้วิธีการวัดระยะฮาวส์ดอร์ฟ (Hausdorff Distance) [20] ซึ่งความคล้ายคลึงกันนั้นมิใช่เพียงแค่รูปร่างของรอยพิมพ์ฐานอาคาร หากแต่ยังรวมไปถึงทิศทางการวางตัวของรอยพิมพ์ฐานอาคารด้วย



รูปที่ 11 การเปรียบเทียบรอยพิมพ์ฐานอาคาร

3. ผลการวิจัย

3.1 การประมวลผลภาพถ่ายเฉียงจากระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียง

3.1.1 ผลการคำนวณค่าพารามิเตอร์การวางตัวภายนอกของกล้องถ่ายภาพรองบนอุปกรณ์ Camera-Rig

ในการคำนวณหาค่าพารามิเตอร์การวางตัวของกล้องถ่ายภาพรองบนอุปกรณ์ Camera-Rig นั้น ค่าพารามิเตอร์สำหรับการเลื่อนที่ (Translation) สามารถตรวจวัดค่าที่แน่ชัดได้จึงถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่ ส่วนค่าพารามิเตอร์สำหรับการหมุน (Rotation) ไม่สามารถตรวจวัดค่าที่แน่ชัดได้ แต่สามารถวัดค่าโดยประมาณแล้วนำมาใช้เป็นค่าเริ่มต้น (Initial) เพื่อปรับปรุงหาค่าพารามิเตอร์ที่ละเอียดด้วยวิธีการเชิงเลข (Numerical) ซึ่งผลการคำนวณที่ได้มีรายละเอียดดังนี้

- ค่าการเลื่อนที่ทางแกน X (ทิศทางแนวบิน) = 0.000 เมตร
- ค่าการเลื่อนที่ทางแกน Y (ตั้งฉากแนวบิน) = 0.060 เมตร
- ค่าการเลื่อนที่ทางแกน Z (แนวแกนดิ่ง) = 0.000 เมตร
- ค่าการหมุนรอบแกน X = 31.657 องศา
- ค่าการหมุนรอบแกน Y = 31.868 องศา
- ค่าการหมุนรอบแกน Z = -87.561 องศา

3.1.2 ผลการคำนวณข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศ

ในการคำนวณข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศ ใช้จำนวนจุดบังคับภาพถ่ายภาพพื้นดิน (GCP) ทั้งสิ้นจำนวน 10 จุด ให้มีค่าความถูกต้อง (Accuracy) ที่ได้จากการรังวัดภาคสนามด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS เท่ากับ 0.02 เมตร ทำการคำนวณร่วมกับจุดโยงยึดภาพ (Tie Points) ที่ได้จากการจับคู่ภาพแบบอัตโนมัติ โดยมีค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (Root Mean Square Error : RMSE) ในแนวแกน XYZ ของจุดบังคับภาพถ่าย ดังต่อไปนี้

- RMSE ทางแกน X = 0.054 เมตร
- RMSE ทางแกน Y = 0.047 เมตร
- RMSE ทางแกน Z = 0.042 เมตร

3.2 การเปรียบเทียบรอยพิมพ์ฐานอาคาร

3.2.1 การเปรียบเทียบโดยใช้ค่าพิกัดมุมอาคารแบบจุดต่อจุด

ในการวิจัยครั้งนี้ได้คัดเลือกตัวอย่างอาคารที่จะนำมาใช้ในการเปรียบเทียบรอยพิมพ์ฐานที่ได้จากรังวัดด้วยภาพถ่ายเฉียงและจากการรังวัดภาคพื้นดิน จำนวน 12 อาคารดังแสดงในรูปที่ 11

รูปที่ 11 ตำแหน่งที่ตั้งอาคารที่ใช้ทดสอบ

ผลการเปรียบเทียบค่าพิกัดมุมอาคารที่รังวัดได้จากภาพถ่ายเฉียงและการรังวัดภาคพื้นดินแบบจุดต่อจุดจำนวน 67 จุด ให้ผลดังต่อไปนี้

- RMS ทางแกน X = 0.164 เมตร
- RMS ทางแกน Y = 0.168 เมตร
- RMS รวม = 0.235 เมตร
- ความถูกต้องทางราบที่ระดับความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐานของ NSSDA = 0.407 เมตร

ตารางที่ 2 การเปรียบเทียบความแตกต่างแบบจุดต่อจุดระหว่างข้อมูลที่ได้จากการรังวัดบนภาพถ่ายเฉียงและการรังวัดภาคพื้นดิน

อาคาร	มุมที่	ΔX	ΔY	$ΔX^2$	$ΔY^2$
อาคารทดสอบ 1	1	-0.083	-0.051	0.0069	0.0026
อาคารทดสอบ 1	2	-0.029	-0.100	0.0008	0.0100
อาคารทดสอบ 1	3	-0.018	-0.024	0.0003	0.0006
อาคารทดสอบ 1	4	-0.026	-0.121	0.0007	0.0146
อาคารทดสอบ 1	5	0.066	-0.031	0.0044	0.0010
อาคารทดสอบ 1	6	0.033	-0.067	0.0011	0.0045
อาคารทดสอบ 1	7	0.035	-0.037	0.0012	0.0014
อาคารทดสอบ 1	8	0.015	-0.131	0.0002	0.0172
อาคารทดสอบ 1	9	0.058	-0.013	0.0034	0.0002
อาคารทดสอบ 1	10	0.043	-0.029	0.0018	0.0008
อาคารทดสอบ 1	11	0.037	0.000	0.0014	0.0000
อาคารทดสอบ 1	12	0.032	-0.063	0.0010	0.0040
อาคารทดสอบ 1	13	-0.122	0.025	0.0149	0.0006
อาคารทดสอบ 1	14	0.279	-0.013	0.0778	0.0002
อาคารทดสอบ 2	1	-0.026	-0.002	0.0007	0.0000
อาคารทดสอบ 2	2	0.218	-0.242	0.0475	0.0586
อาคารทดสอบ 2	3	0.087	-0.103	0.0076	0.0106
อาคารทดสอบ 2	4	0.318	-0.275	0.1011	0.0756
อาคารทดสอบ 2	5	0.008	-0.130	0.0001	0.0169
อาคารทดสอบ 3	1	-0.233	0.028	0.0543	0.0008
อาคารทดสอบ 3	2	0.093	0.044	0.0086	0.0019
อาคารทดสอบ 3	3	-0.115	-0.243	0.0132	0.0590
อาคารทดสอบ 4	1	-0.009	0.009	0.0001	0.0001
อาคารทดสอบ 4	2	0.025	0.026	0.0006	0.0007
อาคารทดสอบ 4	3	0.026	0.077	0.0007	0.0059
อาคารทดสอบ 4	4	-0.025	-0.138	0.0006	0.0190
อาคารทดสอบ 5	1	0.043	-0.126	0.0018	0.0159
อาคารทดสอบ 5	2	0.112	-0.010	0.0125	0.0001
อาคารทดสอบ 5	3	0.244	0.403	0.0595	0.1624
อาคารทดสอบ 5	4	0.438	-0.187	0.1918	0.0350
อาคารทดสอบ 5	5	0.318	-0.174	0.1011	0.0303
อาคารทดสอบ 5	6	0.030	-0.057	0.0009	0.0032
อาคารทดสอบ 5	7	0.083	0.573	0.0069	0.3283
อาคารทดสอบ 5	8	-0.339	0.410	0.1149	0.1681
อาคารทดสอบ 5	9	-0.102	-0.198	0.0104	0.0392
อาคารทดสอบ 5	10	0.042	-0.245	0.0018	0.0600
อาคารทดสอบ 5	11	0.199	-0.187	0.0396	0.0350
อาคารทดสอบ 6	1	0.042	0.215	0.0018	0.0462
อาคารทดสอบ 6	2	0.222	0.320	0.0493	0.1024
อาคารทดสอบ 6	3	-0.013	0.146	0.0002	0.0213
อาคารทดสอบ 6	4	0.319	0.194	0.1018	0.0376
อาคารทดสอบ 6	5	0.440	-0.104	0.1936	0.0108
อาคารทดสอบ 6	6	0.317	0.016	0.1005	0.0003
อาคารทดสอบ 7	1	-0.203	-0.089	0.0412	0.0079
อาคารทดสอบ 7	2	0.093	-0.050	0.0086	0.0025
อาคารทดสอบ 7	3	-0.103	-0.315	0.0106	0.0992
อาคารทดสอบ 7	4	-0.142	-0.124	0.0202	0.0154
อาคารทดสอบ 8	1	-0.113	-0.195	0.0128	0.0380
อาคารทดสอบ 8	2	-0.081	0.084	0.0066	0.0071
อาคารทดสอบ 8	3	-0.243	0.096	0.0590	0.0092
อาคารทดสอบ 8	4	-0.222	0.013	0.0493	0.0002
อาคารทดสอบ 9	1	0.264	-0.108	0.0697	0.0117
อาคารทดสอบ 9	2	0.094	-0.121	0.0088	0.0146
อาคารทดสอบ 9	3	-0.039	-0.176	0.0015	0.0310
อาคารทดสอบ 9	4	0.049	-0.080	0.0024	0.0064
อาคารทดสอบ 10	1	-0.222	-0.018	0.0493	0.0003
อาคารทดสอบ 10	2	0.037	-0.204	0.0014	0.0416
อาคารทดสอบ 10	3	0.158	0.131	0.0250	0.0172
อาคารทดสอบ 10	4	-0.040	-0.017	0.0016	0.0003
อาคารทดสอบ 11	1	0.108	-0.040	0.0117	0.0016
อาคารทดสอบ 11	2	-0.175	0.125	0.0306	0.0156
อาคารทดสอบ 11	3	-0.094	-0.269	0.0088	0.0724
อาคารทดสอบ 11	4	0.104	-0.069	0.0108	0.0048
อาคารทดสอบ 12	1	-0.017	-0.158	0.0003	0.0250
อาคารทดสอบ 12	2	-0.105	0.014	0.0110	0.0002
อาคารทดสอบ 12	3	0.038	0.060	0.0014	0.0036
อาคารทดสอบ 12	4	0.122	-0.263	0.0149	0.0692
			SUM	1.7971	1.8978
			MEAN	0.0268	0.0283
			RMS(X)	0.1638	
			RMS(Y)		0.1683
			RMS	0.2348	
NSSDA Horizontal Accuracy at 95% Confidence Level				0.4067	

3.2.2 ผลการเปรียบเทียบความคล้ายคลึงกันของรอยพิมพ์ฐานอาคาร

การเปรียบเทียบความคล้ายคลึงกันของรอยพิมพ์ฐานอาคารกระทำโดยวิธีการวัดระยะฮาวส์ดอร์ฟ (Hausdorff Distance : H(A,B)) แล้วคำนวณหาเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของอาคารแต่ละหลัง (Degree of Mismatch) ด้วยวิธีการหาความคลาดเคลื่อนสัมพัทธ์ (Relative Error) ดังสมการ

$$Degree\ of\ Mismatch = \left|\frac{H(A,B) - Acc.Threshold}{Acc.Threshold}\right| \times 100 \quad (1)$$

โดยที่ $H(A,B)$ คือ ระยะฮาวส์ดอร์ฟระหว่างสมาชิกเซต A และสมาชิกเซต B, $Acc.Threshold$ คือ เกณฑ์ความถูกต้องเริ่มต้นหรือความคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ได้ (Allowable Error) ของแผนที่ Class 1 ที่

มาตราส่วนต่าง ๆ ตามมาตรฐาน ASPRS [18] ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.25 มิลลิเมตร×มาตราส่วนของแผนที่นั้น ๆ

ตารางที่ 3 สรุปผลการเปรียบเทียบความแตกต่างของรอยพิมพ์ฐานอาคารของแผนที่มาตราส่วนใหญ่

อาคาร	H(A,B)	Degree of Mismatch (%)		
		1:500	1:1000	1:2000
อาคารทดสอบ 1	0.132	5%	0%	0%
อาคารทดสอบ 2	0.420	100%	68%	0%
อาคารทดสอบ 3	0.269	100%	8%	0%
อาคารทดสอบ 4	0.140	12%	0%	0%
อาคารทดสอบ 5	0.579	100%	100%	16%
อาคารทดสอบ 6	0.452	100%	81%	0%
อาคารทดสอบ 7	0.331	100%	33%	0%
อาคารทดสอบ 8	0.261	100%	5%	0%
อาคารทดสอบ 9	0.285	100%	14%	0%
อาคารทดสอบ 10	0.223	78%	0%	0%
อาคารทดสอบ 11	0.285	100%	14%	0%
อาคารทดสอบ 12	0.290	100%	16%	0%
Average H(A,B)	**0.306**			

4. สรุปผลการวิจัย

เมื่อพิจารณาจากค่า RMS ของความคลาดเคลื่อนสูงสุดที่ยอมให้ของแผนที่ Class 1 ที่มาตราส่วนต่าง ๆ ตามมาตรฐาน ASPRS [18] ดังต่อไปนี้

- แผนที่มาตราส่วน 1:50 = 0.0125 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:100 = 0.025 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:200 = 0.050 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:500 = 0.125 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:1,000 = 0.25 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:2,000 = 0.50 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:4,000 = 1.00 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:5,000 = 1.25 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:10,000 = 2.50 เมตร
- แผนที่มาตราส่วน 1:20,000 = 5.00 เมตร

ค่าพิกัดของจุดตรวจสอบในการวิจัยครั้งนี้คือค่าพิกัดของมุมอาคารที่ถูกรังวัดภาคพื้นดินด้วยกล้อง Total Station โดยวิธีการรังวัดเก็บรายละเอียดแผนที่ด้วยกล้องหน้าเดียว มีความคลาดเคลื่อนทางตำแหน่งเชิงเส้นสูงสุดที่ระดับความเชื่อมั่น 95% ซึ่งคำนวณมาจากการแพร่กระจายความคลาดเคลื่อนต่าง ๆ [17] เท่ากับ ±0.042 เมตร ซึ่งถือว่ามีความถูกต้องอยู่ในเกณฑ์ของแผนที่มาตราส่วน 1:200 Class 1 ตามมาตรฐาน ASPRS [18] สามารถใช้เป็นข้อมูลอ้างอิงสำหรับตรวจสอบความถูกต้องที่ได้จากการรังวัดจากภาพถ่ายเฉียงได้ โดยในการรังวัดค่าพิกัดเปรียบเทียบตำแหน่งของมุมอาคารแบบจุดต่อจุดพบว่ามีค่า RMS ของผลต่างค่าพิกัดทางราบของมุมอาคารที่ได้จากการรังวัดบนภาพถ่ายเฉียงและการรังวัดภาคพื้นดินมีค่าเท่ากับ 0.235 เมตรและความถูกต้องทางราบที่ระดับความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐานของ NSSDA [19] เท่ากับ 0.407 เมตร ซึ่งเมื่อพิจารณาแล้วถือว่ามีความถูกต้องเพียงพอสำหรับการแสดงผลบนแผนที่มาตราส่วน 1:1,000 Class 1 ตามมาตรฐาน ASPRS [18] ไปจนถึงแผนที่มาตราส่วนที่เล็กกว่าอย่างแผนที่มาตราส่วน 1:5,000 Class 1 ซึ่งนิยมใช้ในงานสารสนเทศภูมิศาสตร์ (GIS) เป็นต้น ในขณะที่การเปรียบเทียบความแตกต่างของรอยพิมพ์ฐานอาคารด้วยวิธีการหาระยะฮาวส์ดอร์ฟดังแสดงในตารางที่ 3 โดยพิจารณาจากอาคารที่มีความแตกต่างกันน้อยกว่า 20% (ค่า Degree of Mismatch <20%) พบว่า แผนที่มาตราส่วน 1:500 มีความลงรอยกันน้อยที่สุด (ลงรอยกันจำนวน 1 อาคารจากทั้งหมด 12 อาคาร) แผนที่มาตราส่วน 1:1,000 อาคารส่วนใหญ่มีความลงรอยกัน (ลงรอยกันจำนวน 8 อาคารจากทั้งหมด 12 อาคาร) และแผนที่มาตราส่วน 1:2,000 อาคารทั้งหมดมีความลงรอยกัน (ลงรอยกันจำนวน 12 อาคารจากทั้งหมด 12 อาคาร) จึงอาจกล่าวได้ว่าการรังวัดบนภาพถ่ายเฉียงที่ถ่ายด้วยระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียง สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการรังวัดตำแหน่งของมุมอาคารเพื่อสร้างรอยพิมพ์ฐานอาคารสำหรับแผนที่มาตราส่วนใหญ่ตั้งแต่มาตราส่วน 1:1000 Class 1 ไปจนถึงแผนที่มาตราส่วนที่เล็กกว่าอย่างแผนที่มาตราส่วน 1:5,000 Class 1 ตามมาตรฐาน ASPRS [18] ได้ ซึ่งจะให้ประโยชน์ในการนำมาประยุกต์ใช้ในการวางแผนและจัดการพื้นที่สำหรับงานผังเมือง [20] รวมถึงสามารถนำไปใช้สำหรับงานออกแบบทางด้านวิศวกรรมโยธาบางประเภทและครอบคลุมไปถึงการจัดทำข้อมูลสำหรับงาน GIS ได้ โดยระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงจะให้ประโยชน์ในด้านความรวดเร็วในการให้ได้มาซึ่งข้อมูลที่ต้องการจะรังวัด การหลีกเลี่ยงการเข้าถึงตำแหน่งของข้อมูลที่อยู่ในจุดเสี่ยงภัยหรือเข้าถึงได้ยาก ซึ่งถือว่าเป็นจุดเด่นที่สำคัญของระบบกล้องชุดถ่ายภาพเฉียงที่จะช่วยลดต้นทุนและระยะเวลาในการรังวัดจัดทำแผนที่มาตราส่วนใหญ่เมื่อเทียบกับการรังวัดภาคพื้นดิน ส่วนข้อจำกัดของการรังวัดบนภาพถ่ายเฉียงนั้น หลีกเลี่ยงไม่พ้นจากเรื่องของการถูกบดบังจากสิ่งแวดล้อมที่อยู่รอบ ๆ อาคารที่ทำการรังวัด เช่น ต้นไม้ที่ปลูกไว้ใกล้กับตัวอาคาร หรือแม้กระทั่งการบดบังกันของอาคารที่อยู่ใกล้ชิดกัน เป็นต้น

ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ได้มีการเทียบผลการศึกษากับงานวิจัยที่คล้ายคลึงกันอย่าง Aicardi et al.,(2016) [6] และงานวิจัยของ Vacca et al.,(2017) [7] แล้วพบว่า งานวิจัยที่กล่าวถึงทั้ง 2 งานนั้นสามารถให้ผลการรังวัดบน DSM ที่สังเคราะห์จากการรังวัดด้วยภาพถ่ายเฉียงได้ถูกต้องถึงระดับเซนติเมตรในขณะที่งานวิจัยนี้ให้ความถูกต้องในระดับเดซิเมตร นอกจากนั้นแล้วยังมีงานวิจัยของ Eu et al.,(2019) [22] ที่ได้ศึกษาความถูกต้องของแบบจำลอง 3D ที่สังเคราะห์ได้จากภาพถ่ายเฉียงจาก UAV ราคาประหยัดอย่าง DJI Phantom 4 Professional และงานวิจัยของ Zhang et al.,(2020) [23] ที่ได้ศึกษาแบบจำลอง 3D ที่สังเคราะได้จากภาพถ่ายเฉียงที่ถูกแปลงมาจากภาพพาโนรามา โดยงานวิจัยทั้ง 2 งานที่ได้กล่าวถึงในลำดับหลังนี้ก็ให้ความถูกต้องของแบบจำลอง 3D ในระดับเซนติเมตรเช่นเดียวกัน

ซึ่งเมื่อได้พิจารณาจากข้อเท็จจริงที่ปรากฏอยู่ในกระบวนการวิจัยแล้วพบว่างานวิจัยในครั้งนี้มีระเบียบวิธีศึกษาวิจัยที่แตกต่างจากงานวิจัยที่กล่าวถึงทั้ง 4 งานนั้นหลายประการ เช่น ระดับความสูงที่ใช้ในการบินถ่ายภาพ ขนาด GSD (Ground Sample Distance) ของภาพถ่ายเฉียง รูปแบบวิธีของการบินถ่ายภาพ การนำภาพถ่ายดิ่ง (Nadir Image) มาประมวลผลร่วมกับภาพถ่ายเฉียง เป็นต้น ซึ่งสิ่งต่าง ๆ ที่ได้กล่าวมานี้จะต้องได้รับการศึกษาและวิจัยเพิ่มเติมเพื่อปรับปรุงคุณภาพของงานรังวัดให้ดียิ่งขึ้นรวมถึงต้องมีการวิจัยอย่างต่อเนื่องจนมีข้อมูลมากเพียงพอเพื่อให้เกิดความเชื่อมั่นในการนำไปใช้งานจริง

เอกสารอ้างอิง

[1] Haithcoat, T. L., Wenbo, S. and Hipple, J. D. (2001). Building Footprint Extracting and 3-D Reconstruction from LIDAR Data. *IEEE/ISPRS Joint Workshop on Remote Sensing and Data Fusion over Urban Area*, Rome, Italy, 8-9 November 2001, pp. 74-78.

[2] Dini, G. R., Jacobsen, K. and Heipke, C. (2013). Delineation of Building Footprint from High Resolution Satellite Stereo Imagery Using Image Matching and GIS Database. *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XL-1/W1, ISPRS Hannover Workshop 2013*, Hannover, Germany, 21-24 May 2013, pp. 81-85.

[3] Cavegn, S., Haala, N., Nebiker, S., Rothermel, M. and Tutzauer, P. (2014). Benchmark High Density Image Matching for Oblique Airborne Imagery. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences. Volume XL-3, 2014 ISPRS Technical Commission III Symposium*, Zurich, Switzerland, 5-7 September 2014, pp. 45-52.

[4] Nyaluhuma, A. P., Gerke, M., Voseselman, G. and Mtalo, E. G. (2012). Verification of 2D Building Outline Using Oblique Airborne Images. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, July 2012, 71, pp. 62-75.

[5] Grenzdörffer, G., Niemeyer, F. and Schmidt, F. (2012). Development of Four Vision Camera System for a Micro-UAV. International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XXXIX-B1, 2012 XXII ISPRS Congress, Melbourne, Australia, 25 August – 1 September 2012, pp. 287-291.

[6] Aicardi, I., Chiabrando, F., Grasso, N., Lingua, A. M., Noardo, F. and Spanò, A. (2016). UAV Photogrammetry with Oblique Images: First Analysis on Data Acquisition and Processing. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLI-B1, 2016 XXIII ISPRS Congress*, Praque, Czech Republic, pp. 835-842.

[7] Vacca, G., Dessi, A. and Sacco A. (2017). The Use of Nadir and Oblique UAV Images for Building Knowledge. *ISPRS International Journal of Geo-Information 6*, 393, pp. 1-26.

[8] Djimantoro, M. I. and Suhardjanto, G. (2017). The Advantage by Using Low-Altitude UAV for Sustainable Urban Development Control. *The International Conference on Eco Engineering Development 2017, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science*, 109, pp. 1-7.

[9] ไพศาล สันติธรรมนนท์ (2557). การรังวัดด้วยภาพสมัยใหม่ (Modern Photogrammetry). *เอกสารคำสอนภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ*. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพมหานคร, หน้า 272-276.

[10] Oblique Aerial Photograph. Available online: https://www.e-education.psu.edu/geog480/node/444 (accessed on 4 April 2020).

[11] VTOL UAV and Multi-Head Oblique Cameras. Available online: https://www.foxtechfpv.com/semidetached-loading-system-for-map-02-mapping-camera.html (accessed on 4 April 2020).

[12] ARDUPILOT. Available online: https://ardupilot.org/ (accessed on 4 April 2020).

[13] A unique photogrammetry software suite for drone mapping. Available online: https://www.pix4d.com/ (accessed on 4 April 2020).

[14] Camera-Rig Processing. Available online: https://support.pix4d.com/hc/en-us/articles/115005852003-Processing-camera-rigs (accessed on 4 April 2020).

[15] Camera-Rig Equipment. Available online: https://www.foxtechfpv.com/semidetached-loading-system-for-map-02-mapping-camera.html (accessed on 4 April 2020).

[16] Using the rayCloud. Available online: https://support.pix4d.com/hc/en-us/articles/202558639-Using-the-rayCloud (accessed on 4 April 2020)

[17] วิชัย เยี่ยงวีรชน (2559). *การสำรวจทางวิศวกรรม 2*. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, หน้า 258-285.

[18] ASPRS Accuracy Standards for Large-Scale Maps. Available online:

http://www.asprs.org/a/society/committees/standards/1990_jul_1068-1070.pdf (accessed on 12 June 2020)

[19] ASPRS Accuracy Standards for Digital Geospatial Data. Avaliable online: http://www.asprs.org/a/society/divisions/pad/Accuracy/Draft_ASPRS_Accuracy_Standards_for_Digital_Geospatial_Data_PE&RS.pdf

[20] Hausdorff Distance between convex polygons. Available online: http://cgm.cs.mcgill.ca/~godfried/teaching/cg-projects/98/normand/main.html (accessed on 4 April 2020)

[21] นิลุบล คล่องเวสสะ และ วิลาสินี สุขสว่าง (2549). ข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการวางผังบริเวณ. Available online: http://www.land.arch.chula.ac.th/data/file_20100216095548.pdf (accessed on 12 June 2020)

[22] Eu, H. J., Razak, M. S. I. A., Darwin, N., Majid, Z., Ariff, M. F. M. and Idris, K. M. (2019). 3D Model By Using Oblique Images From Unmanned Aerial Vehicle (UAV). *2019 IEEE 9th International Conference on System Engineering and Technology (ICSET)*, Shah Alam, Malaysia, 7 October 2019, pp. 499-504.

[23] Zhang, X., Zhao, P., Hu, Q., Ai, M., Hu, D. and Li, J. (2020). A UAV-based panoramic oblique photogrammetry (POP) approach using spherical projection. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 159 (2020)*, pp. 198-219.

การสร้างแผนที่น้ำท่วมโดยใช้แหล่งข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิด

Mapping Flood using Open Data and Open Source Software

ภัทรรุตม์ สุขพานิช* กัญจน์ อัศวพิภพไพศาล สุณัฐชา จันทร์พิศาล กัญญาวี สุขยิ่ง และอนุเผ่า อบแพทย์

สาขาวิศวกรรมสำรวจและสารสนเทศภูมิศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

E-mail address: Patarut.s@ku.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เป็นการนำเสนอวิธีการประมวลผลข้อมูลจากแหล่งข้อมูลเปิดด้วยซอฟต์แวร์รหัสเปิดเพื่อหาพื้นที่ขอบเขตน้ำท่วมจังหวัดอุบลราชธานี และนำมาใช้เป็นชั้นข้อมูลภัยพิบัติจากน้ำท่วมเพื่อทำการทดสอบการประมวลผลข้อมูลแลนด์สแกน (Landscan) ซึ่งเป็นข้อมูลการกระจายตัวของประชากรที่มีความละเอียดสูง โดยสร้างมาจากแบบจำลอง Dasymetric หรือการทำแผนที่ด้วยวิธีแบบละเอียด ที่ใช้ในการประมาณค่าความหนาแน่นของประชากร และเพื่อตรวจสอบความถูกต้องกับข้อมูลจำนวนประชากรของกรมการปกครองในการหาจำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบจากอุทกภัย ตลอดจนการค้นหาพื้นที่ที่ได้รับความเสียหายสูงสุดจากน้ำท่วม โดยใช้ดาวเทียมเซนทิเนลวัน (Sentinel-1) จากสหภาพยุโรป ซึ่งสามารถดาวน์โหลดข้อมูลพื้นที่ประสบภัยมาทำการวิเคราะห์ได้อย่างรวดเร็ว โดยไม่มีค่าใช้จ่าย และใช้ซอฟต์แวร์รหัสเปิด เช่นโปรแกรม SNAP และ QGIS เป็นต้น ในการทำงานร่วมกัน ทำให้สามารถประมวลผลทุกขั้นตอนได้โดยไม่มีอุปสรรคทางข้อจำกัดในด้านซอฟท์แวร์และฮาร์ดแวร์ สำหรับผลลัพธ์ที่ได้คือพื้นที่น้ำท่วมสูงสุดของจังหวัดอุบลราชธานีในวันที่ 11 กันยายน พ.ศ. 2562 มีพื้นที่น้ำท่วมรวมทั้งสิ้น 346.70 ตารางกิโลเมตร หรือประมาณ 216,688.13 ไร่ และผลการวิเคราะห์ของวันที่ 29 กันยายน พ.ศ. 2562 เปรียบเทียบกับข้อมูลพื้นที่น้ำท่วมที่วิเคราะห์โดยสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ จะมีพื้นที่แตกต่างกันอยู่ที่ประมาณ 20.40 ตารางกิโลเมตร หรือคิดเป็น 12,750 ไร่ จากนั้นเมื่อทำการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนประชากรในจังหวัดอุบลราชธานีที่ประมวลผลโดยใช้ข้อมูลแลนด์สแกน (Landscan) จะได้จำนวนประชากรทั้งสิ้น 1,615,388 คน เมื่อนำมาวิเคราะห์จำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบจากพื้นที่น้ำท่วมคิดเป็นร้อยละ 37.14 ของจำนวนประชากรทั้งจังหวัด โดยมีความคลาดเคลื่อนจากการ เปรียบเทียบกับข้อมูลของสำนักบริหารการทะเบียน กรมการปกครอง อยู่ที่ร้อยละ 13 นอกจากนี้ผลลัพธ์ที่ได้จากการทำวิจัย สามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการหาแนวโน้มของพื้นที่น้ำท่วมเพื่อเตรียมการป้องกัน การเฝ้าระวังหรือทำการอพยพประชากรได้อย่างทันท่วงที เพื่อลดการเกิดผลกระทบเป็นวงกว้าง แต่การใช้ข้อมูลจากแหล่งข้อมูลเปิดนั้นจะต้องดำเนินการอย่างรอบคอบและต้องตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลก่อนนำไปใช้จริง เพื่อให้การประเมินสถานการณ์อยู่ในระดับความคลาดเคลื่อนที่สามารถยอมรับได้

คำสำคัญ: น้ำท่วม, ระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์, แหล่งข้อมูลเปิด, ซอฟต์แวร์รหัสเปิด

Abstract

This research presents a method of data processing from open data with open-source software for extracting flood boundary areas in Ubon Ratchathani Province. We can use flooding area data as a flood hazard data layer to test "Landscan" data processing, which is highly detailed population distribution data. We verify the accuracy with the population data of the Department of Provincial Administration in finding the population that is affected by the floods. Searching for the area that has received the most significant damage from flooding, we apply the Sentinel-1 satellite from the European Union. We can easily download the data for analysis as quickly as data available without any charge and use open-source software such as SNAP and QGIS programs for integrating use, enabling processing at every step without hindrances in terms of software and hardware. As by the results, the highest flooding area in Ubon Ratchathani province is on 11 September 2019, with a total flooding area of around 346.70 square kilometers or approximately 216,688. 13 rai. The analysis result of 29 September 2019, compared with the flood area data analyzed by the Geo-Informatics and Space Technology Development Agency, have a different area of approximately 20. 40 square kilometers or 12,750 rai. Subsequently, when analyzing the population data in Ubon Ratchathani province that is processed using "Landscan" data, the total population is 1,615,388 people. When analyzed, the people affected by the flooded area is 37.14 percent of the whole province population with deviations from compared with the data of the Bureau of Registration Administration, Department of Local Administration, at 13 percent. Besides, we can apply the results from the research to find the trend of flooding areas exposure to prepare for prevention timely surveillance of population evacuation to reduce the occurrence of the wide effect. However, the use of data from open sources must be done carefully and checked before using it as the assessment of the situation is at an acceptable level.

Keywords: Flood, Geographic Information System, Open Data, Open Source Software

1. คำนำ

จากสถิติการเกิดอุทกภัยในประเทศไทยที่ผ่านมานั้น ทำให้ประชาชนต้องประสบความเสียหายทั้งทรัพย์สิน บ้านเรือน อาคารพาณิชย์ โรงงาน พื้นที่เกษตรกรรม เป็นต้น และจากเหตุการณ์อุทกภัยครั้งล่าสุดในพื้นที่จังหวัดอุบลราชธานีช่วงเดือนสิงหาคมถึงเดือนตุลาคม พ.ศ. 2562 ในพื้นที่ 32 จังหวัด 184 อำเภอ 836 ตำบล 7,293 หมู่บ้าน ประชากรได้รับผลกระทบ 419,988 ครัวเรือน บ้านเรือนประชากรได้รับความเสียหาย 35,649 หลัง มีผู้เสียชีวิต 39 คน ซึ่งจังหวัดอุบลราชธานีได้รับผลกระทบทางด้านการเกษตร โดยมีพื้นที่ได้รับความเสียหายกว่า 639,556 ไร่ จาก 23 อำเภอ และทางด้านปศุสัตว์มีจำนวนสัตว์ได้รับผลกระทบทั้งหมด 104,134 ตัว จาก 12 อำเภอ ซึ่งจากข้อมูลดังกล่าวแสดงถึงผลกระทบในทางตรงต่อประชากรในพื้นที่และนอกจากนั้นยังส่งผลกระทบทางอ้อมอีกมากมาย ดังนั้น เพื่อเป็นการสร้างองค์ความรู้ในเชิงพื้นที่ในการใช้ข้อมูลเท่าที่จะสามารถหาได้ในเวลาที่จำกัดหากเกิดสถานการณ์ขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งจะทำให้สามารถวางแผนป้องกันภัยจากภัยธรรมชาติไม่ให้ความเสียหายที่เกิดขึ้นนั้นขยายตัวเป็นวงกว้าง ซึ่งหากมีความรู้ในด้านข้อมูลซอฟท์แวร์และการประมวลผล ก็จะสามารถสำรวจ วิเคราะห์ข้อมูล และประมวลผลจำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบจากพื้นที่น้ำท่วมในเบื้องต้นขณะเกิดภัยได้อย่างมีประสิทธิภาพ จึงนำมาสู่การจัดทำงานวิจัยฉบับนี้

โดยในงานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการเกิดน้ำท่วม ซึ่งในงานวิจัยนี้เป็นการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีภูมิสารสนเทศ ในการนำข้อมูลภาพถ่ายจากดาวเทียม Sentinel-1 ซึ่งเป็นดาวเทียมสำรวจทรัพยากร (Earth observation satellite) ที่ให้บริการโดยไม่คิดมูลค่าจากสหภาพยุโรปมาทำการวิเคราะห์ร่วมกับข้อมูลประชากรแลนด์สแกน (Landscan) ในพื้นที่ของจังหวัดอุบลราชธานี ที่ได้รับผลกระทบจากน้ำท่วม เพื่อหาขอบเขตและแนวโน้มของพื้นที่น้ำท่วม การเตรียมการป้องกัน การเฝ้าระวัง ตลอดจนการอพยพประชากรได้อย่างทันท่วงที เพื่อลดการเกิดผลกระทบเป็นวงกว้างตามความเสี่ยงที่อาจจะเพิ่มมากขึ้น

2. ขอบเขตพื้นที่ศึกษาวิจัย

จังหวัดอุบลราชธานี ตั้งอยู่สุดเขตชายแดนตะวันออกของภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ในระบบพิกัด UTM(WGS84) จังหวัดอุบลราชธานีอยู่ในโซน 48P E: 484580.81 N: 1683625.01 มีขนาดพื้นที่ 16,112 ตารางกิโลเมตร หรือ 10.6 ล้านไร่

3. การแปลภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-1

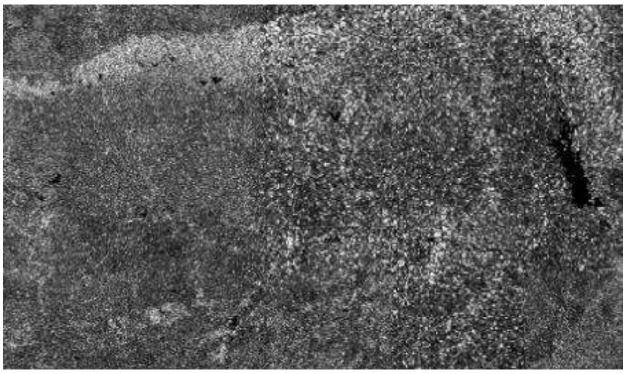
ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-1 ระหว่างวันที่ 30 สิงหาคม ถึง 29 กันยายน พ.ศ.2562 ของบริเวณพื้นที่จังหวัดอุบลราชธานีจากเว็บไซต์การบริการข้อมูลโครงการ Copernicus Open Access จัดทำโดยองค์การอวกาศยุโรป (ESA) ข้อมูลที่นำมาใช้เป็นข้อมูล Level-1 ชนิด Interferometric Wide Swath (IW) GRD มีความละเอียดเชิงพื้นที่ 5x20 เมตร ความกว้างของแนว 250 กิโลเมตร [1] ซึ่งเป็นข้อมูลที่มีความคลาดเคลื่อนแฝงอยู่ การนำมาใช้ในงานวิจัยจึงต้องเพิ่มคุณภาพของภาพถ่ายดาวเทียมในโปรแกรม SNAP เพื่อวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยทำการลดจุดภาพสีดำที่อยู่บนข้อมูลภาพ โปรแกรม SNAP มีโมเดลสำหรับการปรับแก้อยู่หลายวิธี เช่น Boxcar Median Frost, Gamma Map, Lee, Refined Lee, Lee Sigma สำหรับงานวิจัยฉบับนี้ ดำเนินการภายใต้แนวคิดของ Lee Filter (Lee, 1981) [2] ขนาดภาพ 3 x 3 หรือ 9 จุดภาพ โดยใช้ค่าเฉลี่ยและความแปรปรวนของจุดภาพเท่ากับค่าเฉลี่ยบริเวณข้างเคียงและความแปรปรวนของจุดภาพทั้งหมดภายใน kernel ที่เลือกคือ ผลลัพธ์จะแสดงจุดภาพตรงกลางซึ่งเป็นตัวแทนของข้อมูลโดยรอบทั้ง 8 จุดภาพ ทำให้ได้ภาพที่ความคมชัดที่สูงขึ้น ซึ่งใช้สมการดังต่อไปนี้ในการปรับแก้ สมการหาความแปรปรวนของสัมประสิทธิ์ที่ปราศจากสัญญาณรบกวน

$$\sigma^2 = \frac{\sigma_z^2 + \mu_z^2}{\sigma_v^2 + \mu_v^2} - \frac{\mu_z^2}{\mu_v^2} \quad (1)$$

สมการคำนวณตัวคูณน้ำหนัก

$$k = \frac{\sigma_x^2 \mu_v}{\sigma_v^2 (\mu_z^2/\mu_v^2) + \sigma_x^2 \mu_v^2} \quad (2)$$

$$\hat{x} = \frac{\mu_z}{\mu_v} + k(z - \mu_z) \quad (3)$$



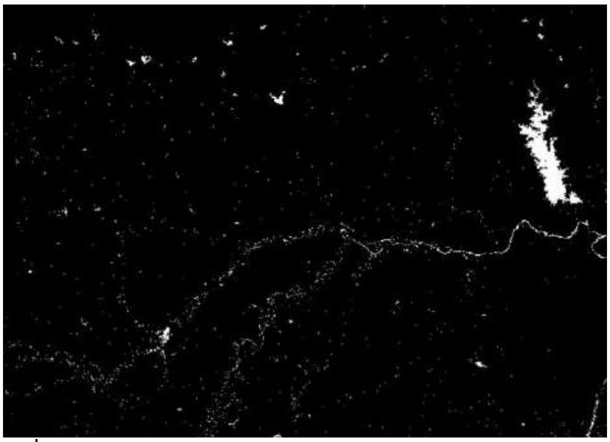
รูปที่ 1 การปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธี Lee Filter ขนาด 3 x 3

ไบนาไรเซชั่น (Binarization) [3] เป็นการแยกจุดภาพสีเทาที่มีค่าตั้งแต่ 0 - 255 (256 ระดับ, 8-bit) ซึ่งมีพื้นที่น้ำและพื้นที่อื่น ๆ ที่ไม่ใช่แหล่งน้ำอยู่รวมกัน ให้ได้พื้นที่น้ำและพื้นที่ดิน โดยใช้กราฟของค่าการสะท้อนเนื่องจากพื้นที่น้ำมีการดูดซับคลื่นสัญญาณได้ดีจึงสะท้อนสัญญาณได้ต่ำ เมื่อใช้หลักการนี้ทำให้สามารถกำหนดค่าเริ่มต้น (Threshold) ในการแบ่งจุดภาพโดยกำหนดค่าต่ำให้เป็นแหล่งน้ำ แยกภาพเป็น binary โดย ภาพสีขาว (1 = พื้นที่น้ำ) และภาพสีดำ (0 = พื้นที่อื่น ๆ) โดยใช้สมการที่ (4) เป็นตัวกำหนดเงื่อนไข

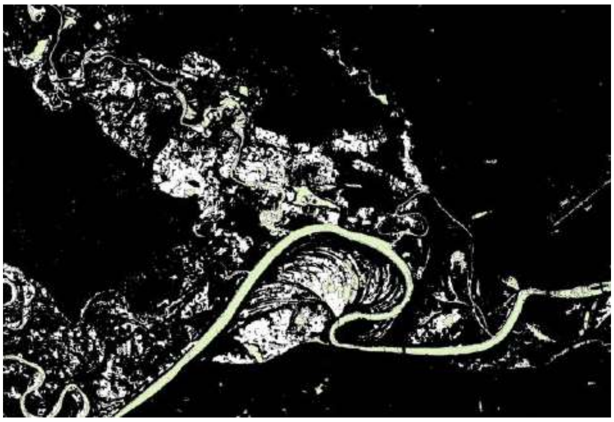
255 x (Source Bands < Threshold Value) (4)
โดยที่ Source Bands = Sigma0_VV

ถ้าหากค่า Source Bands มีค่าน้อยกว่า ค่าที่กำหนดเริ่มต้น (Source Bands < Threshold Value) จะแสดงเงื่อนไขที่เป็นจริง หรือ 1 (พื้นที่น้ำ) และหากมีค่ามากกว่า แสดงเงื่อนไขเป็นเท็จ หรือ 0 (พื้นที่ดิน)

และเนื่องจากการบันทึกภาพจากระยะไกลนั้นมักจะเกิดความบิดเบี้ยวของภาพซึ่งเป็นผลมาจากหลายสาเหตุ เช่น ความโค้งและการหมุนของโลก รวมถึงการหมุนของดาวเทียม จึงต้องลดความคลาดเคลื่อนของดาวเทียมทางเรขาคณิตโดยใช้วิธี Range-Doppler Terrain Correction ดังรูปที่ 2 และแสดงผลลัพธ์การปรับปรุงคุณภาพถ่ายดาวเทียมในรูปที่ 3



รูปที่ 2 การปรับปรุงข้อมูลภาพด้วยวิธี Range-Doppler Terrain Correction



รูปที่ 3 ผลลัพธ์การปรับปรุงคุณภาพถ่ายดาวเทียม

4. สร้างข้อมูลขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม

การสร้างขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมในงานวิจัยนี้ใช้โปรแกรม ArcGIS ซึ่งเป็นเวอร์ชั่นเพื่อการศึกษา โดยนำข้อมูลที่ผ่านกระบวนการปรับปรุงคุณภาพ แปลงจากข้อมูลราสเตอร์ (Raster) ให้เป็นรูปแบบของพื้นที่ (Polygon) เพื่อสามารถแก้ไข แบ่งขอบเขตของพื้นที่ได้อย่างชัดเจน อีกทั้งยังทำให้โครงสร้างข้อมูลกะทัดรัด ไฟล์ข้อมูลมีขนาดเล็กจึงใช้พื้นที่สำหรับการจัดเก็บน้อย [4]

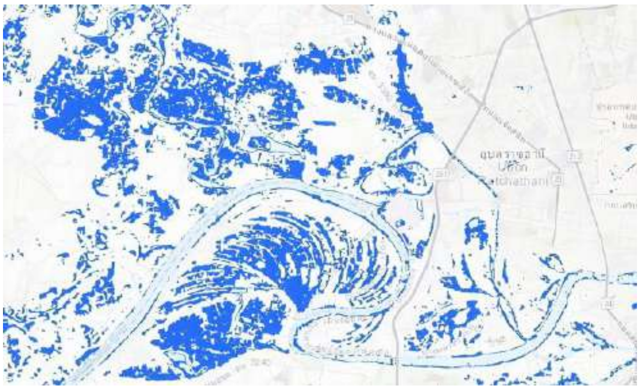
จัดกลุ่มข้อมูล (Classification) โดยใช้ค่าการสะท้อน (DN) โดยจากการกำหนดค่าเริ่มต้น(Threshold Value) ทำให้การแบ่งช่วงแหล่งน้ำจะแสดงเป็นสีขาวดังนั้น เพื่อความถูกต้องจึงกำหนดช่วงการสะท้อนเลือกแสดงข้อมูลเฉพาะกลุ่มข้อมูลพื้นที่น้ำและหาพื้นที่น้ำทั้งหมดโดยการสร้างตารางข้อมูล เพื่อคำนวณพื้นที่ (Geometry Calculate) [5] โดยใช้โปรแกรมซึ่งมีสมการที่ (5) เป็นพื้นฐานของการคำนวณหาพื้นที่ ซึ่งได้ตัวเลขแสดงพื้นที่น้ำทั้งหมด จากนั้นสร้างพื้นที่จำลองจากภาพถ่ายดาวเทียม

$$A=1/2[\sum_{n-1}^{n}(x_{i+1}-x_i)(y_{i+1}+y_i)] \qquad (5)$$

ค่า n = จำนวนจุดยอดของ polygon

$(x_1,y_1),(x_2,y_2),..(x_{n+1},y_{n+1})$ = ค่าพิกัดของแต่ละจุดยอด

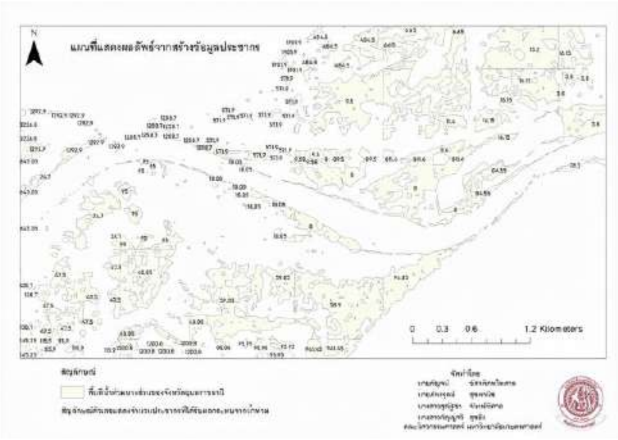
นำข้อมูลวันที่ 30 สิงหาคม ถึง 29 กันยายน พ.ศ. 2562 นำมาลบกับข้อมูลอ้างอิงแหล่งน้ำของวันที่ 4 สิงหาคม พ.ศ. 2562 ซึ่งผลลัพธ์จากการประมวลผลคือพื้นที่ที่คาดว่าจะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วม



รูปที่ 4 พื้นที่ที่คาดว่าจะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วม

5. คำนวณจำนวนประชากรจากข้อมูลแลนด์สแกน (Landscan)

การคำนวณจำนวนประชากรแบบรวดเร็ว โดยนำข้อมูลแลนด์สแกน (Landscan) [6] ที่มีความละเอียดเชิงพื้นที่ประมาณ 1 กม. (30″ X 30″) ซึ่งข้อมูลแลนด์สแกน ได้รับการพัฒนาโดยใช้ข้อมูลประชากรจากการสำรวจสำมะโนประชากร (Demographic-Census) และข้อมูลทางภูมิศาสตร์ (Geographic data) เทคนิคการวิเคราะห์ภาพถ่ายระยะไกล (Remote sensing imagery analysis techniques) ในกรอบการสร้างแบบจำลองหลายตัวแปร (Multivariate dasymetric modeling) เพื่อแยกแยะจำนวนประชากรภายในขอบเขตพื้นที่ศึกษา จังหวัดอุบลราชธานี แล้วทำการแปลงข้อมูลแสดงลักษณะเป็นราสเตอร์ (Raster) ให้เป็นรูปแบบของพื้นที่ (Polygon) เพื่อให้สามารถคำนวณประชากรและแสดงออกมาอยู่ในรูปแบบของแผนที่จำนวนประชากร



รูปที่ 5 แสดงจำนวนตัวเลขประชากรที่ได้รับผลกระทบ

6. วิเคราะห์ข้อมูล

3.1 วิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมสูงสุด

เปรียบเทียบพื้นที่น้ำท่วมในช่วงวันที่ 30 สิงหาคม ถึง 29 กันยายน พ.ศ.2562 พื้นที่ที่มากที่สุดแสดงถึงขอบเขตพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบสูงสุดจากภัยน้ำท่วม

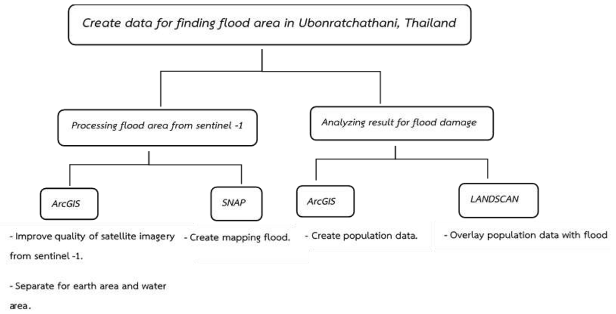
3.2 เปรียบเทียบผลลัพธ์ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม

ข้อมูลที่ผ่านการวิเคราะห์แสดงพื้นที่น้ำท่วมสำหรับข้อมูลที่ไม่เสียค่าใช้จ่ายมาวิเคราะห์หาค่าความแตกต่างกับข้อมูลน้ำท่วมที่เผยแพร่ของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ โดยใช้สมการที่ (6)

$$\text{เปอร์เซนต์ความคาดเคลื่อน} = \left(\frac{\text{พื้นที่น้ำท่วมของ GISTDA} - \text{พื้นที่น้ำท่วมที่ผ่านการวิเคราะห์}}{\text{ค่าเฉลี่ยของข้อมูลทั้งสองข้อมูล}}\right) \times 100 \quad (6)$$

3.3 วิเคราะห์ผลกระทบของน้ำท่วมที่มีต่อประชากร

นำข้อมูลพื้นที่น้ำที่ผ่านการวิเคราะห์มาซ้อนทับกับข้อมูลประชากรแล้วหาเปอร์เซ็นต์ประชากรที่ได้รับผลกระทบโดยใช้จำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบหารด้วยจำนวนประชากรทั้งหมดจากข้อมูล Landscan แล้วคูณด้วยหนึ่งร้อย



รูปที่ 6 วิธีการดำเนินการทำงาน

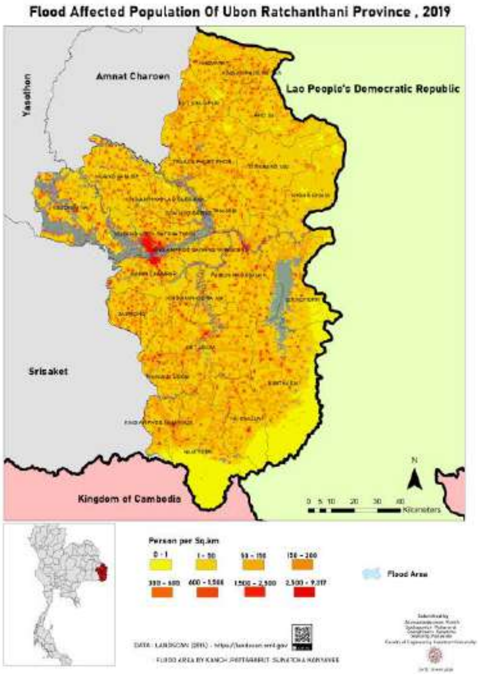
4. บทสรุป

จากการศึกษาการสำรวจระยะไกลและนำข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิดในงานทางด้านสารสนเทศภูมิศาสตร์มาประยุกต์ใช้สำหรับแปลภาพถ่ายดาวเทียมเป็นขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม และวิเคราะห์ผลกระทบของน้ำท่วมบริเวณจังหวัดอุบลราชธานีซึ่งดำเนินการวิเคราะห์ผ่านโปรแกรม SNAP, QGIS และโปรแกรม ArcGIS ซึ่งแต่ละโปรแกรมมีข้อดีข้อด้อยและความสามารถที่ต่างกัน แต่เพื่อให้ได้ผลลัพธ์ที่มีประสิทธิภาพจึงได้ใช้โปรแกรมดังกล่าวร่วมกันทำให้ได้ผลลัพธ์ดังนี้

1) สามารถหาพื้นที่และสร้างแผนที่น้ำท่วมจากแหล่งข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิดที่ไม่ต้องเสียค่าใช้จ่าย และพบว่าข้อมูลของวันที่ 11 กันยายน พ.ศ. 2562 มีพื้นที่น้ำท่วมสูงที่สุด คือ 346.701 ตารางกิโลเมตร ดังแสดงในตางรางที่ 1 แยกเป็นรายวันตามข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม

ตารางที่ 1 แสดงขนาดพื้นที่น้ำท่วมระหว่างวันที่ 29 สิงหาคม ถึง 30 กันยายน พ.ศ. 2562

วันที่	พื้นที่น้ำท่วม (ตารางกิโลเมตร)
30 สิงหาคม พ.ศ.2562	48.892758
5 กันยายน พ.ศ.2562	162.571500
9 กันยายน พ.ศ.2562	329.605763
11 กันยายน พ.ศ.2562	346.605763
15 กันยายน พ.ศ.2562	346.701084
17 กันยายน พ.ศ.2562	263.956152
21 กันยายน พ.ศ.2562	289.827379
23 กันยายน พ.ศ.2562	135.094315
27 กันยายน พ.ศ.2562	114.298395
29 กันยายน พ.ศ.2562	135.954850



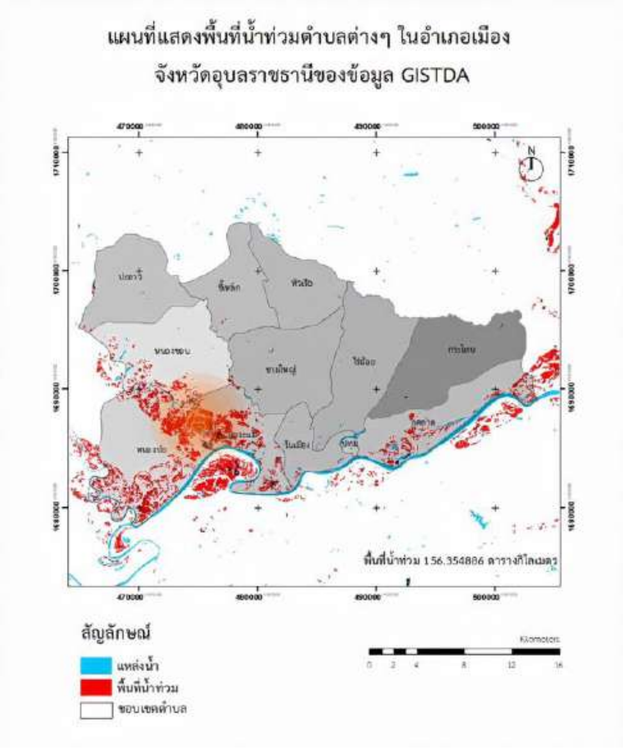
รูปที่ 7 แสดงจำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบ

ซึ่งทำให้เกิดผลกระทบต่อประชากรที่อาศัยในพื้นที่เป็นจำนวน 599,879 คน จากจำนวนประชากร 1,615,388 หรือคิดเป็นร้อยละ 37.13 ของประชากรทั้งหมดดังแสดงในรูปที่ 7 ทั้งนี้เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของการประยุกต์ใช้ข้อมูลจึงดำเนินการเทียบจำนวนประชากรที่คำนวณจากข้อมูลแลนด์สแกน (Landscan) และ สถิติจำนวนประชากรและบ้านในจังหวัดอุบลราชธานี ประจำปี พ.ศ. 2562 ที่ได้จากระบบสถิติทางการทะเบียนของสำนักบริหารการทะเบียน กรมการปกครอง มีจำนวน 1,878,146 คน พบว่ามีความแตกต่างกันประมาณ ร้อยละ 13.03 หรือประมาณ 262,778 คน สามารถนำมาใช้งานวิเคราะห์ข้อมูลได้รวดเร็วประเมินผลกระทบเบื้องต้นได้

2) เมื่อนำข้อมูลน้ำท่วมที่ผ่านการวิเคราะห์ ของวันที่ 29 กันยายน พ.ศ. 2562 ที่มีพื้นที่น้ำท่วมทั้งหมด 135.955 ตารางกิโลเมตร มาศึกษาเปรียบเทียบกับข้อมูลพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (GISTDA) ซึ่งมีพื้นที่น้ำท่วมทั้งหมดประมาณ

156.355 ตารางกิโลเมตร พบว่ามีความแตกต่างกันอยู่ที่ประมาณ 13.95 เปอร์เซ็นต์ทั้งนี้ความแตกต่างที่เกิดขึ้นอาจจะเกิดจากวิธีการดำเนินการที่แตกต่างในการจัดการและสร้างข้อมูล รวมไปถึงการประมวลข้อมูลในการกำหนดค่าเริ่มต้น (Threshold) เพื่อกำหนดขอบเขตน้ำท่วม และพบว่าภูมิศาสตร์ของจังหวัดอุบลราชธานีมีแม่น้ำมูลไหลผ่านในแต่ละอำเภอ ทำให้เกิดน้ำท่วมซ้ำซากโดยเฉพาะพื้นที่บริเวณอำเภอเมืองอุบลราชธานี [7]

3) สำหรับข้อมูลพื้นที่น้ำท่วมและจำนวนประชากรที่ได้รับผลกระทบในงานวิจัยฉบับนี้เป็นส่วนหนึ่งของสมการปัจจัย ความล่อแหลม ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งขององค์ประกอบสำหรับการประเมินความเสี่ยงจากภัยพิบัติของสมการความเสี่ยง (RISK) [8] ดังนั้นผลที่ได้จากงานวิจัยนี้สามารถใช้เป็นแนวทาง ในการพิจารณา เพื่อใช้เป็นแนวทางในการพัฒนางานวิจัยด้านการจัดการกับภัยพิบัติน้ำท่วมในอนาคต



รูปที่ 8 แผนที่แสดงพื้นที่น้ำท่วมตำบลต่าง ๆ ในอำเภอเมือง จังหวัดอุบลราชธานี ประจำวันที่ 29 กันยายน พ.ศ. 2562

กิตติกรรมประกาศ

การสร้างแผนที่น้ำท่วมโดยใช้แหล่งข้อมูลเปิดและซอฟต์แวร์รหัสเปิด ทำให้คณะผู้วิจัยได้รับความรู้และประสบการณ์ต่าง ๆ รวมถึงได้ตระหนักถึงความสำคัญในบทบาทหน้าที่ตลอดจนความรับผิดชอบที่ได้รับมอบหมายในงานนั้น ๆ และถือเป็นข้อดีอย่างยิ่งในการจัดทำงานวิจัยหัวข้อนี้ เนื่องจากได้นำทักษะความรู้ที่ได้เรียนมาประยุกต์ใช้และยังสามารถนำไปประยุกต์และปรับใช้ในการทำงาน ซึ่งนับเป็นการเตรียมพร้อมสำหรับการประกอบอาชีพในอนาคต ทั้งนี้ การทำงานที่ได้รับมอบหมายตามภารกิจใดก็ตาม จะเสร็จลงได้อย่างสมบูรณ์ต้องมีหลายภาคส่วนที่ให้การสนับสนุน ให้คำแนะนำ ตลอดจนการให้ข้อมูลต่าง ๆ เพื่อให้งานบรรลุตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ คณะผู้วิจัยจึงขอแสดงความขอบคุณมายังผู้ที่เกี่ยวข้องทั้งหลายมา ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] The European Space Agency. (2562). Copernicus Open Access Hub. สืบค้น 26 กันยายน 2562, จาก https://scihub.copernicus.eu/dhus/#/home

[2] Paul Mather, Brandt Tso. Classification Methods for Remotely Sensed Data. The CRC Press,pp.45-46.

[3] Puneet and Naresh Kumar Garg. (2013). Binarization Techniques used for Grey Scale Images. International Journal of Computer Applications, 71, pp.8-11.

[4] GISGeography. Vector vs Raster: What’s the Difference Between GIS Spatial Data Types?.สืบค้น 28 กันยายน 2562, จาก https://gisgeography.com/spatial-data-types-vector-raster/

[5] Xuan Zhu. 2016 .GIS for Environmental Applications - A Practical Approach. Routledge,pp252-256

[6] Department of Energy's Oak Ridge National Laborator. (2560). LandScan. สืบค้น 1 ตุลาคม 2562, จาก https://landscan.ornl.gov/

[7] ศูนย์ปฏิบัติการกรมทรัพยากรน้ำ(2562).สืบค้น26 กันยายน 2562, จาก http://division.dwr.go.th/DOC/index.php/gistda#

[8] นาย ชนกันต์ จรัสวสันต์ และ นาย อภิสิทธิ์ ส่งภาการรัตน์ (2557). การลดความเสี่ยงจากภัยพิบัติสู่การพัฒนาที่ยั่งยืน. สำนักงานโครงการพัฒนาแห่งสหประชาชาติ สำนักงานประเทศไทย, หน้า 17-19

การสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อหาปริมาตรของต้นไม้โดยใช้อากาศยานไร้คนขับ กรณีศึกษาต้นฟ็อกเทล

Creating 3D models to estimate the volume of trees using UAV, a case study of Foxtail palm

พลพจน์ เอี่ยมสอาด[1,*] วิชญ์ภาส อภิญญารัตน์[1] เสฏฐวุฒิ แจ้งจั่น[1] ไพรัช ชูเลิศ[1] และ อนุเผ่า อบแพทย์[1]

[1] *วิศวกรรมสำรวจและสารสนเทศภูมิศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพฯ*
**Corresponding author; E-mail address: phonphot.i@ku.th*

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้แสดงผลการศึกษาและทดสอบขั้นตอนการรังวัดและสำรวจภาพถ่ายทางอากาศด้วยอากาศยานไร้คนขับขนาดเล็ก (Unmanned Aerial Vehicle : UAV) ร่วมกับการประมวลผลด้วยโปรแกรมประยุกต์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) เพื่อสร้างแบบจำลองสามมิติเพื่อหาปริมาตรของต้นไม้โดยใช้ต้นฟ็อกเทลเป็นกรณีศึกษา โดยเปรียบเทียบค่าปริมาตรที่ได้ระหว่างซอฟต์แวร์รหัสโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) กับ ซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan) จากนั้นทำการเก็บข้อมูลขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางระดับอกและความสูงของต้นฟ็อกเทลโดยใช้กล้องวัดมุม (Theodolite) เพื่อใช้ในการประเมินความถูกต้องที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับและเปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้กับการวัดเส้นผ่านศูนย์กลางที่ความสูงระดับอก จากการวิจัยหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทล พบว่าปริมาตรของต้นฟ็อกเทลที่ได้จากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) เมื่อเทียบกับซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์ อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan) มีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างกันเท่ากับ 0.008 ลูกบาศก์เมตรหรือ +2.52 % ซึ่งถือว่าใกล้เคียงกัน จึงสามารถใช้ค่าจากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) ได้ เมื่อเปรียบเทียบการใช้กล้องวัดมุม (Theodolite) มีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) อยู่ที่ 0.003 ลูกบาศก์เมตรหรือ +1.33 % ดังนั้นในการหาปริมาตรของต้นไม้ชนิดอื่นก็สามารถนำวิธีการที่นำเสนอไปประยุกต์ใช้ทดแทนการสำรวจต้นไม้ในสนามแบบเดิม เนื่องจากอากาศยานไร้คนขับขนาดเล็ก มีความละเอียดสูงและมีความสะดวกรวดเร็วในการเก็บข้อมูล และยังสามารถนำไปใช้งานในการหาปริมาตรหรือพื้นที่ในงานวิศวกรรมด้านอื่น ๆ ได้อีกด้วย

คำสำคัญ: แบบจำลองสามมิติ, ปริมาตรของต้นไม้, อากาศยานไร้คนขับ, ต้นฟ็อกเทล

Abstract

This research aims to create 3D models to estimate the volume of trees using Unmanned Aerial Vehicle (UAV), a case study of Foxtail palm. The process of surveying aerial images using UAV together with processing using the Open Drone Map to create a 3D model to estimate the volume of Foxtail palm. This research compares the volume obtained between the Open Drone Map open-source software and Agisoft Photoscan commercial software. After that, we collect the chest diameter and height of the Foxtail using the theodolite to evaluate the accuracy at Obtained from UAV and compare the results with the diameter measurement at chest height. From researching the volume of the foxtail tree, we found that the volume of the Foxtail tree obtained from the Open Drone Map open-source software compared to Agisoft Photoscan's commercial software has a difference of 0.008 cubic meters or +2.52%, which considered to be similar. Besides, when comparing the volume of Foxtail by the Open Drone Map open-source software with the theodolite, we found the percentage of difference about 0.003 cubic meters or +1.33%. Therefore, to find the volume of other tree species, the proposed method can be applied to replace the traditional tree surveying field due to the high resolution and convenience of UAV for data collection. The use of UAV in this way has the advantage of finding volumes cut/fill in the construction site, and apply to the variety of other engineering fields.

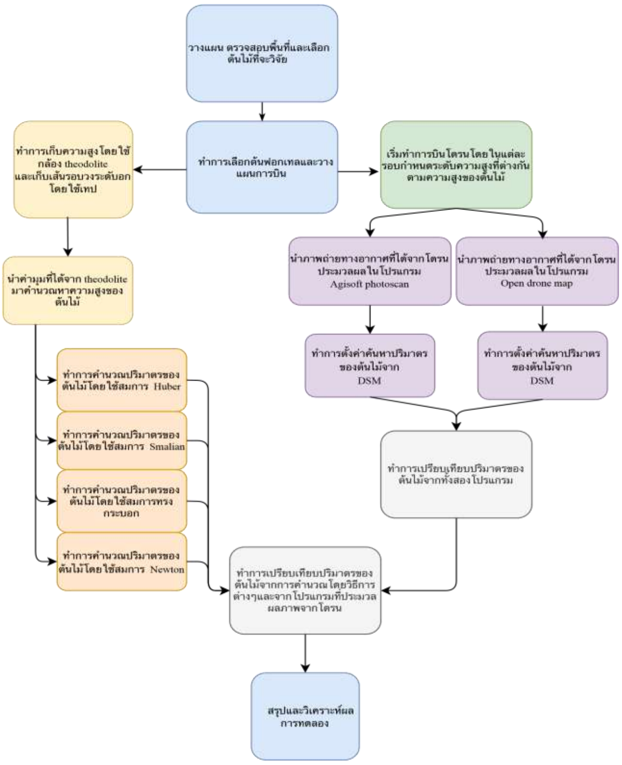
Keywords: 3D models, Volume of Trees, UAV, Foxtail Palm

1. คำนำ

การสำรวจรังวัดภาพถ่ายทางอากาศโดยอากาศยานไร้คนขับ เป็นศาสตร์ที่จะเป็นพื้นฐานที่สำคัญของอุตสาหกรรมป่าไม้ในอนาคต ซึ่งมีความต้องการทราบปริมาตรต้นไม้ เพื่อที่รองรับปริมาณความต้องการไม้ของอุตสาหกรรมที่ใช้ไม้ท่อนและประเมินมูลค่าทางเศรษฐกิจ โดยในต่างประเทศมีการนำเทคโนโลยีการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ (UAV) มาใช้ทดแทนการสำรวจในสนามแบบเดิม (การวัดความสูงและ เส้นผ่าศูนย์กลางระดับอก)

เนื่องจากความละเอียดที่สูงขึ้น การสำรวจสามารถทำได้ครอบคลุมพื้นที่กว้างทั้งในแบบรายต้นและรายแปลง

ในปัจจุบันอากาศยานไร้คนขับ (UAV) มีราคาถูกลงและสามารถจัดหาได้ง่าย จึงมีคนนำมาประยุกต์ใช้งานในด้านต่าง ๆ เช่นการสร้างแผนที่ภาพถ่ายดิ่งทางอากาศและการสร้างแบบจำลองสามมิติ เป็นต้น ซึ่งก่อนที่จะนำข้อมูลมาใช้งานจะต้องผ่านการประมวลผลด้วยซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์ต่าง ๆ ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดที่จะนำซอฟต์แวร์รหัสเปิด อย่างเช่นซอฟต์แวร์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) มาใช้งานเพื่อทดสอบประสิทธิภาพว่าจะสามารถนำมาใช้งานจริงได้หรือไม่ ซึ่งในการศึกษาขั้นต้นผู้วิจัยเลือกศึกษาการหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทล เนื่องจากต้นฟ็อกเทลมีลักษณะลำต้นที่ไม่ซับซ้อนมากนักและบริเวณรอบ ๆ ต้นฟ็อกเทลมีพื้นที่มากพอที่จะออกแบบวิธีการบินถ่ายภาพได้ จึงสามารถใช้ในการศึกษาเพื่อสร้างแบบจำลอง 3 มิติจากภาพถ่ายทางอากาศด้วยอากาศยานไร้คนขับ เพื่อเป็นต้นแบบ (Prototype) และแนวทางประยุกต์ใช้งานสำหรับต้นไม้ชนิดอื่น ๆ ผู้วิจัยได้ทำการทดลองหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทล ด้วยวิธีการที่แตกต่างกัน เช่น การหาปริมาตรด้วยการวัดความสูงของต้นด้วยกล้องวัดมุม (Theodolite), การหาปริมาตรด้วยวิธีการหาเส้นผ่าศูนย์กลางที่ความสูงระดับอก การหาปริมาตรด้วยสมการของ Huber การหาปริมาตรด้วยสมการของ Smalian และการหาปริมาตรด้วยสมการของ Newton เป็นต้น ซึ่งผลการศึกษาจะนำมาเปรียบเทียบเพื่อพิจารณาความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของแต่ละวิธีการ อันจะนำไปสู่การกำหนดวิธีการที่เหมาะสมเพื่อใช้ในการศึกษาต่อไป



รูปที่ 1 แผนการดำเนินงานของโครงงาน

1.1 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

1) เพื่อศึกษาวิธีการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศเพื่อสร้างแบบจำลอง 3 มิติ โดยอากาศยานไร้คนขับ

2) เพื่อศึกษาวิธีการประมวลผล และวัดปริมาตรของต้นไม้ โดยใช้ซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map)

3) เพื่อศึกษาเปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้กับซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)

4) เพื่อศึกษาเปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้จากโปรแกรม เปรียบเทียบกับวิธีการวัดเส้นผ่าศูนย์กลางของต้นไม้ที่ความสูงระดับอก Diameter at breast height (D.B.H) และการหาปริมาตรด้วยสมการอื่น ๆ

1.2 ขอบเขตของการวิจัย

1) ชนิดของต้นไม้ตัวอย่างคือต้นฟ็อกเทลขวดซึ่งมีลักษณะของลำต้นเป็นทรงกระบอก จึงง่ายแก่การนำมาคำนวณหาปริมาตร

2) ขอบเขตพื้นที่ศึกษามหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บริเวณหลังอาคารหอประชุมใหญ่ ซึ่งเป็นบริเวณที่เหมาะแก่การบินโดรน คือ เป็นที่โล่งกว้างสามารถนำโดรนขึ้นบินถ่ายภาพได้ โดยไม่ติดสิ่งกีดขวาง

3) การวางแผนการบิน ใช้การบินที่ความสูงสามระดับ แบบบินวนรอบต้นไม้ตัวอย่าง เพื่อให้สามารถเก็บข้อมูลของต้นฟ็อกเทลขวด ได้อย่างครบถ้วน

4) ศึกษาการใช้ซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) และซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์ อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)

5) บินถ่ายด้วยอากาศยานไร้คนขับ ขนาดเล็ก รุ่น DJI Phantom 4 Pro วางแผนบินที่ความสูงบิน 10 เมตร จากระดับพื้นดิน โดยมีส่วนเหลื่อมซ้อนกัน (Overlapping) 80% และ ส่วนเกย (Sidelap) 60% และค่า GSD เท่ากับ 0.3 cm/pixel

2. การสำรวจและการประมวลผลเพื่อสร้างแบบจำลอง 3 มิติโดยอากาศยานไร้คนขับ

2.1 การตรวจสอบสถานที่และเลือกต้นไม้ที่ต้องการวิจัย

เลือกต้นไม้ที่ต้องการวิจัยโดยเลือกต้นฟือกเทล และเลือกสถานที่ที่เหมาะสมในการบินโดรนโดยมีระยะห่างอย่างน้อย 7 เมตร เพื่อได้ภาพถ่ายทางอากาศที่มีความครบถ้วน

2.2 การวางแผนการบิน

โดยวางแผนการบินที่ความสูงบิน 10 เมตร จากระดับพื้นดิน โดยมีส่วนเหลื่อมซ้อนกัน (Overlap) 80% และ ส่วนเกย (Sidelap) 60% และโดยบินถ่ายแบบวน (Circle) ตั้งเวลาถ่ายภาพทุก ๆ 2 วินาที

2.3 การสำรวจเก็บข้อมูลภาคสนามโดยใช้การวัดเส้นผ่านศูนย์กลางระดับอก

โดยทำการหาเส้นผ่านศูนย์กลางระดับอก ที่ระดับ 1.3 เมตรจากเส้นรอบวงที่ได้จากเทปและความสูงของต้นไม้ด้วยวิธีตรีโกณมิติโดยใช้กล้องวัดมุม (Theodolite) หาเส้นผ่านศูนย์กลางและความสูงของต้นฟือกเทลเมื่อวัดที่ความสูงกล้องถึงเรือนยอด แล้วเข้าสูตรหาปริมาตรจากสมการทรงกระบอก

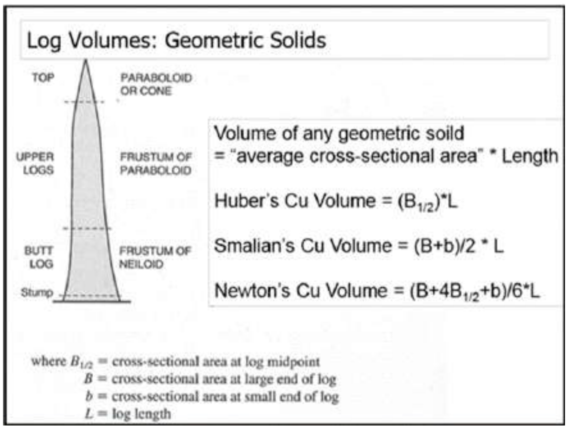
2.4 การคำนวณหาปริมาตรต้นฟือกเทลโดยใช้วิธีการอื่น ๆ

การคำนวณปริมาตรของ Huber, Smalian, และ Newton [1]

โดยที่ B คือพื้นที่โคนของต้นฟือกเทล

B1/2 คือช่วงกลางของต้นฟือกเทล

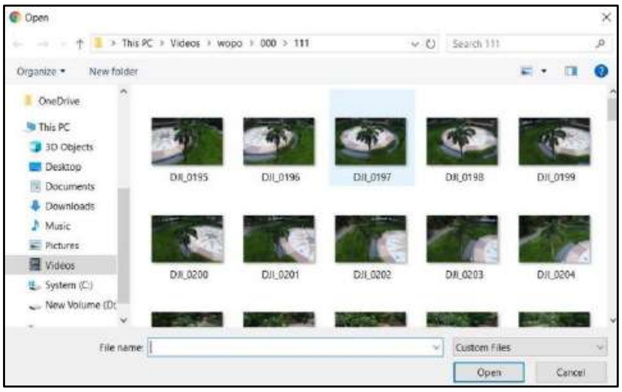
b คือบริเวณปลายมีลักษณะคล้ายพาราโบลาคว่ำ



รูปที่ 2 การคำนวณปริมาตรด้วยสมการต่างๆ
ที่มา: https://slideplayer.com/slide/7374002/

2.5 การบินถ่ายภาพทางอากาศ

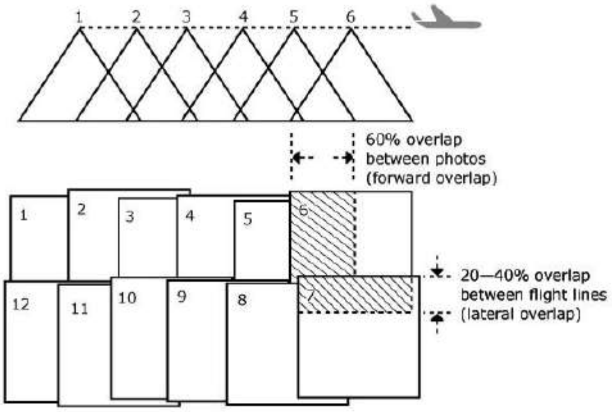
การบินถ่ายภาพทางอากาศด้วยอากาศยานไร้คนขับขนาดเล็ก รุ่น DJI Phantom Pro 4 โดยใช้แอพพลิเคชั่น (Application) DJI GO ในการควบคุม การบินตามการวางแผนการบิน [2] เมื่อวันที่ 27 กันยายน 2562 ได้ภาพ 140 ภาพ ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 บินถ่ายภาพทางอากาศ 140 ภาพ

2.6 การสร้างแบบจำลองความสูงที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับ

ในการสร้างแบบจำลองความสูงที่ได้จากอากาศไร้คนขับที่ได้จากภาพถ่ายทางอากาศผ่านกระบวนการโฟโตแกรมเมตรี จำเป็นต้องมีการวางแผนการถ่ายภาพเพื่อให้ได้ความเหมาะสมกับงานโดยภาพที่ได้ต้องมีส่วนซ้อนตามแนวบิน (Overlap) มากกว่าร้อยละ 80 ดังแสดงในรูปที่ 4

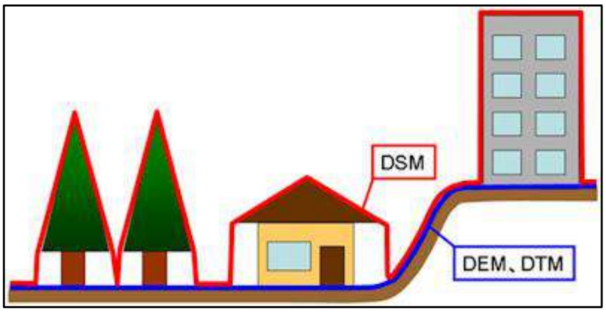


รูปที่ 4 การสร้างแบบจำลองความสูงที่ได้จากอากาศไร้คนขับ
ที่มา: https://www.slideshare.net/ThomasStarnes1/open-drones

ข้อมูลสามมิติที่ได้จากการสำรวจด้วยภาพถ่ายทางอากาศจะอยู่ในส่วนซ้อนและส่วนเกยของคู่ภาพ ที่ผ่านกระบวนการปรับแก้ทางโฟโตแกรมเมตรีโดยข้อมูลที่ได้ภายหลังจากการปรับแก้จะได้ข้อมูลกลุ่มจุดสามมิติ (Point Cloud) หลังจากนั้นข้อมูลกลุ่มจุดสามมิติจะถูกนำไปใช้เพื่อสร้างโครงข่ายสามเหลี่ยมด้านไม่เท่า (Triangular Irregular Networks, TIN) และแปลงข้อมูลให้อยู่ในรูปแบบราสเตอร์ จะได้เป็นแบบจำลองความสูงสิ่งปกคลุมพื้นผิวเชิงเลข (Digital Surface Model, DSM)

2.6.1 Digital Surface Model (DSM) และ Digital Elevation Model (DEM)

ค่าความสูงภูมิประเทศสามารถแยกออกได้เป็นค่าความสูงพื้นผิวปกคลุมภูมิประเทศ (Digital Surface Model, DSM) และ ค่าความสูงพื้นผิวภูมิประเทศ (Digital Elevation Model, DEM) ซึ่งทั้ง DSM และ DEM จะอ้างอิงกับระดับน้ำทะเลปานกลาง



รูปที่ 5 Digital Surface Model (DSM) และ Digital Elevation Model (DEM)

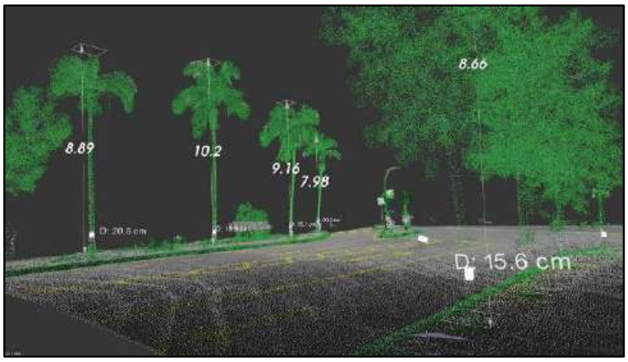
ที่มา: https://sites.google.com/site/lidardemservice/

ค่าความสูงพื้นผิวปกคลุมภูมิประเทศ (Digital Surface Model, DSM) คือ ค่าความสูงบนพื้นผิวที่ปกคลุมพื้นผิวภูมิประเทศที่แท้จริง เช่น ค่าระดับสูงบนเรือนยอดของต้นไม้ หรือค่าระดับสูงบนหลังคาบ้าน เนื่องจากการรังวัดจากอากาศยานด้วยวิธีต่าง ๆ ที่ไม่สังเกตเห็นพื้นผิวพื้นดินที่แท้จริงได้ ดังแสดงในรูปที่ 5

ค่าความสูงพื้นผิวภูมิประเทศ (Digital Elevation Model, DEM) คือ ค่าความสูงพื้นผิวพื้นดินของภูมิประเทศที่แท้จริงที่แสดงผลในแผนที่ภูมิประเทศด้วยเส้นชั้นความสูง ในบริเวณพื้นที่เปิดโล่ง ค่าความสูง DSM จะมีค่าเท่ากับค่าความสูง DEM แต่ในบริเวณพื้นที่ที่มีสิ่งปกคลุมพื้นดินนั้นมีค่าความสูง DSM จะมีค่าสูงกว่าค่าความสูง DEM

2.6.2 กลุ่มจุดสามมิติ (Points Cloud)

กลุ่มจุดสามมิติ (Points Cloud) ทำหน้าที่ตัวแทนของวัตถุในรูปแบบสามมิติโดยการใช้กลุ่มก้อนของจุด ที่สะท้อนมาจากพื้นผิวของวัตถุ เซนเซอร์ (Sensor) ในปัจจุบัน เช่น LiDAR (Light Detection and Ranging) ใช้การวัดเวลา



รูปที่ 6 ตัวอย่างของกลุ่มจุดสามมิติ (Points Cloud)

ที่มา: https://twitter.com/Carbomap/status/973634365627469829

การสะท้อนกลับของแสงเมื่อกระทบกับวัตถุ เพื่อคำนวณหาระยะทางจากเซนเซอร์ (Sensor) และวัตถุนั้น LiDAR sensor จะทำการบันทึกข้อมูลในรูปแบบของระบบพิกัด (Coordination System) โดยมีแกน X, Y, และ Z นอกจากนี้เมื่อเราทราบตำแหน่งของจุด (Point) ในรูปของ XYZ แล้ว เราสามารถที่จะเก็บข้อมูลสเปกตรัม (Spectral information) หรือข้อมูลของสีในรูปแบบ RGB ดังในรูปที่ 6

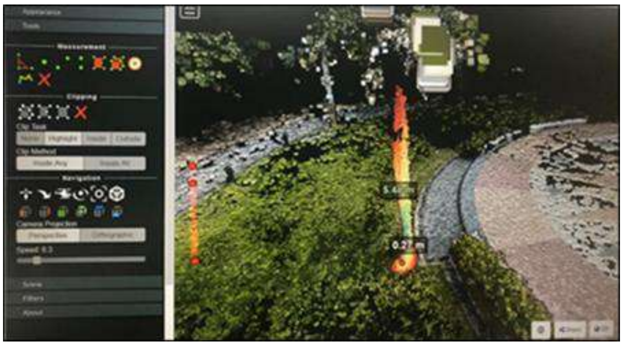
2.7 การประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศโดยซอฟแวร์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map)

โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map, ODM) เป็นซอฟต์แวร์รหัสเปิดที่ใช้ในการทำแผนที่จากภาพถ่ายทางอากาศด้วยโดรนหรืออากาศยานไร้คนขับ ซึ่ง ODM นั้นจะเป็นเครื่องมือในลักษณะของการสั่งงานในรูปแบบของเครื่องมือบรรทัดคำสั่ง (Command Line Toolkit) หรือเป็นชุดเครื่องมือโอเพนซอร์สสำหรับการประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศจากอากาศยานไร้คนขับโดยผู้ใช้งานจะต้องอาศัยการพิมพ์คำสั่งในการใช้งานทำให้ยากต่อผู้ใช้งานทั่วไปแต่มีเครื่องมือหนึ่งซึ่งได้ถูกพัฒนาในรูปแบบ ส่วนติดต่อผู้ใช้ (User Interface) ที่ชื่อว่าเว็บโอดีเอ็ม (WebODM) ซึ่งมีปุ่มเครื่องมือให้ผู้ใช้งานคลิกสั่งการทำงาน ทำให้ง่ายต่อการใช้งานโดยการอัพโหลดข้อมูลภาพที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับเข้าไป แล้วก็สั่งให้ประมวลผล ทั้งนี้ผู้วิจัยต้องการศึกษาเพียงการสร้างแบบจำลอง 3 มิติเท่านั้น จึงทำการประมวลผลเพียงฟังก์ชันเดียว โดยมีขั้นตอนในการการประมวลผลดังนี้

(1) การนำเข้ารูปภาพที่ได้จากการบินสำรวจ จำนวน 140 รูป ลงในคอมพิวเตอร์ ดังในรูปที่ 7

(2) ทำการประมวลผลผ่านซอฟต์แวร์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) โดยตั้งการประมวลผลเป็นแบบจำลองสามมิติ ดังในรูปที่ 8

รูปที่ 7 การนำเข้ารูปภาพที่ได้จากการบินสำรวจ จำนวน 140 รูป ลงในคอมพิวเตอร์



รูปที่ 8 หาปริมาตรของต้นฟีอกเทลจาก 3D model โดยซอฟแวร์ OpenDroneMap

2.8 การประมวลผลภาพทางอากาศโดยซอฟแวร์เชิงพาณิชย์ Agisoft Photoscan

Agisoft Photoscan เป็นซอฟต์แวร์แบบสแตนด์อโลนที่ประมวลผลภาพถ่าย หรือการรังวัดด้วยภาพ (photogrammetric) แบบดิจิทัล และสร้างข้อมูล 3 มิติข้อมูลเชิงพื้นที่ที่นำไปใช้กับงาน (Geographic Information Systems, GIS) งานจัดเก็บข้อมูลมรดกทางวัฒนธรรม และการผลิตภาพถ่ายเทคนิคพิเศษ (visual effects) รวมไปถึงการวัดค่าของวัตถุระดับต่าง ๆ ในทางอ้อม โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) จึงเลือก Agisoft Metashape ซึ่งมีเวอร์ชั่นทดลองใช้ฟรีสามสิบวัน ข้อดีของ Agisoft Metashape เมื่อเทียบกับ โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) คือได้ภาพที่มีความละเอียดสูง และประมวลผลได้รวดเร็วกว่าโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map)

ขั้นตอนในการการประมวลผลมีดังนี้

(1) การนำเข้ารูปภาพที่ได้จากการบินสำรวจ จำนวน 140 รูป ลงในคอมพิวเตอร์

(2) ทำการประมวลผลผ่านซอฟต์แวร์ Agisoft Photoscan โดยตั้งค่าการ process Build mesh, DEM, และ Orthomosaic

รูปที่ 9 หาปริมาตรของต้นฟีอกเทลจาก 3D model โดยซอฟแวร์เชิงพาณิชย์ Agisoft Photoscan

2.9 เปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้ของโปรแกรมโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) และ อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)

จากการทดลองในการใช้โปรแกรมโอเพ็นท์ซอสส์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) และ โปรแกรมเชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan) ในการหาความสูง เส้นผ่านศูนย์กลาง และปริมาตรของต้นฟีอกเทลที่ได้ทำเลือกใชในการวิจัยนี้ พบว่า

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบผลลัพธ์ที่ได้ของทั้ง 2 โปรแกรม

ผลลัพธ์ที่ได้	โปรแกรม โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map)	โปรแกรม อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)
ความสูง (Height; m)	7.17	7.19
เส้นผ่านศูนย์กลาง (Diameter; m)	0.23	0.22
ปริมาตร (Volume; m^3)	0.28	0.29

ผลลัพธ์ที่ได้ทำให้ทราบว่า ค่าความสูง เส้นผ่านศูนย์กลาง และปริมาตรของต้นฟีอกเทล ของโปรแกรมโอเพ็นท์ซอสส์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) และ โปรแกรมเชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan) มีความใกล้เคียงกันมาก ซึ่งทำให้ทราบว่าโปรแกรมโอเพ็นท์ซอสส์โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) มีประสิทธิ์ภาพใกล้เคียงเทียบเท่าโปรแกรมเชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)

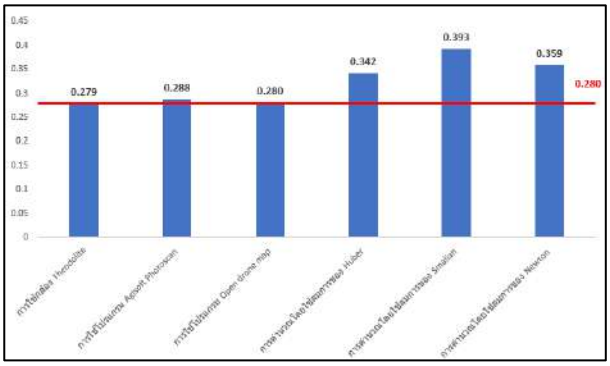
3. สรุปผลการดำเนินงานและข้อเสนอแนะ

จากการทดสอบในการหาปริมาตรของต้นฟีอกเทลต้นที่ 1 ด้วยวิธีการต่าง ๆ นั้น ได้ข้อสรุปผลดังตารางที่ 2 และรูปที่ 10

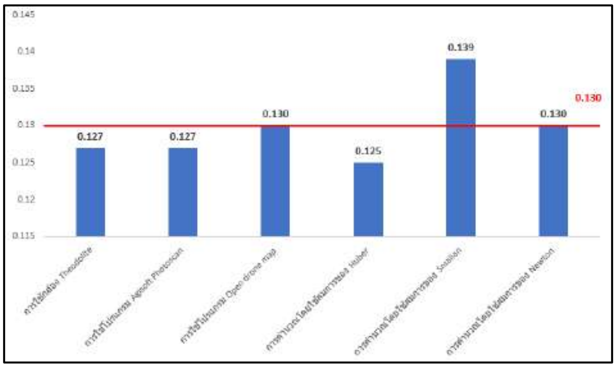
ตารางที่ 2 ผลการทดสอบการหาปริมาตรของต้นฟีอกเทลต้นที่ 1 ด้วยวิธีต่าง ๆ

ผลการทดลอง	
วิธีที่ใช้ในการหาปริมาตรของต้นฟีอกเทลต้นที่ 1	ปริมาตรที่หาได้ของต้นฟีอกเทลต้นที่1 (ลูกบาศก์เมตร)
การใช้กล้อง Theodolite	0.279
โปรแกรม Agisoft Photoscan	0.288
โปรแกรม Open drone map	0.280
สมการของ Huber	0.342
สมการของ Smalian	0.393
สมการของ Newton	0.359

จากการวิจัยหาปริมาตรของต้นฟีอกเทล พบว่า ซอฟต์แวร์รหัสเปิด โอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) มีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์ อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan) อยู่ที่ $\pm$2.52 % ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกันมากจึงสามารถใช้ค่าจากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) ได้อย่างมีประสิทธิภาพใกล้เคียงซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์อาจิซอฟท์โฟโตสแกน (Agisoft Photoscan)



รูปที่ 10 กราฟแท่งแสดงค่าปริมาตรของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 1 ด้วยวิธีการต่าง ๆ



รูปที่ 11 กราฟแท่งแสดงค่าปริมาตรของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 2 ด้วยวิธีการต่าง ๆ

จากตารางที่ 3 ผลการทดสอบการหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 2 ด้วยวิธีต่าง ๆ ทั้ง 6 วิธี แสดงผลดังนี้

ตารางที่ 3 ผลการทดสอบการหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 2 ด้วยวิธีต่าง ๆ

ผลการทดลอง	
วิธีที่ใช้หาปริมาตรของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 2	**ปริมาตรที่หาได้ของต้นฟ็อกเทลต้นที่ 2 (ลูกบาศก์เมตร)**
การใช้กล้อง Theodolite	0.127
โปรแกรม Agisoft Photoscan	0.127
โปรแกรม Open drone map	0.130
สมการของ Huber	0.125
สมการของ Smalian	0.139
สมการของ Newton	0.130

ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อเปรียบเทียบปริมาตรที่ได้จากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) กับวิธีการใช้กล้องวัดมุม (Theodolite) [4] และการหาปริมาตรด้วยวิธีอื่นพบว่าการใช้ข้อมูลจากกล้องวัดมุม (Theodolite) คำนวณสมการทรงกระบอกและการใช้สมการ Newton เพื่อหาปริมาตรมีความใกล้เคียงกับการหาปริมาตรด้วยอากาศยานไร้คนขับ มากที่สุดจากสมการตัวอย่างทั้งหมดที่นำมาใช้โดยที่วิธีการใช้กล้องวัดมุม (Theodolite) มีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) อยู่ที่ +1.33 % และสมการของ Newton มีค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างจากซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) อยู่ที่ +7.05 % ดังแสดงในรูปที่ 11

ทำให้สามารถสรุปได้ว่าภาพถ่ายทางอากาศเพื่อสร้างแบบจำลองสามมิติ โดยอากาศยานไร้คนขับสามารถนำมาใช้หาปริมาตรของวัตถุ ซึ่งในการหาปริมาตรของต้นฟ็อกเทล สามารถนำไปประยุกต์ใช้ทดแทนการสำรวจต้นไม้ในสนามแบบเดิม เนื่องจากอากาศยานไร้คนขับ มีความละเอียดสูงและมีความสะดวกรวดเร็วในการเก็บข้อมูล โดยสามารถใช้ซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) แทนการใช้ซอฟต์แวร์เชิงพาณิชย์ในการหาปริมาตรได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่ยังมีข้อจำกัดในด้านพื้นที่การบินในพื้นที่ที่เป็นป่ารกทึบหรือสิ่งกีดขวางในการบินมาเกินไปที่จะทำการบินได้และซอฟต์แวร์รหัสเปิดโอเพ่นโดรนแมพ (Open Drone Map) ยังต้องใช้การเชื่อมต่ออินเทอร์เน็ตในการใช้งาน สำหรับงานวิจัยนี้ สามารถนำผลการทดลองไปใช้ในงานทางด้านป่าไม้สำหรับการวิจัยหรือศึกษาพันธุ์ไม้หรือสวนป่า เพื่อหาปริมาตรสำหรับการคำนวณมูลค่าทางธุรกิจและยังสามารถประยุกต์ใช้ในงานอื่นได้ เช่นงานหาปริมาตรของดินถม (Stockpile) หรือวัตถุอื่น ๆ ที่ต้องการได้

4. ข้อเสนอแนะ

1. งานวิจัยนี้ผู้วิจัยได้คำนวณปริมาตรต้นไม้และเก็บข้อมูลของต้นไม้โดยใช้อากาศยานไร้คนขับ เนื่องจากต้องการศึกษาหาปริมาตรเพียงต้นเดียว จึงหาสถานที่ที่จะทำการบินอากาศยานไร้คนขับแบบบินวน (Circle) รอบต้นไม้ภายในมหาวิทยาลัยได้ค่อนข้างจำกัดเพราะพื้นที่รอบ ๆ ต้นไม้จะต้องไม่มีสิ่งกีดขวาง
2. เนื่องจากต้นไม้ไม่ได้มีเส้นผ่าศูนย์กลางคงที่ตลอดความสูง จึงทำการวัดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 ช่วงความสูงของต้นไม้เพื่อได้ความถูกต้องและแม่นยำมากขึ้น
3. ควรมีการหาความสัมพันธ์และค่าสัมประสิทธิ์ a และ b ในสมการมวลชีวภาพ โดยจะต้องตัดต้นไม้มาทำการทดลองและสร้างความสัมพันธ์แอลโลเมตรี [3]

$$W = aD^2H^b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1)$$

เมื่อ W = มวลชีวภาพของต้นไม้ (กก.)

D = เส้นผ่านศูนย์กลางที่ความสูงระดับอก (ซม.)

H = ความสูงของต้นไม้ (ม.)

a, b = ค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้จากการทดลองในพื้นที่ป่าไม้แต่ละประเภท/ชนิด

4. สามารถนำผลการทดลองครั้งนี้ไปใช้ในงานทางด้านป่าไม้สำหรับการวิจัยหรือศึกษาพันธุ์ไม้หรือผู้ที่ทำธุรกิจฟาร์มป่าไม้สำหรับขายเพื่อหาปริมาตรสำหรับการคำนวณมูลค่าทางธุรกิจ
5. สามารถนำผลการทดลองครั้งนี้ไปประยุกต์ใช้ในงานอื่นได้ เช่นงานหาปริมาตรของดินถม (Stockpile) หรือวัตถุอื่น ๆ ที่ต้องการ

กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ รศ.ดร.ดีบุญ เมธากุลชาติ ที่ได้สละเวลาให้คำแนะนำและให้ข้อคิดเห็นในแง่มุมต่าง ๆ ที่ทำให้งานนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น และขอบคุณ ผศ.พท.ดร.สรวิศ สุภเวชย์ ที่กรุณาให้คำแนะนำ ปรึกษา และความรู้ที่เป็นประโยชน์ต่องานวิจัยนี้ ขอขอบคุณคุณเจนพล พลังธนสุกิจ ที่ได้ให้คำแนะนำ ปรึกษาการใช้อุปกรณ์ต่าง ๆ จนสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี คณะผู้วิจัยขอบคุณครอบครัวและเพื่อน ๆ ที่คอยสนับสนุนและคอยให้ความช่วยเหลือ จนทำให้งานวิจัยนี้เสร็จสมบูรณ์ไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] Zainodin H. J. and Amran Ahmed [2012], Comparisons between Huber's and Newton's Multiple Regression Models for Stem Biomass Estimation Noraini Abdullah.

[2] Jeff Foster, an expert in 3D modeling, share his best practices . https://blog.dronedeploy.com/4-steps-for-making-an-excellent-3d-model-with-a-drone-25dc35f1df62

[3] ภาณุวัฒน์ ประเสริฐพงษ์,วิธีการศึกษามวลชีวภาพในป่าไม้ .ศูนย์วิจัยและฝึกอบรมนิเวศวิทยาอุตสาหกรรมคณะสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรศาสตร์,มหาวิทยาลัยมหิดล,หน้า 2-5.

[4] A GLOBE Learning Investigation, Land Cover/ Biology Investigation, 2005.

การหาค่าระดับสูงของหมุดระดับตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม

ELEVATION MEASUREMENTS OF BENCHMARKSBESIDE THE RURAL ROADALONGTHE WESTCOAST OF CHUMPHON PROVINCE BY GNSS METHOD

ประกอบ มณีเนตร[1] ธนศักดิ์ วิศรี[2] ธีรพงษ์ ฉวีราช[3] ภุชงค์ วงษ์เกิด[4] รณชัย บำเพ็ญอยู่[5] กฤษฎา มณีเนตร[6] และอรุณยุพา บัวทรัพย์[7]

[1,4,5]สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยกรุงเทพธนบุรี
[2,3]บริษัทอินทิเกรเทด เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ จำกัด
[6]บริษัท เอ็ม.ซี.อี.เอเชีย จำกัด
[7]สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยปทุมธานี

[1,6]E-mail address: prakobku@gmail.com, [2,3]E-mail address :iec.consult@gmail.com,
[4,5]E-mail address : p.wongkoet@gmail.com, [7]E-mail address : arunyupa-j@hotmail.com

บทคัดย่อ

การหาค่าระดับสูงเหนือระดับทะเลปานกลางโดยวิธีการรังวัดด้วยโครงข่ายดาวเทียมGNSSได้ถูกนำมาใช้แทนที่วิธีการหาระดับสูงแบบดั้งเดิม ภายหลังจากได้มีโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยโดยที่โครงการอยู่ห่างจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารประมาณ 20 กิโลเมตร ได้มีการสร้างหมุดระดับจำนวน 17 หมุด ห่างกันประมาณ 500 เมตร ตามข้างถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพร ได้มีการรังวัดหาค่าพิกัดของหมุดชั่วคราวที่สร้างไว้ใกล้เคียงกับหมุดระดับด้วยวิธีสถิตย์ใช้เทคนิคการรังวัดแบบสัมพัทธ์โดยการรังวัดพร้อมกันเป็นเวลาไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง คำนวณหาค่าความสูงเหนือยีออยด์TGM2017 แล้วคำนวณหาค่าระดับสูงด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมและได้มีการรังวัดหาค่าระดับของสูงหมุดระดับด้วยวิธีการระดับแบบครบวงจรโดยการอ่านสามสายใย การหาค่าระดับสูงของหมุดระดับวิธีโครงข่ายดาวเทียมมีความถูกต้องดีกว่าหรือเท่ากับ12 mm√K หรือเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 และทำงานได้รวดเร็วกว่าการหาค่าระดับสูงเหนือระดับทะเลปานกลางแบบการระดับสำหรับพื้นที่โครงการนี้

คำสำคัญ : หมุดระดับ, TGM2017, โครงข่ายดาวเทียม GNSS

Abstract

Elevationsof objects or ground points above mean sea level are determined by GNSS network method instead of conventional leveling, afterthe Development of PreciseGeoid Model of Thailand. The project area is about 20 kilometers far from the first order of benchmark determined by Royal Thai Survey Department.Seventeenpermanent benchmarksare constructed beside the rural roadalongthe west coast ofChumphon Province by spacing about 500 meters. Measuring coordinates of temporary points nearby seventeen benchmarks by staticmethod,observing simultaneously at least 1 hours (by technique of relative positioning).Compute geoid undulation from TGM2017 and compute elevations by GNSS method. Measuring elevations of benchmarks by the method of three wires closed circuit differential leveling by level instrument. Measuring elevations by GNSS method is equal or better than 12 mm√Kor Order 3 (leveling). Elevations above mean sea level by GNSS method is faster than leveling method for this project area.

Keywords : Benchmark, TGM2017, GNSS network

1.คำนำ

สำรวจรังวัดด้วยโครงข่ายดาวเทียมได้เข้ามามีบทบาทสำคัญมาก และได้ถูกนำมาใช้แทนการสำรวจด้วยวิธีการดั้งเดิม(Conventional Ground survey) ซึ่งทำให้สามารถรังวัดหาพิกัดและระดับของจุดต่างๆบนพื้นผิวโลกได้อย่างรวดเร็วและมีความถูกต้องสูงและเนื่องด้วยโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย(Development of Precise Geoid Model of Thailand) [5] ได้ถูกนำมาใช้ในปีพ.ศ.2560 ซึ่งเรียกแบบจำลองดังกล่าวว่า TGM2017 จากแบบจำลองดังกล่าวสามารถรังวัดด้วยระบบโครงข่ายดาวเทียมหาค่าระดับได้โดยมีความละเอียดถูกต้อง

อยู่ในเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 ตามมาตรฐานของวสท. หรือตามมาตรฐานของ FGCC1984 [2]

เนื่องจากพื้นที่โครงการตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรอยู่ห่างจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารประมาณ 20 กิโลเมตร ในโครงการศึกษาวิจัยนี้ จึงได้นำวิธีการหาค่าระดับด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมมาใช้เพื่อหาค่าระดับสูงของหมุดระดับตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพร โดยโยงยึดค่าระดับสูงจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมไปยังหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างอยู่ใกล้หมุดระดับโครงการตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างให้อยู่ใกล้หมุดระดับโครงการ โดยโยงยึดกับหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหาร แล้วหาค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการด้วยวิธีการระดับแบบสามสายใย ให้ค่าคลาดเคลื่อนอยู่ในเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

2.1 เพื่อโยงยึดค่าระดับสูงจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารอย่างน้อย 1 หมุด ไปยังหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างให้อยู่ใกล้หมุดระดับโครงการตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพร

2.2 เพื่อตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างให้อยู่ใกล้หมุดระดับโครงการ โดยโยงยึดกับหมุดระดับชั้นที่ 1 หนึ่งหมุด แล้วตรวจสอบกับหมุดระดับชั้นที่ 1 อีกหนึ่งหมุด หรือตรวจสอบกับหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหารอีก หนึ่งถึงสองหมุด

2.3 เพื่อหาค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการ โดยอ้างอิงจากหมุดระดับโครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีการระดับแบบสามสายใย

3. การทบทวนวรรณกรรม

3.1 งานวิจัยที่ผ่านมา

ชัยวัฒน์ พรมทองและคณะ (2548) ได้รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียม GPS ในประเทศไทย ได้รายงานผลการวิจัย สรุปได้ว่าค่าความสูงออร์โธเมตริกที่ใช้จากการปรับแก้โครงข่ายหมุดหลักฐานระบบ GPS ทั้งประเทศ ไม่สามารถนำไปใช้แทนการวัดระดับชั้นที่ 3 ได้ แต่อาจนำไปใช้ในการสำรวจหาความสูงออร์โธเมตริกในเฉพาะพื้นที่ที่มีขนาดไม่กว้างนักได้ [6]

กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ [2560]ได้ร่วมกันจัดทำโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย (Development of Precise Geoid Model of Thailand) ซึ่งเรียกว่า TGM2017 และได้รายงานผลการดำเนินงานไว้ว่า การทดสอบการใช้งานแบบจำลองยีออยด์รายละเอียดสูงในการหาค่าระดับด้วยเทคนิคการสำรวจข้อมูลด้วยเทคนิคการสำรวจด้วยเทคโนโลยี GNSS ซึ่งผลการทดสอบความถูกต้องแบบสัมบูรณ์และแบบสัมพัทธ์เปรียบเทียบกับหมุดตรวจสอบ 100 หมุด ได้แสดงให้เห็นถึง ความถูกต้องของแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงอยู่ในระดับดีกว่า 10 ซม. และมีความเทียบเท่ากับมาตรฐานงานระดับชั้นที่ 3 และได้รายงานความคุ้มค่าในการหาค่าระดับด้วยเทคโนโลยี GNSS ควบคู่ไปกับการใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงบริเวณประเทศไทย ได้พัฒนาขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับการเดินระดับแบบทั่วไปโดยใช้กล้องระดับ (Conventional leveling) ซึ่งมีความถูกต้องของค่าระดับใกล้เคียงกัน จะให้ความคุ้มค่าที่เหนือกว่าในระยะเวลาและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อสายของการเดินระดับมีระยะมากกว่า 10 กม. ขึ้นไป [5]

วัชโรตม์ พันโยธา (2561) ได้ศึกษาการประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล พบว่าค่าระดับสูงภูมิศาสตร์ที่รังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แบบสถิต มีค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (Mean error) เท่ากับ 0.017 เมตร และค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.085 เมตร โดยวิธีการหาค่าระดับสูงภูมิประเทศแบบสัมบูรณ์ [8]

3.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.2.1ระบบพิกัดอ้างอิง (Reference Coordinate System)

ในงานการสำรวจรังวัดด้วยดาวเทียมมีระบบพิกัดอ้างอิงประกอบด้วย 3 ระบบคือ (1)ระบบพิกัดของดาวเทียม (Satellite reference coordinate system)(2) ระบบพิกัดฉากสามมิติที่จุดศูนย์กลางโลก (Geocentric coordinate system)และ(3)ระบบพิกัดภูมิศาสตร์หรือระบบยีออเดติค (Geographic or Geodetic coordinate system)

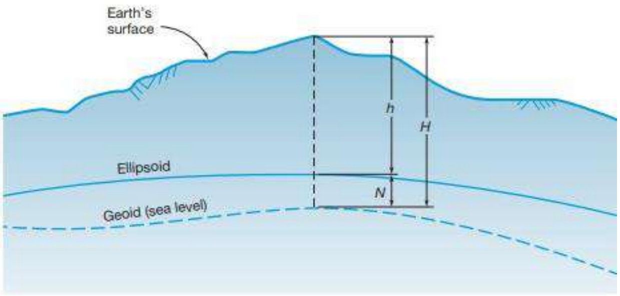
ระบบพิกัดของดาวเทียมในแต่ละระนาบโคจรของดาวเทียม (GPSมีทั้งหมด 6 ระนาบ) จะเป็นระบบพิกัดฉากสามมิติ โดยมีจุดศูนย์กำเนิดอยู่ที่จุดศูนย์กลางของโลก(Earth’s mass center)และเป็นจุดโฟกัสของวงรีที่ดาวเทียมอยู่ใกล้สุด แกน Xอยู่บนเส้นเชื่อมโยงระหว่างจุดโฟกัสของวงรีซึ่งเป็นวงโคจรของดาวเทียม แกน Y อยู่ในระนาบของวงโคจร และแกน Z ตั้งฉากกับระนาบของวงโคจร ในระบบมือขวา พิกัด Z มีระยะห่างจากค่าเฉลี่ยของวงโคจร ซึ่งมีค่าน้อยมาก ในระบบพิกัด Geocentric Coordinate System โดยจุด origin อยู่ที่ Mass Center ของโลก แกน X ผ่าน Greenwich Meridian แกน Z อยู่บนแกนหมุนของโลก (Conventional Terrestrial Pole : CTP และแกน Y อยู่บนระนาบศูนย์สูตรในระบบมือขวา (right-handed coordinate system)

ในเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจะมี software แปลงพิกัดจากระบบพิกัดของดาวเทียมในแต่ละระนาบ มาเป็นระบบพิกัดGeocentric Coordinate System และนำข้อมูลจากเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมมาคำนวณปรับแก้ Network ในระบบพิกัดนี้ค่าที่ปรับแก้แล้ว จะแปลงเป็นระบบพิกัดภูมิศาสตร์ และความสูงhเหนือทรงรี (Ellipsoidal height)ซึ่งระบบพิกัดภูมิศาสตร์สามารถแปลงเป็นพิกัดกริดในระบบUTM (Universal Transverse Mercator) [3]

3.2.2 การหาระดับสูงจากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS

จากการรังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS เมื่อปรับแก้โครงข่ายแล้วจะได้ค่าพิกัดพิกัดละติจูด (Latitude) และพิกัดลองจิจูด (Longitude) และ

ความสูงเหนือทรงรี *h* (Ellipsoidal height) ซึ่งจากค่าพิกัดละติจูด และค่าพิกัดลองจิจูดสามารถคำนวณหาค่าความสูงจีออยด์ *N* (geoid height or geoid undulation or geoid separation) จากโปรแกรมแบบจำลองจีออยด์แล้วคำนวณหาค่าระดับสูง *H* (Elevation or Orthometric height) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ ดังแสดงในรูปที่ 1 เป็นความสัมพันธ์ของทั้งสามค่าดังกล่าว [5]



รูปที่ 1ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ค่าความสูงเหนือทรงรี และค่าความสูงยีออยด์

4. กรอบแนวคิดในการวิจัย

4.1 ในพื้นที่โครงการตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพร จะต้องสร้างหมุดโครงข่ายดาวเทียม จำนวน 17– 19 หมุด เพื่อรังวัดหาค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียมโดยยึดโยงกับหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร อย่างน้อย 1 หมุด แล้วตรวจสอบค่าระดับสูงโดยยึดโยงกับหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารอีกอย่างน้อย 1 หมุด หรือตรวจสอบค่าระดับสูงโดยยึดโยงกับหมุดหลักฐานทางราบ(หมุดจีพีเอส)ของกรมแผนที่ทหารซึ่งทราบความสูงเหนือทรงรีและเมื่อทราบความสูงเหนือจีออยด์TGM2017 ก็จะสามารถคำนวณหาค่าระดับสูงของหมุดจีพีเอสได้

4.2 รังวัดหมุดโครงข่ายดาวเทียม ด้วยเทคนิค Relative Positioning วิธี Static โดยยึดโยงกับหมุดที่ทราบพิกัดทางราบและระดับสูง ให้มีความละเอียดถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่า ตามเกณฑ์Order C1ของมาตรฐาน FGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) [1] และคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมวิธี Least square คำนวณหาค่าความสูงยีออยด์ (Geoid Undulation) จาก TGM2017 แล้วคำนวณหาค่าระดับสูงด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS

4.3 ตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับสูงของหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างอยู่ใกล้หมุดระดับโครงการว่าอยู่ในเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐานวสท. [7] และมาตรฐาน FGCC1984 [2] หรือไม่

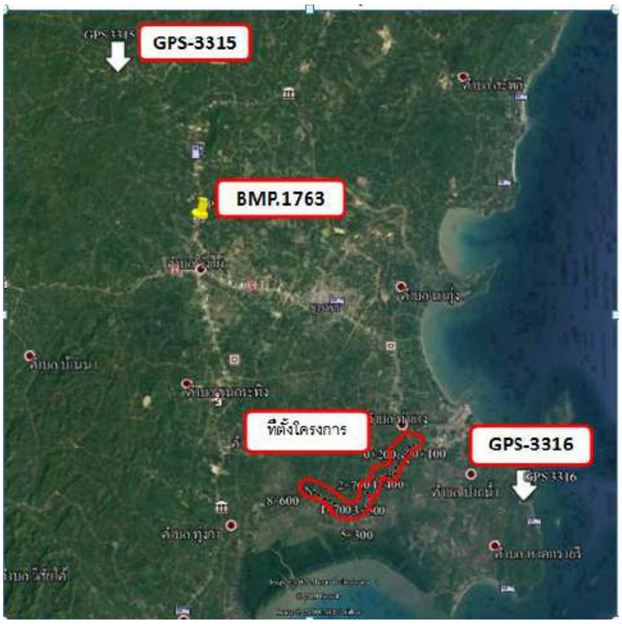
4.4 รังวัดหาค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการ โดยวิธีการระดับด้วยกล้องระดับ โดยยึดโยงค่าระดับจากหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่ได้ตรวจสอบความถูกต้องตามข้อ4.3 แล้วคำนวณปรับแก้ค่าระดับสูง ด้วยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ให้มีความละเอียดถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่า *12 mm√K* ตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐานวสท. [7] และมาตรฐาน FGCC1984 [2]

5.ระเบียบวิธีวิจัย

ดำเนินงานวิจัยในพื้นที่ของโครงการตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรดังนี้

5.1 คัดเลือกหมุดอ้างอิง

ได้คัดเลือกหมุดอ้างอิงที่อยู่ใกล้พื้นที่โครงการ จากหมุดระดับชั้นที่ 1 จำนวน 1 หมุด คือ หมุดBMP.1763 และหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหาร จำนวน 2 หมุด คือ หมุดGPS3315 และหมุดGPS3316 ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ที่ตั้งโครงการและหมุดของกรมแผนที่ทหารจำนวน 3 หมุด

5.2 งานสร้างหมุดโครงข่ายดาวเทียม

ได้สร้างหมุดโครงข่ายดาวเทียมเป็นหมุดชั่วคราว จำนวน 19 หมุดโดยแต่ละหมุดตั้งอยู่ ณ ตำแหน่งที่มีมุมกั้นฟ้าไม่น้อยกว่า 15 องศา และไม่มีอาคารสูง หรือต้นไม้ หรือแหล่งกำเนิดไฟฟ้าที่จะทำให้เกิด Multipath และตั้งอยู่ใกล้กับหมุดระดับโครงการ โดยยึดโยงกับหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารจำนวน1หมุด คือหมุดBMP.1763และยึดโยงกับหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหาร 2 หมุด คือ หมุดGPS3315 และหมุดGPS3316รวมเป็นหมุดสำหรับรังวัดโครงข่ายดาวเทียม (GNSSNetwork)จำนวน 22 หมุดเพื่อใช้สำหรับอ้างอิงในการหาค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการ

5.3 งานสร้างหมุดระดับโครงการ

ได้สร้างหมุดระดับโครงการเป็นหมุดถาวร จำนวน 17 หมุดตามเขตทางของถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรแต่ละหมุดอยู่ห่างกันประมาณ 0.500กิโลเมตร

5.4 งานรังวัดโครงข่ายดาวเทียม

ได้ตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมแบบ Geodetic GPS's (Dual frequency) จำนวนอย่างน้อย 4- 5 เครื่อง โดยตั้งเหนือหมุดBMP.1763 หมุดGPS3315 หมุดGPS3316และเหนือหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างขึ้นทั้ง 19 หมุด รังวัดด้วยเทคนิค Relative Positioning วิธี Static รังวัด

พร้อมกันไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง สำหรับการรังวัด 1 ชุด ซึ่งจะต้องรังวัดให้ครบทุกหมุดดังแสดงโครงข่ายดาวเทียม(GNSS network)ในรูปที่ 3

รูปที่ 3โครงข่ายดาวเทียม(GNSS network)

การรังวัดด้วยเทคนิคดังกล่าวเพื่อชดเชย ค่าคลาดเคลื่อนจากนาฬิกาและเวลาในเครื่องจีพีเอส ค่าการหักเหของแสงในชั้นบรรยากาศ ionospheric& tropospheric และค่าคลาดเคลื่อนอย่างเป็นระบบอื่นๆ โดยค่ามาตรฐานความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์ที่ความเชื่อมั่น 95% (Accuracy Standards for Geometric Relative Positioning Accuracy at 95% Confidence Level) จะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 100,000 or 10 ppm สำหรับตำแหน่งทางราบ และจะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 67,000 or 15 ppm สำหรับค่าระดับ ตามเกณฑ์Order C1ของมาตรฐาน FGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) ดังแสดงในรูปที่ 4

Elevation difference accuracy standards for geometric relative positioning techniques.

(95 percent confidence level)							
Order	Class	Minimum elevation difference accuracy standard		(From table 1) Minimum geometric relative position accuracy standard	Minimum geoid height difference accuracy standard	
		p= (ppm)	1:e	p (ppm)	p= (ppm)	1:n
AA	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
A	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
B	-	5	1:200,000	1	5	1:200,000
1	-	15	1: 67,000	10	10	1:100,000
2	I	20	1: 50,000	20	10	1:100,000
2	II	50	1: 20,000	50	20	1: 50,000
3	I	100	1: 10,000	100	40	1: 25,000

NOTE: THESE ELEVATION DIFFERENCE ACCURACY STANDARDS ARE TO BE USED ONLY FOR ELEVATION DIFFERENCES DETERMINED INDIRECTLY FROM ELLIPSOID HEIGHT DIFFERENCE MEASUREMENTS.

FOR DIRECT VERTICAL MEASUREMENT TECHNIQUES SUCH AS DIFFERENTIAL OR TRIGONOMETRIC LEVELING, USE ONLY THE ACCURACY STANDARDS GIVEN IN THE FGCC 1984 DOCUMENT, SECTION 2.2, PAGES 2-2 and 2-3.

รูปที่ 4 มาตรฐานความถูกต้องผลต่างระดับสำหรับความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์

5.5 ปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์ (Least square adjustment)

ใช้โปรแกรม Magnet Tool คำนวณและปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์ โดยตั้งค่าพิกัดกริดในระบบUTMที่หมุดGPS3315 และหมุด GPS3316 (Fixed Horizontal) และตั้งค่าระดับที่หมุด BMP.1763(Fixed Vertical)ตามค่าที่กรมแผนที่ทหารระบุไว้ จากการคำนวณปรับแก้หมุดโครงข่ายดาวเทียมทั้ง 22 หมุด มีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางราบและระดับในแต่ละ Loop ต่ำสุดเท่ากับ 0.11 ppm (ราบ) 0.02 ppm (ระดับ) และสูงสุดเท่ากับ 6.48ppm (ราบ) 10.61ppm (ระดับ) ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องทางราบดีกว่า 1 : 100,000 หรือ 10 ppm และมีความละเอียดถูกต้องทางระดับดีกว่า 1 : 67,000 หรือ 15 ppm ตามเกณฑ์Order C1 ของมาตรฐานของ FGCC 1989และเมื่อใช้ TGM2017 ในโปรแกรมก็จะคำนวณค่าระดับสูงของแต่ละหมุดได้แสดงค่าพิกัดกริดระบบ UTMบนพื้นหลักฐานWGS84 และค่าระดับความสูงเหนือทะเลปานกลางของหมุดโครงข่ายดาวเทียมแต่ละหมุดในตารางที่ 1

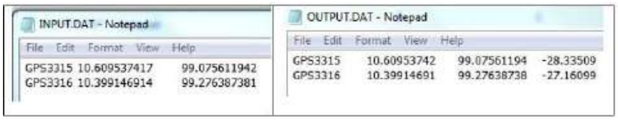
ตารางที่ 1 ค่าพิกัดกริดUTM และค่าระดับสูงหมุดโครงข่ายดาวเทียม

Point	N	E	Elevation.
A1	1148810.085	520912.393	3.168
B2	1148856.981	520743.568	2.362
GPS12/1	1152290.652	524074.405	2.646
GPS12/2	1151949.267	523712.752	2.029
GPS12/3	1151615.272	523442.799	3.430
GPS12/4	1151091.719	523462.678	3.824
GPS12/5	1150912.311	523045.412	2.962
GPS12/6	1150816.323	522621.132	2.388
GPS12/7	1150360.650	522462.353	3.241
GPS2/8	1149914.143	522309.029	3.278
GPS12/9	1149803.412	521982.668	3.052
GPS12/10	1149266.053	521869.666	2.881
GPS12/11	1148926.265	521604.452	2.589
GPS12/12	1148776.672	521156.592	2.675
GPS12/13	1148855.760	520719.851	2.282
GPS12/14	1149229.803	520444.269	2.232
GPS12/15	1149517.165	520067.349	2.512
GPS12/16	1149732.300	519588.924	2.377
GPS12/17	1149990.561	519186.263	2.853
BMP1763	1164298.838	512667.464	32.938
GPS3315	1172807.355	508270.822	23.707
GPS3316	1149557.286	530253.229	3.546

5.6 การหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation) ของหมุดหลักฐาน

จากหมุดหลักฐานทางราบ (หมุดGPS) ของกรมแผนที่ทหาร คือหมุด GPS3315 และหมุดGPS3316ซึ่งเป็นงานรังวัด GPS ชั้น B ได้ระบุค่าพิกัดบนพื้นหลักฐาน WGS84 ในระบบพิกัดภูมิศาสตร์คือค่าละติจูด (Latitude) และค่าลองจิจูด (Longitude) และค่าความสูงเหนือทรงรี (h) ซึ่งจากพิกัดดังกล่าวสามารถหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ TGM2017 โดยการนำเข้าข้อมูลค่าละติจูด (Latitude) และค่าลองจิจูด (Longitude) หน่วยเป็นองศาทศนิยม (Decimal degrees) โดยจัดเป็นสดมภ์ที่ 1 สดมภ์ที่ 2 และสดมภ์ที่ 3 ตามลำดับ รวมจำนวน 3 สดมภ์ โดยการนำเข้าINPUT DAT แล้ว เมื่อประมวลผล จะปรากฏผลเป็น OUTPUT DAT แสดงผลเป็น 4 สดมภ์ คือ

สดมภ์ที่ 1 เป็นชื่อหมุด สดมภ์ที่ 2 เป็นค่าละติจูด สดมภ์ที่ 3 เป็นค่าลองจิจูด และสดมภ์ที่ 4 เป็นค่าความสูงเหนือจีออยด์เป็นไปตามรูปแบบของโปรแกรมคำนวณ โดยไม่มีหัวเรื่อง ดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 การนำเข้าข้อมูลและการแสดงผลค่าความสูงจีออยด์ในโปรแกรมคำนวณของTGM2017

ค่าความสูงเหนือจีออยด์ TGM2017 ของแต่ละหมุดที่คำนวณจากโปรแกรมได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 พร้อมได้แสดงค่าพิกัดภูมิศาสตร์ละติจูดและลองจิจูด ไว้ด้วย

ตารางที่ 2 คำนวณหาค่าความสูงเหนือยีออยด์ TGM2017

Point	Latitude	Longitude	Ellipsoidal height	Geoid Undulation
GPS3315	10° 36’34.33470”N	99°04’32.20299”E	-4.586	-28.335
GPS3316	10° 23’56.92889”N	99°16’34.99457”E	-23.640	-27.161

5.7 การตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับสูง

ได้ตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับสูงของหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่สร้างอยู่ใกล้หมุดระดับโครงการโดยการตรวจสอบกับค่าระดับสูงของหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหารที่คำนวณค่าระดับสูงจากค่าความสูง h เหนือทรงรี (Ellipsoidal height) และค่าความสูงเหนือยีออยด์ N (geoid height or geoid undulation or geoid separation) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ โดยที่ H เป็นค่าระดับสูง (Elevation or Orthometric height) ของหมุด GPS3315 และหมุด GPS3316 เหนือยีออยด์ TGM2017 ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และหมุดGPS3316เหนือยีออยด์TGM2017

Point	Ellipsoidal height	Geoid Undulation	Elevation
GPS3315	-4.586	-28.335	23.749
GPS3316	-23.640	-27.161	3.521

5.8 การเปรียบเทียบค่าระดับ**สูง**

เมื่อเปรียบเทียบกับค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และหมุด GPS3316 จากตารางที่ 2 ซึ่งหาโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS กับค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และหมุด GPS3316 จากตารางที่ 3 ซึ่งหาจากความสูงเหนือยีออยด์ TGM2017 และค่าความสูงเหนือทรงรีรังวัดโดยกรมแผนที่ทหารดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และ หมุดGPS 3316

Point	Elevation from		Discrepancy
	GNSS network	TGM2017	
GPS3315	23.707	23.749	0.042
GPS3316	3.546	3.521	0.025

จากตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่าค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และหมุด GPS3316 ที่รังวัดโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS ต่างจากค่าระดับสูงซึ่งคำนวณจากความสูงเหนือยีออยด์ TGM2017 และค่าความสูงเหนือทรงรีรังวัดโดยกรมแผนที่ทหาร มีค่าระดับสูงต่างกันเท่ากับ 0.042 เมตร และ 0.025 เมตร และโดยที่หมุดโครงข่ายดาวเทียมอยู่ห่างจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร (คือหมุด BMP1763) เป็นระยะทางประมาณ 20 กิโลเมตร ซึ่งค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 ของมาตรฐาน วสท. และมาตรฐาน FGCC1984 [2] เท่ากับ $12\ mm\sqrt{K}$ หรือ เท่ากับ $0.012\sqrt{20} = 0.054$ เมตร ดังนั้นค่าระดับสูงของหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่รังวัดในโครงการนี้ จึงอยู่ในเกณฑ์มาตรฐานที่ยอมรับได้

5.9 การรังวัดหาค่าระดับสูงหมุดระดับโครงการ

ได้มีการรังวัดหาค่าระดับสูงหมุดระดับโครงการจำนวน 17 หมุด โดยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ด้วยกล้องระดับอ่านค่าไม้ระดับแบบสามสายใย โดยโยงยึดค่าระดับจากหมุดโครงข่ายดาวเทียมแต่ละหมุดที่สร้างอยู่ใกล้กับหมุดระดับโครงการเป็นหมุดคู่กัน โดยมีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบต่ำสุดเท่ากับ 0.00 มม. และมีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบสูงสุดเท่ากับ 2.00 มม. ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องดีกว่า $12\ mm\sqrt{K} = 2.2$ มม. ตามมาตรฐานงานชั้น 3 ของวสท. และFGCC 1984 [2] มีค่าระดับสูง (Elevation) ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการ

Point	Elevation	Point	Elevation
BMP	32.938	BM12/9	3.200
BM12/1	3.425	BM12/10	3.540
BM12/2	2.759	BM12/11	2.535
BM12/3	3.772	BM12/12	3.822
BM12/4	4.010	BM12/13	2.354
BM12/5	3.383	BM12/14	2.198
BM12/6	2.669	BM12/15	2.285
BM12/7	3.855	BM12/16	1.807
BM12/8	2.826	BM12/17	2.382

6.ผลการวิจัย

ในโครงการการหาค่าระดับสูงของหมุดระดับตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก จังหวัดชุมพรด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมมีผลงานวิจัยดังนี้

6.1 ได้มีการสร้างหมุดโครงข่ายดาวเทียมเป็นหมุดชั่วคราว จำนวน 19 หมุด โดยสร้างให้อยู่ในจุดใกล้เคียงกับหมุดระดับโครงการ ซึ่งเป็นหมุดถาวรจำนวน 17 หมุด โดยมีระยะทางห่างกันประมาณ 0.500 กิโลเมตร ในเขตทางตามถนนทางหลวงชนบทเลียบชายฝั่งตะวันตก

6.2 ได้มีการรังวัดโครงข่ายดาวเทียมจำนวน 19 หมุด โดยยึดโยงกับหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร คือหมุด BMP1763 และยึดโยงกับหมุดจีพีเอสของกรมแผนที่ทหาร จำนวน 2 หมุด คือหมุดGPS3315 และหมุดGPS3316ซึ่งเป็นงานรังวัดดาวเทียมชั้น B เพื่อเปรียบเทียบและ

ตรวจสอบความถูกต้องค่าระดับสูงรวมรังวัดหมุดโครงข่ายดาวเทียมทั้งหมด 22 หมุดคำนวณปรับแก้โครงข่ายวิธีลิสท์สแควร์ (Least Square Adjustment) มีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางราบสูงสุดเท่ากับ 6.48 ppm ซึ่งดีกว่า 1 : 100,000 หรือ 10 ppm และค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางระดับสูงสุดเท่ากับ 10.61 ppmซึ่งดีกว่า 67,000 หรือ 15 ppm ตามเกณฑ์Order C1 ของมาตรฐานของ FGCC 1989 [1]

6.3 จากการคำนวณหาค่าระดับสูงของหมุดโครงข่ายดาวเทียมจาก TGM2017 มีค่าระดับสูงดังแสดงในตารางที่ 1 เมื่อเปรียบเทียบค่าระดับสูงของหมุด GPS3315 และหมุดGPS3316 ที่รังวัดโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS ต่างจากค่าระดับสูงซึ่งคำนวณจากความสูงเหนือยีออยด์ TGM2017 และค่าความสูงเหนือทรงรีรังวัดโดยกรมแผนที่ทหารมีค่าระดับสูงต่างกันเท่ากับ 0.042 เมตร และ 0.025 เมตร ตามลำดับและโดยที่พื้นที่โครงการมีระยะทางห่างจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารประมาณ 20 กิโลเมตร ค่าคลาดเคลื่อนจึงน้อยกว่า $12\ mm\sqrt{K}$ หรือ เท่ากับ $0.012\sqrt{20} = 0.054$ เมตร ซึ่งเป็นไปตามเกณฑ์กำหนดมาตรฐานงานชั้นที่ 3 ของ วสท.[7] และ FGCC 1984 [2]

6.4 จากการคำนวณหาค่าระดับสูงหมุดระดับโครงการจำนวน17 หมุด ด้วยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ด้วยกล้องระดับ อ่านค่าไม้ระดับแบบสามสายใย มีค่าระดับสูง (Elevation) ดังแสดงในตารางที่ 5 ซึ่งได้มีการตรวจสอบค่าระดับสูงกับหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่ได้สร้างไว้เป็นคู่กัน โดยมีค่าคลาดเคลื่อนน้อยกว่า$12\ mm\sqrt{K}$ เป็นไปตามเกณฑ์กำหนดมาตรฐานงานชั้นที่ 3 ของ วสท.และ FGCC 1984

7.บทสรุป

ในการศึกษาโครงการนี้ ได้มีการสร้างหมุดโครงข่ายดาวเทียมชั่วคราวจำนวน 19 หมุด อยู่ใกล้กับหมุดระดับโครงการที่สร้างขึ้นถาวร จำนวน 17 หมุด โดยมีระยะห่างกันประมาณ 0.500 กิโลเมตร ในเขตทางตามถนนในโครงการ ได้ทำการรังวัดโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS โดยยึดโยงกับหมุดระดับชั้นที่ 1 จำนวน 1 หมุด และยึดโยงกับหมุดจีพีเอสจำนวน 2 หมุดของกรมแผนที่ทหาร มีความละเอียดถูกต้องตามเกณฑ์Order C1 มาตรฐานของ FGCC 1989 [1] และอยู่ในเกณฑ์กำหนดมาตรฐานงานชั้นที่ 3 ของ วสท. [7] และ FGCC 1984 [2] และได้หาค่าระดับสูงของหมุดระดับโครงการด้วยวิธีการระดับ(Closed Circuit Differential Leveling) ด้วยกล้องระดับและอ่านค่าไม้ระดับแบบสามสายใย โดยตรวจสอบค่าคลาดเคลื่อนกับหมุดโครงข่ายดาวเทียมที่ได้สร้างขึ้นเป็นคู่กัน ความละเอียดถูกต้องอยู่ในเกณฑ์กำหนดมาตรฐานงานระดับชั้นที่ 3 ของ วสท.และ FGCC 1984 การหาค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSSโดยการยึดโยงค่าระดับมาจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารโครงการนี้มีระยะทางห่างจากโครงการประมาณ 20 กิโลเมตร ซึ่งสามารถทำงานได้อย่างถูกต้อง รวดเร็ว และได้มาตรฐาน จึงมีความเหมาะสมในการหาค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSSมาใช้แทนวิธีการระดับ สำหรับโครงการนี้มาก

8.ข้อเสนอแนะ

8.1 ในการสำรวจเพื่อหาค่าระดับสูงโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS มาแทนวิธีการระดับ ควรใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม (GPS receivers) อย่างน้อย 3 – 4 เครื่อง รังวัดวิธี Static อย่างน้อย 1 ชั่วโมง โดยเทคนิค Relative Positioning

8.2 ในการรังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS เพื่อหาค่าพิกัดทางราบและระดับสูงของหมุดควบคุมในงานออกแบบรายละเอียดและก่อสร้าง ค่าคลาดเคลื่อนทางราบและระดับที่ยอมให้ควรอยู่ใน Order C2 – II หรือดีกว่า นั่นคือค่าคลาดเคลื่อนทางราบและทางระดับจะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 20,000 หรือ 50 ppm.(สำหรับโครงการนี้ เนื่องจากพื้นที่โครงการเป็นที่โล่ง ค่าคลาดเคลื่อนทางราบดีกว่า1 : 100,000 หรือ 10 ppm. และค่าคลาดเคลื่อนทางระดับดีกว่า1 : 67,000 หรือ 15 ppm.)

8.3 ในการรังวัดหาพิกัดและระดับหมุดควบคุมในโครงการออกแบบหรือก่อสร้างด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSSจะต้องมีการคำนวณและปรับแก้ค่าพิกัดและค่าระดับสูงด้วย ซึ่งค่าระดับสูงที่ได้สามารถใช้แทนวิธีการระดับตามเกณฑ์งานชั้น 3 มาตรฐานวสท.[7] และมาตรฐาน FGCC1984 [2] จึงทำงานได้ รวดเร็ว ถูกต้อง และประหยัดค่าใช้จ่าย [5]

เอกสารอ้างอิง

[1] FGCC (1989). Geometric Geodetic Accuracy Standards and Specifications for Using GPS Relative Positioning Tecnhiques, pp.123-132.

[2] FGCC(1984). Standards and Specifications for Geodetic Control Networks,pp.3-6 - 3-7.

[3] Ghilani and Wolf (2012). Elementary Surveying An Introduction to Geomatics. Pearson Educational Limited, pp.200-201.

[4] Kavannagh (2006).Surveying Principles and Applications. Pearson Prentice Hall.

[5] กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่. (2017). โครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย.หน้า 200 – 201.

[6] ชัยวัฒน์ พรมทอง และคณะ (2548). รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียมระบบ GPS ในประเทศไทย. กรมแผนที่ทหาร กองบัญชาการทหารสูงสุด ประเทศไทย.

[7] สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) (2558). รายงานฉบับสมบูรณ์ โครงการศึกษาและจัดทำเกณฑ์การปฏิบัติวิชาชีพวิศวกรรมสำรวจ. หน้า 39.

[8] วัชโรตม์ พันโยธา (2561) การประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. วิทยานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.ประเทศไทย

เปรียบเทียบการหาค่าระดับสูงระหว่างวิธีรังวัดโครงข่ายดาวเทียมและวิธีการระดับตามลำแม่น้ำยม จังหวัดแพร่

COMPARISON OF ELEVATION MEASUREMENTS BETWEEN GNSS AND LEVELING METHODALONG YOM RIVER PHRAE PROVINCE

ประกอบ มณีเนตร[1] ภุชงค์ วงษ์เกิด[2] รณชัย บำเพ็ญอยู่[3] กฤษฎา มณีเนตร[4] และอรุณยุพา บัวทรัพย์[5]

[1,2,3]สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยกรุงเทพธนบุรี
[4]บริษัท เอ็ม.ซี.อี.เอเชีย จำกัด
[5]สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยปทุมธานี

[1,4]E-mail address: prakobku@gmail.com, [2,3]E-mail address :p.wongkoet@gmail.com, [5]E-mail address : arunyupa-j@hotmail.com

บทคัดย่อ

จากการได้มีโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยการหาค่าระดับสูงโดยวิธีการรังวัดโครงข่ายดาวเทียมได้ถูกนำมาใช้แทนที่วิธีการระดับแบบดั้งเดิมในโครงการนี้ได้มีการสร้างหมุดถาวรจำนวน 6 หมุดบนสะพานและบนดินตามลำแม่น้ำยม อำเภอเมือง จังหวัดแพร่ ได้มีการรังวัดหาค่าพิกัดภูมิศาสตร์ของหมุดถาวรด้วยวิธีสถิต โดยใช้เทคนิคการรังวัดแบบสัมพัทธ์โดยการรังวัดพร้อมกันเป็นเวลาไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง คำนวณหาค่ายีออยด์อันดูเลชันจากTGM2017 แล้วคำนวณหาค่าระดับสูงด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมได้มีการรังวัดหาค่าระดับสูงด้วยวิธีการระดับโดยกล้องระดับแบบดิจิทัลเมื่อเปรียบเทียบค่าระดับสูงที่ได้จากการรังวัดทั้งสองวิธี ค่า RMSE จากการหาค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS ให้ผลเท่ากับหรือดีกว่า 12 mm√K หรือเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 การหาค่าระดับวิธี GNSS จึงดีกว่าการหาค่าระดับสูงแบบการระดับสำหรับพื้นที่โครงการนี้

คำสำคัญ : TGM2017, โครงข่ายดาวเทียม GNSS, RMSE

Abstract

According to the Development of Precise Geoid Model of Thailand, elevations of objects or ground points are determined by GNSS network method instead of conventional leveling. Six permanent monuments are constructed on bridges and on ground along Yom river Mueang District Phrae Province for this project. Measuring geographic coordinates of monuments by static method, observing simultaneously at least 1 hours (by technique of relative positioning). Compute geoid undulation from TGM2017 and compute elevations by GNSS method. Measuring elevations of monuments by the method of closed circuit differential leveling by digital level. After comparing elevations by both method. The RMSE of elevations by GNSS method is equal to 0.027 meter or better than 12mm√Kor Order 3 (leveling). Elevations by GNSS method is better than leveling method for this project area.

Keywords : TGM2017, GNSS network, RMSE

1. คำนำ

ปัจจุบันโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย (Development of Precise Geoid Model of Thailand) [6] ได้ถูกนำมาใช้ในปี พ.ศ.2560 ซึ่งเรียกแบบจำลองดังกล่าวว่า TGM2017 สามารถรังวัดหาค่าระดับได้โดยมีความละเอียดถูกต้องยิ่งขึ้น และเนื่องด้วยการสำรวจรังวัดด้วยดาวเทียมในระบบ GNSS ได้เข้ามามีบทบาทสำคัญมากขึ้น ซึ่งทำให้สามารถรังวัดหาพิกัดและระดับของจุดต่างๆบนพื้นผิวโลกได้อย่างรวดเร็วและมีความถูกต้องสูง และโดยที่โครงการนี้เป็นโครงการศึกษาสำรวจออกแบบปรับปรุงภูมิทัศน์ถนนเลียบแม่น้ำยม จะต้องมีการสำรวจทำแผนที่ภูมิประเทศและมีการหยั่งน้ำในแม่น้ำยม ด้วยจำเป็นต้องสร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งสำหรับใช้อ้างอิงในโครงการ อย่างน้อย 3 คู่ ซึ่งจะต้องสร้างไว้ใช้อ้างอิงในงานก่อสร้างด้วย โดยค่าพิกัดทางราบจะต้องยึดโยงจากหมุดหลักฐานทางราบ(หมุดGPS)ของกรมแผนที่ทหารโดยวิธีโครงข่าย GNSS และค่าระดับสูงจะต้องยึดโยงจากหมุดหลักฐานระดับอ้างอิงทะเลปานกลางของโยธาธิการและผังเมืองซึ่งเป็นหมุดเฉลิมพระเกียรติที่ได้ยึดโยงมาจากหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร โดยการรังวัดหาค่าพิกัดทางราบและหาค่าระดับสูงจะต้องมีความละเอียดถูกต้องตามมาตรฐานที่ยอมรับได้หรือมาตรฐานสากล

และเนื่องจากในการสำรวจออกแบบและก่อสร้างทางวิศวกรรมในปัจจุบัน ซึ่งมีพื้นที่ไม่กว้างมาก จะต้องสร้างหมุดหลักฐานทางราบโดยการรังวัดวิธี GNSS ซึ่งการรังวัดวิธีดังกล่าวสามารถคำนวณหาค่าระดับสูงได้อยู่แล้วในโครงการนี้จึงได้ทำการศึกษาวิจัย โดยการเปรียบเทียบการรังวัดระดับความสูงของพื้นดินระหว่างวิธีการจากโครงข่ายดาวเทียม GNSS Network กับวิธีการระดับโดยการใช้โดยกล้องระดับแบบดิจิทัล ซึ่งได้ทำการศึกษาในพื้นที่ของโครงการศึกษาสำรวจออกแบบปรับปรุงภูมิทัศน์ถนนเลียบแม่น้ำยมอำเภอเมืองแพร่ จังหวัดแพร่

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

2.1 เพื่อรังวัดหาค่าระดับจากการรังวัดโครงข่ายดาวเทียมและรังวัดหาค่าระดับด้วยวิธีการระดับในพื้นที่โครงการศึกษาสำรวจออกแบบปรับปรุงภูมิทัศน์ถนนเลียบแม่น้ำยม อำเภอเมืองแพร่ จังหวัดแพร่

2.2 เพื่อเปรียบเทียบผลการรังวัดหาระดับของพื้นดินจากการรังวัดโครงข่ายดาวเทียมและรังวัดหาค่าระดับด้วยวิธีการระดับในพื้นที่โครงการ

3. การทบทวนวรรณกรรม

3.1 งานวิจัยที่ผ่านมา

ชัยวัฒน์ พรมทองและคณะ (2548) ได้รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียม GPS ในประเทศไทย ได้รายงานผลการวิจัย สรุปได้ว่าค่าความสูงออร์โธเมตริกที่ใช้จากการปรับแก้โครงข่ายหมุดหลักฐานระบบ GPS ทั้งประเทศ ไม่สามารถนำไปใช้แทนการวัดระดับชั้นที่ 3 ได้ แต่อาจนำไปใช้ในการสำรวจหาความสูงออร์โธเมตริกในเฉพาะพื้นที่ที่มีขนาดไม่กว้างนักได้ [6]

กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ (2560) ได้ร่วมกันจัดทำโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย (Development of Precise Geoid Model of Thailand) ซึ่งเรียกว่า TGM2017 [5] และได้รายงานผลการดำเนินงานไว้ว่า การทดสอบการใช้งานแบบจำลองยีออยด์รายละเอียดสูงในการหาค่าระดับด้วยเทคนิคการสำรวจข้อมูลด้วยเทคนิคการสำรวจด้วยเทคโนโลยี GNSS ซึ่งผลการทดสอบความถูกต้องแบบสัมบูรณ์และแบบสัมพัทธ์เปรียบเทียบกับหมุดตรวจสอบ 100 หมุด ได้แสดงให้เห็นถึง ความถูกต้องของแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงอยู่ในระดับดีกว่า 10 ซม. และมีความเทียบเท่ากับมาตรฐานงานระดับชั้นที่ 3 และได้รายงานความคุ้มค่าในการหาค่าระดับด้วยเทคโนโลยี GNSS ควบคู่ไปกับการใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงบริเวณประเทศไทย ได้พัฒนาขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับการเดินระดับแบบทั่วไปโดยใช้กล้องระดับ (Conventional leveling) ซึ่งมีความถูกต้องของค่าระดับใกล้เคียงกัน จะให้ความคุ้มค่าที่เหนือกว่าในระยะเวลาและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อสายของการเดินระดับมีระยะมากกว่า 10 กม. ขึ้นไป [5]

วัชโรตม์ พันโยธา (2561) ได้ศึกษาการประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล พบว่าค่าระดับสูงภูมิศาสตร์ที่รังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แบบสถิต มีค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (Mean error) เท่ากับ 0.017 เมตร และค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.085 เมตร โดยวิธีการหาค่าระดับสูงภูมิประเทศแบบสัมบูรณ์ [7]

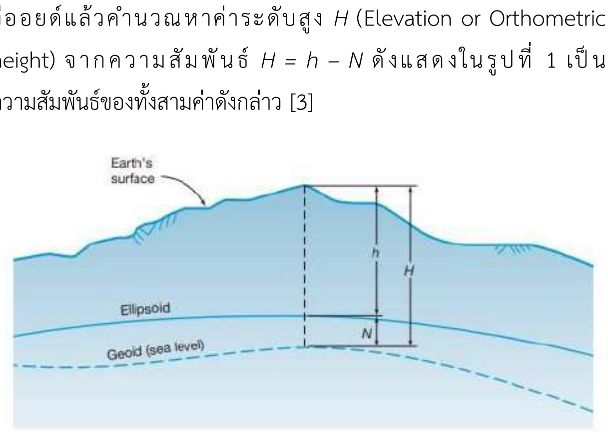
3.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.2.1 กรอบอ้างอิงระบบดาวเทียมGNSS

ระบบกรอบอ้างอิงที่ใช้อ้างอิงตำแหน่งดาวเทียมจีพีเอส คือ World Geodetic System 1984 (WGS84) ประกอบด้วยทรงรี WG584 และแกนอ้างอิงสามมิติ XYZ มีจุดศูนย์กลางมวลของโลกเป็นจุดกำเนิดในระบบพิกัด Geocentric Coordinate System โดยจุด origin อยู่ที่ Mass Center ของโลก แกน X ผ่าน Greenwich Meridian แกน Z อยู่บนแกนหมุนของโลก (Conventional Terrestrial Pole : CTP) และแกน Y อยู่บนระนาบศูนย์สูตรในระบบมือขวา (right-handed coordinate system) เช่นเดียวกับตำแหน่งดาวเทียมในเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจะมี software แปลงพิกัดจากระบบพิกัดของดาวเทียมในแต่ละระนาบ มาเป็นระบบพิกัด Geocentric Coordinate System และนำข้อมูลจากเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมมาคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ในระบบพิกัดนี้ค่าที่ปรับแก้จากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSSแล้ว จะแปลงเป็นระบบพิกัดภูมิศาสตร์คือพิกัดละติจูด (Latitude) และพิกัดลองจิจูด (Longitude) และความสูงเหนือทรงรี (Ellipsoidal height) ซึ่งระบบพิกัดภูมิศาสตร์สามารถแปลงเป็นพิกัดกริดในระบบ UTM (Universal Transverse Mercator) ได้ [3]

3.2.2 การหาระดับสูงจากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS

จากการรังวัดโครงข่ายดาวเทียมGNSS เมื่อปรับแก้โครงข่ายแล้วจะได้ค่าพิกัดละติจูด (Latitude) พิกัดลองจิจูด (Longitude) และความสูงเหนือทรงรี *h* (Ellipsoidal height) ซึ่งจากค่าพิกัดละติจูด และค่าพิกัดลองจิจูดสามารถคำนวณหาค่าความสูงจีออยด์ *N* (geoid height or geoid undulation or geoid separation) จากโปรแกรมแบบจำลองจีออยด์แล้วคำนวณหาค่าระดับสูง *H* (Elevation or Orthometric height) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ ดังแสดงในรูปที่ 1 เป็นความสัมพันธ์ของทั้งสามค่าดังกล่าว [3]



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ค่าความสูงเหนือทรงรี และค่าความสูงเหนือยีออยด์

4. กรอบแนวคิดในการวิจัย

4.1 ในพื้นที่โครงการจะต้องสร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่ง จำนวน 6 หมุด ในแต่ละโครงการ เพื่อรังวัดหาค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียมโดยยึดโยงกับหมุดหลักฐานทางราบ (หมุดจีพีเอส) ของกรมแผนที่ทหารที่ทราบพิกัดละติจูดพิกัดลองจิจูดและความสูงเหนือทรงรี อย่างน้อย 1 หมุด แล้วตรวจสอบค่าระดับสูงกับหมุดระดับที่รังวัดโดยวิธีการระดับโดยยึดโยงค่าระดับมาจากหมุดหลักฐานระดับ จำนวน 1 หมุด

4.2 รังวัดโครงข่ายดาวเทียมของหมุดควบคุมทางราบและระดับ ด้วยเทคนิค Relative Positioning วิธี Static โดยยึดโยงกับหมุดที่ทราบพิกัดทางราบและระดับสูงให้มีความละเอียดถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่า ตามเกณฑ์Order C2-II ของมาตรฐาน FGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) [1] และคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมวิธี Least square คำนวณหาค่าความสูงจีออยด์ (Geoid Undulation) จาก TGM2017 แล้วคำนวณหาค่าระดับสูงด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS

4.3 รังวัดหาค่าระดับหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งโดยวิธีการระดับด้วยกล้องระดับแบบดิจิทัล โดยยึดโยงค่าระดับจากหมุดหลักฐานระดับ แล้วคำนวณปรับแก้ระดับสูง ด้วยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ให้มีความละเอียดถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่า 12 mm√K ตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐานวสท.[7] และมาตรฐาน FGCC1984 [2]

4.4 เปรียบเทียบผลการรังวัดค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS กับวิธีการระดับ

5.ระเบียบวิธีวิจัย

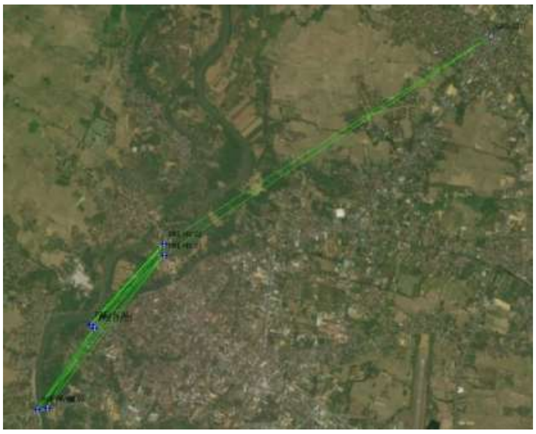
ได้ดำเนินงานวิจัยในพื้นที่ของโครงการศึกษาสำรวจออกแบบปรับปรุงภูมิทัศน์ถนนเลียบแม่น้ำยมอำเภอเมืองแพร่ จังหวัดแพร่ ดังนี้

5.1 การสร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่ง

ได้สร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งในพื้นที่โครงการ จำนวน 6 หมุด เป็นหมุดถาวร คือ หมุดPRE HV01, หมุดPRE HV02, หมุดPRE HV03, หมุดPRE HV04, หมุดPRE HV05 และหมุดPRE HV06 โดยรังวัดเป็นโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ยึดโยงกับหมุดอ้างอิงทางราบและทางดิ่งของกรมแผนที่ทหารจำนวน1หมุดคือหมุดGPS3211ซึ่งแสดงค่าพิกัดละติจูด พิกัดลองจิจูด และค่าความสูงเหนือทรงรี เป็นงานรังวัดดาวเทียมชั้น B ซึ่งมีความถูกต้องเท่ากับ 1 ppm. และใช้อ้างอิงกับหมุดหลักฐานระดับของกรมโยธาธิการและผังเมืองจำนวน 1หมุด คือหมุด มฐ.ผม.พร 9 - 72 โดยรังวัดวิธีการระดับเพื่อตรวจสอบและเปรียบเทียบค่าระดับสูง

5.2 การรังวัดโครงข่ายดาวเทียม

ได้ตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมแบบ Geodetic GPS's (Dual frequency) จำนวนอย่างน้อย 3 – 4 เครื่อง เหนือหมุด GPS3211 และตั้งเหนือหมุดที่สร้างขึ้นทั้ง 6 หมุด โดยรังวัดด้วยเทคนิคRelative Positioning วิธี Static รังวัดพร้อมกันไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง ซึ่งจะต้องรังวัดให้ครบทุกหมุดเป็นโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 โครงข่ายดาวเทียม

การรังวัดด้วยเทคนิคดังกล่าวเพื่อชดเชย ค่าคลาดเคลื่อนจากนาฬิกาและเวลาในเครื่องจีพีเอส ค่าการหักเหของแสงในชั้นบรรยากาศ ionospheric & tropospheric และค่าคลาดเคลื่อนอย่างเป็นระบบอื่นๆ โดยค่ามาตรฐานความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์ที่ความเชื่อมั่น 95% (Accuracy Standards for Geometric Relative Positioning Accuracy at 95% Confidence Level)จะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 20,000 or 50 ppm. ตามเกณฑ์Order C2-II ของมาตรฐานFGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) [1] ดังแสดงในรูปที่ 3

Elevation difference accuracy standards for geometric relative positioning techniques.

(95 percent confidence level)						
Order	Class	Minimum elevation difference accuracy standard		(From table 1) Minimum geometric relative position accuracy standard	Minimum geoid height difference accuracy standard	
		Pe (ppm)	1:e	P (ppm)	PN (ppm)	1:n
AA	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
A	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
B	-	5	1:200,000	1	5	1:200,000
1	-	15	1: 67,000	10	10	1:100,000
2	I	20	1: 50,000	20	10	1:100,000
2	II	50	1: 20,000	50	20	1: 50,000
3	I	100	1: 10,000	100	40	1: 25,000

NOTE: THESE ELEVATION DIFFERENCE ACCURACY STANDARDS ARE TO BE USED ONLY FOR ELEVATION DIFFERENCES DETERMINED INDIRECTLY FROM ELLIPSOID HEIGHT DIFFERENCE MEASUREMENTS.

FOR DIRECT VERTICAL MEASUREMENT TECHNIQUES SUCH AS DIFFERENTIAL OR TRIGONOMETRIC LEVELING, USE ONLY THE ACCURACY STANDARDS GIVEN IN THE FGCC 1984 DOCUMENT, SECTION 2.2, PAGES 2-2 and 2-3.

รูปที่ 3 มาตรฐานความถูกต้องผลต่างระดับสำหรับความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์

5.3 การปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์ (Least square adjustment)

ได้รังวัดค่าพิกัดโดยโยงยึดกับหมุด GPS3211 ของกรมแผนที่ทหารโดยใช้ค่าพิกัดภูมิศาสตร์ (Geodetic Coordinate) ซึ่งเป็นพิกัดทางราบ (Horizontal) คือค่าพิกัดละติจูด (latitude) และค่าพิกัดลองจิจูด

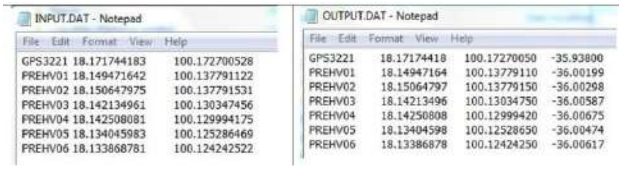
(Longitude) บนพื้นหลักฐานทรงรี WGS 84 และค่าพิกัดทางดิ่ง (Vertical) คือความสูงเหนือทรงรี (ค่า h : Ellipsoidal height) เป็นโครงข่ายดาวเทียม (GNSS network) ใช้โปรแกรม Magnet Tool คำนวณและปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์โดยการ Fixed Both (Horizontal and Vertical) ที่หมุด GPS3211 จากการคำนวณปรับแก้หมุดทั้ง 6 มีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางราบและระดับในแต่ละ Loop ต่ำสุดเท่ากับ 0.21 ppm (ราบ) 0.84 ppm (ระดับ) และสูงสุดเท่ากับ 6.78 ppm (ราบ) 3.44 ppm (ระดับ) ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องดีกว่า 1 : 20,000 หรือ 50ppm ตามเกณฑ์Order C1-II มาตรฐานของ FGCC 1989 [1] ได้แสดงค่าพิกัดทางราบเป็นพิกัดภูมิศาสตร์ในระบบ Geodetic Coordinate บนพื้นหลักฐานWGS84 และค่าความสูงเหนือทรงรี ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าพิกัดภูมิศาสตร์และความสูงเหนือทรงรี

Name	WGS84 Latitude	WGS84 Longitude	WGS84 Ell.Height (m)
GPS3211	18°10'18.27906"N	100°10'21.72190"E	122.950
PRE HV01	18°08'58.09726"N	100°08'16.04859"E	117.789
PRE HV02	18°09'02.33268"N	100°08'16.04950"E	117.801
PRE HV03	18°08'31.68521"N	100°07'49.25139"E	116.815
PRE HV04	18°08'33.02734"N	100°07'47.98079"E	116.706
PRE HV05	18°08'02.56483"N	100°07'31.03176"E	118.112
PRE HV06	18°08'01.92705"N	100°07'27.27366"E	118.109

5.4 การหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation)

ในการคำนวณหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation) ของแต่ละหมุด จากโปรแกรมการคำนวณของแบบจำลอง TGM2017 เพื่อให้เป็นไปตามรูปแบบของโปรแกรมคำนวณ จะต้องจัดชื่อของแต่ละหมุดให้อักษรและตัวเลขเรียงต่อกันโดยไม่เว้นวรรคหรือมีเครื่องหมายขั้นไว้ ค่าพิกัดภูมิศาสตร์ (Geodetic Coordinates) คือค่าละติจูด (Latitude) และค่าลองจิจูด (Longitude) จะต้องแปลงหน่วยเป็นองศามีจุดทศนิยม (ควรใช้ทศนิยมไม่น้อยกว่า 8 ตำแหน่ง เพื่อให้สอดคล้องกันกับค่าพิกัดที่มีความละเอียดหน่วยฟิลิปดาทศนิยม 5 ตำแหน่ง) เมื่อนำชื่อหมุด ค่าพิกัดละติจูดและค่าพิกัดลองจิจูด โดยจัดเป็นสดมภ์ที่ 1 สดมภ์ที่ 2 และสดมภ์ที่ 3 ตามลำดับ รวมจำนวน 3 สดมภ์ โดยการนำเข้า INPUT DAT แล้ว เมื่อประมวลผล จะปรากฏผลเป็น OUTPUT DAT แสดงผลเป็น 4 สดมภ์ คือ สดมภ์ที่ 1 เป็นชื่อหมุด สดมภ์ที่ 2 เป็นค่าละติจูด สดมภ์ที่ 3 เป็นค่าลองจิจูด และสดมภ์ที่ 4 เป็นค่าความสูงเหนือจีออยด์เป็นไปตามรูปแบบของโปรแกรมคำนวณ โดยไม่มีหัวเรื่อง ดังแสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 การนำเข้าข้อมูลและการแสดงผลค่าความสูงจีออยด์ในโปรแกรมคำนวณของTGM2017

ค่าความสูงเหนือจีออยด์TGM2017ของแต่ละหมุดที่คำนวณจากโปรแกรมได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 พร้อมได้แสดงค่าพิกัดภูมิศาสตร์ละติจูดและลองจิจูด ไว้ด้วย

ตารางที่ 2 คำนวณหาค่าความสูงยีออยด์จากTGM2017

Point	Latitude	Longitude	Geoid Undulation
	(Degrees)	(Degrees)	N
GPS3221	18.17174418	100.1727005	-35.9380
PREHV01	18.14947164	100.1377911	-36.0020
PREHV02	18.15064797	100.1377915	-36.0030
PREHV03	18.14213496	100.1303475	-36.0059
PREHV04	18.14250808	100.1299942	-36.0068
PREHV05	18.13404598	100.1252865	-36.0047
PREHV06	18.13386878	100.1242425	-36.0062

5.5การหาค่าระดับสูงโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSS

จากการรังวัดและปรับแก้โครงข่ายดาวเทียม GNSS จะได้ค่าความสูง *h* เหนือทรงรี (Ellipsoidal height) ดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 1 และค่าความสูงเหนือจีออยด์หาได้ ดังแสดงไว้ในตารางที่ 2

และคำนวณหาค่าระดับสูง (Elevation) ของหมุด GPS3221 จาก $H = h - N$ ให้เป็นค่า Fixed และจุดอื่นๆก็สามารถคำนวณหาค่าระดับสูงได้เช่นเดียวกัน ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าระดับสูงโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSS

Point Name	Geoid undulation	Ellipsoidal height	Elevation	Remark
	N	h	H	
GPS 3221	-35.938	122.950	158.888	Fixed
PRE HV 01	-36.002	117.790	153.792	
PRE HV 02	-36.003	117.802	153.805	
PRE HV 03	-36.006	116.815	152.821	
PRE HV 04	-36.007	116.737	152.744	
PRE HV 05	-36.005	118.126	154.131	
PRE HV 06	-36.006	118.101	154.107	

5.6 การหาค่าระดับสูงโดยวิธีการระดับ

ได้รังวัดหาค่าระดับสูงหมุดควบคุมทางราบและระดับ ทั้ง 6 หมุดโดยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ด้วยกล้องระดับแบบดิจิทัล (Digital Level) โดยโยงยึดค่าระดับสูงจากหมุดหลักฐานทางราบและระดับเฉลิมพระเกียรติของกรมโยธาธิการและผังเมือง มฐ.ผม. หมายเลข พร 9 -72 โดยมีค่าระดับ 0+000 ที่น้ำทะเลปานกลาง (รทก) หมุดดังกล่าวมีค่าระดับสูงเหนือน้ำทะเลปานกลางเท่าดับ 155.0665 เมตร โดยมีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบเท่ากับ 11.1 มม. ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องดีกว่า $12\ mm\sqrt{K} = 31.1$ มม. ตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3

มาตรฐานวสท. [7] และมาตรฐานFGCC1984 [2] มีค่าระดับสูงดังที่แสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 คำนวณค่าระดับสูงวิธีการระดับ

Point Name	Elevation	Remark
	By Digital Level	
มฐ.ผม.พร9 -72	155.0665	Fixed
PRE HV 01	153.785	
PRE HV 02	153.796	
PRE HV 03	152.849	
PRE HV 04	152.775	
PRE HV 05	154.159	
PRE HV 06	154.149	

5.7 การเปรียบเทียบค่าระดับสูง

จากการรังวัดหาค่าระดับสูงโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS และวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) เมื่อนำค่ามาเปรียบเทียบผลการรังวัดค่าระดับสูงจากหมุดที่รังวัดในโครงการทั้งหมด 6 หมุด โดยวิธีการรังวัดทั้งสองวิธีมีค่าคลาดเคลื่อน (Discrepancy) ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบค่าระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียมและวิธีการระดับ

Point Name	Elevation		Discrepancy
	By GNSS	By Digital Level	
PRE HV 01	153.792	153.785	0.007
PRE HV 02	153.805	153.796	0.009
PRE HV 03	152.821	152.849	0.028
PRE HV 04	152.744	152.775	0.031
PRE HV 05	154.131	154.159	0.028
PRE HV 06	154.107	154.149	0.042
Maximum			0.042
Minimum			0.007
Mean error			0.024
RMSE			0.027
SD			0.014

5.8 การวิเคราะห์ผล

ค่าระดับสูงจากการรังวัดโดยวิธี ดาวเทียมGNSS จำนวน 6 หมุด ดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 3 และค่าระดับสูงซึ่งรังวัดโดยวิธีการระดับดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 4 เมื่อได้เปรียบเทียบค่าระดับสูงทั้งสองวิธี ดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 5 จะเห็นได้ว่าค่าระดับสูงจากการรังวัดวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSSและวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) มีค่าต่างกันสูงสุด 0.042 เมตร ค่าต่างกันต่ำสุด 0.007 เมตร ค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ยเท่ากับ 0.024 เมตร ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน เท่ากับ 0.014 เมตร และมีค่า RMSE เท่ากับ 0.027 เมตร และโดยที่ได้หาค่าระดับสูงจากการรังวัดวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSSจากหมุด GPS3221 มายังหมุด PRHV06 ซึ่งอยู่ไกลสุดแล้วหากได้มีการรังวัดหาค่าระดับสูงโดยวิธีการระดับจากหมุด GPS3221 มายังหมุด PRHV06 ซึ่งหมุดดังกล่าวได้หาค่าระดับสูงโดยวิธีการระดับโดยโยงยึดมาจากหมุดมฐ.ผม.9-72 เพื่อเปรียบเทียบค่าระดับสูงของหมุดดังกล่าวอยู่แล้ว และโดยที่ระยะทางระหว่างหมุดทั้งสองห่างกันเท่ากับ 6.662 กิโลเมตร ค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมให้ตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐานวสท. [7] และมาตรฐานFGCC1984 [2] เท่ากับ $12\ mm\sqrt{K} = 0.012\sqrt{6.622} = 0.031$ เมตร ค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมให้สำหรับหมุดอื่นๆ ได้แสดงรายละเอียดไว้ในตารางที่ 6 เนื่องจากค่า RMSE เท่ากับ 0.027 เมตร มีค่าน้อยกว่าค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมให้สูงสุดซึ่งเท่ากับ 0.031 เมตร แสดงว่าหมุดที่ทดสอบโดยการรังวัดวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS อยู่ในเกณฑ์งานที่ยอมรับได้คือเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐานวสท. [7] และ มาตรฐาน FGCC1984 [2]

ตารางที่ 6 ค่าคลาดเคลื่อนระดับสูงและค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับ

Point	Distance from GPS3221, km.	Discrepancy, m	Allowable error, m
PRE HV 01	4.440	0.007	0.025
PRE HV 02	4.369	0.009	0.025
PRE HV 03	5.551	0.028	0.028
PRE HV 04	5.557	0.031	0.028
PRE HV 05	6.524	0.028	0.031
PRE HV 06	6.622	0.042	0.031

6.ผลการวิจัย

ในการศึกษาโครงการนี้ ค่าระดับสูงที่รังวัดโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS มีความละเอียดถูกต้องอยู่ในเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 ตามมาตรฐานของวสท. และFGCC1984 และโดยที่โครงการนี้จะต้องรังวัดค่าพิกัดทางราบและระดับสูงของหมุดควบคุม เพื่อใช้อ้างอิงในการออกแบบปรับปรุงภูมิทัศน์ถนนเลียบแม่น้ำยมอำเภอเมืองแพร่ จังหวัดแพร่ซึ่งได้ใช้วิธีโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) หาพิกัดทางราบของหมุดควบคุมดังกล่าว การหาค่าระดับโดยวิธี GNSS ควบคู่กับการหาค่าพิกัดทางราบ มาใช้แทนการหาค่าระดับด้วยวิธีการระดับ (Closed Circuit Differential Leveling) ซึ่งต้องตั้งกล้องระดับและอ่านค่าไม้ระดับเป็นจำนวนมากๆจุด และต้องรังวัดมาตรวจสอบค่าคลาดเคลื่อนที่หมุดหลักฐานระดับอ้างอิงเป็นระยะทางรวม 6.722 กิโลเมตร ทำให้เสียเวลาในการทำงานมาก การหาระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS มาใช้แทนวิธีการระดับ จึงเหมาะสำหรับโครงการนี้มาก

7.ข้อเสนอแนะ

7.1 ในการสำรวจเพื่อออกแบบรายละเอียดและก่อสร้าง การที่จะหาค่าระดับสูงโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSSมาแทนวิธีการระดับ ควรใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม (GPS receivers) อย่างน้อย 3 –4 เครื่อง มาใช้รังวัดหาพิกัดทางราบและระดับ โดยเทคนิค Relative Positioning

รังวัดวิธี Static อย่างน้อย 1 ชั่วโมง ซึ่งปกติจำเป็นต้องหาค่าพิกัดทางราบมาอ้างอิงในการใช้งานอยู่แล้ว

7.2 การหาค่าระดับสูงของหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งในโครงการสำรวจออกแบบและก่อสร้างทางวิศวกรรม โดยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSS เป็นการลดขั้นตอนการหาค่าระดับโดยวิธีการระดับ ทำให้ทำงานได้รวดเร็วขึ้นและประหยัดค่าใช้จ่ายขึ้นมาก

7.3 ในการรังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS เพื่อหาค่าพิกัดทางราบ และระดับสูงของหมุดควบคุมในงานออกแบบรายละเอียดและก่อสร้าง ค่าคลาดเคลื่อนทางราบและระดับที่ยอมให้ควรอยู่ใน Order C2 – II หรือดีกว่า นั่นคือค่าคลาดเคลื่อนทางราบและทางดิ่งจะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 20,000 หรือ50 ppm.

7.4 ในการศึกษาเปรียบเทียบค่าระดับสูง ด้วยวิธีการระดับ กล้องระดับที่นำมาใช้จะต้องมีความละเอียดและวิธีการรังวัดตามเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3

7.5 ควรจะได้ศึกษาเปรียบเทียบการรังวัดหาค่าระดับสูง ด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS และวิธีการระดับในหลายๆภูมิประเทศที่มีขนาดใหญ่ขึ้น และมีระดับความสูงต่ำที่แตกต่างกันมาก

เอกสารอ้างอิง

[1] FGCC (1989). Geometric Geodetic Accuracy Standards and Specifications for Using GPS Relative Positioning Tecnhiques, pp.123-132.

[2] FGCC (1984). Standards and Specifications for Geodetic Control Networks, pp.3-6 - 3-7.

[3] Ghilani and Wolf (2012). Elementary Surveying An Introduction to Geomatics. Pearson Educational Limited, pp. 200-201.

[4] Kavannagh (2006). Surveying Principles and Applications. Pearson Prentice Hall.

[5] กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่. (2017). โครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย. หน้า 200 – 201.

[6] ชัยวัฒน์ พรมทอง และคณะ (2548). รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียมระบบ GPS ในประเทศไทย. กรมแผนที่ทหาร กองบัญชาการทหารสูงสุด ประเทศไทย.

[7] สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) (2558). รายงานฉบับสมบูรณ์ โครงการศึกษาและจัดทำเกณฑ์การปฏิบัติวิชาชีพวิศวกรรมสำรวจ. หน้า 39.

[8] วัชโรตม์ พันโยธา (2561) การประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. วิทยานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.ประเทศไทย

การสำรวจและทำแผนที่เพื่อออกแบบและการลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารโรงโม่สุราษฎร์ผาทอง จังหวัดสุราษฎร์ธานี

Surveying and Mapping for Design and Setting out Plant of Suratpathong Surat Thani Province

ประกอบ มณีเนตร[1] ภุชงค์ วงษ์เกิด[2] รณชัย บำเพ็ญอยู่[3] กฤษฎา มณีเนตร[4] และอรุณยุพา บัวทรัพย์[5]

[1,2,3]สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยกรุงเทพธนบุรี

[4]บริษัท เอ็ม.ซี.อี.เอเชีย จำกัด

[5]สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยปทุมธานี

[1,4]E-mail address: prakobku@gmail.com, [2,3]E-mail address :p.wongkoet@gmail.com, [5]E-mail address : arunyupa-j@hotmail.com

บทคัดย่อ

ในโครงการได้มีการสร้างหมุดควบคุมทางราบและหมุดควบคุมทางดิ่งจำนวน สี่ หมุดกระจายในพื้นที่โครงการโดยโยงยึดกับหมุดหลักฐานของกรมทางหลวงชนบทจำนวน สอง หมุดมีความถูกต้องอยู่ในเกณฑ์ Order C1-II ของ FGCC1989 ได้ทำแผนที่โดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับและใช้โปรแกรม Pix 4D. ในการประมวลผลค่าพิกัดและระดับของวัตถุและพื้นดินหาได้จากภาพออร์โธ และหาโดยRobotic Total Station และวิธีRTKจากการตรวจสอบความถูกต้องแผนที่จำนวน 9 จุดแผนที่มีความถูกต้องเทียบเท่าแผนที่มาตราส่วน 1: 500ตามมาตรฐาน วสท. และ ASPRS โดยความถูกต้องแผนที่มีระดับความเชื่อมั่น 95% และได้มีการลงตำแหน่งอาคารตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้จำนวน 11 จุดที่ระดับความเชื่อมั่น 95%ตามมาตรฐานวสท. และตามมาตรฐาน FGDC

คำสำคัญ : ภาพออร์โธ, ความถูกต้องแผนที่, การลงตำแหน่ง

Abstract

Setting four horizontal and vertical control points distributed over the project area, reference to two GPS monuments of Department of Rural Roads. The accuracy of control points are better than Order C1-II of FGCC1989. Photogrammetric mapping by drone and Pix 4D Program. For mapping, coordinates and elevations of objects and ground points are determined from Orthophotos and also by Robotic Total Station and by RTK. By checking 9 well-defined points, map accuracy conforms to Equivalent Map Scale 1:500 for Standards of EIT and ASPRS at 95% confidence level. And setting out coordinates of buildings as specified in designed map for 11 points at 95% confidence level, conforming to Standards of EIT and FGDC Geospatial Positioning Standards.

Keywords : Orthophotos, Map accuracy, Setting out coordinates

1. คำนำ

ในปัจจุบันการสำรวจทำแผนที่โดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ ได้มีการนำมาใช้ในการออกแบบรายละเอียดการก่อสร้างโดยมีความถูกต้องดีกว่ามาตรฐานแผนที่มาตราส่วน 1 : 500 ซึ่งเป็นแผนที่ที่ใช้ในการใช้ในการออกแบบรายละเอียดตามมาตรฐาน ASCE [1] อีกทั้งได้มีการใช้เครื่องมือการสำรวจรังวัดด้วยดาวเทียมระบบ GNSS ในการทำหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งโดยวิธีสถิต (Static) ซึ่งมีความถูกต้องทางราบดีกว่า 50 ppm ตามมาตรฐาน FGCC 1989 [2] และมีความถูกต้องทางดิ่งตามเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 ตามมาตรฐาน FGCC 1984 [3] และมาตรฐานวสท. [9] และได้มีการใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียมรังวัดวิธี RTK รวมทั้งใช้กล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Robotic Total Station) เก็บรายละเอียดในการทำแผนที่ และลงตำแหน่งก่อสร้าง เนื่องจากสามารถรังวัดหาพิกัดและระดับได้อย่างรวดเร็วมีความถูกต้องสูงและได้มาตรฐานการรังวัด

จึงได้ทำการศึกษาวิจัยในพื้นที่โครงการโรงโม่สุราษฎร์ผาทอง อำเภอคีรีรัฐนิคม จังหวัดสุราษฎร์ธานี ได้มีการสร้างหมุดควบคุมทางราบและหมุดควบคุมทางดิ่งจำนวนสี่ หมุด กระจายในพื้นที่โครงการโดยโยงยึดกับหมุดหลักฐานของกรมทางหลวงชนบทจำนวนสองหมุดได้ทำแผนที่สำหรับการออกแบบรายละเอียดโดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ ร่วมกับการใช้กล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Total Station) และเก็บรายละเอียดเพิ่มเติมในการทำแผนที่ และลงตำแน่งก่อสร้างตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้ ให้เป็นไปตามมาตรฐานของวสท.หรือมาตรฐานสากล

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. เพื่อสร้างและรังวัดหาพิกัดทางราบ และระดับสูงของหมุดควบคุมทางราบ และหมุดควบคุมทางดิ่งในพื้นที่โครงการโรงไม่สุราษฎร์ผาทอง อำเภอคีรีรัฐนิคม จังหวัดสุราษฎร์ธานี โดยโยงยึดกับหมุดหลักฐานของกรมแผนที่ทหารหรือหน่วยราชการที่เชื่อถือได้

2. เพื่อทำแผนที่สำหรับการออกแบบก่อสร้างในพื้นที่โครงการ โดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ และเก็บรายละเอียดเพิ่มเติมด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Total Station) และวิธีRTK ให้ได้แผนที่ที่มีความถูกต้องตามมาตรฐานวสท. และมาตรฐานASPRS

3. เพื่อลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้ให้ได้ระดับความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐานวสท. และมาตรฐานFGDC

3. การทบทวนวรรณกรรม

3.1 งานวิจัยที่ผ่านมา

เล็ก จูฑะสุต (2527) ได้ศึกษาการสำรวจและออกแบบแนวสายส่งศักย์สูงโดยเทคนิคการสำรวจด้วยภาพถ่าย พบว่าการเปรียบเทียบจากแผนที่และรูปตัดตามแนวด้วยเทคนิคการสำรวจด้วยภาพถ่าย ให้ผลใกล้เคียงกับการสำรวจภาคพื้นดิน[11]

ศิริพร ตรีธาร ดีบุญ เมธากุลชาติ และวัชรินทร์ วิทยกุล (2561) ได้ศึกษาความถูกต้องของการรังวัดด้วยภาพถ่ายจากอากาศยานไร้คนขับสำหรับงานออกแบบเรขาคณิต พบว่า จากการประมวลผลภาพพถ่ายโดยใช้ UAV ที่ระดับความสูงบิน 95 เมตร ได้ค่าความถูกต้องทางราบเท่ากับ 4 เซนติเมตร และค่าความถูกต้องทางดิ่งเท่ากับ 5 เซนติเมตร ซึ่งมีความถูกต้องตามมาตรฐานของงานสำรวจภูมิประเทศสำหรับงานออกแบบรายละเอียด [12]

ชัยวัฒน์ พรมทองและคณะ (2548) ได้รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียม GPS ในประเทศไทย ได้รายงานผลการวิจัย สรุปได้ว่าค่าความสูงออร์โธเมตริกที่ใช้จากการปรับแก้โครงข่ายหมุดหลักฐานระบบ GPS ทั้งประเทศ ไม่สามารถนำไปใช้แทนการวัดระดับชั้นที่ 3 ได้ แต่อาจนำไปใช้ในการสำรวจหาความสูงออร์โธเมตริกในเฉพาะพื้นที่ที่มีขนาดไม่กว้างนักได้ [8]

วัชโรตม์ พันโยธา (2561) ได้ศึกษาการประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองจีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล พบว่าค่าระดับสูงภูมิศาสตร์ที่รังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แบบสถิตมีค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (Mean error) เท่ากับ 0.017 เมตร และค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.085 เมตร โดยวิธีการหาค่าระดับสูงภูมิประเทศแบบสัมบูรณ์ [10]

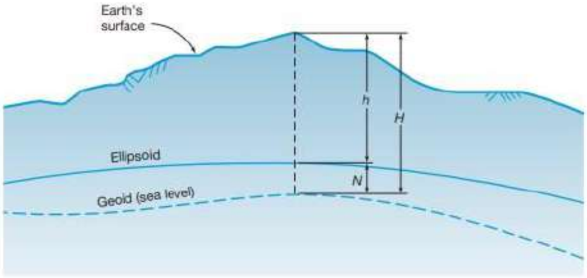
3.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.2.1 กรอบอ้างอิงระบบดาวเทียม GNSS

ระบบกรอบอ้างอิงที่ใช้อ้างอิงตำแหน่งดาวเทียมจีพีเอส คือ World Geodetic System 1984 (WGS84) ประกอบด้วยทรงรี WG584 และแกนอ้างอิงสามมิติ XYZ มีจุดศูนย์กลางมวลของโลกเป็นจุดกำเนิดในระบบพิกัด Geocentric Coordinate System โดยจุด origin อยู่ที่ Mass Center ของโลก แกน X ผ่าน Greenwich Meridian แกน Z อยู่บนแกนหมุนของโลก (Conventional Terrestrial Pole : CTP) และแกน Y อยู่บนระนาบศูนย์สูตรในระบบมือขวา (right-handed coordinate system) เช่นเดียวกับตำแหน่งดาวเทียมในเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจะมี software แปลงพิกัดจากระบบพิกัดของดาวเทียมในแต่ละระนาบ มาเป็นระบบพิกัด Geocentric Coordinate System และนำข้อมูลจากเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมมาคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ในระบบพิกัดนี้ค่าที่ปรับแก้จากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แล้ว จะแปลงเป็นระบบพิกัดภูมิศาสตร์คือพิกัดละติจูด (Latitude) และพิกัดลองจิจูด (Longitude) และความสูงเหนือทรงรี (Ellipsoidal height)) ซึ่งระบบพิกัดภูมิศาสตร์สามารถแปลงเป็นพิกัดกริดในระบบUTM (Universal Transverse Mercator) ได้ [5]

3.2.2 การหาระดับสูงจากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS

จากการรังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS เมื่อปรับแก้โครงข่ายแล้วจะได้ค่าพิกัดพิกัดละติจูด (Latitude) และพิกัดลองจิจูด (Longitude) และความสูงเหนือทรงรี h (Ellipsoidal height) ซึ่งจากค่าพิกัดละติจูด และค่าพิกัดลองจิจูดสามารถคำนวณหาค่าความสูงจีออยด์N (geoid height or geoid undulation or geoid separation) จากโปรแกรมแบบจำลองจีออยด์แล้วคำนวณหาค่าระดับสูง H (Elevation or Orthometric height) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ ดังแสดงในรูปที่ 1 เป็นความสัมพันธ์ของทั้งสามค่าดังกล่าว [5]



รูปที่ 1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ค่าความสูงเหนือทรงรี และค่าความสูงเหนือจีออยด์

3.3 มาตรฐานถูกต้องแผนที่ (Accuracy Standards for Mapping) [1][9]

มาตรฐาน ASPRS (The American Society for Photogrammetry and Remote Sensing) ได้กำหนดมาตรฐานความถูกต้องของแผนที่เป็นดังนี้

3.3.1 ความถูกต้องทางราบ (Horizontal Accuracy)

ASPRS 2014 ได้กำหนดให้ค่าคลาดเคลื่อนที่รังวัดจากจุดตรวจสอบที่เด่นชัด (Well – defined points) โดยคำนวณค่า RMSEx และRMSEy จะต้องมีความถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่า 0.25 มม. คูณส่วนกลับ

มาตราส่วนแผนที่ (ให้เป็น X) สำหรับแผนที่ที่เป็น Hard Copy และเนื่องจากปัจจุบันแผนที่เป็น Soft Copy หรือเป็นแผนที่ดิจิทัล หรือแผนที่ภาพถ่ายออร์โธ (Orthophoto map) โดยที่ FGDC (The Federal Geographic Data Committee) ได้กำหนดมาตรฐานความถูกต้องของข้อมูลเชิงพื้นที่ (NSSDA : National Standard for Spatial Data Accuracy) นั่นคือ RMSEx≤X, RMSEy≤X และ RMSEr≤ 1.414X และความถูกต้องทางราบที่ระดับความเชื่อมั่น 95 (Horizontal Accuracy at 95 % Confidence Level) ≤ 2.448*X

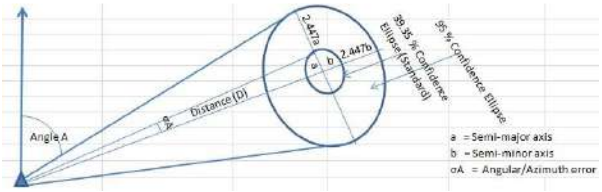
3.3.2 ความถูกต้องทางดิ่ง(Vertical Accuracy)

ASPRS 2014 ได้กำหนดให้ค่า RMSEz ต้องดีกว่าหรือเท่ากับ 1 ใน 3 ของช่วงเส้นชั้นความสูง (Contour Interval) (ให้ X = 1/3*C.I.) สำหรับพื้นดินที่ไม่มีพืชปกคลุม และความถูกต้องทางดิ่งที่ระดับความเชื่อมั่น95 (Vertical Accuracy at 95 % Confidence Level) ≤ 1.96*X

ตัวอย่าง แผนที่ตามมาตรฐานวสท [9] และมาตรฐาน ASPRS สำหรับแผนที่มาตราส่วน 1 : 500 และช่วงเส้นชั้นความสูง (Contour Interval) เท่ากับ 0.25เมตร ค่า RMSEx และ RMSEy จะต้องมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าถูกต้องทางราบ 0.125 เมตร สำหรับ Class 1 และค่า RMSEz จะต้องมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าถูกต้องทางดิ่ง คือ1 ใน 3 ของช่วงเส้นชั้นความสูง หรือ 0.083 เมตร ซึ่งจะต้องมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าความถูกต้องทางราบ 0.306 เมตรที่ระดับความเชื่อมั่น 95% และจะต้องมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับค่าความถูกต้องทางดิ่ง 0.163 เมตร ที่ความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐาน FGDC : Federal Geographic Data Committee และ NSSDA : National Standard for Spatial Data Accuracy [4]

3.4 การลงตำแหน่งด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Robotic Total Station)

ในการลงตำแหน่งอาคารหรือเครื่องจักรด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Robotic Total Station) เพื่อให้การลงตำแหน่งมีความเชื่อมั่นในระดับ 95 % [5] จะต้องทราบ ค่าคลาดเคลื่อนทางระยะที่ยอมให้เป็นเท่าใด และความคลาดเคลื่อนของกล้องเป็นเท่าใด รูปที่ 2 แสดงค่าคลาดเคลื่อนมาตรฐานวงรี *a และ b*และค่าคลาดเคลื่อนวงรีที่ความเชื่อมั่น 95 %



รูปที่ 2 วงรีคลาดเคลื่อน

ซึ่งยกตัวอย่างอธิบายดังนี้ ถ้าค่าคลาดเคลื่อนทางระยะ (Position Accuracy) เท่ากับ 0.025 เมตร ดังนั้นค่าคลาดเคลื่อนทางพิกัดจะเท่ากับ 0.025/√2 เท่ากับ 0.018 เมตรถ้าต้องการรังวัดเพื่อลงพิกัดให้มีความเชื่อมั่น 95 % ค่าคลาดเคลื่อนในการลงพิกัดจะต้องเท่ากับหรือน้อยกว่า (ดีกว่า) 0.018/2.4477 หรือ 0.007 เมตร และถ้ากล้องมีความละเอียดถูกต้อง 5 ฟิลิปดา ระยะทางไกลสุดจากจุดตั้งกล้องต้องไม่เกินกว่า 0.007/tangent (5second) เท่ากับ 297 เมตร ที่ในระดับความเชื่อมั่น 95 %

4. กรอบแนวคิดในการวิจัย

4.1 สร้างหมุดควบคุมทางราบและระดับ จำนวน 4 หมุด เพื่อเป็นหมุดควบคุมทางราบและหมุดควบคุมทางดิ่งในการทำแผนที่สำหรับการออกแบบก่อสร้าง และลงตำแหน่งก่อสร้างในพื้นที่โครงการโรงโม่สุราษฎร์ผาทอง อำเภอคีรีรัฐนิคม จังหวัดสุราษฎร์ธานี

4.2 รังวัดโครงข่ายดาวเทียมของหมุดควบคุมทางราบและหมุดควบคุมทางดิ่งด้วยเทคนิค Relative Positioning วิธี Static โดยยึดโยงกับหมุดที่ทราบพิกัดทางราบและระดับ ให้มีความละเอียดถูกต้องเท่ากับหรือดีกว่าตามเกณฑ์ Order CI ของมาตรฐาน FGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) [1] และคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมวิธี Least square คำนวณหาค่าความสูงเหนือจีออยด์(Geoid Undulation) จาก TGM2017 แล้วคำนวณหาค่าระดับสูงด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS

4.3 ทำแผนที่ภาพถ่ายออร์โธ (Orthophoto Map) สำหรับการออกแบบก่อสร้างโดยการบินถ่ายภาพทางอากาศด้วยอากาศยานไร้คนขับและเก็บรายละเอียดเพิ่มเติมด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ

4.4 ลงตำแหน่งก่อสร้างตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้ ให้การลงตำแหน่งมีความเชื่อมั่นในระดับ 95 %

5.ระเบียบวิธีวิจัย

ดำเนินงานในพื้นที่ของโครงการโรงโม่สุราษฎร์ผาทองอำเภอคีรีรัฐนิคม จังหวัดสุราษฎร์ธานี ดังนี้

5.1 การสร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่ง

ได้สร้างหมุดควบคุมทางราบและทางดิ่งในพื้นที่โครงการ จำนวน 4 หมุด คือ หมุด PT–01หมุดPT–02หมุดPT–03 และหมุด PT–04 โดยยึดโยงกับหมุดหลักฐานของกรมทางหลวงชนบทจำนวน2หมุดคือหมุด SNI-0043 และหมุด SNI-0046 เป็นงานรังวัดโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network)

5.2 การรังวัดโครงข่ายดาวเทียม

ได้ตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมแบบ Geodetic GPS's (Dual frequency) จำนวนอย่างน้อย 4 - 6 เครื่องโดยตั้งเหนือหมุดหลักฐานของกรมทางหลวงชนบทคือหมุดSNI-0043 และหมุดSNI-0046 และตั้งเหนือหมุดที่สร้างขึ้นทั้ง 4 หมุด โดยรังวัดด้วยเทคนิค Relative Positioning วิธี Static รังวัดพร้อมกันไม่น้อยกว่า 1 ชั่วโมง ซึ่งจะต้องรังวัดให้ครบทุกหมุดเป็นโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ดังแสดงในรูปที่ 3 และรูปที่ 4

รูปที่ 3 โครงข่ายดาวเทียมSNI-0043 SNI-0046 ยึดโยงมายังหมุดในโครงการ

รูปที่ 4 โครงข่ายดาวเทียมหมุดในโครงการยึดโยงมายัง SNI-0043 SNI-0046

การรังวัดด้วยเทคนิคดังกล่าวเพื่อชดเชย ค่าคลาดเคลื่อนจากนาฬิกาและเวลาในเครื่องจีพีเอส ค่าการหักเหของแสงในชั้นบรรยากาศ ionospheric & tropospheric และค่าคลาดเคลื่อนอย่างเป็นระบบอื่นๆ โดยค่ามาตรฐานความถูกต้องสำหรับความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์ที่ความเชื่อมั่น 95% (Accuracy Standards for Geometric Relative Positioning Accuracy at 95% Confidence Level) จะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 20,000 or 50 ppm ตามเกณฑ์Order C2-II ของมาตรฐาน FGCC1989 (Federal Geodetic Control Committee 1989) [2] ดังแสดงในรูปที่ 5

Elevation difference accuracy standards for geometric relative positioning techniques.

(95 percent confidence level)						
Order	Class	Minimum elevation difference accuracy standard		(From table 1) Minimum geometric relative position accuracy standard	Minimum geoid height difference accuracy standard	
		P_e (ppm)	1:e	P (ppm)	P_N (ppm)	1:n
AA	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
A	-	2	1:500,000	0.1	2	1:500,000
B	-	5	1:200,000	1	5	1:200,000
1	-	15	1: 67,000	10	10	1:100,000
2	I	20	1: 50,000	20	10	1:100,000
2	II	50	1: 20,000	50	20	1: 50,000
3	I	100	1: 10,000	100	40	1: 25,000

NOTE: THESE ELEVATION DIFFERENCE ACCURACY STANDARDS ARE TO BE USED ONLY FOR ELEVATION DIFFERENCES DETERMINED INDIRECTLY FROM ELLIPSOID HEIGHT DIFFERENCE MEASUREMENTS.

FOR DIRECT VERTICAL MEASUREMENT TECHNIQUES SUCH AS DIFFERENTIAL OR TRIGONOMETRIC LEVELING, USE ONLY THE ACCURACY STANDARDS GIVEN IN THE FGCC 1984 DOCUMENT, SECTION 2.2, PAGES 2-2 and 2-3.

รูปที่ 5 มาตรฐานความถูกต้องผลต่างระดับสำหรับความถูกต้องทางตำแหน่งสัมพัทธ์

5.3 ปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์ (Least square adjustment)

ได้รังวัดค่าพิกัดทางราบโดยโยงยึดกับหมุดหลักฐานSNI-0043 และ SNI-0046 ของกรมทางหลวงชนบทโดยใช้ค่าพิกัดยูทีเอ็ม (UTM Coordinate) บนพื้นหลักฐานทรงรี WGS 84 และค่าระดับสูง (Elevation) เป็นโครงข่ายดาวเทียม (GNSS network) ใช้โปรแกรม Magnet Tool ร่วมกับ TGM2017 คำนวณและปรับแก้โครงข่ายดาวเทียมด้วยวิธีลิสท์สแควร์ โดยFixed Both (Horizontal and Vertical) ที่หมุดหลักฐาน SNI-0043 และSNI-0046 จากการคำนวณปรับแก้หมุดทั้ง 4 มีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางราบและระดับในแต่ละ Loop ต่ำสุดเท่ากับ 0.03ppm (ราบ) 0.05 ppm (ระดับ) และสูงสุดเท่ากับ 5.27ppm (ราบ) 30.90 ppm (ระดับ) ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องดีกว่า 1 : 20,000 หรือ 50 ppm ตามเกณฑ์ Order C1-II ของมาตรฐานของ FGCC 1989 ได้แสดงค่าพิกัดกริดยูทีเอ็ม (UTM Coordinate) ค่าระดับสูง (Elevation above mean sea level) ดังแสดงในตารางที่ 1จากตารางดังกล่าวได้คำนวณและแสดงค่า Mean Grid Factor ไว้สำหรับทอนระยะราบบนพื้นดินเป็นระยะกริดในระบบพิกัดยูทีเอ็มด้วย

ตารางที่ 1 ค่าพิกัดยูทีเอ็มและระดับสูง

Name	N	E	Elevation	Remark
SNI–0043	992340.158	491311.056	14.105	Fixed
SNI–0046	985536.024	487491.125	21.343	Fixed
PT–01	988233.014	498006.050	32.240	
PT–02	988179.197	498012.021	31.741	
PT–03	988138.867	498017.283	32.140	
PT–04	988258.775	498099.733	35.705	
Mean Grid factor			0.999598664	

5.4 ทำแผนที่ภาพถ่ายออร์โธ (Orthophoto Map)

ได้ทำแผนที่ภาพถ่ายออร์โธ (Orthophoto Map) สำหรับออกแบบก่อสร้างโดยการบินถ่ายภาพทางอากาศด้วยอากาศยานไร้คนขับครอบคลุมพื้นที่ 0.097 ตารางกิโลเมตร หรือประมาณ 60 ไร่ สร้างจุดควบควบภาพถ่าย (Ground Control Points) จำนวน 7 จุด และจุดตรวจสอบความถูกต้อง (Check Points) จำนวน 9 จุด ครอบคลุมพื้นที่โครงการ โดยได้รังวัดพิกัดและระดับจุดควบคุมภาพถ่ายและจุดตรวจสอบด้วยวิธี RTK ในการบินถ่ายภาพใช้ค่า GSD เท่ากับ 2.52 cm/pixel แล้วนำมาประมวลผลด้วยโปรแกรม Pix 4 Dจากรายงานคุณภาพดังแสดงในรูปที่ 6 สรุปการตรวจสอบคุณภาพการถ่ายภาพ และในรูปที่ 7 แสดง ค่าRMSE ของจุดควบควบภาพถ่าย (GCPs) และจุดตรวจสอบความถูกต้อง(Check Points)

Summary

Project	[illegible]
Processed	[illegible]
Camera Model Name(s)	L1D-20c_10.3_5472x3648 (RGB)
Average Ground Sampling Distance (GSD)	2.52 cm / 0.99 in
Area Covered	0.097 km² / 9.6902 ha / 0.04 sq. mi. / 23.9575 acres
Time for Initial Processing (without report)	37m:44s

Quality Check

Images	median of 46720 keypoints per image	✓
Dataset	283 out of 283 images calibrated (100%), all images enabled	✓
Camera Optimization	3.91% relative difference between initial and optimized internal camera parameters	✓
Matching	median of 19381.1 matches per calibrated image	✓
Georeferencing	yes, 7 GCPs (7 3D), mean RMS error = 0.022 m	✓

รูปที่ 6 สรุปการตรวจสอบคุณภาพการถ่ายภาพ

GCP Name	Accuracy XY/Z [m]	Error X [m]	Error Y [m]	Error Z [m]	Projection Error [pixel]	Verified/Marked
102 (3D)	0.020/0.020	0.003	0.015	-0.079	0.387	30 / 30
104 (3D)	0.020/0.020	-0.004	0.001	0.026	0.346	50 / 50
107 (3D)	0.020/0.020	-0.011	-0.018	-0.046	0.417	50 / 50
113 (3D)	0.020/0.020	0.035	0.020	0.014	0.504	114 / 114
116 (3D)	0.020/0.020	0.002	-0.003	0.017	0.512	58 / 58
117 (3D)	0.020/0.020	-0.024	-0.007	-0.018	0.455	72 / 72
120 (3D)	0.020/0.020	-0.018	-0.005	0.035	0.469	13 / 13
Mean [m]		-0.002474	0.000360	-0.005816		
Sigma [m]		0.017744	0.012259	0.036893		
RMS Error [m]		0.017916	0.012265	0.037151		

0 out of 9 check points have been labeled as inaccurate.

Check Point Name	Accuracy XY/Z [m]	Error X [m]	Error Y [m]	Error Z [m]	Projection Error [pixel]	Verified/Marked
101		-0.0005	-0.0077	-0.0190	0.4316	42 / 42
103		-0.0044	-0.0171	-0.0708	0.4368	70 / 70
106		-0.0011	0.0005	0.0228	0.3318	40 / 40
108		-0.0100	-0.0182	0.0312	0.4569	71 / 71
109		-0.0062	-0.0180	-0.0225	0.4055	97 / 97
110		-0.0157	-0.0099	-0.0372	0.3463	85 / 85
111		-0.0191	-0.0188	0.0198	0.8007	89 / 89
114		0.0039	-0.0230	-0.0227	0.5524	82 / 82
121		0.0020	0.0028	0.0111	0.3099	68 / 68
Mean [m]		-0.005673	-0.012163	-0.009698		
Sigma [m]		0.007454	0.008800	0.031523		
RMS Error [m]		0.009367	0.014886	0.032981		

GCP Name	Accuracy XY/Z [m]	Error X [m]	Error Y [m]	Error Z [m]	Projection Error [pixel]	Verified/Marked
102 (3D)	0.020/0.020	0.003	0.015	-0.079	0.387	30 / 30
104 (3D)	0.020/0.020	-0.004	0.001	0.026	0.346	50 / 50
107 (3D)	0.020/0.020	-0.011	-0.018	-0.046	0.417	50 / 50
113 (3D)	0.020/0.020	0.035	0.020	0.014	0.504	114 / 114
116 (3D)	0.020/0.020	0.002	-0.003	0.017	0.512	58 / 58
117 (3D)	0.020/0.020	-0.024	-0.007	-0.018	0.455	72 / 72
120 (3D)	0.020/0.020	-0.018	-0.005	0.035	0.469	13 / 13
Mean [m]		-0.002474	0.000360	-0.005816		
Sigma [m]		0.017744	0.012259	0.036893		
RMS Error [m]		0.017916	0.012265	0.037151		

0 out of 9 check points have been labeled as inaccurate.

Check Point Name	Accuracy XY/Z [m]	Error X [m]	Error Y [m]	Error Z [m]	Projection Error [pixel]	Verified/Marked
101		-0.0005	-0.0077	-0.0190	0.4316	42 / 42
103		-0.0044	-0.0171	-0.0708	0.4368	70 / 70
106		-0.0011	0.0005	0.0228	0.3318	40 / 40
108		-0.0100	-0.0182	0.0312	0.4569	71 / 71
109		-0.0062	-0.0180	-0.0225	0.4055	97 / 97
110		-0.0157	-0.0099	-0.0372	0.3463	85 / 85
111		-0.0191	-0.0188	0.0198	0.8007	89 / 89
114		0.0039	-0.0230	-0.0227	0.5524	82 / 82
121		0.0020	0.0028	0.0111	0.3099	68 / 68
Mean [m]		-0.005673	-0.012163	-0.009698		
Sigma [m]		0.007454	0.008800	0.031523		
RMS Error [m]		0.009367	0.014886	0.032981		

รูปที่ 7 ค่าRMSE ของจุดควบควบภาพถ่าย (GCPs) และจุดตรวจสอบ (Check Points)

และได้มีการเก็บรายละเอียดอาคารเพิ่มเติมด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จและวิธีRTK เพื่อนำไปประกอบแผนที่สำหรับออกแบบก่อสร้างต่อไป

5.5 ตรวจสอบความถูกต้องแผนที่

ตามมาตรฐาน ASCE [1] ได้กำหนดให้แผนที่มาตราส่วน 1 : 500 ถึง 1 : 2000 เป็นแผนที่สำหรับออกแบบทั่วไป (Design Map) และแผนที่มาตราส่วน 1 : 500 ได้กำหนดให้เป็น Critical Design Map และในปัจจุบัน ASPRS 2014 ได้กำหนดให้ค่าความถูกต้องของแผนที่ดิจิทัล และแผนที่ภาพถ่าย เทียบเท่าแผนที่มาตราส่วน1 : 500 ดังได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อ 3.1

และจากจุดตรวจสอบความถูกต้องของแผนที่ภาพถ่ายจำนวน 9 จุด ดังแสดงไว้ในรูปที่ 5 เมื่อตรวจสอบค่า RMSEx = 0.0094 เมตร และ RMSEy = 0.0149 เมตรจะมีค่าความละเอียดถูกต้องทางราบที่ความเชื่อมั่นในระดับ 95% เท่ากับ 0.030 เมตร ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 0.306 เมตร ตามมาตรฐานNSSDA Horizontal Accuracy at 95 % confidence level สำหรับแผนที่มาตราส่วน 1 : 500 และเมื่อตรวจสอบค่า RMSEz = 0.033 เมตร จะมีค่าความละเอียดถูกต้องทางดิ่งที่ความเชื่อมั่นในระดับ 95% เท่ากับ 0.065 เมตร ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 0.163 เมตร ตามมาตรฐาน NSSDA Vertical Accuracy at 95 % confidence level สำหรับช่วงเส้นชั้นความสูง 0.25 เมตร ในตารางที่ 2เป็นรายการตรวจสอบความถูกต้องแผนที่แสดงให้เห็นว่าแผนที่ภาพถ่ายมีความถูกต้องตามมาตรฐานของ FGDC [4] ซึ่งเป็นมาตรฐานสากล

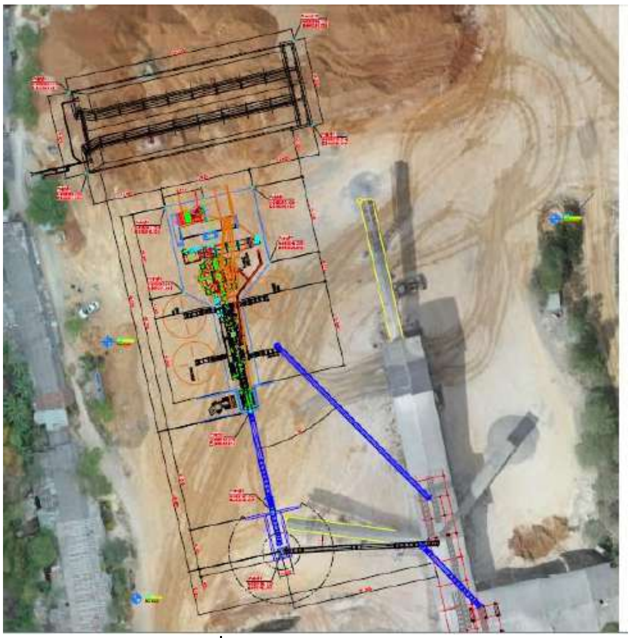
ตารางที่ 2 รายการตรวจสอบความถูกต้องแผนที่

ASPRS 2014 : RMSEx = 0.009 m. ≤ 0.125 m. for map 1 : 500
ASPRS 2014 : RMSEy = 0.015 m. ≤ 0.125 m. for map 1 : 500
ASPRS 2014 : RMSEz = 0.033 m. ≤ 0.083 m. for C.I. 0.25 m.
ASPRS 2014 : RMSEr = $(RMSEx^2 + RMSEy^2)^{1/2}$ = 0.018 m. ≤ 0.177 m. for map 1 : 500
NSSDA Horizontal Accuracy at 95 % confidence level = 0.030 m.≤ 0.306 m. for map 1 : 500
NSSDA Vertical Accuracy at 95 % confidence level = 0.065 m. ≤ 0.163 m. for C.I. 0.25 m.
: By The Federal Geographic Data Committee (FGDC)

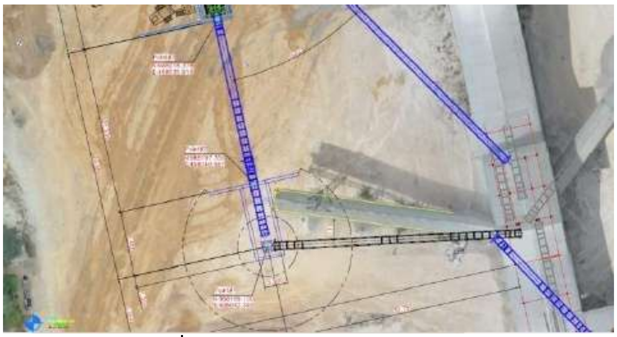
5.6 การวางตำแหน่งอาคาร และลงตำแหน่งก่อสร้างอาคาร

แผนที่ภาพถ่ายที่ได้ตรวจสอบความถูกต้องแล้ว จึงนำส่งผู้ออกแบบรายละเอียดการวางตำแหน่งอาคาร และให้ลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้ ดังนี้

5.6.1 เมื่อผลิตแผนที่ภาพได้ที่ได้มาตรฐานสากล จึงได้นำส่งผู้ออกแบบรายละเอียดการวางตำแหน่งอาคารโรงโม่ (Plan Layout) 11 รายการ เช่น อุโมงค์สร้างใหม่ สร้างสายพานใหม่สำหรับรับหินจากสายพานหินคลุกเดิม สร้างบ่อน้ำตกตะกอน สร้าง Chute ใหม่ ฯลฯ โดยผู้ออกแบบได้กำหนดพิกัดของแต่ละจุดไว้ดังแสดงในรูปที่ 8 และรูปที่ 9 เป็นภาพขยายการวางตำแหน่งอาคารโรงโม่



รูปที่ 8 การวางตำแหน่งอาคารโรงโม่



รูปที่ 9 ภาพขยายการวางตำแหน่งอาคารโรงโม่

5.6.2 ได้ลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารตามพิกัดที่ออกแบบไว้ จำนวน 11 จุด ด้วยกล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ กล้องมีความถูกต้องทางมุม 1ฟิลิปดา ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 การลงตำแหน่งก่อสร้างอาคาร

Point	Design		Stake			□N	□E
	N	E	N	E	Elevation		
1	988189.100	498042.393	988189.096	498042.393	31.255	0.004	0.000
2	988197.350	498040.567	988197.349	498040.567	31.360	0.001	0.000
3	988218.378	498035.913	988218.381	498035.912	31.498	-0.003	0.001
4	988243.415	498021.964	988243.413	498021.965	31.608	0.002	-0.001
5	988261.224	498018.023	988261.223	498018.021	31.611	0.001	0.002
6	988265.309	498036.483	988265.310	498036.483	31.700	-0.001	0.000
7	988249.585	498039.963	988249.587	498039.963	31.486	-0.002	0.000
8	988268.225	498001.630	988268.224	498001.628	31.449	0.001	0.002
9	988285.316	497997.847	988285.320	497997.847	33.372	-0.004	0.000
10	988296.135	498045.024	988296.134	498045.026	32.096	0.001	-0.002
11	988278.314	498048.968	988278.315	498048.970	32.025	-0.001	-0.002
RMSE						0.0022	0.0013

ในการลงตำแหน่งอาคารในโครงการนี้ ให้มีการลงตำแหน่งระยะทางคลาดเคลื่อน (Position Accuracy) เท่ากับ 0.025 เมตร ดังนั้นค่าคลาดเคลื่อนทางพิกัดจะเท่ากับ 0.025/√2 เท่ากับ 0.018 เมตร ต้องการรังวัดเพื่อลงพิกัดให้มีระดับความเชื่อมั่น 95% ดังนั้นค่าคลาดเคลื่อนในการลงพิกัดจะต้องเท่ากับหรือน้อยกว่า (ดีกว่า) 0.018/2.4477 หรือ 0.007 เมตร

จากตารางที่ 3 ค่าRMSEx เท่ากับ 0.001 เมตร และค่าRMSEy เท่ากับ 0.002 เมตร มีค่าน้อยกว่า 0.007 เมตร ดังนั้นการลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารในโครงการนี้มีระดับความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐานของวสท.และ ตามมาตรฐาน FGDC ซึ่งเป็นมาตรฐานสากล

6.ผลการวิจัย

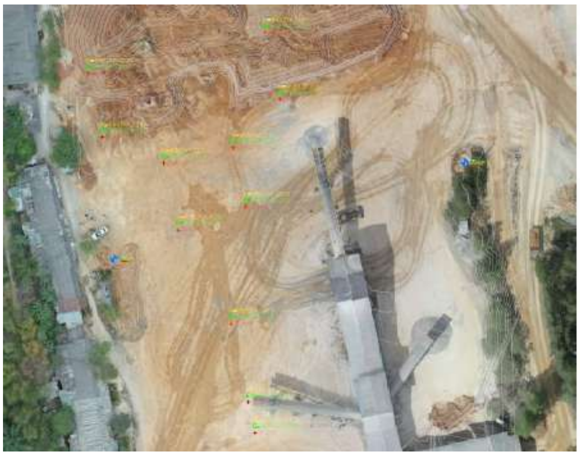
ในโครงการสำรวจและทำแผนที่เพื่อออกแบบและลงตำแหน่งก่อสร้างอาคารโรงโม่สุราษฎร์ผาทอง จังหวัดสุราษฎร์ธานี มีผลงานวิจัย ดังนี้

6.1 ได้มีการสร้างหมุดควบคุมทางราบ และหมุดควบคุมทางดิ่ง จำนวน 4 หมุด คือ หมุด PT–01, หมุดPT–02, หมุดPT–03 และหมุด PT–04 โดยยึดโยงกับหมุดหลักฐานของกรมทางหลวงชนบท จำนวน 2 หมุด คือหมุด SNI-0043 และหมุดSNI-0046 เป็นงานรังวัดโครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) มีค่าคลาดเคลื่อนบรรจบทางราบและระดับดีกว่า 1 : 20,000 หรือ 50 ppm ตามเกณฑ์Order C1-II ของมาตรฐานFGCC 1989 ได้ค่าพิกัดยูทีเอ็ม (UTM Coordinate) และค่าระดับสูง (Elevation) ดังแสดงในตารางที่ 1 ซึ่งได้คำนวณค่า Mean Grid factor เท่ากับ 0.999598664 สำหรับใช้คูณระยะราบบนพื้นดิน (Ground Distance) เป็นระยะกริด (Grid Distance) ในระบบพิกัดกริดยูทีเอ็ม

6.2 ได้ทำแผนที่ภาพถ่ายเป็นแผนที่ดิจิทัลโดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ และได้มีการเก็บรายละเอียดเพิ่มเติมโดยการใช้กล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Robotic Total Station) และวิธีRTK โดยได้มีการตรวจสอบความถูกต้องแผนที่ดิจิทัล มีความถูกต้องเทียบเท่าแผนที่ 1 : 500 ตามมาตรฐานของวสท. และมาตรฐาน ASPRS 2014 ในระดับความเชื่อมั่น 95% ตามมาตรฐาน FGDC

6.3 ได้ลงตำแหน่งก่อสร้างตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้จำนวน 11 จุด มีค่าRMSEx เท่ากับ 0.001 เมตร และค่าRMSEy เท่ากับ 0.002 เมตร โดยมีค่าน้อยกว่า 0.007 เมตร ซึ่งเป็นค่าที่ยอมให้ที่ระดับความเชื่อมั่น 95% สำหรับระยะทางคลาดเคลื่อน (Position Closure) เท่ากับ 0.025 เมตร ที่ยอมให้ในงานก่อสร้าง เป็นไปตามมาตรฐานFGDC

ได้แสดงภาพโมเดลแผนที่ภาพถ่ายค่าพิกัด และค่าระดับสูงของหมุดควบคุม และจุดลงตำแหน่งในรูปที่ 10



รูปที่ 10 ภาพโมเดลแผนที่ภาพถ่าย หมุดควบคุม และจุดลงตำแหน่ง

7.บทสรุป

ในการศึกษาโครงการนี้ค่าพิกัดยูทีเอ็มและค่าระดับสูงที่รังวัดโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS มีความละเอียดถูกต้องดีกว่าหรือเท่ากับ 1 : 20000 หรือ 50 ppm ซึ่งยู่ในเกณฑ์กำหนดOrder C1-II ของมาตรฐาน FGCC 1989และโดยที่แผนที่ 1 : 500 เป็นแผนทีสำหรับออกแบบก่อสร้างตามที่ ASCE กำหนดให้เป็น Critical Design Map จึงได้มีการทำแผนที่ภาพถ่ายในโมเดลของแผนที่ดิจิทัลโดยบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ ซึ่งมีความถูกต้องเทียบเท่าแผนที่ 1 : 500 ตามมาตรฐานวสท.และมาตรฐาน ASPRS 2014 และในโครงการนี้ได้มีการลงตำแหน่งก่อสร้างจำนวน 11 จุด ตามพิกัดที่ได้ออกแบบไว้ โดยการใช้กล้องรังวัดแบบเบ็ดเสร็จ (Robotic Total Station) ซึ่งมี Angle Accuracy 1 ฟิลิปดา ซึ่งมีระดับความเชื่อมั่น 95% ในการลงตำแหน่ง ตามมาตรฐาน FGDC [4]

8.ข้อเสนอแนะ

8.1 ในการสำรวจเพื่อออกแบบรายละเอียดและสำรวจเพื่อการก่อสร้างโดยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS ควรใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม (GPS receivers) อย่างน้อย 3 – 4 เครื่อง มาใช้รังวัดหาพิกัดทางราบและระดับของหมุดควบคุม โดยเทคนิค Relative Positioning รังวัดวิธี Static อย่างน้อย 1 ชั่วโมง

8.2 ในการรังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS เพื่อหาค่าพิกัดทางราบและระดับสูงของหมุดควบคุมในงานออกแบบรายละเอียดและก่อสร้าง ค่าคลาดเคลื่อนทางราบและระดับที่ยอมให้ควรเท่ากับ หรือดีกว่า Order C2 – II ตามมาตรฐาน FGCC1989 [2] นั่นคือค่าคลาดเคลื่อนทางราบและทางระดับจะต้องเท่ากับหรือดีกว่า 1 : 20,000 หรือ 50 ppm. ซึ่งเทียบเท่าเกณฑ์งานวงรอบชั้นที่ 3 อันดับ 1 ตามมาตรฐาน FGCC1984 [3]

8.3 การทำแผนที่ดิจิทัลสำหรับออกแบบก่อสร้าง ควรทำให้มีความถูกต้องเทียบเท่าแผนที่มาตราส่วน 1 : 100 – 1 : 500 ซึ่งใช้สำหรับการออกแบบรายละเอียดก่อสร้างในส่วนที่มีข้อจำกัดทางตำแหน่งและระดับ (Critical Design Maps) และแผนที่มาตราส่วน 1 : 500 – 1 : 2000 ซึ่งใช้สำหรับการออกแบบทั่วไป(General Design Maps) [1] ซึ่งผู้ออกแบบจะกำหนดมาตราส่วนตามที่ต้องการ

8.4 เนื่องจากการรังวัดหมุดควบคุมในโครงการด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS จะต้องมีการคำนวณและปรับแก้ค่าพิกัดและค่าระดับสูงด้วย ซึ่งค่าระดับสูงสามารถใช้แทนวิธีการระดับตามเกณฑ์งานชั้น 3 มาตรฐานวสท. [9] และมาตรฐานFGCC1984 [3] จึงทำงานได้ รวดเร็วถูกต้อง และประหยัดค่าใช้จ่าย [7]

8.5 ในแต่ละโครงการเมื่อมีการรังวัดหมุดควบคุมด้วยวิธีโครงข่ายดาวเทียมGNSS ควรยึดโยงกับหมุดGPS และหมุดระดับของกรมแผนที่ทหารหรือยึดโยงกับหมุดหลักฐานของหน่วยงานของทางราชการที่เชื่อถือได้ เพื่อให้เป็นระบบพิกัดอันเดียวกัน ซึ่งจะได้ประโยชน์อย่างมาก และเป็นการสอดรับกับโครงการ One Map ของประเทศไทย

เอกสารอ้างอิง

[1] Anderson and Mikhail. (2000). Surveying Theory and Practice,SeventhEdition, McGraw-Hill Company,Inc, p.792.

[2] FGCC (1989). Geometric Geodetic Accuracy Standards and Specifications for Using GPS Relative Positioning Tecnhiques, pp.123-132.

[3] FGCC (1984). Standards and Specifications for Geodetic Control Networks, pp.3-6 - 3-7.

[4] FGDC(1998) Geospatial Positioning Accuracy Standards, Part 3: National Standard for Spatial Data Accuracy, pp. 3.4-3.16.

[5] Ghilani and Wolf (2012). Elementary Surveying An Introduction to Geomatics. Pearson Educational Limited, pp. 200-201.

[6] Kavannagh (2006). Surveying Principles and Applications. Pearson Prentice Hall.

[7] กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่. (2017). โครงการพัฒนาแบบจำลองจีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย. หน้า 200 – 201.

[8] ชัยวัฒน์ พรมทอง และคณะ (2548). รายงานการวิจัยเรื่องค่าความสูงออร์โธเมตริกจากการสำรวจด้วยดาวเทียมระบบ GPS ในประเทศไทย. กรมแผนที่ทหาร กองบัญชาการทหารสูงสุด ประเทศไทย .

[9] สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) (2558). รายงานฉบับสมบูรณ์ โครงการศึกษาและจัดทำเกณฑ์การปฏิบัติวิชาชีพวิศวกรรมสำรวจ. หน้า 39.

[10] วัชโรตม์ พันโยธา (2561) การประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. วิทยานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.ประเทศไทย

[11] เล็ก จูฑะสุต (2527) การสำรวจและออกแบบแนวสายส่งศักย์สูงโดยเทคนิคการสำรวจด้วยภาพถ่าย.วิทยานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.ประเทศไทย

[12] ศิริพร ตรีธาร ดีบุญ เมธากุลชาติ และวัชรินทร์ วิทยกุล (2561) ความถูกต้องของการรังวัดด้วยภาพถ่ายจากอากาศยานไร้คนขับสำหรับงานออกแบบเรขาคณิต กรณีศึกษา โครงการทางหลวงพิเศษระหว่างเมืองหมายเลข 6 สายบางปะอิน – นครราชสีมา. วารสารสมาคมสำรวจข้อมูลระยะไกลและสารสนเทศภูมิศาสตร์แห่งประเทศไทย, ปีที่ 16, ฉบับที่ 1 , หน้า 35 – 46 .

การเปรียบเทียบค่าระดับสูงที่รังวัดด้วยดาวเทียมกับค่าระดับสูงของหมุดกรมแผนที่ทหาร
Comparison of the Elevations by GNSS with Thailand Geoid Model 2017 and Leveling

ประกอบ มณีเนตร[1] ภุชงค์ วงษ์เกิด[2] สาคร เชื่อมั่น[3] ปฏิภาณ เชื่อมั่น[4] บุรินทร์ ทับสายทอง[5]
สุทธิโชค หิรัตพรม[6] และอรุณยุพา บัวทรัพย์[7]

[1,2,3,4,5,6] สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยกรุงเทพธนบุรี
[7] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยปทุมธานี

[1]E-mail address : prakobku@gmail.com, [2,3,4,5,6] E-mail address : p.wongkoet@gmail.com, [7]E-mail address : arunyupa-j@hotmail.com

บทคัดย่อ

การหาระดับสูงเหนือทะเลปานกลางของจุดต่างๆจากรังวัดด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSSโดยคำนวณจากความสัมพันธ์ระหว่างความสูงเหนือทรงรีและความสูงจีออยด์ ซึ่งความสูงจีออยด์หาได้จากแบบจำลอง TGM2017 โครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย โครงการนี้อยู่บริเวณ ตำบล เขาน้อย อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี โดยได้มีการรังวัดหาค่าระดับสูงวิธีดาวเทียม GNSS ที่หมุดระดับชั้นที่ 1 กรมแผนที่ทหารจำนวน 6 หมุด ซึ่งอยู่ในพื้นที่โครงการ เมื่อเปรียบเทียบค่าระดับสูงที่ได้จากการรังวัดทั้งสองวิธีได้ค่าRMSE เท่ากับ 0.023 เมตร ซึ่งดีกว่า 12 มม√K หรือเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 การหาค่าระดับสูงวิธีดาวเทียม GNSS ใช้เวลาทำงานได้รวดเร็วกว่า และค่าใช้จ่ายน้อยกว่าวิธีการระดับ

คำสำคัญ : การรับสัญญาณดาวเทียม GNSS, ระดับสูงเหนือทะเลปานกลาง, แบบจำลองTGM2017

Abstract

Elevations above mean sea level of points are determined by GNSS method from the relationship between ellipsoidal height and geoid undulation. Geoid undulation of points is computed from TGM2 0 1 7 . The project area is at Khao Noi Subdistrict, Tha Muang District, Kanchanaburi Province. Elevations of six points in the project area are first order benchmarks determined by The Royal Thai Survey Department. Elevations of the same six points are observed by GNSS method. Comparison of elevations by both methods found that RMSE of elevations by GNSS method is equal to 0.023 meter which is better than 12 mm√K (third order leveling specification). Determination of elevations by GNSS method save cost and time compared to leveling method.

Keywords : GNSS, Elevation, TGM2017

1. คำนำ

การสำรวจรังวัดความสูงของภูมิประเทศ มีความสำคัญสำหรับงานทางด้านวิศวกรรมหลายแขนง อีกทั้งยังสามารถวางแผนกิจกรรมทางการบริหารของประเทศได้มากมาย ปัญหาสำคัญของงานทางด้านการสำรวจและทำแผนที่ของด้านวิศวกรรม คือขีดจำกัดเรื่องเวลาและค่าใช้จ่าย ขาดบุคลากรที่มีความรู้ความสามารถในงานสำรวจและทำแผนที่ ซึ่งอาจจะเห็นได้บ่อยครั้งจากงานที่ผิดพลาดส่งผลกระทบต่อผู้ว่าจ้างประชาชนทั่วไปรวมถึงงบประมาณ เพื่อขจัดปัญหาต่างๆเหล่านี้ ทางคณะผู้จัดทำจึงทำการศึกษางานทางด้านการรังวัดสัญญาณGNSS ประยุกต์ใช้ร่วมกับแบบจำลองยีออยด์ TGM2017 เทียบค่าระดับชั้น1จากกรมแผนที่ทหาร เพื่อศึกษาความเป็นไปได้ในการประยุกต์ใช้แบบจำลองยีออยด์TGM2017 หาค่าระดับสูงหรือค่าความสูงออร์โทเมตริก (Elevation or Orthometric height) จากการรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS โดยคำนวณจากแบบจำลอง TGM2017 ประกอบพื้นผิว 3 ลักษณะคือ พื้นผิวจริงในภูมิประเทศ พื้นผิวทรงรีและพื้นผิวจีออยด์ โดยพื้นผิวจีออยด์ใกล้เคียงกับระดับทะเลปานกลางมากที่สุด โดยที่ปัจจุบันโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย(Development of Precise Geoid Model of Thailand) [6] ได้ถูกนำมาใช้ในปีพ.ศ.2560 ซึ่งเรียกแบบจำลองดังกล่าวว่า TGM2017 สามารถรังวัดหาค่าระดับได้โดยมีความละเอียดถูกต้องยิ่งขึ้น และเนื่องด้วยการสำรวจรังวัดด้วยดาวเทียมในระบบ GNSS ได้เข้ามามีบทบาทสำคัญมากขึ้น ซึ่งทำให้สามารถรังวัดหาพิกัดและระดับของจุดต่างๆบนพื้นผิวโลกได้อย่างรวดเร็ว มีความถูกต้องสูง และประหยัดค่าใช้จ่ายกว่าวิธีการระดับ

ในโครงการนี้ได้ทำการศึกษาวิจัย โดยการเปรียบเทียบการรังวัดระดับความสูงของหมุดระดับระหว่างวิธีการจากโครงข่ายดาวเทียม GNSS Network แบบจลน์ในทันที (Real-time kinematic : RTK) กับค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร จำนวน 6 หมุด ใน

พื้นที่ประมาณ 10 ตารางกิโลเมตร ซึ่งได้ทำการศึกษาในพื้นที่ตำบล เขาน้อย อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี

2. วัตถุประสงค์ของการวิจัย

2.1 เพื่อรังวัดหาค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารด้วยรังวัดวิธี GNSS ที่ในพื้นที่ตำบลเขาน้อย อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี

2.2 เพื่อศึกษาเปรียบเทียบผลการรังวัดหาระดับสูงของหมุดระดับจากการรังวัดวิธีดาวเทียมGNSS และค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหารซึ่งรังวัดด้วยวิธีการระดับในพื้นที่โครงการ

3. การทบทวนวรรณกรรม

3.1 งานวิจัยที่ผ่านมา

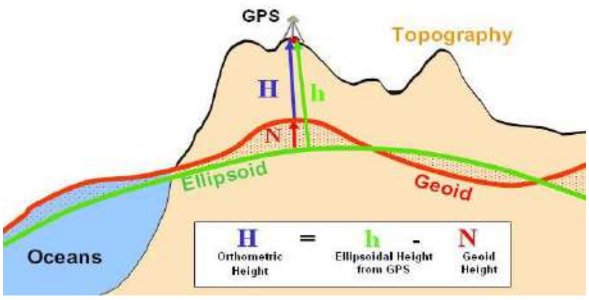
กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ (2560) ได้ร่วมกันจัดทำโครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย (Development of Precise Geoid Model of Thailand) ซึ่งเรียกว่า TGM2017 [5] และได้รายงานผลการดำเนินงานไว้ว่า การทดสอบการใช้งานแบบจำลองยีออยด์รายละเอียดสูงในการหาค่าระดับด้วยเทคนิคการสำรวจข้อมูลด้วยเทคนิคการสำรวจด้วยเทคโนโลยี GNSS ซึ่งผลการทดสอบความถูกต้องแบบสัมบูรณ์และแบบสัมพัทธ์เปรียบเทียบกับหมุดตรวจสอบ 100 หมุด ได้แสดงให้เห็นถึง ความถูกต้องของแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงอยู่ในระดับดีกว่า 10 ซม. และมีความเทียบเท่ากับมาตรฐานงานระดับชั้นที่ 3 และได้รายงานความคุ้มค่าในการหาค่าระดับด้วยเทคโนโลยี GNSS ควบคู่ไปกับการใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงบริเวณประเทศไทย ได้พัฒนาขึ้น เมื่อเปรียบเทียบกับการเดินระดับแบบทั่วไปโดยใช้กล้องระดับ (Conventional leveling) ซึ่งมีความถูกต้องของค่าระดับใกล้เคียงกัน จะให้ความคุ้มค่าที่เหนือกว่าในระยะเวลาและค่าใช้จ่ายในการดำเนินการ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อสายของการเดินระดับมีระยะมากกว่า 10 กม. ขึ้นไป [5]

และในปีต่อมา วัชโรตม์ พันโยธา (2561) ได้ศึกษาการประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล พบว่า ค่าระดับสูงภูมิศาสตร์ที่รังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แบบจลน์ มีค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.081 เมตร โดยวิธีการหาค่าระดับสูงภูมิประเทศแบบสัมบูรณ์ [7]

3.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.2.1 กรอบอ้างอิงระบบดาวเทียมและการหาระดับสูงจากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS

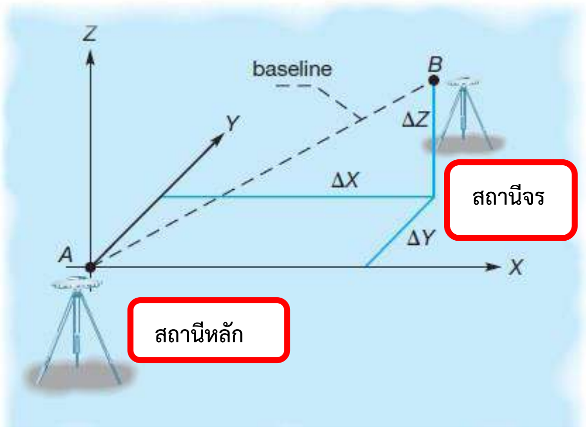
ระบบกรอบอ้างอิงที่ใช้อ้างอิงตำแหน่งดาวเทียมจีพีเอสคือ World Geodetic System 1984 (WGS84) ประกอบด้วยทรงรี WG584 และแกนอ้างอิงสามมิติ XYZ มีจุดศูนย์กลางมวลของโลกเป็นจุดกำเนิดในระบบพิกัด Geocentric Coordinate System โดยจุด origin อยู่ที่ Mass Center ของโลก แกน X ผ่าน Greenwich Meridian แกน Z อยู่บนแกนหมุนของโลก (Conventional Terrestrial Pole : CTP และ)แกน Y อยู่บนระนาบศูนย์สูตรในระบบมือขวา (right-handed coordinate system) เช่นเดียวกับตำแหน่งดาวเทียม ในเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจะมี software แปลงพิกัดจากระบบพิกัดของดาวเทียมในแต่ละระนาบ มาเป็นระบบพิกัด Geocentric Coordinate System และนำข้อมูลจากเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมมาคำนวณปรับแก้โครงข่ายดาวเทียม (GNSS Network) ในระบบพิกัดนี้ ค่าที่ปรับแก้จากการรังวัดด้วยดาวเทียม GNSS แล้ว จะแปลงเป็นระบบพิกัดภูมิศาสตร์ และความสูงเหนือทรงรี *h* (Ellipsoidal height) ซึ่งระบบพิกัดภูมิศาสตร์สามารถแปลงเป็นพิกัดกริดในระบบUTM (Universal Transverse Mercator) และเมื่อทราบค่าความสูงจีออยด์ *N* (geoid height or geoid undulation or geoid separation) จาก แบบจำลองจีออยด์ ก็จะสามารถคำนวณหาค่าระดับสูง *H* (Elevation or Orthometric height) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ ดังแสดงในรูปที่ 1 เป็นความสัมพันธ์ของทั้งสามค่าดังกล่าว



รูปที่ 1ความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับ ค่าความสูงเหนือทรงรี และค่าความสูงเหนือยีออยด์ [4]

3.2.2 การรังวัด GNSS แบบจลน์ในทันที (Real-time kinematic : RTK)

วิธีการนี้มักถูกเรียกโดยย่อว่า RTK ซึ่งหลักการทำงานของวิธีการรังวัดหาค่าพิกัดแบบสัมพัทธ์ด้วย วิธีการทำงานแบบจลน์ในทันทีนั้น ต้องใช้เครื่องรับสัญญาณอย่างน้อย 2 เครื่อง ดังแสดงในรูปที่ 2 [3]



รูปที่ 2 คำนวณค่าพิกัดสถานีหลักและสถานีจร [3]

ตั้งเครื่องรับสัญญาณ GPS เหนือหมุดA ซึ่งทราบค่าพิกัด หรือสถานีหลัก และตั้งเครื่องรับสัญญาณ GPS เหนือหมุด B ที่ต้องการทราบค่าพิกัด หรือสถานีจร ที่จุดทั้งสอง รับสัญญาณดาวเทียมพร้อมกันอย่างน้อย 4 ดวง เครื่องรับสัญญาณ GPS จะมีการคำนวณหาค่าพิกัดในระบบ Geocentric coordinate system จากผลต่างค่าพิกัดที่คำนวณจากดาวเทียม นำไปบวกกับค่าพิกัดที่ทราบค่าแล้วของหมุด A ก็จะเป็นค่าพิกัดของหมุด B ตามที่ต้องการ เมื่อมีการติดตั้งอุปกรณ์สื่อสารระหว่างเครื่องรับทั้งสอง ซึ่งอาจเป็นเครื่องรับและส่งคลื่นวิทยุหรือ การใช้โทรศัพท์มือถือ และอาศัยสัญญาณอินเทอร์เนต ทำให้สถานีรับจร สามารถทราบค่าตำแหน่งที่ถูกต้องได้ทันที โดยเครื่องรับสัญญาณมีโปรแกรมแปลงเป็นค่าพิกัดในระบบภูมิศาสตร์คือค่าพิกัดละติจูด ค่าพิกัดลองจิจูด และค่าความสูงเหนือทรงรี หรือพิกัดกริดUTM และเมื่อประมวลผลกับแบบจำลองจีออยด์ ก็จะทราบค่าระดับสูง ได้ทันที

4. กรอบแนวคิดในการวิจัย

4.1 คัดเลือกหมุดระดับชั้นที่ 1 และหมุดGPSของกรมแผนที่ทหาร ในพื้นที่โครงการ ตำบลเขาน้อย อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรี

4.2 รังวัดค่าพิกัดภูมิศาสตร์คือค่าพิกัดละติจูด ค่าพิกัดลองจิจูด และค่าความสูงเหนือทรงรี ของหมุดระดับชั้นที่ 1 ที่ได้คัดเลือกไว้ โดยใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม อย่างน้อย 2 เครื่อง

4.3 คำนวณหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ TGM2017

4.4 คำนวณหาค่าระดับสูงโดยวิธีดาวเทียม GNSS

4.5 เปรียบเทียบผลการรังวัดค่าระดับสูงโดยวิธีดาวเทียม GNSS กับค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร

5.ระเบียบวิธีวิจัย

ดำเนินงานวิจัยในพื้นที่โครงการ ตำบลเขาน้อย อำเภอท่าม่วง จังหวัดกาญจนบุรีดังนี้

5.1 การคัดเลือกหมุดระดับชั้นที่ 1 และหมุดหลักฐานทางราบ (หมุด GPS) ของกรมแผนที่ทหาร

ได้ทำการคัดเลือกหมุดระดับชั้นที่ 1 และหมุดหลักฐานทางราบ(หมุด GPS)ของกรมแผนที่ทหารในพื้นที่โครงการ จำนวน 6 หมุด ตำแหน่งหมุดในพื้นที่โครงการ ดังแสดงในรูปที่ 1 ซึ่งแต่ละหมุดมีค่าระดับสูง (ทศนิยม 5 ตำแหน่ง ตามข้อมูลของกรมแผนที่ทหาร) ดังแสดงในตารางที่ 1

รูปที่ 3 ตำแหน่งหมุดระดับระดับชั้นที่ 1 ในพื้นที่โครงการ

ตารางที่ 1 ค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร

หมุดหลักฐานระดับอ้างอิง	ค่าระดับสูง รทก.	สถานที่ตั้ง
BMR.9	26.16174	เขื่อนแม่กลอง อ.ท่าม่วง
PBM 622-39	25.15209	ร.ร.เขาดินวิทยาอุทร อ.ท่าม่วง
SBM.4169-59	25.42492	น็อตป้ายบอกทาง อ.เมือง
SBM.4168-39	23.87743	สะพานคลองชลประทาน อ.ท่าม่วง
GPS 3487	24.49356	สวนรุกขชาติ ร.9
SBM.1607-2-59	22.77236	ฐานสะพานลอยตรงข้าม ร.ร.ท่าม่วงราษฎ์บำรุง

5.2 การกำหนดสถานีหลักและสถานีจรในการรังวัดหาค่าระดับสูง

ในการรังวัดค่าระดับสูงของหมุดที่ใช้ในการวิจัยด้วยโครงข่ายดาวเทียม GNSS วิธี RTK โดยกำหนดให้ สถานีหลัก (Base Station) คือ (1) หมุด BMR.9 และสถานีจร ได้แก่ (2) หมุด PBM 622-39 (3) หมุด SBM.4169-59 (4) หมุด SBM.4168-39 (5) หมุด GPS 3487 (6) หมุด SBM.1607-2-59 โดยที่หมุด BMR.9 ของสถานีหลักเป็นหมุด GPS ซึ่งกรมแผนที่ทหารได้รังวัดและปรับแก้ค่าพิกัดภูมิศาสตร์ และค่าความสูงเหนือทรงรี ไว้แล้ว

5.3 การตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม

ได้ทำการตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมระบบGNSS แบบ Geodetic ยี่ห้อ Hemisphere รุ่น S321 มีความละเอียดถูกต้องทางราบ 8 mm + 1 ppm RMSE และมีความละเอียดถูกต้องทางดิ่ง 15 mm + 1 ppm RMSE โดยตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจำนวนอย่างน้อย 2 เครื่อง เครื่องแรกตั้งเหนือหมุด BMR.9 ด้วยสามขา (Tripod) เป็นสถานีหลัก ดังแสดงในรูปที่ 4

รูปที่ 4 ตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมเหนือสถานีหลักหมุด BMR9

ส่วนเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมอีก 1 – 2 เครื่อง ตั้งเหนือสถานีจรด้วยสามขา(Tripod) เป็นระยะเวลา 3 – 5 นาที ดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 5 ตั้งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมเหนือสถานีจร หมุดGPS3487

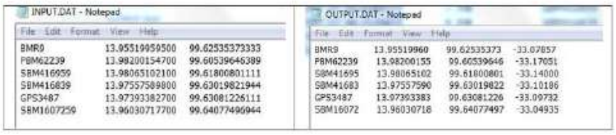
5.4 รังวัดหาค่าพิกัดภูมิศาสตร์ (Geodetic Coordinates) ค่าละติจูด (Latitude) และค่าลองจิจูด (Longitude) และค่าความสูงเหนือทรงรี (Ellipsoidal height) ของแต่ละหมุด โดยได้ตั้งค่าพิกัดภูมิศาสตร์ และค่าความสูงเหนือทรงรีไว้ที่สถานีหลักและได้รังวัดสถานีจรโดยวิธี โดยได้ตั้งบนสามขา และใช้เวลารังวัด 3 - 5 นาทีในแต่ละสถานีจร ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ค่ารังวัดพิกัดภูมิศาสตร์และความสูงเหนือทรงรี

Point	Latitude	Longitude	Ellipsoidal height (h)
BMR9	13°57' 18.7185402"N	99°37' 31.2734374"E	-6.867
PBM622-39	13° 58' 55.205568"N	99°36' 19.4272681"E	-8.016
SBM4169-59	13° 58' 50.343674"N	99°37' 04.8288373"E	-7.708
SBM4168-39	13°58' 32.0732311"N	99°37' 48.7135873"E	-9.208
GPS3487	13°58' 26.1617756"N	99°37' 50.9241376"E	-8.602
SBM1607-2-59	13° 57' 37.1058372"N	99° 38' 26.789892"E	-10.293

5.5 การคำนวณหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation)

ในการคำนวณหาค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation) ของแต่ละหมุด จากโปรแกรมการคำนวณของแบบจำลอง TGM2017 เพื่อให้เป็นไปตามรูปแบบของโปรแกรมคำนวณ จะต้องจัดชื่อของแต่ละหมุดให้อักษรและตัวเลขเรียงต่อกันโดยไม่เว้นวรรคหรือมีเครื่องหมายขั้นไว้ ค่าพิกัดภูมิศาสตร์ (Geodetic Coordinates) คือค่าละติจูด (Latitude) และคือค่าลองจิจูด (Longitude) จะต้องแปลงหน่วยเป็นองศามีจุดทศนิยม (ควรใช้ทศนิยมไม่น้อยกว่า 8 ตำแหน่ง เพื่อให้สอดคล้องกันกับค่าพิกัดที่มีความละเอียดหน่วยฟิลิปดาทศนิยม 5 ตำแหน่ง) เมื่อนำชื่อหมุด ค่าพิกัดละติจูด และค่าพิกัดลองจิจูด โดยจัดเป็นสดมภ์ที่ 1 สดมภ์ที่ 2 และสดมภ์ที่ 3 ตามลำดับ รวมจำนวน 3 สดมภ์ โดยการนำเข้า INPUT DAT แล้วเมื่อประมวลผล จะปรากฏผลเป็น OUTPUT DAT แสดงผลเป็น 4 สดมภ์ คือสดมภ์ที่ 1 เป็นชื่อหมุด สดมภ์ที่ 2 เป็นค่าละติจูด สดมภ์ที่ 3 เป็นค่าลองจิจูด และสดมภ์ที่ 4 เป็นค่าความสูงเหนือจีออยด์ เป็นไปตามรูปแบบของโปรแกรมคำนวณ ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 การนำเข้าข้อมูลและการแสดงผลค่าความสูงจีออยด์ในโปรแกรมคำนวณของTGM2017

ค่าความสูงเหนือจีออยด์TGM2017 ของแต่ละหมุด ที่คำนวณจากโปรแกรม ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3 พร้อมได้แสดงค่าพิกัดภูมิศาสตร์ละติจูดและลองจิจูด ไว้ด้วย

ตารางที่ 3 คำนวณค่าความสูงเหนือยีออยด์TGM2017

Point	Latitude	Longitude	Geoid Undulation
BMR9	13.95519959	99.62535373	-33.079
PBM622-39	13.98200155	99.60539646	-33.171
SBM4169-59	13.98065102	99.61800801	-33.140
SBM4168-39	13.97557590	99.63019822	-33.102
GPS3487	13.97393383	99.63081226	-33.097
SBM1607-2-59	13.96030718	99.64077497	-33.049

5.5 การคำนวณค่าระดับสูง (Elevation)

จากค่าความสูงเหนือทรงรี (Ellipsoidal height) ในตารางที่ 2 ซึ่งรังวัดจากโครงข่ายดาวเทียม และค่าความสูงเหนือจีออยด์ (Geoid Undulation) ของแต่ละหมุดตามที่แสดงในตารางที่ 3 นำมาคำนวณหาค่าระดับสูง (Elevation or Orthometric height) จากความสัมพันธ์ $H = h - N$ ซึ่งการหาค่าระดับสูง (Elevation) ดังกล่าวอาจถือได้ว่าเป็นการรังวัดหาค่าระดับวิธีอ้อม (Indirect Measurement) ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 คำนวณค่าระดับความสูง

Point	Ellipsoidal height	Geoid Undulation	Elevation
BMR9	-6.867	-33.079	26.212
PBM622-39	-8.016	-33.171	25.155
SBM4169-59	-7.708	-33.140	25.432
SBM4168-39	-9.208	-33.102	23.894
GPS3487	-8.602	-33.097	24.495
SBM1607-2-59	-10.293	-33.049	22.756

5.6 การเปรียบเทียบค่าระดับสูง

เมื่อนำค่าระดับสูง (Elevation or Orthometric height) ของแต่หมุด

มาเปรียบเทียบกับค่าระดับสูงของกรมแผนที่ทหาร (Royal Thai Survey Department : RTSD) ซึ่งใช้วิธีการระดับชั้นที่ 1 มีค่าคลาดเคลื่อนหรือค่าผลต่างระดับ (Difference) โดยไม่คิดเครื่องหมาย ดังแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบค่าระดับสูงหาโดยวิธีดาวเทียม GNSS กับหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร

Point	Elevation by GNSS	Elevation by RTSD	Discrepancy
BMR9	26.212	26.16174	0.050
PBM622-39	25.155	25.15209	0.002
SBM4169-59	25.432	25.42492	0.007
SBM4168-39	23.894	23.87743	0.016
GPS3487	24.495	24.49356	0.002
SBM1607-2-59	22.756	22.77236	-0.016
Max.discrepancy			0.050
Min.discrepancy			0.002
RMSE			0.023

5.7 การวิเคราะห์ผล

จากการรังวัดหาค่าระดับสูงโดยวิธี ดาวเทียมGNSS จำนวน 6 หมุด ดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 4 และได้เปรียบเทียบกับค่าระดับสูงของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร ซึ่งรังวัดโดยวิธีการระดับดังได้แสดงไว้ในตารางที่ 5 จะเห็นได้ว่าค่าระดับสูงจากการรังวัดวิธีดาวเทียม GNSS และวิธีการระดับ มีค่าต่างกันสูงสุด 0.050 เมตร ค่าต่างกันต่ำสุด 0.001 เมตร และมีค่า RMSE เท่ากับ 0.023 เมตร โดยจุดที่ต่างกันสูงสุดอยู่ที่หมุดBMR9 ซึ่งเป็นสถานีหลักและเป็นทั้งหมุดระดับ และหมุดGPS ของกรมแผนที่ทหาร การที่ Fixed ค่าพิกัดภูมิศาสตร์และค่าความสูงเหนือทรงรีไว้ ที่สถานีหลัก ค่าระดับที่รังวัดได้จึงเป็นอิสระต่อกัน และพิจารณาระยะทางจากหมุด BMR9 ไปยังหมุดอื่นๆ ค่าคลาดเคลื่อนที่แต่ละหมุดมีค่าน้อยกว่าค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ (Allowable error) ดังเช่นหมุดPBM 622-39 มีระยะทางห่างจากหมุด BMR9 เท่ากับ 3.655 กิโลเมตร มีค่าคลาดเคลื่อนผลต่างค่าระดับสูง (Difference) เท่ากับ 0.001 เมตร มีค่าน้อยกว่าค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้ (Allowable error) คือ $12\ mm\sqrt{K} = 0.012\sqrt{3.665} = 0.023$ เมตร ซึ่งอยู่ในเกณฑ์กำหนดงานระดับชั้นที่ 3 มาตรฐาน วสท.[6] และมาตรฐาน FGCC1984 [2] รายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 ค่าคลาดเคลื่อนระดับและค่าคลาดเคลื่อนที่ยอมรับ

Point	Distance from BMR 9,km.	Discrepancy, m	Allowable error,m
PBM 622-39	3.665	0.002	0.023
SBM 4169-59	2.924	0.007	0.021
SBM 4168-39	2.313	0.016	0.018
GPS 3487	2.154	0.002	0.018
SBM 1607-2-59	1.758	-0.016	0.016

6.บทสรุป

ในการศึกษาโครงการนี้ ค่าระดับสูงที่รังวัดโดยวิธีดาวเทียม GNSS ในพื้นที่โครงการ จำนวน 6 หมุด ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับกับค่าระดับสูง ของหมุดระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร มีค่าRMSE เท่ากับ 0.023 เมตร ค่าคลาดเคลื่อนต่ำสุดเทากับ 0.001 เมตร ค่าคลาดเคลื่อนสูงสุดเท่ากับ 0.050 เมตร : ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 0.10 เมตร [5] ตามที่กรมแผนที่ทหารได้แนะนำไว้ ค่าคลาดเคลื่อนมีความละเอียดถูกต้องอยู่ในเกณฑ์งานระดับชั้นที่ 3 ตามมาตรฐานของวสท.[6] และมาตรฐานFGCC1984 [2] และโดยที่โครงการนี้ได้รังวัดโครงข่ายดาวเทียม GNSS วิธี RTK สามารถทำงานได้สะดวกและรวดเร็วมาก และค่าใช้จ่ายน้อยกว่าวิธีการระดับมาก การหาระดับสูงวิธีโครงข่ายดาวเทียม GNSS จึงเหมาะสมที่จะนำมาใช้มาใช้แทนวิธีการระดับ

7.ข้อเสนอแนะ

การหาระดับสูงด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ร่วมกับแบบจำลอง TGM2017 เป็นวิธีที่กำลังศึกษาค้นคว้าถึงความเป็นไปได้ที่จะประยุกต์ใช้ในงานวิศวกรรมก่อสร้างจริงๆ เนื่องจากการใช้กำลังคนและเวลาในการทำงานน้อยกว่าการรังวัดด้วยกล้องระดับนอกจากนี้การหาค่าระดับด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ยังลดปัญหาความผิดพลาดเนื่องจากเจ้าหน้าที่รังวัดละเลยไม่รอบคอบ และระยะทางที่ไกลมากจนอาจจะทำให้เกิดความผิดพลาด โดยข้อแนะนำในการดำเนินงานรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS ซึ่งจะทำให้ค่ารังวัดสัญญาณดาวเทียมแม่นยำมากขึ้น ควรปฏิบัติตามและระมัดระวัง ดังต่อไปนี้

7.1 การตรวจสอบ (Calibration) เครื่องรับสัญญาณดาวเทียมก่อนการปฏิบัติงานเป็นสิ่งจำเป็นควรมีการตรวจสอบสัญญาณก่อนรังวัดจริง

7.2 ตรวจสอบสถานภาพหมุดหลักฐานก่อนที่จะทำการรังวัดจริงก่อนเนื่องจากหมุดหลักฐานอ้างอิงของกรมแผนที่ทหาร ยังคงอยู่ในตำแหน่งเดิมหรืออาจถูกทำลาย

7.3 กรณีหมุดหลักฐานอยู่ในพื้นที่ควบคุม การเข้าพื้นที่รังวัดสัญญาณดาวเทียมควรมีการประสานงาน และมีหนังสือขออนุญาตในการใช้พื้นที่ก่อนเข้าไปสำรวจ

7.4 กรณีหมุดหลักฐานอยู่ในพื้นที่ควบคุม การเข้าพื้นที่รังวัดสัญญาณดาวเทียมควรมีการประสานงาน และมีหนังสือขออนุญาตในการใช้พื้นที่ก่อนเข้าไปสำรวจ

งานวิจัยนี้ได้ดำเนินการทดสอบบนสภาพพื้นที่ราบที่มีความต่างระดับไม่มาก ครอบคลุมพื้นที่ประมาณ 10 ตารางกิโลเมตร รวมถึงทดสอบบนหมุดเพียง 6 หมุด ดังนั้นจึงมีข้อเสนอแนะว่า หากดำเนินการบนพื้นที่ที่มีความต่างระดับมาก รวมถึงขนาดพื้นที่ที่ใหญ่ วิธีการนี้อาจจะให้ความถูกต้องไม่ดีพอ ถึงแม้จะประหยัด รวดเร็ว จึงควรพึงระวังในจุดนี้ด้วย และจะต้องมีการศึกษาในพื้นที่ที่มีค่าระดับต่างกันมาก และในพื้นที่ขนาดใหญ่อีกด้วย

เอกสารอ้างอิง

[1] FGCC (1989). Geometric Geodetic Accuracy Standards and Specifications for Using GPS Relative Positioning Tecnhiques, pp.123-132.

[2] FGCC (1984). Standards and Specifications for Geodetic Control Networks, pp.3-6 - 3-7.

[3] Ghilani and Wolf (2012).Elementary Surveying : An Introduction to Geomatics. Pearson Educational Limited, pp.345-359.

[4] การหาค่าระดับด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจีพีเอส (GPS Leveling) [Internet]. [cited 2020 Mar 10. Available from: http://kqgnss.blogspot.com/2018/05/gps-leveling.html

[5] กรมแผนที่ทหารและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่. (2017). โครงการพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย. หน้า 200 – 201.

[6] สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์ (วสท.) (2558). รายงานฉบับสมบูรณ์ โครงการศึกษาและจัดทำเกณฑ์การปฏิบัติวิชาชีพวิศวกรรมสำรวจ. หน้า 39.

[7] วัชโรตม์ พันโยธา (2561) การประเมินความถูกต้องค่าระดับสูงภูมิประเทศโดยใช้แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทยในพื้นที่ติดตามการทรุดตัวของกรุงเทพมหานครและปริมณฑล. วิทยานิพนธ์ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.ประเทศไทย

การประยุกต์ใช้การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหิน บริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา

Application of UAVs Surveying for Rock volume measurement at Khao Bandai Nang quarry Songkhla Province

ต่อลาภ การปลื้มจิตร[1,*] วีระวัฒน์ เกตุทอง[2] ณัฐวุฒิ พูลภักดี[3] และศุภกิตติ์ พรหมเมศร์[4]

[1,2,3,4] สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย สงขลา
**Corresponding author; E-mail address: torlap.k@rmutsv.ac.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการศึกษาเรื่องการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสำรวจด้วยการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศจากอากาศยานไร้คนขับหรือ UAVs ขนาดเล็กสำหรับการสำรวจเพื่อหาปริมาตรหินในเหมืองหิน โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาการประยุกต์ใช้การประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศจาก UAVs รังวัดปริมาตรหินและเปรียบเทียบปริมาตรหินจากผลการประมวลผลภาพถ่ายฯ จากจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่แตกต่างกัน รังวัดด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS วิธี NRTK พื้นที่ศึกษาเหมืองหินเขาบันไดนาง จังหวัดสงขลา บินถ่ายภาพที่ความสูงบิน 120 ม. จำนวน 250 ภาพ ขนาดจุดภาพ 3.38 ซม. ผลการรังวัดภาพถ่ายฯ ค่าความคลาดเคลื่อนของปรับแก้บล็อค 0.138 จุดภาพ ผลการคำนวณปริมาตรหิน แบบไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินคิดเป็นปริมาตรได้ 1,100,405.80 ลบ.ม. จุดควบคุม 1 จุด 1,194,680.07 ลบ.ม. จุดควบคุม 2 จุด 1,194,893.64 ลบ.ม. จุดควบคุม 3 จุด 1,194,701.21 ลบ.ม.จุดควบคุม 4 จุด 1,194,099.52 ลบ.ม. และแบบวิธีการใช้จุดควบคุม ตามมาตรฐาน 5 จุด คิดปริมาตรได้ 1,765,878.93 ลบ.ม. จุดควบคุม 6 จุด 1,765,801.67 ลบ.ม.

คำสำคัญ: อากาศยานไร้คนขับ, การรังวัดภาพเชิงเลข, แบบจำลองระดับพื้นผิวเชิงเลข

Abstract

This article presents the study of UAVs surveying for rock volume measurement in quarrying. The objective of study the application of UAVs images processing for the calculated volume of rock at the quarry and to compare the volume of the rock with UAVs Photogrammetry from many different GCPs by using GNSS RTK network. The study area at Khao Bandai Nang quarry Songkhla Province. Which has a flying height of 120 meters above the terrain. A total of 250 images average ground sampling distance (GSD) about 3.38 cm. The mean reprojection error is 0.138 pixels. The results were DSM and Ortho imagery with 3.38 cm. resolution. And used DSM to calculate the volume of rock in a quarry by 3d analysis tool result by without the GCP was 1,100,405.80 cu m. the method of using 1GCP was 1,194,680.07 cu m., 2GCPs was 194,893.64 cu m., 3GCPs was 1,194,701.21 cu m., 4GCPs was 1,194,099.52 cu m. And with Survey by UAVs Photogrammetry standard 5GCPs was 1,765,878.93 cu m. 6GCPs was 1,765,801.67 cu m.

Keywords: UAVs, Digital Photogrammetry, DSM

1. คำนำ

การทำเหมืองหินและโรงโม่หินในประเทศไทยเดิมมีจำนวนไม่มาก เพราะอุตสาหกรรมการก่อสร้างยังนิยมการใช้ไม้เป็นวัสดุในการก่อสร้าง และประกอบกับสาธารณูปโภคภาครัฐยังมีน้อย ทำให้ความต้องการในการใช้หินเพื่อการก่อสร้างมีเฉพาะจากแหล่งผลิตขนาดเล็ก วิธีการผลิตหินเพื่อการก่อสร้างก็จะใช้วิธีโหนเชือกเจาะระเบิดบริเวณหน้าผาของภูเขาเพียงเท่านั้น [1] ปัจจุบันการทำเหมืองหินที่อยู่ในความรับผิดชอบของกระทรวงอุตสาหกรรมเป็นหน่วยงานกำกับดูแลอุตสาหกรรมเหมืองแร่ มีความต้องการใช้หินเพื่อการก่อสร้างมีเพิ่มขึ้นตามสภาพการขยายตัวทางเศรษฐกิจของประเทศและการเร่งรัดพัฒนาโครงการสาธารณูปโภคพื้นฐานโดยเฉพาะเส้นทางคมนาคมทั่วประเทศ ทำให้มีการขยายตัวของกิจการระเบิดและย่อยหิน โรงโม่หินและการทำเหมืองหินเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเพื่อรองรับการขยายตัวทางเศรษฐกิจ [2] ลักษณะการทำเหมืองอุตสาหกรรมการผลิตหินมีหลายประเภท ตั้งแต่การผลิตหินเพื่อแกะสลัก หินประดับ การก่อสร้าง และการทำถนน ซึ่งในภาคใต้มีการทำเหมืองแร่มากที่สุด และเป็นรายได้สำคัญของภาคใต้ การศึกษานี้มีความสนใจศึกษาการทำเหมืองหินบริเวณเขาบันไดนางศิลา มีที่ตั้งอยู่ที่อำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา เป็นเหมืองแร่หินอุตสาหกรรมที่สำคัญแห่งหนึ่งของจังหวัดสงขลา

เขาบันไดนางศิลาเป็นเหมืองแร่หินอุตสาหกรรมชนิดหินแกรนิตจัดทำเพื่ออุตสาหกรรมการก่อสร้างและหินอุตสาหกรรมชนิดหินอื่น ๆ ใน

อุตสาหกรรมก่อสร้าง โดยเหมืองดังกล่าวได้ทำตามคำขอประทานบัตรที่ 1/2557 มีลักษณะภูมิประเทศเป็นเนินเขาขนาดเล็ก ที่อยู่บริเวณด้านทิศเหนือของภูเขาคอหงส์ที่มีชื่อตามนามศัพท์ในแผนที่ภูมิประเทศของกรมแผนที่ทหาร ระวาง 5123 III คือ“เขาบันไดนาง” [3] เดิมการสำรวจเพื่อคำนวณปริมาตรหินภายในบริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลานั้นทางผู้ประกอบการได้ว่าจ้างสำนักที่ดินจังหวัดสงขลาในการสำรวจและจัดทำแผนที่ ปริมาตรหินจะถูกคำนวณโดยใช้แผนที่ภูมิประเทศคำนวณปริมาณดินตัดดินถมจากเส้นชั้นความสูง แต่ด้วยความกล่าวหน้าของการสำรวจมีการพัฒนาให้มีวิธีการสำรวจที่หลากหลายและใช้ต้นทุนและระยะเวลาที่น้อยกว่าการสำรวจภาคพื้นดิน เช่น การสำรวจข้อมูลระยะไกล (Remote Sensing) การสำรวจด้วยเลเซอร์สแกนเนอร์ การสำรวจด้วย LIDAR ติดตั้งบนแพลทฟอร์มรูปแบบต่างๆเช่นอากาศยาน รถยนต์ และ การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ (Unmanned Aerial Vehicle) เป็นต้น

ศักยภาพของการสำรวจด้วยการการรังวัดภาพเชิงเลขเพื่อผลิตข้อมูลเชิงพื้นที่โดยอาศัยหลักการของการหาความสัมพันธ์ของพิกัดภาพถ่ายและพิกัดบนภาคพื้นดินด้วยจุดควบคุมภาคพื้นดิน คณะผู้วิจัยจึงได้นำการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ และการรังวัดภาพเชิงเลขมาผลิตเป็นข้อมูลเชิงพื้นที่สร้างแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขและภาพดัดแก้เชิงเลข เพื่อนำมาคำนวณปริมาตรหินในเหมืองหินและศึกษาการประมวลภาพถ่ายจาก UAVs เพื่อคำนวณปริมาตรจากแบบจำลองระดับเชิงเลขด้วยจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกัน เป็นแนวทางในการทำงานสำรวจปริมาตรเหมืองด้วย UAVs ที่กระทรวงอุตสาหกรรมกำลังส่งเสริมวิธีการนี้ [4] จาก “แนวทางการรังวัดภูมิประเทศพื้นที่ประทานบัตรด้วยอากาศยานไร้คนขับ” ในประกาศกรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่ เรื่องหลักเกณฑ์และวิธีการรายงานการทำเหมืองปี พ.ศ. 2562 โดยการวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประยุกต์ใช้ข้อมูลแบบจำลองระดับพื้นผิวจากภาพถ่าย UAVs รังวัดปริมาตรหินและเปรียบเทียบปริมาตรหินจากผลการประมวลผลภาพถ่ายๆ ด้วยจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกัน

2. พื้นที่ศึกษาและทฤษฎีที่สำคัญ

2.1 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่โครงการทำเหมืองแร่ชนิดแร่หินอุตสาหกรรมชนิดหินแกรนิตเพื่ออุตสาหกรรมก่อสร้าง และหินอุตสาหกรรมชนิดหินอื่น ๆ ประทานบัตรที่ 27667/16228 เป็นโครงการของ บริษัท เขาบันไดนางศิลา จำกัด พื้นที่เหมืองตั้งอยู่ที่บริเวณ เขาบันไดนาง ตำบลคอหงส์ อำเภอหาดใหญ่ จังหวัดสงขลา โครงการได้ผ่านการเห็นชอบการจัดทำรายงานผลกระทบสิ่งแวะล้อม หรือ EIA เมื่อวันที่ 11 ก.ค. 2559 [5] ทางเข้าด้านหน้าติดถนนกาญจนวณิชย์หรือทางหลวงหมายเลข 407 หาดใหญ่ – สงขลา ลักษณะภูมิประเทศมีระดับความสูงโดยประมาณตั้งแต่ 5 ถึง 80 เมตรเหนือระดับทะเลปานกลาง มีลักษณะเป็นเนินเขาขนาดเล็กด้านทิศเหนือของภูเขาคอหงส์ พื้นที่มีลักษณะเปิดโล่ง ทางเข้าโครงการสามารถเข้าได้จากทางหลวงสายหลัก มีพุ่มไม่ขนาดเล็กขึ้นอยู่จำนวนบางส่วน มีพื้นที่ประมาณ 83 ไร่ หรือประมาณ 134,412 ตารางเมตร ดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษา เหมืองหินเขาบันไดนางศิลา

เหมืองหินเขาบันไดนางศิลามีรูปแบบการทำเหมืองแบบขุดเจาะภายนอกหรือเหมืองเปิด โดยทั่วไปเหมืองหินเขาบันไดนางศิลาจะประกอบไปด้วย แร่หลายชนิด เช่น ปูนขาว หินทราย และแร่หินแกรนิต [5] ดังแสดงในรูปที่ 2

รูปที่ 2 สภาพทั่วไปของพื้นที่ศึกษา

2.2 ทฤษฎีสำคัญที่เกี่ยวข้อง

2.2.1 การทำเหมือง

การทำเหมืองคือการสกัดเอาแร่ที่มีค่า หรือวัสดุทางธรณีวิทยาอื่นๆ จากใต้ผืนแผ่นดิน ปกติขุดที่ตัวแหล่งแร่หรือสายแร่ที่อยู่ใต้ดินวัสดุทั่วไปที่สกัดได้ แร่โลหะ ได้แก่ ทองแดง เหล็ก ทองคำ ตะกั่ว แมงกานีส แมกนิเซียม นิเกิล ฟอสเฟต แพลทินัม เงิน ดีบุก หรือแร่อโลหะ เช่น ถ่านหิน แร่รัตนชาติ และยังมีวัสดุมีค่าอื่นๆ ที่มีการทำเหมืองเช่นกันได้แก่ หินแกรนิต หินปูนและหินอ่อน การทำเหมืองในความหมายที่กว้าง ซึ่งรวมถึงการขุดเจาะน้ำมันปิโตรเลียม ก๊าซธรรมชาติ หรือแม้แต่น้ำบาดาล เหมืองแร่ในอดีตมักก่อปัญหาด้านสิ่งแวดล้อมและสุนทรียภาพ ซึ่งพบเห็นได้ทั้งในประเทศไทย และต่างประเทศ ส่วนหนึ่งเกิดจากการขาดจิตสำนึก ขาดความรู้ ขาดกฎหมายควบคุม และเหมืองในอดีตอยู่ห่างไกลเมืองมาก แต่ปัจจุบันเรามีกฎหมายควบคุม มีหน่วยงานรับผิดชอบ ซึ่งกำหนดให้ผู้รับสัมปทานต้องดูแลป้องกันและลดผลกระทบสิ่งแวดล้อมจากการทำเหมือง ด้วยการฟื้นฟูสภาพ [6]

2.2.2 การกำหนดให้หินเป็นแร่ตามกฎหมายของประเทศไทย

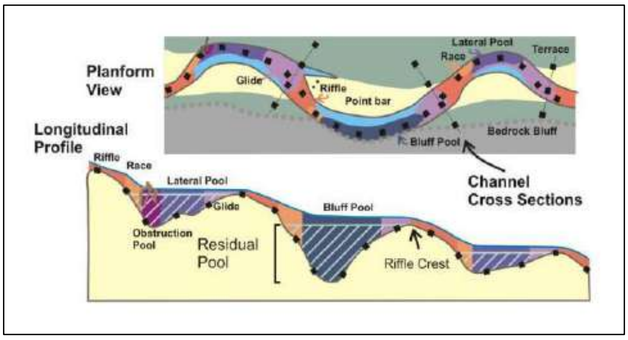
แต่ก่อนนั้นการระเบิดและย่อยหินอยู่ภายใต้การกำกับดูแลของกรมที่ดิน กระทรวงหาดไทย โดยอนุญาตให้ระเบิดและย่อยหินในพื้นที่ใดๆ ไม่เกินแปลงละ 10 ไร่ ใบอนุญาตมีอายุ 5 ปี วิธีการผลิตหินนั้นใช้วิธีการอย่าง

ง่าย ๆ ด้วยการห้อยเชือกเจาะระเบิดหน้าผาจากภูเขา หินที่ ถูกแรงระเบิดจะร่วงลงสู่ที่ราบ จากนั้นจะขนย้ายหินไปยังโรงโม่หิน ซึ่งการผลิตหินด้วยวิธีการนี้ส่งผลกระทบต่อสภาพแวดล้อม ขาดประสิทธิภาพในกระบวนการผลิต ทำให้ไม่สามารถรองรับการขยายตัวทางเศรษฐกิจและการพัฒนาสาธารณูปโภคพื้นฐานของรัฐได้อย่างเต็มที่ รัฐบาลในขณะนั้นจึงมีแนวคิดเปลี่ยนแปลงการระเบิดและการย่อยหินไปสู่เทคโนโลยีการทำเหมืองหินโดยให้หน่วยงานเพียงหน่วยงานเดียวกำกับดูแล เพื่อให้การจัดการทรัพยากรมีประสิทธิภาพและเกิดประโยชน์สูงสุดต่อประเทศ การทำเหมืองเกิดจากกระบวนการ ขุด เจาะ ตามประเภทของเหมืองความแตกต่างกันไป จำเป็นต้องมีการสำรวจรังวัดเพื่อคำนวณปริมาตรของหินนั้นทำเพื่อหาปริมาตรของหินภายในเหมืองโดยมีจุดประสงค์ในการใช้ข้อมูลปริมาตรเพื่อใช้ในการประเมินมูลค่าของหินและคาดคะเนปริมาณการใช้หินเพื่ออุตสาหกรรมก่อสร้าง

2.2.3 วิธีการสำรวจเพื่อคำนวณหาปริมาตร

การสำรวจเพื่อคำนวณหาปริมาตรนั้นสามารถทำได้หลายวิธีขึ้นอยู่กับจุดประสงค์ ความต้องการและงบประมาณของโครงการนั้น ๆ โดยบทความนี้จะกล่าวถึงการสำรวจเพื่อหาปริมาตรในพื้นที่เหมืองหิน ซึ่งด้วยความก้าวหน้าในด้านเทคโนโลยีการสำรวจปัจจุบันที่ทำให้การสำรวจเพื่อหาปริมาตรนั้นไม่มีความซับซ้อนยุ่งยากและเสียเวลา โดยมีวิธีดังต่อไปนี้

1) วิธีการสำรวจค่าระดับตามแนวยาวและแนวขวาง (Profile Cross-Section Leveling) ด้วยกล้องสำรวจแบบอัตโนมัติเป็นวิธีการสำรวจเพื่อหาลักษณะของพื้นดินตามแนวเส้นศูนย์กลางแนวทางและตั้งฉากกับเส้นฐาน เพื่อใช้ในการก่อสร้างทางด้านวิศวกรรม กระทำโดยการหาค่าระดับของจุดที่ต่อเนื่องกันแล้วลากเส้นเชื่อมจุดเหล่านี้ เส้นที่ได้จะเป็นตัวแทนลักษณะของพื้นดินตามศูนย์กลางแนวทางและแนวตั้งฉากให้ได้ความจริงมากที่สุด [7] ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 การสำรวจระดับตามแนวยาวและแนวขวาง [7]

2) การสำรวจด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS วิธี Network RTK เป็นการใช้ระบบโครงข่ายสถานีรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS แบบอัตโนมัติ มีวัตถุประสงค์เพื่อเพิ่มขีดความสามารถการปฏิบัติงานสำรวจและการทำแผนที่ให้สามารถตอบสนองการสำรวจหาค่าพิกัดทั้งทางราบและค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลาง โดยการประยุกต์ใช้ร่วมกับแบบจำลองยีออยด์ท้องถิ่นความละเอียดสูง TGM2017 ในเวลาอันรวดเร็วแบบทันที (Realtime) สามารถให้ค่าพิกัดที่มีความละเอียดถูกต้องในระดับ 3-5 เซนติเมตร [8] โดยการใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ในการทำแผนที่ภูมิประเทศดังแสดงในรูปที่ 4 ให้การทำงานด้วยความเร็วและความแม่นยำ ใช้งานง่าย เพียงเครื่องเดียวก็เพียงพอกับการสำรวจและการก่อสร้างอย่างมีประสิทธิภาพ [9]

รูปที่ 4 เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ยี่ห้อ CHC NAV I50 [9]

3) การรังวัดด้วยเครื่องเลเซอร์สแกนเนอร์แบบเก็บค่าพิกัดสามมิติ ซึ่งมีรูปร่างคล้ายกับกล้องสำรวจสามารถหมุนได้ 360 องศารอบแกน โดยช่องเปิดด้านบนจะเป็นช่องยิงแสงเลเซอร์ มีน้ำหนักเบา สามารถทำงานสำรวจได้อย่างสะดวก เก็บข้อมูลค่าพิกัดทั้งสามมิติไปแปลงเป็นข้อมูลเชิงตัวเลข โดยเครื่องสแกนเนอร์นี้สามารถเก็บข้อมูลไปเป็นทำแบบจำลองสามมิติในคอมพิวเตอร์ได้เสมือนพื้นที่จริงได้อย่างดี ข้อมูลที่ได้มานั้นอยู่ในลักษณะเป็นจุดพิกัดที่เรียกกันว่า พอยต์คลาวด์ (Point Cloud)

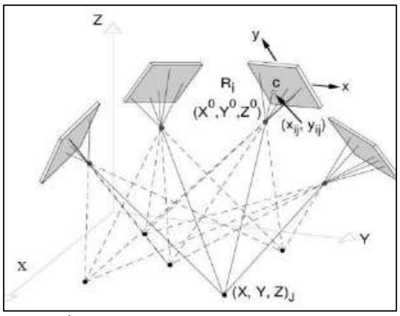
4) การสำรวจด้วยภาพถ่ายทางอากาศ เป็นการนำเทคโนโลยีการถ่ายภาพจากอากาศยานควบคู่กับการสำรวจทางพื้นดินสำหรับสร้างแผนที่บริเวณที่ต้องการ ครอบคลุมพื้นที่มากกว่าการสำรวจพื้นราบด้วยกล้องสำรวจ เก็บรายละเอียดได้เป็นบริเวณกว้าง ประมวลผลภาพสร้างแบบจำลองเชิงพื้นที่ได้รวดเร็ว เทคโลยีสำรวจนี้มีการพัฒนาอย่างรวดเร็ว มีการพัฒนา เซ็นเซอร์ถ่ายภาพและอากาศยาน ไม่จำเป็นต้องใช้เครื่องบินขนาดใหญ่ที่เสียค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง มีการพัฒนาอากาศยานไร้คนขับที่มีความสามารถถ่ายภาพทางอากาศได้และมีความละเอียดสูง [10]

2.2.4 การสำรวจและประมวลผลภาพถ่ายจากอากาศยานไร้คนขับ

เทคโนโลยีและโปรแกรมประยุกต์ในการประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศแบบอัตโนมัติถูกนำมาประยุกต์ใช้งานด้านต่าง ๆ มีหลักการและทฤษฎีเบื้องต้นที่สำคัญ คือหลักการพื้นฐานของการสำรวจด้วยภาพถ่าย หลักการสร้างจุดโยงยึดอัตโนมัติ หลักการทำโครงข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศ (Aerial Triangulation, AT) ซึ่งเป็นกระบวนการที่นำข้อมูลลำแสงที่ฉายลงบนภาพถ่ายที่ถูกบันทึกโดยกล้องถ่ายภาพทางอากาศในจำนวนที่มากมาทำการประมวลผลในการคำนวณทั้งการเล็งสกัดย้อนและกระบวนการเล็งสกัด ซึ่งการเล็งสกัดย้อนคือกระบวนการในการหาค่าองค์ประกอบการจัดวางภาพภายนอก ทำให้ทราบตำแหน่งและการวางตัวของภาพถ่ายเทียบกับระบบพิกัดภาคพื้นดิน และกระบวนการในการคำนวณตำแหน่งและการวางตัวของภาพถ่ายคู่ซ้อนสามมิติเพื่อใช้หาค่าพิกัดบนพื้นหลักฐานจริง โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สมการสภาวะร่วมเส้น นำมาใช้ในการปรับแก้และคำนวณค่าพิกัดภาคพื้นดินที่ไม่ทราบค่า คำนวณปรับแก้ค่าองค์ประกอบ

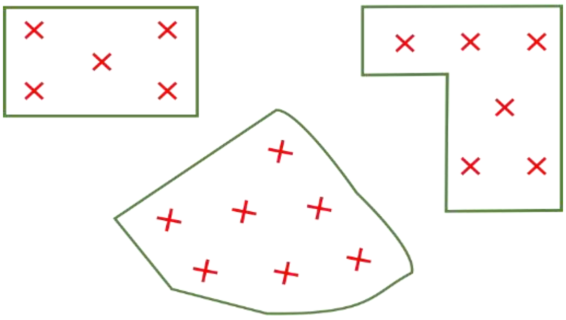
การจัดภาพภายนอกในแต่ละภาพถ่าย [11] ซึ่งในปัจจุบันการประมวลผลโครงข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศจะใช้วิธีการคำนวณปรับแก้บล็อกแบบลำแสง เพื่อสร้างผลลัพธ์ของการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศ

1) การปรับแก้บล็อกลำแสง (Bundle Block Adjustment) เป็นการสร้างระบบสมการร่วมเส้นของจุดบนภาพถ่าย กลุ่มของลำแสงซึ่งมีจุดกำเนิดจากจุดศูนย์กลางการถ่ายภาพผ่านจุดที่ปรากฏบนภาพถ่ายทั้งหมด ทั้งนี้การคำนวณปรับแก้ของบล็อกแบบลำแสงจะเป็นวิธีคำนวณหาค่าองค์ประกอบคือตำแหน่ง (Xo, Yo, Zo) และการเอียง (Orientation : ω, ϕ ,κ) ของภาพถ่ายในระวางวัตถุที่ไม่ทราบค่า ซึ่งตำแหน่งถ่ายภาพกำหนดโดยพิกัดวัตถุของ จุด Perspective Center ส่วนการเอียง อธิบายโดยใช้อาการเอียงของแกนกล้องขณะถ่ายภาพ ขณะเปิดหน้ากล้อง ซึ่งเป็นความสัมพันธ์เชิงพื้นที่ ระหว่างระบบพิกัดวัตถุ (X ,Y, Z) กับระบบพิกัดภาพถ่าย (x , y , z) ดังแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 5 การปรับแก้แบบบล็อกลำแสง [10]

2) จุดควบคุมภาพถ่ายภาคพื้นดิน (Ground Control Points) หรือ GCPs เป็นส่วนสำคัญในการสำรวจด้วยภาพถ่ายทางอากาศและการรังวัดและประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศอย่างมีคุณภาพเป็นอย่างมาก เป็นจุดที่มีพิกัดภาคพื้นดินมีค่าพิกัดในทั้ง 3 มิติ มีการรังวัดในภูมิประเทศด้วยเครื่องมือที่สำรวจรังวัดประเภทต่างๆ ตามศักยภาพของผู้ทำงานด้วยความละเอียดถูกต้องสูง โดยส่วนใหญ่จะใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS ในการรังวัดค่าพิกัดในภาคสนาม และรวมไปถึงการทำระดับที่สามารถนำจุดควบคุมนั้นไปทำการรังวัดโครงข่ายรังวัดสามเหลี่ยมทางอากาศ โดยมีลักษณะที่เป็นจุดที่เห็นได้ชัดเจนทั้งในภูมิประเทศและในภาพถ่ายทางอากาศ ค่าความถูกต้องพิกัดของจุดพิกัดควบคุมภาคพื้นดินจะถูกถ่ายทอดเข้าไปในระบบสมการของการคำนวณปรับแก้ในบล็อกของภาพถ่าย ความผิดพลาดของจุดควบคุมภาคพื้นดินจะแพร่เข้าไปในผลลัพธ์ หากมีจำนวนจุดพิกัดควบคุมภาคพื้นดินที่เหมาะสม ก็จะทำให้ผลลัพธ์มีความถูกต้องน่าเชื่อถือ นอกจากนี้เรขาคณิตของจุดควบคุมภาคพื้นดินในบล็อกยังมีความสำคัญต่อความละเอียดถูกต้องที่ได้จากตำแหน่งที่ตั้งของจุดพิกัดควบคุมภาคพื้นดินก็มีความสำคัญเช่นกัน การจัดวางตำแหน่งของจุดบังคับภาคพื้นดินและจำนวนที่เหมาะสมโดยตามมาตรฐานการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรม โดยวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยกำหนดไว้ไม่ให้น้อยกว่า 5 - 6 จุดต่อหนึ่งบล็อค [12] และมีตำแหน่งที่เหมาะสม จะขึ้นอยู่กับการใช้งานของแผนที่นั้น ๆ การปฏิบัติงานกับแบบจำลองสามมิติ และระบบปฏิบัติการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศ คือ จุดควบคุมแต่ละจุดควรมีระยะห่างไม่เกิน 500 เมตร และไม่ควรเรียงตัวเป็นเส้นตรงและควรอยู่ตรงกลางแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 6 เพื่อควบคุมคุณภาพของแบบจำลอง ส่วนมากจะใช้เทคนิคการขยายจุดบังคับภาพถ่ายทางอากาศ



รูปที่ 6 ตำแหน่งของจุดควบคุมภาคพื้นดินที่เหมาะสม [12]

3) การสร้างจุดพิกัดสามมิติ (3D point cloud) และโครงข่ายเชื่อมโยงจุด (Mesh) กระบวนการสร้างจุดพิกัดสามมิติซึ่งเป็นการสร้างกลุ่มของจุดสามมิติที่เก็บค่าของตำแหน่งของวัตถุในพิกัดทางราบและทางดิ่งด้วยชุดข้อมูลแบบแกน X,Y,Z ทั้งนี้ปัจจัยหลักในกระบวนการนี้ขึ้นอยู่กับการคำนวณค่าตำแหน่งของกล้องที่บันทึกภาพถ่าย โดยขั้นตอนในการประมวลผลสร้างข้อมูลจุดโยงยึดแบบหนาแน่น จะเป็นการช่วยเพิ่มจำนวนจุดพิกัดสามมิติที่ได้จากการประมวลผล ซึ่งในขั้นตอนนี้จะต้องสร้างจากภาพอย่างน้อย 3 ภาพเพื่อควบคุมคุณภาพความถูกต้องเชิงตำแหน่งของจุด

โดยหลักการประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศจาก UAVs ที่กล่าวมาทั้งหมดนี้จะสามารถข้อมูลผลลัพท์ที่เป็นข้อมูลเชิงพื้นที่เช่น ภาพดัดแก้เชิงเลข แบบจำลองระดับสูงเชิงเลข ที่สามารถนำไปใช้ในงานด้านวิศวกรรม งานออกแบบ การทำแผนที่

2.2.5 ข้อมูลเชิงพื้นที่ที่ได้จากการประมวลผลภาพถ่าย UAVs

ข้อมูลเชิงพื้นที่ที่ได้จากกระบวลการประมวลผลภาพเชิงเลขจากอากาศยานไร้คนขับนั้นได้ข้อมูลผลลัพธ์เช่นเดียวกับการประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศจากกล้องติดเครื่องบินหรือแพลทฟอร์มอื่นๆ เพียงข้อมูลภาพจากอากาศยานไร้คนขับมีความละเอียดเชิงพื้นที่สูงถึงระดับเซนติเมตร ด้วยศักยภาพของกล้องถ่ายภาพที่ติดตั้งกับตัวลำ ระบบชดเชยการเอียงของกล้อง (gimbal) ระบบการระบุตำแหน่งด้วยดาวเทียม GNSS และเพดานบินที่ไม่สูงไปจนถึงขีดความสามารถของโปรแกรมประมวลผลภาพที่ประยุกต์ใช้อัลกอริทึม Scale Invariant Feature Transform หรือ SIFT เพื่อให้ได้โครงสร้างจุดที่เชื่อมโยงกันแบบห่าง (sparse) เสร็จแล้วจึงยกระดับเป็นโครงสร้างจุดแบบแน่น (dense cloud point) เทคนิค SIFT นี้จะช่วยในการจับคู่จุดภาพในภาพที่ต่างกัน และเมื่อนำเข้าข้อมูลภาพไปแล้วได้ผลลัพธ์จะออกมามาเป็นข้อมูลเชิงพื้นที่รูปแบบต่าง ๆ ดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งมีความละเอียดของจุดภาพสูงในระดับเซนติเมตร เช่น ภาพดัดแก้เชิงเลข แบบจำลองระดับสูงเชิงเลขทั้งแบบพื้นผิวหรือ DSM และพื้นดินหรือ DTM แบบจำลองสามมิติเสมือนจริง เส้นชั้นความสูง เป็นต้น [13]

รูปที่ 7 ผลลัพธ์จากการประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศ [14]

3. กระบวนการดำเนินงาน

โครงการศึกษานี้มีวิธีการดำเนินงานและกระบวนการทำงานที่สำคัญให้ผลการดำเนินงานเป็นไปตามวัตถุประสงค์โดยแยกออกเป็นหัวข้อดังต่อไปนี้

3.1 การวางแผนและเตรียมข้อมูล

การสำรวจสภาพพื้นที่เบื้องต้นบริเวณพื้นที่ศึกษาเพื่อทำการวางแผนการบินด้วยแอพพลิเคชั่น Pix4D Capture จากสมาร์ทโฟนที่ใช้เชื่อมต่อกับอากาศยานไร้คนขับ กำหนดขอบเขตการบินให้อยู่ภายในเวลา 15 นาที ใช้วิธีการบินแบบตารางกริด กำหนดส่วนซ้อนด้านหน้าร้อยละ 80 ส่วนซ้อนด้านข้างร้อยละ 80 เพราะพื้นที่มีความสูงชัน และการวางแผนงานสำรวจด้วยดาวเทียม GNSS เพื่อสร้างจุดควบคุมภาพถ่ายภาคพื้นดินหรือ GCPs ซึ่งจะเป็นตำแหน่งที่เหมาะสมต่อการรังวัดด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS โดยรังวัดด้วยวิธี RTK GNSS Network หรือ NRTK เทคนิคสถานีอ้างอิงเสมือนหรือ VRS จำนวนจุดที่วางแผนงานมีจำนวนทั้งสิ้น 6 จุด กำหนดตำแหน่งเบื้องต้นบนโปรแกรม Google Earth ดังแสดงในรูปที่ 8

รูปที่ 8 แผนการกำหนดจุดควบคุมภาคพื้นดิน

3.2 เครื่องมือสำรวจและอุปกรณ์

การดำเนินโครงการวิจัยนี้มีการใช้เครื่องมือสำรวจที่ทันสมัยหลายประเภทโดยแยกเป็นรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.2.1 อากาศยานไร้คนขับที่ใช้ในโครงการ

เป็นอากาศยานไร้คนขับแบบปีกหมุนขนาดเล็กยี่ห้อ ดีเจไอ รุ่น Phantom 4 Advance ติดตั้งกล้องถ่ายภาพ รุ่น FC6310 ที่มีความยาวโฟกัส 8.8 มม. ประเภทชัตเตอร์แบบ global มีความละเอียดของจุดภาพของภาพ 20 ล้านจุดภาพ จำนวน 2 ลำ (สำรอง 1 ลำ) สำหรับการสำรวจด้วยการบินถ่ายภาพทางอากาศดังแสดงในรูปที่ 9

รูปที่ 9 DJI Phontom4 ADV

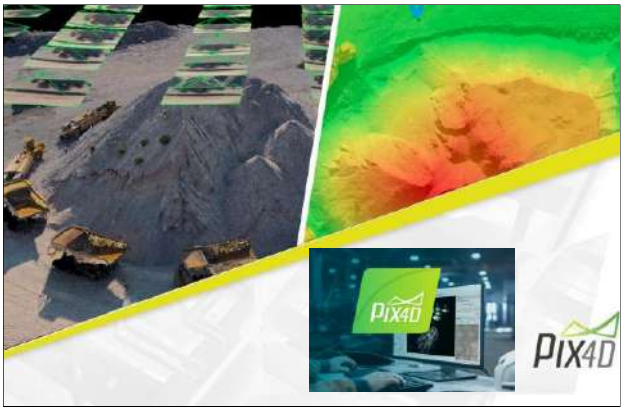
3.2.2 เครื่องรังวัดพิกัดด้วยสัญญาณดาวเทียม GNSS

เครื่องรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS ยี่ห้อ STONEX รุ่น S10 จำนวน 6 เครื่อง ดังแสดงในรูปที่ 10 ใช้ในการรังวัดค่าพิกัดของจุดควบคุมภาพถ่ายภาคพื้นดิน พร้อมกับการแปลงค่าระดับความสูงด้วยข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ TGM 2017 ซึ่งมีความละเอียดถูกต้องของระดับความสูงดีกว่า 10 ซม. ซึ่งเทียบเท่ากับมาตรฐานงานระดับชั้นที่ 3 ซึ่งเพียงพอต่อการสำรวจจุดควบคุมภาคพื้นดินในงานสำรวจด้วยภาพถ่ายทางอากาศ [8]

รูปที่ 10 เครื่องรังวัดด้วยสัญญาณดาวเทียม GNSS ยี่ห้อ STONEX

3.2.4 คอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการประมวลผลภาพ

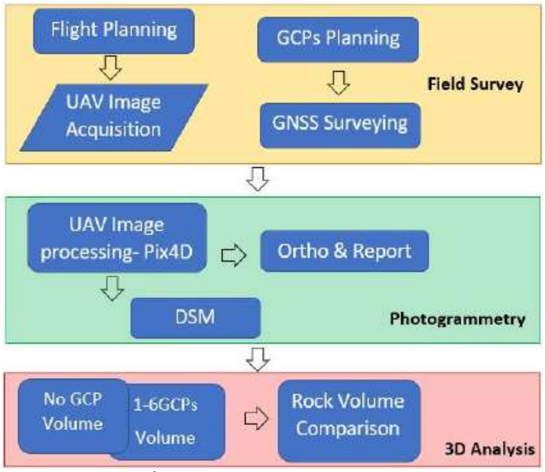
คอมพิวเตอร์ที่ใช้สำหรับการประมวลผลภาพถ่ายจาก UAVs โดยติดตั้งโปรแกรมประยุกต์สำหรับการรังวัดภาพถ่ายเชิงเลข PIX4D Mapper แบบลิขสิทธิ์ถาวรและโปรแกรมประยุกต์ทางระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ ArcGIS desktop พร้อมชุดเครื่องมือ 3D analysis เพื่อการวิเคราะห์แบบจำลองระดับสูงเชิงเลขที่ได้จากการประมวลผลภาพเพื่อใช้คำนวณปริมาตรหินในเหมือง โปรแกรมประมวลผลภาพถ่ายจาก UAVs Pix4d Mapper นี้ดังแสดงในรูปที่ 11



รูปที่ 11 ซอฟต์แวร์ Pix4D Mapper Educational License [14]

3.3 กรอบวิธีการดำเนินงาน

วิธีการดำเนินงานของการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหินบริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา การศึกษาการหาปริมาตรหินในเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา โดยใช้แบบจำลองระดับสูงเชิงเลขที่เป็นผลจากการประมวลผลภาพจากอากาศยานไร้คนขับสามารถนำเสนอกรอบการดำเนินงานได้ดังแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 กรอบแนวคิดในการดำเนินงาน

3.4 ขั้นตอนในการปฏิบัติงาน

3.4.1 การสำรวจจุดควบคุมภาพภาคพื้นดินด้วยดาวเทียม GNSS

หลังจากที่วางแผนกำหนดตำแหน่งจุดควบคุมภาคพื้นดินแล้วโดยเป็นพื้นที่โล่งและไม่เป็นอุปสรรคต่อการสำรวจด้วยดาวเทียม GNSS และเหมาะกับการวางเป้าล่วงหน้าให้กับการถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ โดยโครงการศึกษานี้มีจุดควบคุมภาคพื้นดิน ทั้งหมดจำนวน 6จุด สำรวจโดยใช้ระบบโครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ (RTK GNSS Network) เทคนิคแบบสถานีอ้างอิงเสมือน (Virtual Reference Station) หรือ VRS ซึ่งเป็นระบบการรับสัญญาณดาวเทียม GNSS แบบจลน์ซึ่งได้ค่าพิกัดของจุดควบคุมภาคพื้นที่ในขณะที่ทำการรังวัด [15] ซึ่งอยู่บริเวณพื้นที่โครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์เพื่อให้ได้ค่าพิกัดทางราบและทางดิ่งของจุดควบคุมภาคพื้นดินทั้ง 6 จุด แต่ละจุดใช้เวลาในการรังวัดประมาณ 5 - 10 นาที ดังแสดงในรูปที่ 13

รูปที่ 13 การรังวัดวิธี RTK GNSS Network

ค่าพิกัดทางราบอยู่ในระบบพิกัด UTM WGS1984 และค่าระดับความสูงจากการคำนวณด้วยแบบจำลองความถ่วงพิภพ TGM2017 ดังแสดงในตารางที่ 1 โดยจุดควบคุมภาคพื้นดินจุดที่ 6 เป็นจุดพื้นระดับอ้างอิงของโครงการนี้สำหรับการคำนวณปริมาตรหินในเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา

ตารางที่ 1 ค่าพิกัดจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ได้จากการรังวัดภาพ

จุดควบคุมฯ	ค่าพิกัดทางเหนือ (ม.)	ค่าพิกัดตะวันออก (ม.)	ค่าระดับ (ม.)
GPS01	667039.199	779862.917	10.869
GPS02	667074.737	780032.583	23.435
GPS03	666747.785	779948.947	15.261
GPS04	666860.131	779677.122	46.430
GPS05	667182.887	779714.500	66.589
GPS06*	666602.842	780094.161	12.769

*จุดอ้างอิงค่าระดับความสูงในการคำนวณปริมาตร

3.4.2 การบินถ่ายภาพตามแผนการบินด้วยอากาศยานไร้คนขับ

เดินทางเข้าพื้นที่เพื่อวางเป้าล่วงหน้า (pre marking) โดยใช้แผ่นไวนิลสีขาว-แดงขนาด 1 x 1 เมตร วางจุดตัดของเป้าให้ตรงหัวหมุดของจุดควบคุมภาคพื้นดิน ทำการบินโดยใช้ แอพพลิเคชั่นที่วางแผนการบินเพื่อควบคุมการบินคือ Pix4D Capture ที่ความสูงบินประมาณ 120 เมตร ทำให้ได้ขนาดจุดภาพบนพื้นดินหรือ GSD ประมาณ 3.38 เซนติเมตร ด้วยซ้อนด้านหน้าร้อยละ 80 และส่วนซ้อนด้านข้างร้อยละ 80 ทำให้ได้ภาพทั้งหมด 250 ภาพดังแสดงข้อมูลสรุปผลการบินในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ข้อมูลสรุปการบินถ่ายภาพทางอากาศด้วย UAVs

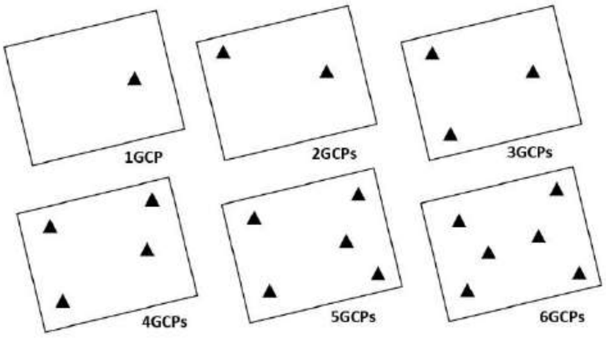
รายละเอียด	จำนวน	หน่วย
Area	134,412	Sq. m.
Flight Time	15	minutes
Flight Distance	6.8	Km.
Average GSD	3.38	cm.
Over-lap/Side-lap	80/80	percent
Flying Height	120	m.
Number of images	250	images

3.4.3 การรังวัดภาพเชิงเลขด้วยโปรแกรมประยุกต์

1) การรังวัดภาพถ่ายด้วยโปรแกรมประยุกต์ด้วยโปรแกรม Pix4d Mapper เริ่มจากการนำภาพถ่ายจำนวน 250 ภาพนำเข้าโปรแกรมและทำการเชื่อมโยงภาพแต่ละภาพในโครงการด้วยจุดโยงยึด (tie point หรือ key points) ที่สร้างขึ้นโดยอัตโนมัติในพื้นที่ซ้อนกันแต่ละภาพ

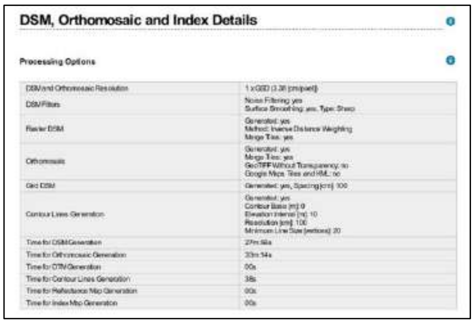
2) การนำเข้าค่าพิกัดและรังวัดจุดควบคุมภาคพื้นดินลงในภาพถ่ายที่สามารถถ่ายภาพเห็นจุดควบคุมนั้นๆทั้งหมดจำนวน 6 จุดโดยตั้งค่าแต่ละเป็นจุดแบบ 3D control point เมื่อทำการรังวัดแบบ Full Control Point

3) การปรับแก้โครงข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศ ซึ่งจะทำให้ข้อมูลที่ได้จากการประมวลออกมาอยู่ในระบบพิกัดเช่นเดียวกับจุดควบคุมภาคพื้นดิน โดยทำการปรับแก้โครงข่ายสามเหลี่ยมทางอากาศทั้งหมด 7 ครั้งตามวิธีการรังวัดด้วยจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินต่างกัน ดังนี้คือไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดิ และใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินไม่เป็นไปตามมาตรฐาน 1 – 4 จุด และใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินตามมาตรฐานคือ 5 – 6 จุด ในการประมวลผลภาพแต่ละครั้ง โดยมีลักษณะการวางจุดควบคุมภาคพื้นดินในแต่ละวิธีดังแสดงในรูปที่ 14 ควบคุมมาตรฐานการปรับแก้บล็อคโดยให้ค่า Mean Reprojection Error ไม่ให้เกิน 0.3 จุดภาพ



รูปที่ 14 การวางจุดควบคุมจำนวนที่แตกต่างกันในแต่ละการประมวลผล

4) การสร้างจุดพิกัดสามมิติและ TIN หรือ Mesh model โดยการใช้เครื่องมือ "point cloud and mesh" ซึ่งจุดเหล่านี้จะเป็นตัวแทนของพิกัดสามมิติในภูมิประเทศมีการสร้างโครงข่ายเชื่อมโยงกันแต่ละจุดทำให้สามารถสร้าง Mesh หรือในทางงานรังวัดภาพเชิงเลขเรียกว่าโครงข่ายสามเหลี่ยมไม่ปกติหรือ TIN เพื่อใช้ในการสร้างแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขหรือ DEM [16] และ ภาพดัดแก้เชิงเลข โดย ผลการประมวลผลภาพในขั้นตอนนี้ดังแสดงในรูปที่ 15


DSM, Orthomosaic and Index Details

Processing Options

DSM and Orthomosaic Resolution	1 x GSD (3.38 [cm/pixel])
DSM Filters	Noise Filtering: yes Surface Smoothing: yes, Type: Sharp
Raster DSM	Generated: yes Method: Inverse Distance Weighting Merge Tiles: yes
Orthomosaic	Generated: yes Merge Tiles: yes GeoTIFF Without Transparency: no Google Maps Tiles and KML: no
Grid DSM	Generated: yes, Spacing [cm]: 100
Contour Lines Generation	Generated: yes Contour Base [m]: 0 Elevation Interval [m]: 10 Resolution [cm]: 100 Minimum Line Size [vertices]: 20
Time for DSM Generation	27m:58s
Time for Orthomosaic Generation	33m:14s
Time for DTM Generation	00s
Time for Contour Lines Generation	38s
Time for Reflectance Map Generation	00s
Time for Index Map Generation	00s

รูปที่ 15 รายงานผลลัพธ์การประมวลผลภาพถ่ายด้วย Pix4D

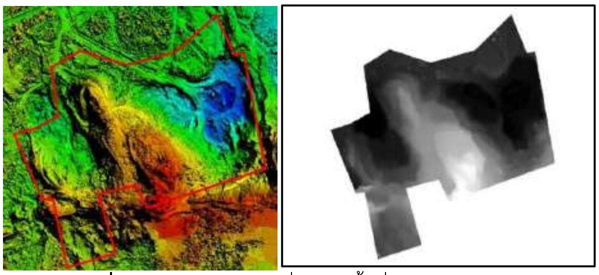
โดยได้จุดพิกัดสามมิติในโครงการจำนวนประมาณ 43 ล้านจุด เฉลี่ยประมาณ 75 จุดต่อตารางเมตร ได้แบบจำลองระดับพื้นผิวเชิงเลข หรือ DSM ที่มีความละเอียดจุดภาพ 3.38 เซนติเมตร

3.5 การสร้างข้อมูลเชิงพื้นที่จากการประมวลผลภาพถ่าย

การสร้างข้อมูลภาพดัดแก้เชิงเลขและข้อมูลแบบจำลองระดับพื้นผิวเชิงเลขหรือ DSM ด้วยการให้โปรแกรมนำข้อมูลออกมาตามการตั้งค่าข้อมูลเชิงพื้นที่ให้มีความละเอียดเท่ากับข้อมูลภาพที่นำเข้าโดยตัวอย่างผลลัพธ์ข้อมูลเชิงพื้นที่ที่ได้จากการประมวลผลด้วยวิธีการรังวัดด้วยจุดควบคุมภาคพื้นดิน 6 จุดดังแสดงในรูปที่ 16

รูปที่ 16 ข้อมูลเชิงพื้นที่ที่ได้จากการประมวลผลภาพด้วย 6 GCPs

และเพื่อที่จะนำข้อมูล DSM ไปวิเคราะห์ปริมาตรของหินโดยที่จะนำขอบเขตในการคำนวนปริมาตรที่ได้จากข้อมูลตำแหน่งในประทานบัตรที่มีความยาว 1.808 เมตร มาสร้างชั้นข้อมูลในระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์เพื่อไว้ซ้อนทับและตัดข้อมูล DSM ที่ได้จากการประมวลผลทั้ง 7 ชุดโดยขอบเขตและ DSM ที่ตัดพื้นที่ตามแนวเขตแล้วดังแสดงในรูปที่ 17



รูปที่ 17 แบบจำลองระดับที่ตัดด้วยพื้นที่ขอบเขตประทานบัตร

3.6 การคำนวณปริมาตรด้วยระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์

นำเข้าข้อมูล DSM สู่โปรแกรม ARCGIS ทีละข้อมูล และด้วยชุดเครื่องมือการวิเคราะห์แบบสามมิติหรือ 3D analysis ด้วยคำสั่ง Surface volume ใส่รายละเอียดเพื่อทำการคำนวณปริมาตร โดยในช่อง Input Surface ใช้ DSM แต่ละวิธีทีละ 1 ข้อมูล เมื่อคำนวณเสร็จจะให้ค่าปริมาตรออกมาในรูปแบบ Text File กำหนดค่าระดับความสูงอ้างอิงที่เริ่มคิดปริมาตรในช่อง Reference Plane โดยอ่านค่าความสูง ณ จุดอ้างอิงของโครงการ (GCP6) โดยพบว่าค่าระดับอ้างอิงนี้ในแต่ละวิธีการประมวลผลด้วยจำนวน GCP ที่แตกต่างกันมีค่าระดับที่ต่างกันโดยตัวอย่างเช่น วิธีการ 6GCPs ค่าระดับจุดอ้างอิงปริมาตร (Plane Height) มีค่าระดับคือ 12.769

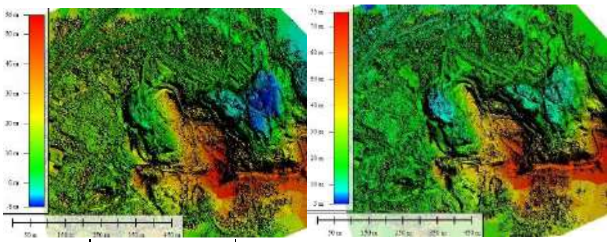
เมตร เลือกวัดปริมาตรเหนือจุดนี้ด้วยคำสั่ง ABOVE ก็จะทำให้ได้ปริมาตรของหินเหนือระดับอ้างอิงออกมาทั้ง 7 ข้อมูล DSM นำมาเปรียบเทียบ

4. ผลการศึกษาและการอภิปรายผล

ผลการศึกษาการประยุกต์ใช้การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหินบริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา มี 2 ประเด็นตามวัตถุประสงค์คือผลจากการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศเพื่อสร้างข้อมูลเชิงพื้นที่นำมาคำรวณปริมาตรหินในเหมืองหินและผลของการสร้างแบบจำลองระดับความสูงเชิงเลขเพื่อนำมาคำนวณปริมาตรโดยใช้จำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกัน

4.1 ผลการรังวัดภาพถ่ายทางอากาศเพื่อสร้างข้อมูลเชิงพื้นที่

การรังวัดและประมวลผลข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศจากอากาศยานไร้คนขับเพื่อสร้างข้อมูลเชิงพื้นที่ จากการประมวลผลโดยการใช้จำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกันทำให้ได้ข้อมูลภาพดัดแก้เชิงเลขและข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขของแต่ละวิธีมาจำนวน 7 ชุดข้อมูล โดยผลการปรับแก้บล็อควิธีแบบไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดิน ใช้จุดควบคุมแบบ 1GCP, 2GCPs, 3GCPs, 4GCPs, 5GCPs และ6GCPs ได้ค่า Mean Reprojection Error คือ 0.138 จุดภาพ จำนวนจุดพิกัดสามมิติ (3D point cloud) เท่ากับ 7,546, 7607, 7613, 7609, 7,985, 7484 และ 7412 จุดต่อตารางเมตร ตามลำดับ ข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขมีข้อมูลจุดสูงสุดและต่ำสุดแตกต่างกันดังแสดงในรูปที่ 18



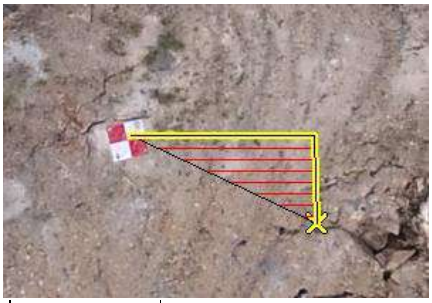
รูปที่ 18 จุดสูงสุดและต่ำสุดของแบบจำลองระดับจากวิธีต่างกัน

ข้อมูลแบบจำลองระดับความสูงที่ได้จากการประมวลผลภาพด้วยวิธีการไม่ใช้ GCP (ภาพซ้าย) ค่าระดับสูงสุดประมาณ 56 เมตร ต่ำสุด - 8 เมตรและใช้ GCP ครบทั้ง 6 จุด (ภาพขวา) ค่าระดับสูงสุดประมาณ 75 เมตร ต่ำสุด 3 เมตร จากระดับทะเลปานกลาง โดยสรุปได้ในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 สรุปชุดข้อมูลแบบจำลองระดับเชิงเลขแต่ละวิธีการกำหนดจุด **GCP**

จำนวน GCP	3D point cloud (จุด/sqm)	ระดับต่ำสุด (m.)	ระดับสูงสุด (m.)
No GCP	7,546	-8	56
1GCP	7,607	-15	56
2GCPs	7,613	-15	56
3GCPs	7,609	-15	56
4GCPs	7,985	-15	56
5GCPs	7,484	3	75
6GCPs	7,412	3	75

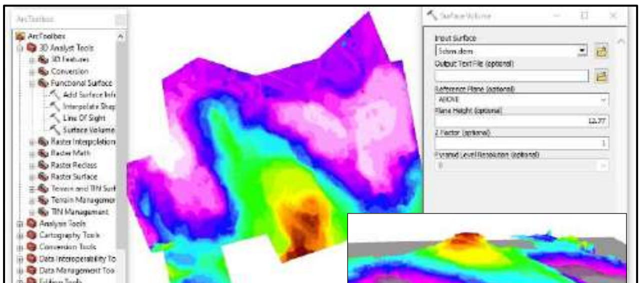
ความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองระดับในทางราบสามารถจะตรวจสอบได้จากภาพดัดแก้เชิงเลขและเมื่อตรวจสอบภาพดัดแก้เชิงเลขจากการประมวลผลโดยไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินกับตำแหน่งของเป้าล่วงหน้าที่เป็นจุดควบคุมภาคพื้นดินดังแสดงในรูปที่ 19 มีความคลาดเคลื่อนทางราบเฉลี่ย 3.50 เมตรซึ่งเมื่อพิจารณาจากเส้นขอบเขตโดยรอบที่มีความยาวประมาณ 1.8 กิโลเมตรความคลาดเคลื่อนของปริมาตรสูงสุดจะอยู่ประมาณไม่เกิน 50,000 ลบ.ม.ซึ่งเป็นปริมาตรที่คลาดเคลื่อนไม่ถึงร้อยละ 5 สามารถนำข้อมูลไปวิเคราะห์เปรียบเทียบปริมาตรชุดข้อมูลทั้ง 7 ชุดต่อไป



รูปที่ 19 ความคลาดเคลื่อนทางราบของภาพดัดแก้วิธี No GCP

4.2 ผลการคำนวนปริมาตรหินบริเวณพื้นที่เหมืองหินที่ได้รับประทานบัตร

ข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขที่นำมาตัดด้วยขอบเขตเหมืองและนำจุดอ้างอิงระดับที่จุด GCP6 ที่มีค่าระดับเหนือระดับทะเลปานกลาง 12.77 เมตร คำนวณปริมาตรเหนือระดับอ้างอิงด้วยเครื่องมือ Surface volume ในโปรแกรมประยุกต์ ArcGIS ดังแสดงในรูปที่ 20



รูปที่ 20 การคำนวณปริมาตรด้วยชุดคำสั่ง 3D Analysis

ปริมาตรของข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขที่ผ่านการประมวลผลแบบมีจุดควบคุมครบตามาตรฐาน 6 จุด ยึดเป็นปริมาตรที่เป็นฐานในการเปรียบเทียบกับวิธีอื่นมีปริมาตรหินเหนือระดับอ้างอิงประมาณ 1,765,801.67 ลบ.ม.บนพื้นที่ 133,412 ตร.ม.หรือประมาณ 83 ไร่ และเมื่อนำข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขที่ประมวลผลด้วยจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกันมาคำนวณปริมาตรหินได้ผลดังตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ผลการคำนวณปริมาตรจากจำนวน GCP ที่ต่างกัน

จำนวน GCP	ปริมาตร (ลบ.ม.)	ต่างจาก Full GCP (ลบ.ม.)	ร้อยละของ Full GCP
No GCP	1,100,405.80	665,395.87	37.68
1GCP	1,194,680.07	571,121.60	32.34
2GCPs	1,194,893.64	570,908.03	32.33
3GCPs	1,194,701.21	571,100.46	32.34
4GCPs	1,194,099.52	571,702.15	32.38
5GCPs	1,765,878.93	77.26	0.004
6GCPs*	1,765,801.67	-	-

4.3 การอภิปรายผล

ข้อมูลแบบจำลองระดับความสูงเชิงเลขที่ได้จากการประมวลผลภาพเชิงเลขมีลักษณะแตกต่างกันจากการนำมาตรวจสอบเป็นกลุ่มข้อมูล 3 กลุ่ม คือ 1) แบบไม่ใช้ GCP 2) แบบที่ใช้ GCP ต่ำกว่ามาตรฐานคือน้อยกว่า 5 จุด และ 3) แบบใช้ GCP ตามมาตรฐานมากกว่า 5 จุด [12] ซึ่งเมื่อนำข้อมูลแบบจำลองระดับฯชุดดังกล่าวไปคำนวณหาปริมาตรหินผลที่ได้สอดคล้องกับความแตกต่างเป็นกลุ่มข้างต้น โดยพบว่าวิธีการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อคำนวณปริมาตรหินในเมืองหินโดยไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดิน ได้ปริมาตรต่างจากการใช้จุดควบคุมตามมาตรฐานประมาณร้อยละ 37.68 การใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินจำนวนน้อยกว่ามาตรฐาน 5 จุด ได้ปริมาตรต่างจากการใช้จุดควบคุมตามมาตรฐานประมาณร้อยละ 32 ซึ่งผลที่ได้นี้มีความคลาดเคลื่อนจากค่าพิกัดทางราบของแบบจำลองระดับความสูงเชิงเลขได้ประมาณไม่เกินร้อยละ 5 ซึ่งค่าความต่างของข้อมูลปริมาตร ทั้ง 2 กลุ่มที่ไม่มีจุดควบคุมภาคพื้นดินตามมาตรฐานนี้ไม่เพียงพอต่อการนำไปคำนวณปริมาตรหินในเหมืองหิน

5. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

5.1 สรุปผล

จากการศึกษาการประยุกต์ใช้การสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่อการสำรวจรังวัดปริมาตรหินบริเวณเหมืองหินเขาบันไดนางศิลา จังหวัดสงขลา พื้นที่ศึกษามีลักษณะพื้นที่เป็นเหมืองหิน เปิดโล่ง มีต้นไม้ขนาดเล็กกระจายตัวอยู่น้อยมาก พื้นที่ประมาณ 83 ไร่ สำรวจโดยการบินถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับแบบปีกหมุนขนาดเล็กได้ภาพจำนวน 250 ภาพ ขนาดจุดภาพหรือ GSD ประมาณ 3.38 เซนติเมตร รังวัดและประมวลผลภาพถ่ายร่วมกับจุดควบคุมภาคพื้นดินจำนวน 6 จุด ที่ได้จากการรังวัดด้วยสำรวจโดยใช้ระบบโครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ (RTK GNSS Network) เทคนิคแบบสถานีอ้างอิงเสมือน (Virtual Reference Station) หรือ VRS ประมวลผลได้ข้อมูลทั้งหมด 7 ชุดข้อมูลตามจำนวนจุดควบคุมภาคพื้นดินที่ต่างกันผลการวิจัยพบว่า แบบจำลองระดับความสูงเชิงเลขที่ได้จากการประมวลผลมีลักษณะข้อมูลที่ต่างกันเป็น 3 กลุ่มข้อมูลคือ แบบไม่ใช้ GCP แบบที่ใช้ GCP ต่ำกว่ามาตรฐาน 5 จุด และแบบใช้ GCP ตามมาตรฐานซึ่งทำให้ปริมาตรหินในเหมืองในพื้นที่โครงการมีความแตกต่างกันเป็น 3 กลุ่มเช่นเดียวกัน โดยข้อมูลแบบจำลองระดับสูงเชิงเลขจากการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับจากการใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินตามมาตรฐานมีปริมาตรหิน 1,765,801.67 ลบ.ม. บนพื้นที่ 133,412 ตร.ม. การไม่ใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินจะคำนวณปริมาตรแตกต่างไปประมาณร้อยละ 37.68 และการใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินจำนวนไม่เป็นไปตามมาตรฐานปริมาตรแตกต่างไปประมาณร้อยละ 32 ซึ่งผลดังกล่าวเป็นการสนับสนุนว่าการสำรวจเพื่อคำนวณปริมาตรเหมืองหินด้วยอากาศยานไร้คนขับจำเป็นอย่างยิ่งในการใช้จุดควบคุมภาคพื้นดินให้มีจำนวนเพียงพอตามมาตรฐานการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ

5.2 ข้อเสนอแนะ

5.2.1 บทความนี้เจ้าของโครงการไม่มีข้อมูลการสำรวจภาคพื้นดินสร้างแผนที่ภูมิประเทศเพื่อนำมาคำนวณปริมาตรทำให้ไม่มีข้อมูลปริมาตรจากการสำรวจภาคพื้นดินเป็นฐานในการเปรียบเทียบ

5.2.2 การศึกษานี้ไม่ได้ประเมินความคลาดเคลื่อนเชิงตำแหน่งทางราบด้วยจุดตรวจสอบ ที่มีการกระจายตัวทั่วโครงการ ความคลาดเคลื่อนค่าพิกัดทางราบของแบบจำลองระดับเชิงเลขจากการประมวลผลที่อยู่ในบทความเป็นค่าสูงสุดจากจุดที่สามารถรังวัดได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอบคุณบริษัท เขาบันไดนางศิลา จำกัดเจ้าของพื้นที่ทำการวิจัย ขอบคุณวิศวกรรังวัด ประจำกรมที่ดินที่ให้คำแนะนำในการสำรวจด้วย RTK GNSS network ขอบคุณวิศวกรสำรวจ กรมอุตสาหกรรมเหมืองแร่ที่ให้คำแนะนำในมาตรฐานการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ ขอบคุณสาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มทร.ศรีวิชัย ที่สนับสนุนเครื่องมือในการดำเนินโครงการวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมทรัพยากรธรณี. 2561.การทำเหมืองหินและโรงโม่หิน, [ออนไลน์] เข้าถึงได้จาก: http://www.dmr.go.th

[2] ชาติ หงส์เทียมจันทร์. 2540. การทำเหมืองหินและโรงโม่หินภายใต้การกำกับของกรมทรัพยากรธรณี, กรมทรัพยากรธรณี. กรุงเทพฯ.

[3] กรมแผนที่ทหาร. 2562. ระบบโครงข่ายสถานีรังวัดสัญญาณดาวเทียม GNSS แบบอัตโนมัติ [ออนไลน์] เข้าถึงได้จาก: https://gnss-portal.rtsd.mi.th/portal/apps/sites

[4] กรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่. 2562. ประกาศกรมอุตสาหกรรมพื้นฐานและการเหมืองแร่เรื่องหลักเกณฑ์และวิธีการรายงานการทำเหมือง, กระทรวงอุตสาหกรรม. กรุงเทพฯ.

[5] สำนักนโยบายและแผนสิ่งแวดล้อม. 2559. รายงานการวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อม, รายงานมาตรการและข้อมูลการติดตามตรวจสอบ, [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก http://eia.onep.go.th

[6] สง่า ตั้งชัชวาล. 2541. ธรณีวิศวกรรมขั้นพื้นฐาน (พิมพ์ครั้งที่4). สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ.

[7] สภาการเหมืองแร่. 2539. หินอุตสาหกรรม, กรมทรัพยากรธรณี, รายงานวิชาการกรมทรัพยากรธรณี กรุงเทพฯ.

[8] กรมแผนที่ทหาร. 2560 รายงานฉบับสมบูรณ์เรื่องการพัฒนาแบบจำลองยืออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย กรุงเทพฯ.

[9] รายละเอียดผลิตภัณฑ์. 2563. บริษัท CHC (ประเทศไทย) จำกัด [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก http://chcnav.com/product-detai

[10] ไพศาล สันติธรรมมนนท์. 2553. การรังวัดด้วยภาพดิจิทัล.กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. กรุงเทพฯ.

[11] วิชัย เยี่ยงวีรชน. เอกสารการอบรมการทำแผนที่คุณภาพสูงด้วยอากาศยานไร้นักบินสำรวจรังวัด 2560. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.

[12] วิชัย เยี่ยงวีระชน. 2561. มาตรฐานการสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับเพื่องานวิศวกรรม. การประชุมกรอบโครงร่างงานสำรวจด้วยอากาศยานไร้คนขับ, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์.กรุงเทพฯ.

[13] ต่อลาภ การปลื้มจิตร และคณะ 2562. การเปรียบเทียบค่าความถูกต้องเชิงตำแหน่งของข้อมูลเชิงพื้นที่จากอากาศยานไร้คนขับระหว่างการประมวลผลออนไลน์กับโปรแกรมประยุกต์สำหรับรังวัดภาพเชิงเลข. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24.* อุดรธานี.

[14] Pix4DMapper.2018.ApplicationSpecification.UAVPhotogrammetry process. User Manual.เข้าถึงได้จาก www.pix4D.com

[15] กองเทคโนโลยีทำแผนที่. 2561. คู่มือการรังวัดโดยระบบโครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ (RTK GNSS Network) กรมที่ดิน. กระทรวงมหาดไทย.

[16] Norbert H., 2010. Digital Photogrammetric Camera Evaluation – Digital Elevation Models.

[17] วิชัย เยี่ยงวีรชน. 2560. เอกสารการอบรมการทำแผนที่คุณภาพสูงด้วยอากาศยานไร้นักบินสำรวจรังวัด.: สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. กรุงเทพฯ.

[18] ต่อลาภ การปลื้มจิตร และคณะ 2561.การประเมินค่าความถูกต้องเชิงตำแหน่งของข้อมูลเชิงพื้นที่จากการรังวัดด้วยภาพถ่ายจากอากาศยานไร้คนขับสำหรับลักษณะพื้นที่ชายฝั่งทะเล.*การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23*, นครยายก.

การสำรวจผลกระทบพายุปาบึก ในการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง ระบบหาด E5-RYG
THE EFFECT OF COASTAL CHANGE BY PABUK STORM SURGE IN SUB-CELL E5-RYG

สุภวรรณ วรรณนุช และ สรวิศ สุภเวชย์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน
**Corresponding author; E-mail address: supawan.wan@ku.th*

บทคัดย่อ

แนวชายฝั่งทะเลประเทศไทยความยาวประมาณ 3,151 กม. ซึ่งจากข้อมูลรายงานสถานภาพชายฝั่งทะเล พ.ศ. 2560 โดยกรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง พบว่า ประเทศไทยยังคงมีพื้นที่ประสบปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งประมาณ 145.73 กม. การแก้ไขปัญหากัดเซาะชายฝั่งจำเป็นต้องมีฐานข้อมูลชายฝั่งที่ชัดเจน เพื่อใช้วิเคราะห์สาเหตุของปัญหาและคาดการณ์การเปลี่ยนแปลงสภาพพื้นที่ งานวิจัยนี้จึงได้มีการสำรวจรังวัด จัดทำเส้นแนวชายฝั่ง และภาพตัดขวางชายหาด เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งในแต่ละช่วงฤดูกาล โดยใช้การรังวัดระบบเครือข่ายดาวเทียมแบบจลน์ (RTK) ด้วยการหาค่าโดยระบบดาวเทียม (GNSS) ในพื้นที่ระบบหาด E5-RYG (มาบตาพุด-แม่รำพึง,ก้นอ่าว) และนำข้อมูลมาวิเคราะห์ผลกระทบจากคลื่นพายุซัดฝั่ง เปรียบเทียบเส้นแนวชายฝั่งระหว่าง 2 ช่วง จากช่วงก่อนและหลัง พายุปาบึก จากผลการศึกษาพบว่า มีพื้นที่ชายฝั่งสะสมตัว 0.005 ตร.กม. และมีพื้นที่กัดเซาะชายฝั่ง 0.048 ตร.กม. จากผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าพื้นที่มีความเสี่ยงที่จะเกิดปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง ควรมีการเฝ้าระวัง และติดตามสถานภาพชายฝั่งในระยะยาว เพื่อวางแผน และมาตรการในการรองรับภัยพิบัติในอนาคต

คำสำคัญ: คลื่นพายุซัดฝั่ง, ชายฝั่ง, กัดเซาะ, GNSS, RTK

Abstract

The coastline of Thailand is approximately 3,151 kilometers in length. According to the 2017 Coastal Status Report from Department of Marine and Coastal Resources still has an area of erosion 145.73 kilometers. The problem of coastal erosion requires a clear database of coastal. This research therefore surveyed to create coastline and beach cross section to analyze coastal changes in each season by Real Time Kinematics (RTK) with Global Navigation Satellite System (GNSS). In the case study of Sub-Cell E5-RYG (MAPTAPHUT- MAERUMPUNG, KON AO) then export data to analyze and comparison the coastal change before and after the effect of Pabuk storm surge. From this study found that the coastal accretion 0.005 km^2 and erosion 0.048 km^2. The results of the study demonstrate that the area is risk for coastal erosion problems. There should be surveillance and monitoring coastal status in the long term in order to plan and mitigate future disasters.

Keywords: Storm surge, coastal, erosion, GNSS, RTK

1. คำนำ

จากข้อมูลรายงานสถานภาพชายฝั่งทะเล พ.ศ. 2560 โดยกรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่งพบว่าแนวชายฝั่งทะเลประเทศไทยมีความยาว 3,151 กม. มีพื้นที่ประสบปัญหากัดเซาะชายฝั่ง 704.44 กม. แบ่งเป็นพื้นที่ที่ได้มีการดำเนินการแก้ไขปัญหาโดยใช้โครงสร้างทางวิศวกรรม และการฟื้นฟูชายฝั่งในรูปแบบอื่น ๆ แต่ยังคงมีพื้นที่ประสบปัญหากัดเซาะชายฝั่งประมาณ 145.73 กม.ปัญหากัดเซาะชายฝั่งส่งผลให้เสียสมดุลทางระบบนิเวศ ที่เป็นรอยต่อระบบนิเวศทางบกและทางทะเล ทำให้สูญเสียมูลค่าด้านการท่องเที่ยวที่นับเป็นฐานเศรษฐกิจที่สำคัญของประเทศ และยังส่งผลกระทบต่อการดำรงชีวิตของชุมชนชายฝั่งด้วย

การดำเนินการแก้ไขปัญหากัดเซาะชายฝั่งในอดีต มีทั้งโครงการที่ประสบความสำเร็จ และโครงการที่เป็นเหตุให้เกิดปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งในพื้นที่ข้างเคียง เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งทะเลมีหลายปัจจัยที่ส่งผลกระทบ ทั้งการใช้ประโยชน์ที่ดินชายฝั่ง กระแสคลื่น ลมมรสุม หรือแม้กระทั่งพายุนอกฤดูกาล ซึ่งแต่ละปัจจัยมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา การแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง จำเป็นต้องมีฐานข้อมูลสถานการณ์ชายฝั่งที่ชัดเจน มีการปรับปรุงตามการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งจริง งานวิจัยนี้ได้มีการศึกษาจัดทำรายละเอียดผลกระทบจากพายุนอกฤดูกาล(พายุปาบึก) ซึ่งก่อให้เกิดปัญหาคลื่นพายุซัดฝั่ง ในพื้นที่ศึกษาระบบหาด E5-RYG (มาบตาพุด-แม่รำพึง,ก้นอ่าว)

2. วัตถุประสงค์งานวิจัย

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงสภาพแนวชายฝั่งจากผลกระทบคลื่นพายุซัดฝั่งในพื้นที่ศึกษา โดยใช้การรังวัดระบบเครือข่ายดาวเทียมแบบจลน์ (RTK)

3. ความเป็นมา และความสำคัญของปัญหา

หาดแม่รำพึง ชายฝั่งครอบคลุมพื้นที่ตำบลเพ, ตะพง, เชิงเนิน, เนินพระ, ท่าประดู่, และตำบลมาบตาพุด อำเภอเมือง จังหวัดระยอง ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ศึกษาระบบหาด E5-RYG มีการใช้ประโยชน์ที่ดินในหลายรูปแบบ ทั้งพื้นที่อุทยานแห่งชาติเขาแหลมหญ้า - หมู่เกาะเสม็ด ชุมชนประมงชายฝั่งบ้านก้นอ่าว จุดชมวิวและแหล่งท่องเที่ยวทางทะเลลานหินขาว ค่ายทหารมหาสุรสิงหนาท นิคมอุตสาหกรรม IRPC และนิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด ซึ่งนับเป็นแหล่งท่องเที่ยวทางทะเลที่มีชื่อเสียง และยังเป็นเขตเศรษฐกิจที่สำคัญของประเทศ

ในช่วงเดือนธันวาคม 2561 - เมษายน 2562 พื้นที่ชายฝั่งบริเวณหาดแม่รำพึง ได้รับผลกระทบจากพายุนอกฤดูกาล คือพายุโซนร้อนปาบึก ที่ทำให้เกิดคลื่นพายุซัดฝั่ง พัดพาตะกอนทรายชายหาด ส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงลักษณะธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเลอย่างชัดเจน (รูปที่ 1 – 2) งานวิจัยนี้จึงได้เลือกพื้นที่ศึกษาระบบหาด E5-RYG เป็นกรณีศึกษาในการสำรวจการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งจากผลกระทบคลื่นพายุซัดฝั่ง โดยใช้การรังวัดระบบเครือข่ายดาวเทียมแบบจลน์ (RTK) ด้วยการหาค่าโดยระบบดาวเทียม (GNSS) เพื่อเป็นแนวทางในการในการวิเคราะห์ผลระทบจากคลื่นพายุซัดฝั่ง และเป็นฐานข้อมูลในการบริหารจัดการพื้นที่ชายฝั่ง เพื่อป้องกันและแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งในอนาคต

รูปที่ 1 ผลกระทบจากคลื่นพายุซัดฝั่ง หาดแม่รำพึง

รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงสภาพชายหาดจากผลกระทบคลื่นพายุซัดฝั่ง

4. วรรณคดีวิจารณ์

4.1 สถานการณ์การกัดเซาะชายฝั่งทะเลประเทศไทย

จากข้อมูลรายงานสถานภาพชายฝั่งทะเล พ.ศ. 2560 โดยกรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่งพบว่าแนวชายฝั่งทะเลประเทศไทยมีความยาว 3,151 กม. มีพื้นที่ประสบปัญหากัดเซาะชายฝั่ง 704.44 กม. แบ่งเป็นพื้นที่ที่ได้มีการดำเนินการแก้ไขปัญหาโดยใช้โครงสร้างทางวิศวกรรม และการฟื้นฟูชายฝั่งในรูปแบบอื่น ๆ แต่ยังคงมีพื้นที่ประสบปัญหากัดเซาะชายฝั่งประมาณ 145.73 กม.

4.2 การศึกษาระบบกลุ่มหาดในประเทศไทย (Littoral Cell)

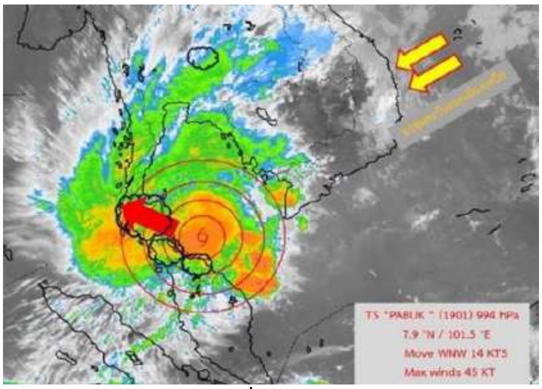
ระบบกลุ่มหาด คือการแบ่งแนวชายฝั่งตามการเคลื่อนย้ายของตะกอนชายฝั่งภายในพื้นที่ปิดของภูมิประเทศชายฝั่งทะเลใด ๆ โดยตะกอนจะไม่ถูกพัดพาข้ามไปถึงอีกพื้นที่หนึ่ง ซึ่งการขวางกั้นตะกอนดังกล่าวจะเกิดขึ้นเมื่อมีหัวแหลม (Headland) ที่มีลักษณะยื่นขวางกระแสน้ำ ทำให้ตะกอนตกสะสมบริเวณดังกล่าว นอกจากนี้ การแบ่งระบบกลุ่มหาดอาจใช้ปากแม่น้ำขนาดใหญ่ ซึ่งในแต่ละระบบกลุ่มหาด หรือที่เรียกว่า Littoral Cell จะต้องมีลักษณะตามที่กล่าวมาแล้วเป็นระยะเวลายาวนาน โดยทั่วไปประมาณการว่ามีรูปร่างคงสภาพไม่น้อยกว่า 100 ปี ในประเทศไทยกำหนดขอบเขตของระบบกลุ่มหาดโดยใช้ลักษณะธรณีสัณฐานที่เด่นชัด เป็นตัวแบ่งระบบกลุ่มหาด โดยแบ่งออกเป็น 64 ระบบกลุ่มหาดหลัก Littoral Cell และ 282 ระบบหาดย่อย Sub-Cells

4.3 ข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการวิเคราะห์ทางวิศวกรรม

โดยทั่วไปพื้นที่ชายฝั่งในพื้นที่ศึกษาได้รับผลกระทบจาก 2 ช่วงฤดูมรสุม คือ ในช่วงเดือน พ.ย. - ม.ค.ได้รับผลกระทบจากลมมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ พัดพาตะกอนไปทางทิศตะวันตก และในช่วงเดือน เม.ย. - ส.ค.ได้รับผลกระทบจากลมมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ พัดพาตะกอนไปทางทิศตะวันออก

รูปที่ 3 การไหลเวียนของกระแสน้ำจากผลของลมมรสุม

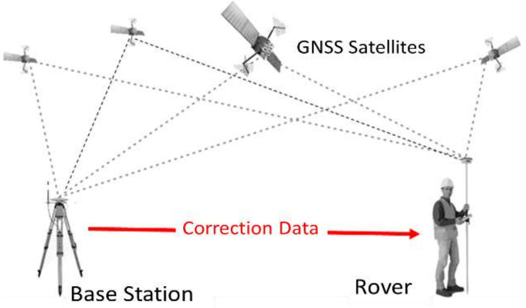
ในช่วง วันที่ 31 ธ.ค. 2561 – 8 ม.ค. 2562 พื้นที่ชายฝั่งได้รับผลกระทบ จากพายุนอกฤดูกาล พายุปาบึก ทำให้เกิดคลื่นพายุซัดฝั่งและส่งผลให้เกิดการเปลี่ยนแปลงลักษณะธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเลอย่างชัดเจน



รูปที่ 4 พายุปาบึก

4.4 **การทำงานของเครื่องมือรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์**

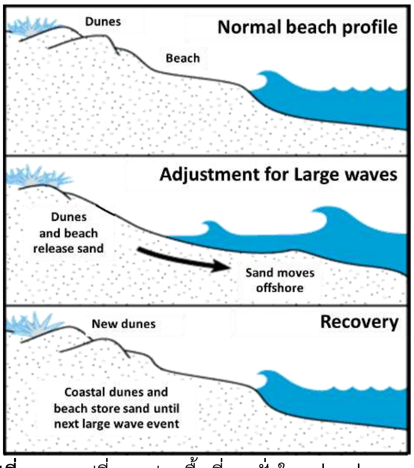
ใช้ระบบเครือข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมถาวร (Continuous Operating Reference Station; CORS) เพื่อส่งข้อมูลดาวเทียม ณ ตำแหน่งที่ติดตั้งไปยังสถานีควบคุม สามารถนำมาใช้แทนที่การวางสถานีฐาน (Base Station) ได้ และช่วยลดข้อจำกัดด้านระยะห่างระหว่างสถานีฐานและสถานีเคลื่อนที่ได้ถึงประมาณ 70 กิโลเมตร โดยต้องใช้สถานีรับสัญญาณดาวเทียมถาวรอย่างน้อย 3 สถานี ทำให้สามารถปรับแก้ชั้นบรรยากาศในขณะเคลื่อนย้ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียม เพื่อให้ได้ความถูกต้องเชิงตำแหน่งต่ำกว่า 4 เซนติเมตร ในการทำงานสำรวจสามารถใช้เครื่องรับสัญญาณดาวเทียมเพียงเครื่องเดียว (Rover) วางในตำแหน่งที่ต้องการทราบค่าพิกัดภายในพื้นที่ให้บริการ หลักการทำงาน เมื่อเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมเชื่อมต่อระบบโดยการเข้ารหัสจากผู้ให้บริการเครือข่ายฯแล้ว เครื่องรับสัญญาณดาวเทียมจะส่งค่าพิกัดโดยประมาณไปยังสถานีควบคุม จากนั้นระบบจะสร้างตำแหน่งสถานีอ้างอิงเสมือนใกล้ ๆ กับตำแหน่งเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมของผู้ใช้งาน พร้อมส่งข้อมูลที่ปรับแก้ทางเทคนิคมายังเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมของผู้ใช้งาน ผู้ใช้งานจะได้ค่าพิกัดที่มีความถูกต้องสูง ณ เวลานั้น หากมีการเคลื่อนที่ออกห่างจากระยะสถานีอ้างอิงเสมือนมากเกินไป ระบบก็จะคำนวณและสร้างสถานีอ้างอิงเสมือนให้ใหม่ ณ ตำแหน่งใกล้ ๆ กับเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม



รูปที่ 5 หลักการทำงานของเครื่องมือรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์

4.5 **ธรณีสัณฐานชายฝั่ง Coastal Geomorphology**

การพังทลายของชายฝั่งเป็นผลมาจากการเคลื่อนย้ายของตะกอนตามแนวชายฝั่งโดยการเคลื่อนที่ของลมและน้ำ นำไปสู่การก่อตัวของภูมิประเทศและเมื่อมีการเคลื่อนที่ของตะกอนจำนวนมากรวมกับการทับถมจึงเป็นปัจจัยสำคัญสำคัญในการเปลี่ยนแปลงสภาพแนวชายฝั่ง

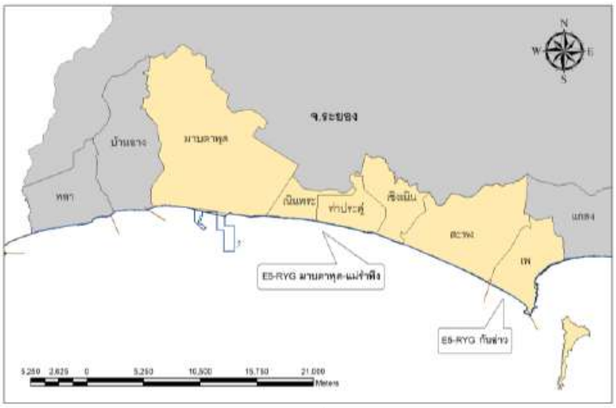


รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งในแต่ละช่วงฤดูกาล

5. พื้นที่ศึกษา

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาในในระบบกลุ่มหาด E5 ระยอง-บ้านฉาง อยู่ในเขตการปกครอง ตำบลเพ ตำบลตะพง ตำบลเชิงเนิน ตำบลเนินพระ ตำบลท่าประดู่ และตำบลมาบตาพุด อำเภอเมืองระยอง จ.ระยอง ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ศึกษา 2 ระบบหาดย่อย ได้แก่

- E5-RYG (ก้นอ่าว) อุทยานแห่งชาติเขาแหลมหญ้า - หมู่เกาะเสม็ด ถึง บริเวณจุดชมวิวลานหินขาว
- E5-RYG (มาบตาพุด-แม่รำพึง) จุดชมวิวลานหินขาว ถึงพื้นที่นิคมอุตสาหกรรมมาบตาพุด



รูปที่ 7 พื้นที่ศึกษา

ทำการสำรวจการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งโดยการสำรวจรังวัดระบบเครือข่ายดาวเทียมแบบจลน์ (RTK) ในพื้นที่หาดทราย บริเวณหาดแม่รำพึง ตั้งแต่อุทยานแห่งชาติเขาแหลมหญ้า - หมู่เกาะเสม็ด ถึง พื้นที่นิคมอุตสาหกรรม IRPC ความยาวชายหาด 12 กม.

6. วิธีดำเนินงานวิจัย

งานวิจัยนี้ทำการเก็บข้อมูลการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งโดยอาศัยเทคโนโลยีระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ทำการวิเคราะห์ข้อมูล ร่วมกับการสำรวจรังวัดโดยระบบโครงข่ายการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ Real Time Kinematics (RTK) ด้วยการหาค่าโดยระบบดาวเทียม (GNSS) ชนิดสองความถี่ รุ่น South Galaxy G1s รับสัญญาณดาวเทียมสถานีเคลื่อนที่

6.1 ศึกษาข้อมูลเบื้องต้น ศึกษาข้อมูลเบื้องต้นที่ต้องการนำมาทำการศึกษาวิจัยจากการทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

6.2 การเก็บรวบรวมข้อมูล

ข้อมูลทุติยภูมิ

เป็นการรวบรวมพื้นฐานต่าง ๆ เกี่ยวกับการศึกษาด้าน ธรณีสัณฐานชายฝั่ง การเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเลในพื้นที่ศึกษาจากงาศึกษาในอดีต รวมถึงข้อมูลอุทกศาสตร์ชายฝั่ง และทำการจัดเตรียมข้อมูลพื้นฐาน เช่น แผนที่ภูมิประเทศ ภาพถ่ายดาวเทียม ระดับน้ำขึ้น - น้ำลง ในรอบวัน แผนที่ธรณีวิทยา แผนที่ธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเล เป็นต้นเพื่อใช้เป็นฐานข้อมูลในการวางแผนการสำรวจภาคสนาม

ข้อมูลปฐมภูมิ

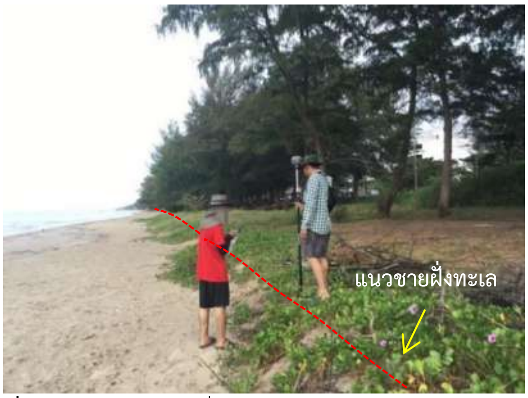
เป็นการเก็บข้อมูล โดยการการสำรวจภาคสนาม แบ่งการสำรวจเป็น 2 ส่วนหลัก คือ การศึกษาการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเล (Beach Profile) และการศึกษาธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเล (Beach Cross Section) โดยทำการสำรวจในช่วงเดือนธันวาคม 2561 (ก่อนพายุ) เพื่อเป็นตัวแทนข้อมูลในช่วงมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ และในช่วงเดือนเมษายน 2562 (หลังพายุ) เพื่อเป็นตัวแทนข้อมูลในช่วงมรสุมตะวันตกเฉียงใต้

รูปที่ 8 แนวการสำรวจเส้นแนวชายหาด ระบบหาดก้นอ่าว

รูปที่ 9 แนวการสำรวจเส้นแนวชายหาด ระบบหาดมาบตาพุด – แม่รำพึง

การสำรวจการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งทะเล (Coastline)

ทำการสำรวจขนานกับแนวชายฝั่ง ตามลักษณะการเปลี่ยนแปลงธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเล ที่แสดงถึงจุดสูงสุดที่ได้รับอิทธิพลจากน้ำทะเลในรอบช่วงฤดูกาล ซึ่งจะใช้แนวสันทรายบริเวณสันหาด (Beach ridge) แนวสันทรายชายฝั่ง (Berm) และแนวนอกสุดของโครงสร้างชายฝั่งที่ได้รับผลกระทบ โดยทำการวางแผนที่กำหนดตำแหน่งจุดสำรวจเก็บข้อมูลภาคสนาม และทำการสำรวจพื้นที่ชายฝั่งโดยใช้เครื่องมือรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์ (RTK) ที่ใช้ระบบเครือข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมถาวร (CORS) จากกรมที่ดิน รับสัญญาณดาวเทียมสถานีเคลื่อนที่ เก็บข้อมูลค่าพิกัด x และ y ในแต่ละจุดสำรวจประมาณ 3 – 5 วินาที ทุกระยะ 5 เมตร หรือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งที่เห็นได้อย่างชัดเจน จากนั้นข้อมูลค่าพิกัดตำแหน่งในแต่ละจุดจะถูกนำมาวิเคราะห์และจัดทำเป็นเส้นแนวชายฝั่ง และวิเคราะห์เปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงระหว่าง 2 ช่วงเวลาในการสำรวจ



รูปที่ 10 การสำรวจแนวชายฝั่งทะเลโดยการรังวัดด้วยดาวเทียมแบบจลน์

การศึกษาธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเล (Beach Cross Section)

ทำการสำรวจในแนวตั้งฉากกับแนวชายฝั่งทะเล เพื่อหาภาพตัดขวางชายหาด ซึ่งต้องการค่าพิกัดทั้งในแนวราบและค่าระดับความสูง (ค่า x, y และ z) กำหนดให้แนวสำรวจตั้งฉากกับแนวชายฝั่ง ทำการกำหนดจุดสำรวจทุก 3 เมตร หรือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงของธรณีสัณฐานชายฝั่งอย่างชัดเจน เช่น แนวสันทรายใต้น้ำ ระดับพื้นท้องน้ำที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างชัดเจน เป็นต้น ทำการสำรวจลงไปในทะเลถึงระยะประมาณ 100 เมตร โดยกำหนดจุดเก็บข้อมูลในระบบหาดก้นอ่าว 5 จุดสำรวจ และจุดเก็บข้อมูลในระบบหาดมาบตาพุด – แม่รำพึง 3 จุดสำรวจตามลักษณะพื้นที่ที่มีการเปลี่ยนแปลงธรณีสัณฐานชัดเจน นำข้อมูลพิกัดจากตำแหน่งในแต่ละจุดตามแนวสำรวจแต่ละแนวจัดทำเป็นภาพตัดขวางชายหาด เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเล

รูปที่ 11 การสำรวจภาพตัดขวางของแนวชายหาด

6.3 วิเคราะห์ข้อมูล

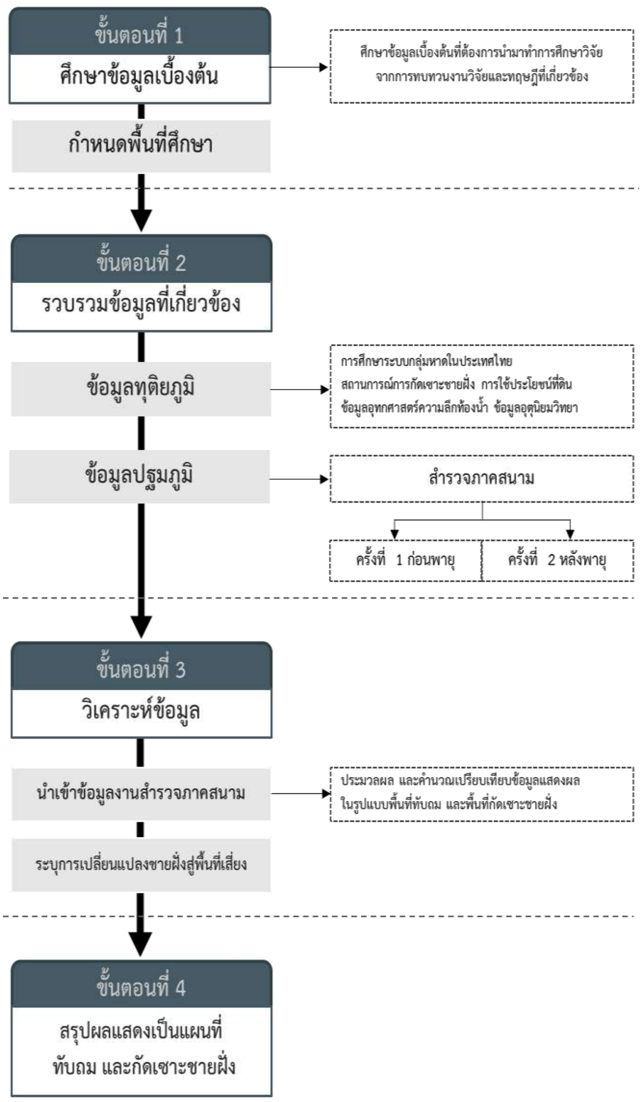
การวิเคราะห์ข้อมูลจากงานสำรวจเริ่มต้นจากการนำเข้าข้อมูลพิกัดผ่านกระบวนการ GIS โดยใช้โปรแกรม Arc Map 10.2 คำนวณการเปลี่ยนแปลงในพื้นที่ชายฝั่งทะเล โดยแบ่งเป็นพื้นที่ย่อยและคำนวณพื้นที่ชายฝั่งที่เปลี่ยนแปลงไปจากผลกระทบคลื่นพายุซัดฝั่ง

- ดาวน์โหลดข้อมูลจากเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมลงคอมพิวเตอร์ในรูปแบบไฟล์ Comma Separated Value หรือ CSV (.csv) ประกอบด้วยข้อมูลวันที่เวลาที่ทำการสำรวจ และค่าพิกัดตำแหน่ง(x , y และ z)
- แปลงข้อมูลพิกัดตำแหน่ง x , y และ z เป็นข้อมูลเส้นแนวชายฝั่งในรูปแบบข้อมูลเชิงเส้น (Polyline) เปรียบเทียบชุดข้อมูลระหว่าง 2 ช่วงเวลาและคำนวณพื้นที่ระหว่างเส้นแนวชายฝั่ง 2 เส้น แสดงเป็นข้อมูลพื้นที่ (Polygon)

6.4 สรุปผลแสดงเป็นแผนที่

สรุปผลข้อมูลแสดงผลในรูปแบบ ข้อมูลพื้นที่ทับถมชายฝั่ง และพื้นที่กัดเซาะชายฝั่งจากผลกระทบจากคลื่นพายุซัดฝั่ง และแสดงเป็นแผนที่เปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงเส้นแนวชายฝั่ง

วิธีดำเนินงานวิจัยประกอบด้วยการดำเนินงาน 4 ขั้นตอน

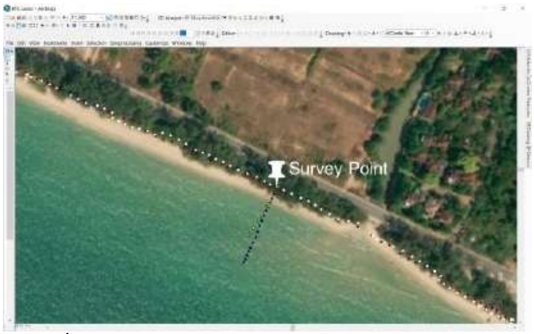


รูปที่ 12 ผังการดำเนินงานวิจัย

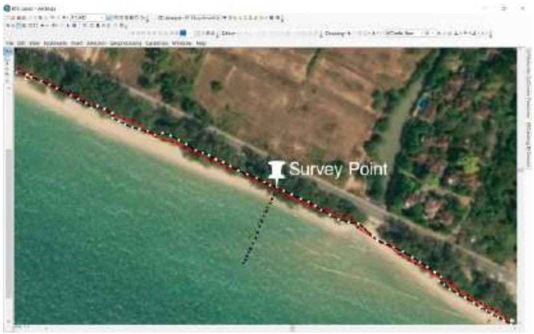
7. ผลการศึกษา

7.1 การสำรวจเส้นแนวชายหาด (Coastline)

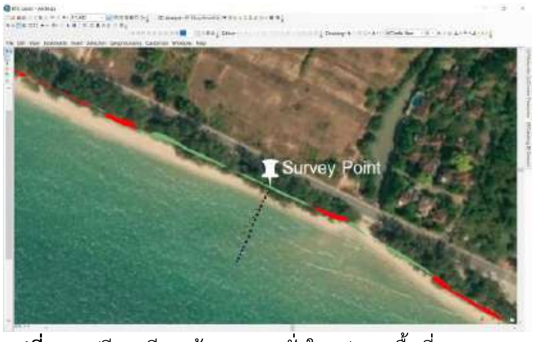
ผลจากการเปรียบเทียบข้อมูลเส้นแนวชายฝั่ง เพื่อวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของธรณีสัณฐานชายฝั่งทะเลใน 2 ช่วงเวลา โดยการนำข้อมูลที่ได้จากการสำรวจ มาวิเคราะห์บนโปรแกรม Arc Map แปลงข้อมูลจากจุดพิกัด (point) จากงานสำรวจภาคสนาม เชื่อมต่อกันเป็นแนวเส้นแนวชายฝั่ง (Coastline) วิเคราะห์เปรียบเทียบเส้นแนวชายฝั่งแสดงข้อมูลในรูปแบบพื้นที่ (Polygon) ได้เป็นข้อมูลการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งแสดงเป็นข้อมูลพื้นที่กัดเซาะและพื้นที่ทับถม



รูปที่ 13 ข้อมูลจุดพิกัด (point) จากการสำรวจภาคสนาม



รูปที่ 14 เส้นแนวชายฝั่ง (Coastline)



รูปที่ 15 เปรียบเทียบเส้นแนวชายฝั่งในรูปแบบพื้นที่ (Polygon)

Table

Erosion Area

FID	Shape	Id	Coastline	area	rai	Co_L_th
0	Polygon	0	CE	129.154	0.081	ชายฝั่งถูกกัดเซาะ
1	Polygon	0	CC	44.801	0.028	ชายฝั่งสะสม
2	Polygon	0	CC	22.59	0.014	ชายฝั่งสะสม
3	Polygon	0	CE	97.046	0.061	ชายฝั่งถูกกัดเซาะ
4	Polygon	0	CC	130.462	0.082	ชายฝั่งสะสม

รูปที่ 16 การวิเคราะห์ข้อมูลพื้นที่กัดเซาะและพื้นที่ทับถม

จากผลการสำรวจพบว่าพื้นที่ชายฝั่งส่วนใหญ่ได้รับผลกระทบจากคลื่นพายุซัดฝั่ง ส่งผลให้ตะกอนทรายชายหาดเคลื่อนตัวออกจากชายฝั่งเกิดเป็นพื้นที่กัดเซาะชายฝั่ง ซึ่งจากผลการสำรวจพบว่าพื้นที่ได้รับผลกระทบรุนแรงจะอยู่ในพื้นที่บริเวณท้องอ่าวที่มีลักษณะโค้งเว้า แต่จะมีการเคลื่อนตัวของตะกอนทรายมาทับถมบริเวณพื้นที่ชายหาดที่มีลักษณะเป็นหัวแหลมขวางทิศทางการเคลื่อนที่ของกระแสน้ำ นอกจากนั้นยังมีการทับถมของตะกอนในบริเวณที่เป็นปากคลอง คู หรือทางน้ำไหล ซึ่งอาจเป็นผลจากตะกอนในพื้นที่ต้นน้ำที่ถูกชะล้างและไหลตามกระแสน้ำออกสู่ทะเล ผลการสำรวจเส้นแนวชายแสดงในรูปที่ 17-19

รูปที่ 17 ผลการสำรวจพื้นที่ชายฝั่ง ระบบหาดก้นอ่าว

รูปที่ 18 ผลการสำรวจพื้นที่ชายฝั่ง ระบบหาดมาบตาพุด – แม่รำพึง

จุดสำรวจที่ 1 พื้นที่สะสมตัว 867.591 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 50.62 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 2 พื้นที่สะสมตัว 0 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 7,033.25 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 3 พื้นที่สะสมตัว 0 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 7,971.245 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 4 พื้นที่สะสมตัว 0 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 7,942.581 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 5 พื้นที่สะสมตัว 198.009 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 7,357.503 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 6 พื้นที่สะสมตัว 1,171.07 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 13,238.718 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 7 พื้นที่สะสมตัว 1,347.431 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 3,623.046 ตร.ม.

จุดสำรวจที่ 8 พื้นที่สะสมตัว 1,310.291 ตร.ม พื้นที่กัดเซาะ 1,584.636 ตร.ม.

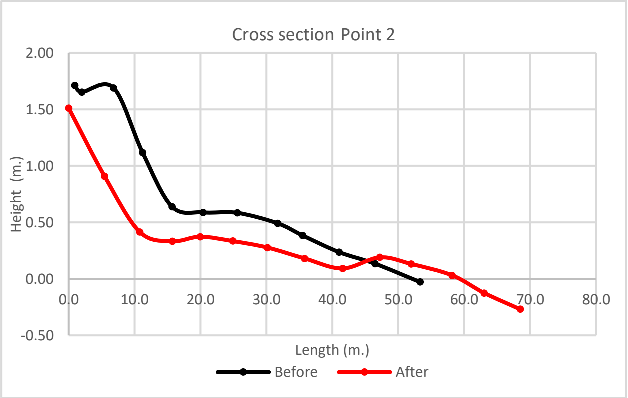
รูปที่ 19 ผลการสำรวการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งในแต่ละจุดสำรวจ

7.2 การสำรวจภาพตัดขวางของแนวชายหาด (Beach profile)

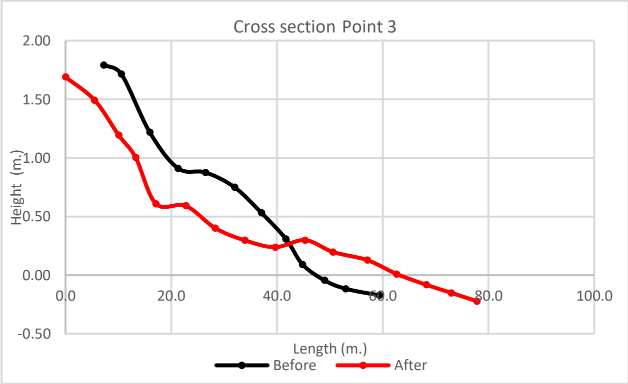
กราฟแสดงผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง

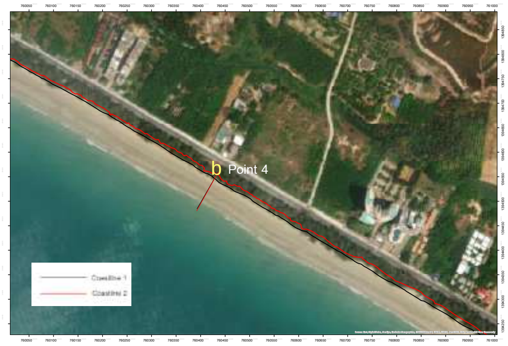
จุดสำรวจที่ 1

จุดสำรวจที่ 2

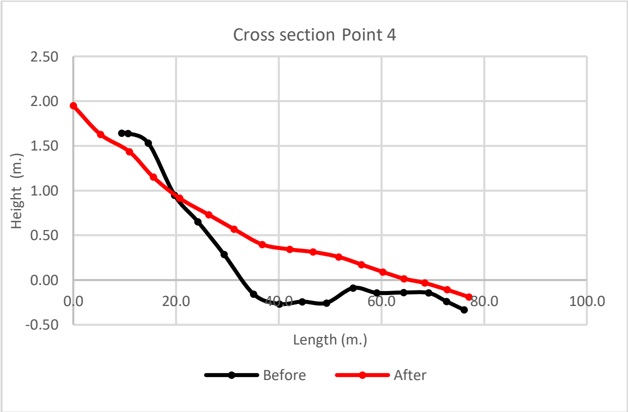


จุดสำรวจที่ 3





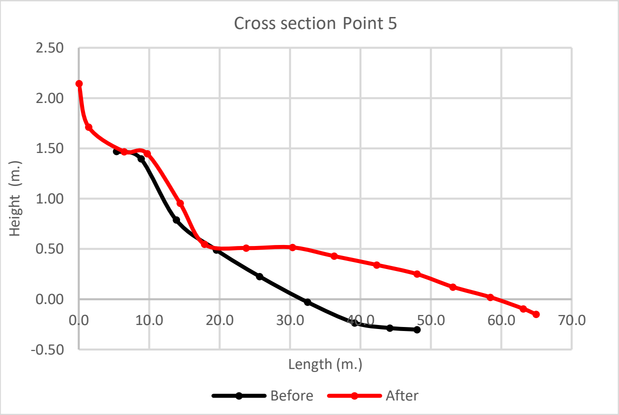
จุดสำรวจที่ 4



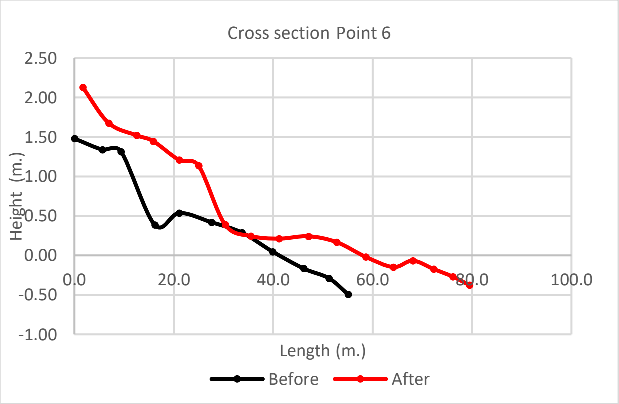
รูปที่ 20 ผลการสำรวจการเปลี่ยนแปลงภาพตัดขวางของแนวชายหาด จุดสำรวจที่ 1 - 4

ภาพแสดงแนวสำรวจ Beach Profile | **กราฟแสดงผลการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง**

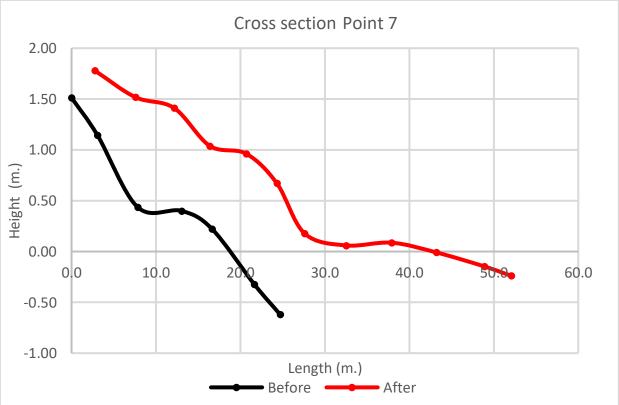
จุดสำรวจที่ 5



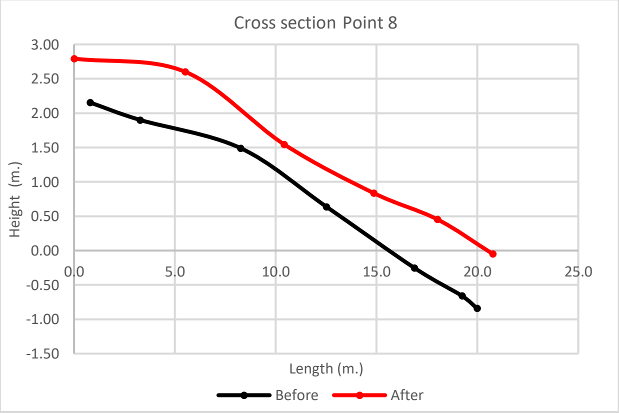
จุดสำรวจที่ 6



จุดสำรวจที่ 7



จุดสำรวจที่ 8

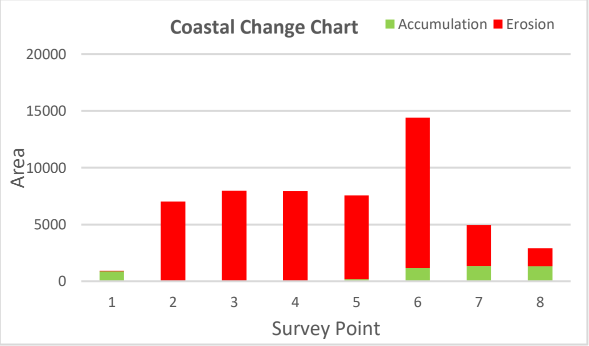


รูปที่ 21 ผลการสำรวจการเปลี่ยนแปลงภาพตัดขวางของแนวชายหาด จุดสำรวจที่ 5 - 8

7. สรุปและวิเคราะห์ผลการศึกษา

ลักษณะธรณีสัณฐานชายฝั่งโดยทั่วไปจะมีการเปลี่ยนแปลงไปตามฤดูกาลของคลื่น และเหตุการณ์เมื่อเกิดพายุ หรือมีคลื่นใหญ่เข้าสู่ชายฝั่ง โดยปกติการเคลื่อนที่ของมวลทรายเข้า-ออกชายฝั่งเป็นขบวนการทางชายฝั่งที่สามารถย้อนกลับได้ คือเมื่อมวลทรายเคลื่อนที่ออกจากชายฝั่งในช่วงฤดูมรสุม (คลื่นมีขนาดใหญ่) ส่งผลให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่งตามฤดูกาล และมวลทรายที่ถูกพัดพาออกไปจะทับถมกันทำให้เกิดสันทรายนอกชายฝั่ง (Sand Bar) ต่อมาเมื่อผ่านพ้นฤดูมรสุมไปเข้าสู่สภาวะคลื่นลมสงบ มวลทรายนอกชายฝั่งจะถูกคลื่นขนาดเล็กพัดพาเข้าสู่ชายฝั่ง สันทรายนอกชายฝั่งก็จะเคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่งมากขึ้น ทำให้เกิดการทับถมของตะกอนทรายชายฝั่ง ทั้งสองขบวนการจะเกิดขึ้นสลับกันไปมาตามฤดูกาล ทำให้เกิดสมดุลของรูปตัดชายฝั่ง (Equilibrium Coastal/Beach Profile) แต่กรณีเหตุการณ์มีพายุขนาดใหญ่เคลื่อนที่เข้าสู่ชายฝั่ง ทำให้เกิดคลื่นขนาดใหญ่ที่มีกำลังแรง ส่งผลให้เกิดคลื่นพายุซัดฝั่งพัดพาเอามวลทรายจากทะเลไปทับถมด้านบนของชายฝั่ง ในขณะเดียวกันก็พัดพาเอามวลทรายบริเวณชายฝั่งกลับออกสู่ท้องทะเลทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่งที่รุนแรง

จากผลการสำรวจการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่ง จากผลกระทบคลื่นพายุปาบึก ในพื้นที่ระบบหาด E5-RYG โดยแบ่งพื้นที่สำรวจเป็น 8 จุดสำรวจย่อยพบว่ามีพื้นที่กัดเซาะชายฝั่ง และพื้นที่ทับถม ในแต่ละจุดสำรวจแสดงเป็นชุดข้อมูลดังต่อไปนี้



รูปที่ 22 สรุปผลการสำรวจพื้นที่ชายฝั่ง

จากผลการสำรวจเส้นแนวชายหาดพบว่าพื้นที่ชายฝั่งส่วนใหญ่ได้รับผลกระทบเกิดเป็นพื้นที่กัดเซาะชายฝั่งในบริเวณท้องอ่าว เป็นพื้นที่ 0.048 ตร.กม. และเกิดตะกอนทับถมบริเวณพื้นที่ชายหาดที่มีลักษณะเป็นหัวแหลมขวางทิศทางการเคลื่อนที่ของกระแสน้ำ รวมไปถึงในบริเวณที่เป็นปากคลอง คู หรือทางน้ำไหล ซึ่งอาจเป็นผลจากตะกอนในพื้นที่ต้นน้ำที่ถูกชะล้างและไหลตามกระแสน้ำออกสู่ทะเล รวมเป็นพื้นที่ 0.005 ตร.กม. และจากการสำรวจภาพตัดขวางชายหาด พบว่ามวลทรายที่ถูกพัดพาออกจากชายฝั่งในพื้นที่กัดเซาะส่วนใหญ่จะมีการเคลื่อนที่มาทับถมกันด้านนอกทำให้เกิดเป็นสันทรายนอกชายฝั่ง (Sand Bar)

จากผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าพื้นที่มีความเสี่ยงที่จะเกิดปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งจากผลกระทบคลื่นพายุซัดฝั่ง ควรมีการเฝ้าระวังและติดตามสถานภาพการเปลี่ยนแปลงพื้นที่ชายฝั่งในระยะยาว เพื่อวางแผน และมาตรการในการรองรับภัยพิบัติในอนาคต

เอกสารอ้างอิง

[1] Muhammad Imzan Hassan, Nurul Hanira Rahmat. (2016). THE EFFECT OF COASTLINE CHANGES TO LOCAL COMMUNITY'S SOCIALECONOMIC. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLII-4/W1, 2016 International Conference on Geomatic and Geospatial Technology (GGT) 2016, 3–5 October 2016, Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 25–36.

[2] Hofmann Wellenhof, Herbert lichtenegger, Elmar Wasle, (2008). GNSS Global Navigation Satellite Systems. Springer Wien New York , pp. 1–303.

[3] Robin Davidson Arnott, (2010). Introduction to Coastal Processes and Geomorphology. Cambridge, pp. 10–13.

[4] Jeffress Williams, S. (2001). Coastal Erosion and Land Loss Around the United States: Strategies to Manage and Protect Coastal Resources- Examples from Louisiana. Coastal Ecosystems and Federal Activities Technical Training Symposium Proceedings, August 20-22, 2001, pp.1-15.

[5] R. S. Kankara, S. Chenthamil Selvan, Vipin J. Markose, B. Rajan, S. Arockiaraj, Estimation of long and short term shoreline changes along Andhra Pradesh coast using Remote Sensing and GIS techniques. Organizing committee of APAC 2015, Department of Ocean Engineering, 116, pp. 855 – 862

[6] Department of Marine and Coastal Resources. (2010). Management strategies to prevent and solve the problems of coastal erosion. Proceedings of International Symposium on Sea Level Rise and Coastal Erosion. Bangkok. Thailand.

[7] รุ่งโรจน์ เจริญยศ, ธีทัต เจรญิกาลญ้ญูตา และ เฉลิมชนม์ สถิระพจน์ (2019). The horizontal positioning accuracy evaluation of RTK GNSS Network using COR station for the Cadastral Survey in Thailand. วารสารสมาคมสำรวจข้อมูลระยะไกลและสารสนเทศภูมิศาสตร์แห่งประเทศไทย, ปีที่ 20, ฉบับพิเศษ, หน้า 89-100.

[8] กรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง. 2560. รายงานสถานการณ์ทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่งและการกัดเซาะชายฝั่งของประเทศ ในปี พ.ศ 2560. กรุงเทพฯ.

[9] Web browser (2563) ,[ระบบออนไลน์], แหล่งที่มา https://palmergeoghist.weebly.com/coastal-erosion.html

แผนที่ 3 มิติ สำหรับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น

3D maps designed for visually impaired students

ภาณุ อุทัยศรี* แววพลอย ศรีมณี ณัฐพล เพชรนาค และ สันติชัย นำพลสัก

สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา จ.เชียงใหม่

**Corresponding author; E-mail address: phanu@rmutl.ac.th*, waewploy.kk@gmail.com, 35oishi@gmail.com, santichai.numpolsak@gmail.com*

บทคัดย่อ

การเดินทางไปยังสถานที่ต่าง ๆ ภายในโรงเรียน นับเป็นปัญหาสำคัญของนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น หากนักเรียนคุ้นเคยกับสภาพแวดล้อมภายในโรงเรียนจะช่วยลดการเกิดอุบัติเหตุต่อนักเรียนในการเดินทางในโรงเรียนได้ ด้วยเหตุนี้นักเรียนจำเป็นต้องได้รับการฝึกฝนให้คุ้นเคยกับเข้าใจในตำแหน่งและทิศทางของอาคารและสิ่งสำคัญต่าง ๆ ภายในโรงเรียนจะช่วยให้นักเรียนสามารถเดินทางไปในสิ่งแวดล้อมต่าง ๆ ภายในโรงเรียนได้อย่างถูกต้อง

งานวิจัยนี้เป็นการทดสอบตัวแปรการรับรู้เชิงสัมผัส เพื่อสร้างแผนที่ 3 มิติของอาคารภายในโรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือ ในพระบรมราชินูปถัมภ์ จังหวัดเชียงใหม่ จากนั้นฝึกให้นักเรียนเข้าใจถึงสัญลักษณ์ และรายละเอียดในแผนที่ ท้ายสุดได้ทดสอบนักเรียนโดยการเดินตามแผนที่ไปยังสถานที่ที่กำหนด และทำการตอบแบบสอบถามโดยการสัมภาษณ์ตามหัวข้อการศึกษา 7 หัวข้อ

ผลที่ได้แสดงดังนี้

1. ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 86%
2. ความสะดวกในการใช้แผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 84%
3. ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 86%
4. ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 86%
5. ความเหมาะสมของขนาดแผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 76%
6. ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ในแผนที่มีคะแนนเฉลี่ย 76%
7. ประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติมีคะแนนเฉลี่ย 84%

จะเห็นได้ว่าโดยรวมแล้วแผนที่3มิติสามารถใช้งานได้ดี และยังนำไปใช้ในการเรียนการสอนในวิชาการฟื้นฟูสมรรถภาพคนตาบอดด้วยการทำความคุ้นเคยกับสภาพแวดล้อม และการเคลื่อนไหว

คำสำคัญ: นักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น,สภาพแวดล้อมในโรงเรียน, แผนที่ 3 มิติ,

Abstract

Moving from place to place within a school can pose a significant challenge to visually impaired students. If they can familiarize themselves with the physical environment of the school, they would be less likely to suffer accidents in their movement within the school. To this end, they can be trained to grasp the positions and orientation of buildings, structures, and other important elements of the school and to move reliably in the directions that connect them. The research presented here involves a test of sensing variables. It begins by creating a 3D map of the buildings in in the Northern school for the blind under the patronage of the Queen, Chiang Mai Province. Then students are trained to grasp the symbols and details in the map. Finally, the students are tested by moving to targeted place and questionnaires and interviews that are related to seven criteria of learning efficacy.

The results show:

1. Satisfaction of user: 86%

2. Ease of use: 84%

3. Understanding of 3D map details: 86%

4. Suitability of legend: 86%

5. size: 76%

6. materials: 76%

7. Practical utility of the map: 84%

The overall response from interviewees was good. The 3D maps produced are also used to teach students in the Blind Rehabilitation Academy to become familiar with their environment and movements.

Keywords: visually impaired students, school environment, 3D map

1. คำนำ

ผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น ในประเทศไทยมีจำนวน 191,965 คน ในจำนวนผู้พิการที่ได้ลงทะเบียนไว้จำนวน 2,027,500 คน หรืออยู่ในลำดับ 3 ในกลุ่มผู้พิการในประเทศไทย[1] นับเป็นจำนวนไม่น้อยที่ใช้ชีวิตประจำวันกับคนปกติ ซึ่งการเดินทางในชีวิตประจำวันนั้น แตกต่างกันมาก ผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นจำเป็นต้องใช้อุปกรณ์ช่วยในการเดินทาง ส่วนใหญ่แล้วเป็นไม้เท้าช่วยในการสำรวจสิ่งกีดขวาง หรือเคาะเป็นเสียงเพื่อฟังเสียงสะท้อนเพื่อป้องกันการเกิดอุบัติเหตุในการเดินทาง ปัญหาหนึ่งที่ผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นประสบอยู่คือการที่ไม่รู้ว่าตนเองอยู่ที่ใด และปลายทางอยู่ที่ใดในสภาพแวดล้อมที่ไม่คุ้นเคย หากผู้มีความบกพร่องทางสายตาสามารถทราบถึงตำแหน่งของสิ่งต่าง ๆ อาคารต่าง ๆ ถนน ทางเดิน ของพื้นที่ที่ต้องการเดินทางไปนับว่าจะสามารถช่วยให้การเดินทางนั้นมีความปลอดภัยแก่ผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นมากขึ้น

ตำแหน่งของสิ่งต่าง ๆ ในพื้นที่ถูกนำเสนอในรูปของ แผนที่ ซึ่งเป็นที่น่าเสียดายที่ผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นไม่สามารถใช้แผนที่แบบเดียวกับคนปกติได้เนื่องจากคนปกติใช้แผนที่โดยการรับรู้ทางจักษุสัมผัส ส่วนผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นใช้การรับรู้แบบการสัมผัส แผนที่ที่ถูกออกแบบมาสำหรับผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นจึงต้องออกแบบให้สอดคล้องกับการรับรู้ของผู้ใช้งานด้วย

1.1 วัตถุประสงค์งานวิจัย

สำหรับการศึกษาวิจัยครั้งนี้ มีวัตถุประสงค์ในการดำเนินงานคือ

1.1.1 เพื่อทดสอบตัวแปรการรับรู้เชิงสัมผัสเพื่อสร้างแผนที่ 3 มิติสำหรับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น

1.1.2 เพื่อให้นักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นสามารถนำแผนที่ 3 มิติ ไปใช้ในการประกอบการเรียนรู้ในการสร้างความคุ้นเคยกับสภาพแวดล้อมและการเคลื่อนไหว

1.2 คำจำกัดความที่ใช้ในการวิจัย

ผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็น หมายถึง ผู้ที่มองไม่เห็นหรือพอเห็นแสงเห็นเลือนลาง และมีความบกพร่องทางสายตาทั้งสองข้าง โดยมีความสามารถในการมองเห็นได้ไม่ถึง 1/10 ของคนปกติ (10% ในการมองเห็นเมื่อเทียบกับคนสายตาปกติ) หลังจากที่ได้รับการรักษาและแก้ไขทางการแพทย์ หรือมีลานสายตา (ระยะกว้างของการมองเห็น) กว้างไม่เกิน 30 องศา[2]

แผนที่ 3 มิติ สำหรับเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น หมายถึง "แผนที่ที่ออกแบบมาให้ใช้งานสำหรับบุคคลผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็นหรือคนตาบอด โดยการรับรู้ได้จากประสาทสัมผัสโดยใช้มือ ซึ่งใช้เป็นสื่อกลางในการบันทึก และนำเสนอข้อมูลตำแหน่ง รูปร่าง และความสัมพันธ์ด้านตำแหน่งของสิ่งต่าง ๆ ด้วยรูป" [3]

1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ผู้วิจัยคาดว่างานวิจัยนี้จะเป็นส่วนหนึ่งในการพัฒนาคุณภาพสังคมในทางที่ดีขึ้น โดยการช่วยเสริมศักยภาพในการเดินทางของผู้พิการทางสายตา และคาดว่าจะได้ประโยชน์ดังนี้

1.3.1 แผนที่ 3 มิติ สามารถอำนวยความสะดวกให้กับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น

1.3.2 แผนที่ 3 มิติ เป็นสื่อที่ช่วยในการเรียนรู้สำหรับเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น เพื่อพัฒนาการเคลื่อนไหว และสร้างความคุ้นเคยกับสภาพแวดล้อม

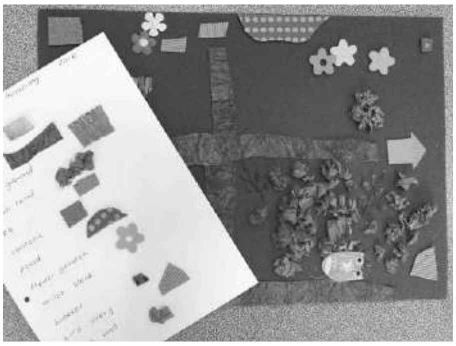
2. งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 แผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น

แผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น (tactile maps) ไม่ได้ถูกละเลยไปเสียทีเดียวที่ผ่านมามีการใช้วัสดุ และเทคนิคในการทำแผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นในหลายรูปแบบ อาทิเช่น

2.1.1 แผนที่สื่อผสม (mix-media map)

เป็นแผนที่ใช้วัสดุต่างๆ ที่หาได้มาสร้างให้เกิดรูปทรง ลวดลายให้เกิดความแตกต่างในการสัมผัสข้อดีคือหาวัสดุรอบตัวมาสร้างได้ ข้อด้อยคือยากแก่การทำสำเนาให้เหมือนกัน และวัสดุอาจมีการหลุดร่อนได้ดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 แผนที่สื่อผสม

ที่มา https://www.pathstoliteracy.org/strategies/using-tactile-graphics-create-design-park

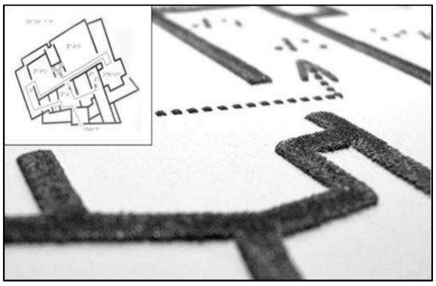
2.1.2 แผนที่เทอร์โมฟอร์ม (thermoform map)

เป็นแผนที่ใช้พลาสติกฉีดอัดด้วยสุญญากาศและความร้อนลงบนแม่พิมพ์ทรงนูน 3 มิติต้นฉบับ นิยมใช้ในการผลิตแผนที่ปริมาณมาก ได้แผนที่พลาสติกทรงนูนดังตัวอย่างในรูปที่ 2 แผนที่นี้ทำความสะอาดง่าย ราคาฉบับสำเนาไม่แพง [4] มีข้อด้อยคือเปราะ แตกหักเสียหายได้ง่าย การผลิตใหม่ใช้เวลาสั่งจากโรงงาน

รูปที่ 2 แผนที่เทอร์โมฟอร์ม (thermoform map)
ที่มา https://www.pinterest.com/pin/28837 1182382906587/

2.1.3 สเวลเปเปอร์ (swell paper)

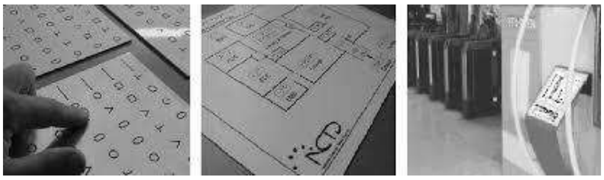
เป็นแผนที่ที่เป็นกระดาษที่มีฟการผสมไมโครแคปซูลของแอลกอฮอล์ฝังอยู่ในผิวกระดาษ เมื่อกระดาษถูกเขียนโดยดินสอหรือพิมพ์โดยหมึก เมื่อนำไปถูกความร้อนแคปซูลจะระเบิด ซึ่งจะทำให้ผิวกระดาษนูนขึ้นมาเป็นแผนที่ภาพนูนสำหรับใช้งาน[5] ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 3 ข้อดีคือสามารถผลิตได้เอง ข้อด้อยคือกระดาษมีความคงทนต่อความชื้น และการสัมผัสต่ำ



รูปที่ 3 แผนที่สเวลเปเปอร์ (swell paper)
ที่มา https://goo.gl/8Np45F

2.1.4 แผนที่นูนอิงค์เจ็ต (Ink-jet tactile map)

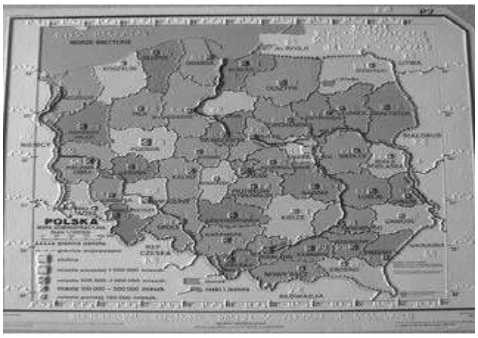
เป็นแผนที่ที่ใช้เทคโนโลยีเพียโซอิเลคทริคอิงค์เจ็ต โดยการพิมพ์โดยใช้หมึกโพลิเมอร์อะคริลิคลงบนวัสดุที่เคลือบด้วยเทอร์โมพลาสติกเมื่อถูกแสงอัลตราไวโอเลตจะทำให้หมึกแข็งตัวซึ่งสามารถพิมพ์ซ้ำกันได้หลายชั้นเพื่อเพิ่มความสูง[6] ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 4 มีชื่อเรียกอื่นคือ poly jet มีความแม่นยำสูงคงทนต่อการสัมผัสแต่เครื่องพิมพ์มีราคาสูง



รูปที่ 4 แผนที่นูนอิงค์เจ็ต
ที่มา https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn%3AANd9GcShHJ6wWNCZglpzHZDsPBaHVJogi--0A-0aK_1MnZk4wrjQeqlV&usqp=CAU

2.2 แผนที่ 3 มิติ

แผนที่สามมิติคือแผนที่มีความสูงเพิ่มเข้ามาเป็นมิติที่ 3 เพื่อช่วยให้เข้าใจถึงสภาพความเป็นจริงของพื้นที่ที่นำมาสร้างเป็นแผนที่ในมุมมองของคนทั่วไปแผนที่คือเครื่องมือที่แสดงขนาด ตำแหน่ง ทิศทาง และรายละเอียดของสิ่งที่อยู่ในภูมิประเทศจริงสำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางสายตา แผนที่ 3 มิติ หมายถึงแผนที่ที่ไม่เป็นกระดาษแผ่นเรียบมีการทำให้นูนขึ้นหรือสูงขึ้นเพื่อให้ผู้พิการทางสายตาสามารถสัมผัสเพื่อแยกแยะความแตกต่างได้ อาจมีอักษรเบลล์กำกับเพื่ออธิบายสัญลักษณ์ในแผนที่ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 5



รูปที่ 5 แผนที่เมืองในประเทศโปแลนด์สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางสายตา
ที่มา https://www.researchgate.net/publication/309726791_The_rules_of_developing_tactile_maps_for_blind_and_visually_impaired

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การสอนให้เด็กเรียนรู้ในการใช้แผนที่มีความสำคัญต่อการดำรงชีวิตในภูมิประเทศและสังคมมีการสอนเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นให้เข้าใจถึงการใช้แผนที่ ตั้งแต่แบบภาพนูนง่าย ๆ จนถึงหนังสือที่มีความซับซ้อน[7] ตัวอย่างในปี 2002 Jim Durkel ได้ใช้แผนที่ 3 มิติเล่นเป็นเกมส์ค้นหาสมบัติที่เป็นของที่ระลึกโดยให้นักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นใช้สมุดแผนที่ภาพนูนค้นหาร่วมกับผู้ปกครอง[8] Florian Feucht และ Chelsea Holmgren ได้ทำการพัฒนาแผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นในกรณีศึกษาการเดินทางจากที่หอพักไปยังสถานที่สถานที่ต่าง ๆ ภายในมหาวิทยาลัยได้[9] ในด้านเทคนิคในการสร้างแผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางสายตา ในช่วงสิบปีที่ผ่านมามีการใช้คอมพิวเตอร์และซอฟต์แวร์เข้ามาช่วยเช่น Daniel H. [10] ได้ใช้เครื่อง CNC มาดัดแปลงติดตั้งปากกาชนิดพิเศษเข้าไปที่เครื่องเพื่อใช้ในการเขียนแผนที่ให้นูนขึ้นตามข้อมูลแผนที่ที่ต้องการแสดงเป็น 3 มิติโดยใช้ข้อมูลแผนที่จาก OpenStreetMap(https://wiki.openstreetmap.org/wiki/OSM_for_the_blind) Radim Štampach และ Eva Mulíčková [11] อาศัยข้อมูลจาก

OpenStreetMap เพื่อสร้างแผนที่สำหรับผู้ที่มีความบกพร่องทางสายตาแบบอัตโนมัติโดยใช้ซอฟต์แวร์ทาง GIS ในการสร้างแผนที่ที่เหมาะสมกับผู้ที่มีความบกพร่องทางสายตาแล้วพิมพ์ลงบนกระดาษไมโครแคปซูล(ชนิดเดียวกับ swell paper) แม้ว่าจะมีหลายเทคนิคในการสร้างแผนที่ แต่กระดาษแบบเดียวกับ swell paper มีการใช้งานกับสถานศึกษามากกว่าด้วยเหตุที่สามารถใช้งานได้สะดวกเครื่องมือไม่ยุ่งยากซับซ้อน

ในประเทศไทยเริ่มมีการศึกษาในเรื่องของคุณสมบัติการรับรู้ของตัวแปรเชิงสัมผัส และการออกแบบสัญลักษณ์ที่เหมาะสมสำหรับแผนที่ภาพนูนของคนตาบอด โดยวรชาติ สุวรรณวงศ์ [12] ได้ทำการทดสอบในปี พ.ศ. 2546 โดยให้ผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็นใช้มือสัมผัสสัญลักษณ์แผนที่ภาพนูนที่ทำขึ้นจากกระดาษ swell paper ด้วยกระบวนการผลิตแบบได้มาตราส่วน ผลจากการวิจัยพบว่ากลุ่มตัวอย่างในการศึกษาที่เป็นผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็นทุกตัวอย่างมีความคิดเห็นตรงกันว่าแผนที่ภาพนูนมีความจำเป็นในชีวิตประจำวัน นับได้ว่างานวิจัยชิ้นนี้เป็นจุดเริ่มต้นการพัฒนาแผนที่สำหรับผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นในประเทศไทย ซึ่งผลการศึกษาได้แสดงสัญลักษณ์ที่มีขนาดเล็กที่สุดของสัญลักษณ์ที่สามารถสัมผัสได้แสดงในตารางที่ 1 และขนาดที่เหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่แสดงในตารางที่ 2 สำหรับสัญลักษณ์ที่แสดงเป็นแผนที่บนกระดาษ swell paper

จากนั้นมีการทดลองในลักษณะคล้ายกันในปี พ.ศ. 2548 โดยวีรวรรณ กันทะมา และคณะ[13] ได้ทดสอบตัวแปรการรับรู้เชิงสัมผัสจากงานวิจัยของวรชาติ สุวรรณวงศ์ และสร้างแผนที่ภาพนูนสำหรับคนตาบอดที่ทำจากกระดาษ swell paper การทดสอบนี้ทำขึ้นโดยมีกลุ่มตัวอย่างเป็นนักเรียน

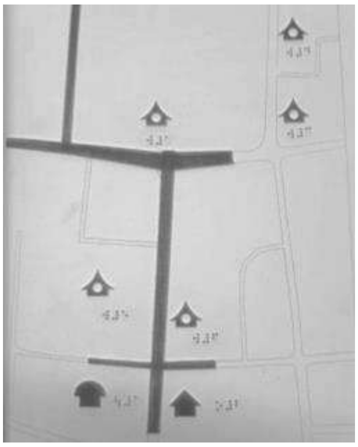
ตารางที่ 1 ขนาดเล็กที่สุดของตัวแปรเชิงสัมผัส

สัญลักษณ์	ขนาดเล็กที่สุด	ตัวอย่าง
จุดสี่เหลี่ยมจตุรัส	ด้านกว้าง = 3.0 ม.ม.	■
จุดสามเหลี่ยมด้านเท่า	ความสูง = 3.0 ม.ม.	▲
จุดวงกลม	เส้นผ่านศูนย์กลาง = 2.5 ม.ม.	●
เส้นตรง	กว้าง = 0.2 ม.ม.	______
ระยะห่างระหว่างสัญลักษณ์	ห่าง = 1.2 ม.ม.	▬ ▬
ที่มา วรชาติ สุวรรณวงศ์ [12]		

ตารางที่ 2 ขนาดที่เหมาะสมของตัวแปรเชิงสัมผัสในการทำแผนที่

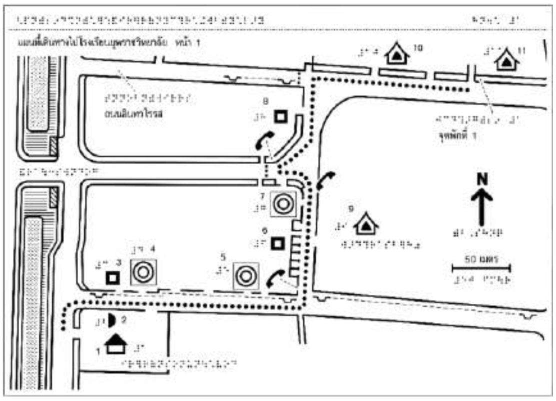
สัญลักษณ์	ขนาดที่เหมาะสม	ตัวอย่าง
จุดสี่เหลี่ยมจตุรัส	ด้านกว้าง = 4.0 ม.ม.	■
จุดสามเหลี่ยมด้านเท่า	ความสูง = 4.5 ม.ม.	▲
จุดวงกลม	เส้นผ่านศูนย์กลาง = 3.0 ม.ม.	●
เส้นตรง	กว้าง = 0.4 ม.ม.	______
ระยะห่างระหว่างสัญลักษณ์	ห่าง = 2.0 ม.ม.	▬ ▬
ที่มา วรชาติ สุวรรณวงศ์ [12]		

ของโรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือ ในพระบรมราชินูปถัมภ์ จังหวัดเชียงใหม่ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อให้นักเรียนจากโรงเรียนสอนคนตาบอด ฯ ในระดับ ป.6 สามารถใช้แผนที่เดินทางไปยังสถานที่ต่างๆ จำนวน 4 แห่งในรัศมีไม่เกิน 2 กิโลเมตรจากโรงเรียนสอนคนตาบอด ฯ ได้แก่ 1) วัดพระสิงห์ 2) สวนสาธารณะหนองบวกหาด 3) หอจดหมายเหตุแห่งชาติ จังหวัดเชียงใหม่ และ 4) สถานีตำรวจภูธรอำเภอเมืองเชียงใหม่ โดยคัดเลือกจากสถานที่ที่มีความสำคัญต่อการดำเนินชีวิตในสังคมเส้นทางมีความปลอดภัย มีทางเท้า ทางม้าลาย และใช้เวลาไปกลับรวมไม่เกิน 1 ชั่วโมง 30 นาที ซึ่งผลการประเมินโดยรวมอยู่ในเกณฑ์มากถึง 91% และอีก 9% อยู่ในเกณฑ์ปานกลาง ตัวอย่างของแผนที่ภาพนูนสำหรับคนตาบอดที่ใช้แสดงในรูปที่ 6

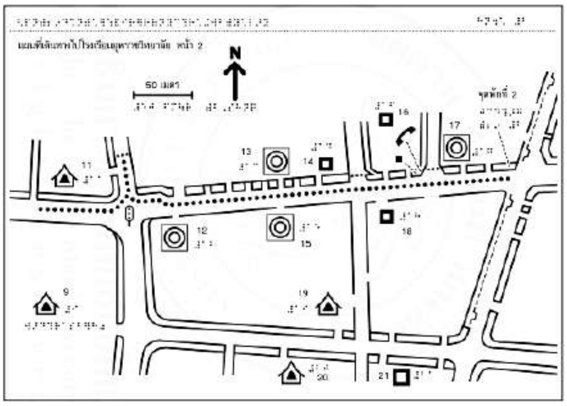


รูปที่ 6 แผนที่ภาพนูนสำหรับคนตาบอด
ที่มา วีรวรรณ กันทะมา และคณะ [13]

จากนั้นในปี พ.ศ. 2551 มานิต เปนะนาม [14] ได้ทำการทดสอบในหัวข้อ การออกแบบสารสนเทศบนแผนที่สัมผัสสำหรับเด็กบกพร่องทางสายตา โรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือโดยออกแบบแผนที่โดยใช้กระดาษ swell paper กำหนดเส้นทางเดินจากโรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือไปยังโรงเรียนยุพราชวิทยาลัยในอำเภอเมืองเชียงใหม่ จากการวิจัยได้ออกแบบแผนที่เดินทางเป็นเล่มแผนที่ และในการใช้งานพบว่าแผนที่ที่ออกแบบมีรายละเอียด และจำนวนหน้ามากเกินไปทำให้เด็กที่มความบกพร่องทางสายตาไม่สามารถเดินทางจากจุดเริ่มต้นไปยังจุดสิ้นสุดด้วยตัวเองได้ ผู้วิจัยต้องบรรยายรายละเอียดแวดล้อมเพิ่มเติม ตัวอย่างแผนที่สัมผัสชุด B หน้า 1 แสดงในรูปที่ 7 และหน้า 2 แสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 7 แผนที่สัมผัสชุด B หน้า 1
ที่มา มานิต เปนะนาม [14]



รูปที่ 8 แผนที่สัมผัสชุด B หน้า 2
ที่มา มานิต เปนะนาม [14]

จะเห็นได้ว่างานวิจัยในประเทศไทยที่ผ่านมาใช้กระดาษ swell paper เป็นหลักในการวิจัยด้วยเหตุผลหลักที่ว่าใช้เครื่องมือสมัยปัจจุบัน คือ คอมพิวเตอร์ และเครื่องพิมพ์ได้หลายแบบเป็นเครื่องมือในการสร้างแผนที่ทำซ้ำหรือปรับปรุงได้สะดวกส่วนการทำให้กระดาษ swell paper นูนขึ้นตามแผนที่ที่ต้องการใช้เครื่องรีดร้อนพิเศษสำหรับกระดาษ swell paper โดยเฉพาะ หรือหากจำเป็นสามารถใช้เตารีดรีดลงบนกระดาษ swell paper เพื่อให้ไมโครแคปซูลแตกตัวนูนขึ้นมาได้แม้จะไม่ดีเท่าใช้เครื่องรีดร้อนก็ตาม

เนื่องด้วยแผนที่ผลิตด้วยกระดาษ swell paper เมื่อใช้งานด้วยการสัมผัสความชื้น และเหงื่อจะซึมเข้าสู่เนื้อกระดาษประกอบกับมีการสัมผัสไปมาทำให้กระดาษมีการสึกหรอ และเพิ่มมากขึ้นเรื่อย ๆ จนไม่สามารถใช้งานต่อไปได้ หากมีแผนที่มีนูนขึ้นเป็น 3 มิติให้สัมผัสได้มีความคงทนต่อการสัมผัส และความชื้นจะช่วยให้สามารถแก้ปัญหาดังกล่าวได้

3. วิธีการ

งานวิจัยนี้เป็นการศึกษาเชิงสำรวจ (survey research) โดยวิธีการทดลอง (experimental method) และวิธีสัมภาษณ์ (interview method) เพื่อทดสอบตัวแปรการรับรู้เชิงสัมผัสเพื่อสร้างแผนที่ที่เหมาะสมสำหรับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น และความพึงพอใจในการใช้แผนที่ที่ผลิตขึ้นมา ผู้วิจัยได้กำหนดวิธีการดำเนินงานไว้ดังนี้

3.1 เก็บข้อมูลทางกายภาพ

ขั้นตอนนี้ได้ลงพื้นที่ศึกษาจากแผนผังของอาคารในโรงเรียนสอนคนตาบอดในพระบรมราชินูปถัมภ์ จังหวัดเชียงใหม่ วัดทวนสอบขนาด และตำแหน่งอาคารสำหรับนำมาขึ้นเป็นภาพแผนที่ลายเส้น

3.2 สร้างแผนที่ 3 มิติ

ออกแบบแผนที่ 3 มิติ โดยทำการทดสอบตัวแปรรับรู้เชิงสัมผัส โดยใช้ตัวอย่างทดสอบเพื่อนำผลที่ได้เป็นตัวกำหนดขนาดเล็กสุดขอบสัญลักษณ์ที่ผู้มีความบกพร่องทางการมองเห็นสามารถแยกแยะ และทำความเข้าใจได้มาใช้เป็นขนาดของสัญลักษณ์ในแผนที่ ทำการสร้างจากแบบจำลอง 3 มิติโดยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อให้ทราบขนาดของแผนที่ที่จะจัดทำ และมีการกำกับสัญลักษณ์สำคัญในแผนที่ด้วยอักษรเบลล์

3.3 ทดสอบการใช้แผนที่

ทำการสอนนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นให้ได้สัมผัสแผนที่และอธิบายรายละเอียดต่าง ๆ ในแผนที่จากนั้นทดสอบโดยให้กลุ่มตัวอย่างเดินทางไปยังอาคารที่กำหนดพร้อมจับเวลา กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการวิจัยนี้ใช้วิธีสุ่มแบบเจาะจง โดยเลือกจากนักเรียนชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 1-6 จำนวน 10 คน แบ่งเป็นเพศชาย 5 คน และเพศหญิง 5 คน มีคุณสมบัติคือเป็นผู้ที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น มีสติสัมปชัญญะ ไม่วิกลจริต ไม่พิการซ้ำซ้อน เต็มใจที่จะให้ความร่วมมือในการทดสอบ และตอบแบบสอบถาม

3.4 สรุปผลการใช้แผนที่

ทำการสัมภาษณ์กลุ่มตัวอย่างที่ได้ใช้แผนที่ในการเดินทางโดยมีหัวข้อหลักคือ ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติ ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ ความเหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติ ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่ ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ทำแผนที่ 3 มิติ และประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติ จากนั้นทำการสรุปผลการทดลอง

3.5 การวิเคราะห์ข้อมูล

การวิเคราะห์ข้อมูลจะวิเคราะห์จากการนำผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็นที่เข้าร่วมทำการทดสอบไปทำการทดลองเดินตามแผนที่จากนั้นทำการสัมภาษณ์ภายหลังจากการทดสอบแล้ว โดยกำหนดคำถามไว้ดังนี้

3.5.1 ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ

3.5.2 ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติ

3.5.3 ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ

3.5.4 ขนาดที่เหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติ

3.5.5 ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่ 3 มิติ

3.5.6 ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ

3.5.7 ประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติ

ในการวิจัยนี้มีสถิติที่ใช้ในการวิจัยคือ ค่าร้อยละจากสมการที่ (1) และค่าเฉลี่ยเลขคณิต จากสมการที่ (2)

ร้อยละ

$$(\%) = \frac{x_i}{\sum x_i} \times 100 \tag{1}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i w_i}{n w_{\max}} \tag{2}$$

โดยที่ x_i คือ ค่าสังเกต

$\sum x_i$ คือ ผลรวมของค่าสังเกต

$\bar{x}$ คือ ค่าเฉลี่ยเลขคณิต

w_i คือ ค่าน้ำหนักคะแนน

$w_{\max}$ คือ ค่าน้ำหนักคะแนนสูงสุด

n คือ จำนวนของค่าสังเกต

เกณฑ์ให้คะแนนแบ่งออกเป็น 5 ลำดับ โดยแบ่งตามคะแนนน้ำหนักดังนี้ ดีมาก 5 คะแนน ดี 4 คะแนน พอใช้ 3 คะแนน ปรับปรุง 2 คะแนน และแย่ 1 คะแนน เมื่อสัมภาษณ์แล้วจะทำการสรุปคะแนนออกมาในรูปร้อยละ และคิดค่าเฉลี่ยโดยถ่วงน้ำหนักตามคะแนน ตัวอย่างการคำนวณจากตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ตัวอย่างการสำหรับการคำนวณ

ที่	เรื่อง	เกณฑ์ให้คะแนน				
		ดีมาก	ดี	พอใช้	ปรับปรุง	แย่
		(5)	(4)	(3)	(2)	(1)
1	ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ	4	4	2	0	0

จากการประเมินในเรื่องความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติผลที่ได้พบว่า มีความพึงพอใจอยู่ในเกณฑ์ดีมาก 4 คนจากทั้งหมด 10 คนคิดเป็นร้อยละได้ดังนี้ $\frac{4}{10}\times 100 = 40\%$

ดังนั้น 40% อยู่ในเกณฑ์ดีและ 20% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ โดยมีค่าระดับความพึงพอใจเฉลี่ยอยู่ที่ 84% หาได้จาก

$$\frac{(4\times 5)+(4\times 4)+(2\times 3)+(0\times 2)+(0\times 1)}{(10\times 5)}\times 100 = 84\%$$

ระดับความพึงพอใจแบ่งตามเกณฑ์การให้คะแนนโดยวัดจากร้อยละความพึงพอใจเฉลี่ยกำหนดดังตารางที่ 4

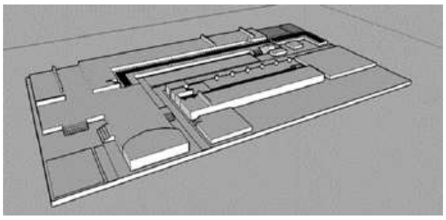
ตารางที่ 4 เกณฑ์คะแนนของระดับความพึงพอใจ

แย่	0.00% – 20.00%
ปรับปรุง	20.01% – 40.00%
พอใช้	40.01% – 60.00%
ดี	60.01% – 80.00%
ดีมาก	80.01% – 100.00%

4. ผลการทดสอบ

4.1 แผนที่ 3 มิติ

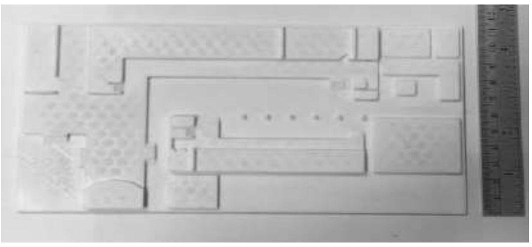
จากข้อมูลทางกายภาพนำมาออกแบบกำหนดรูปแบบสัญลักษณ์ และแผนผังของตัวอาคารด้วยคอมพิวเตอร์ดังแสดงในรูปที่ 9 โดยออกแบบโดยใช้ขนาดตามที่เหมาะสมทางสัญลักษณ์ ได้แผนที่ขนาด 115 x 200 มม. ดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 9 แผนที่อาคารภายในโรงเรียนสอนคนตาบอด

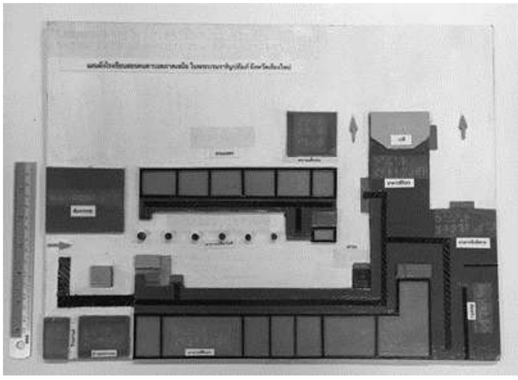
4.2 ผลทดสอบการใช้แผนที่

จากการทดสอบการใช้แผนที่ ขนาด 200 x 115 มม. ตามรูปที่ 10 โดยสร้างจากเครื่องพิมพ์สามมิติ



รูปที่ 10 แผนที่ 3 มิติโรงเรียนสอนคนตาบอด ขนาด 200 x 115 มม.

พบว่านักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นยังมีความสับสนไม่สามารถแยกแยะรายละเอียดของแผนที่ได้มากพออีกทั้งพื้นผิวที่เกิดจากเครื่องพิมพ์ไม่เรียบทำให้นักเรียนมีความสับสนไม่คุ้นเคย จึงปรับเปลี่ยนขนาดของแผนที่ให้ใหญ่ขึ้นเท่ากับขนาดกระดาษ A3 คือขนาด 297 x 420 มม. ดังแสดงในรูปที่ 11 นักเรียนจึงสามารถแยกแยะรายละเอียดของแผนที่ได้ ตัวแผนที่ทำจากไม้อัดเบาทาสีโปสเตอร์และเคลือบผิวด้วยแลคเกอร์ ด้วยเหตุผลที่ว่าพื้นผิวมีความเรียบ และน้ำหนักเบา เมื่อเคลือบด้วยแลคเกอร์แล้วช่วยเพิ่มความคงทนให้กับแผนที่สำหรับความชื้นและการสัมผัส อีกทั้งยังสามารถเพิ่มสีให้กับแผนที่เพื่อให้คนสายตาดีสามารถเข้าใจแผนที่ได้ง่ายขึ้นอีกด้วย นอกจากนั้นยังได้เพิ่มเติมอักษรเบลล์กำกับเพื่อให้สามารถอ่านได้



รูปที่ 11 แผนที่ 3 มิติโรงเรียนสอนคนตาบอด ขนาด 297 x 420 มม.

จากนั้นได้สอนวิธีการใช้แผนที่ให้กับนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น โดยการให้สัมผัสสัญลักษณ์ แล้วอธิบายถึงความหมาย และรายละเอียดในแผนที่ดังแสดงในรูปที่ 12

รูปที่ 12 การสอนการใช้งานแผนที่ 3 มิติ แก่นักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น

ทดสอบโดยการให้นักเรียนเดินทางจากหน้าโรงเรียนไปยังอาคารที่กำหนด นักเรียนสามารถเดินทางไปได้อย่างถูกต้องทุกคน ข้อสรุปของกลุ่มตัวอย่างแสดงในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 สรุปกลุ่มข้อมูลตัวอย่าง

สถานะภาพ	จำนวน (คน)	ร้อยละ
เพศ		
-เพศชาย	5	50
-เพศหญิง	5	50
อายุ		
-15 ถึง 18 ปี	4	40
-19 ถึง 22 ปี	6	60
ระดับการศึกษา		
-มัธยมศึกษาปีที่ 1 ถึง 3	5	50
-มัธยมศึกษาปีที่ 4 ถึง 6	5	50
สภาพการมองเห็น		
-มองเห็นเลือนราง	0	0
-บอดสนิท	10	100
สถานะทางกายภาพของผู้ทดสอบ		
-ปกติ	0	0
-ตาบอด	10	100
ความสามารถในการอ่านและเขียนอักษรเบรลล์		
-อ่านได้เขียนได้	10	100
-อ่านไม่ได้เขียนไม่ได้	0	0

4.3 สรุปผลการใช้แผนที่

ในการทดสอบใช้แผนที่ 3 มิติสำหรับสำหรับเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นของกลุ่มผู้ทำการทดสอบจำนวน 10 คน ซึ่งมีขั้นตอนการทดสอบตามหัวข้อที่ 3 โดยการสัมภาษณ์ และนำมาสรุปคะแนนได้ดังตารางที่ 6

ตารางที่ 6 สรุปคะแนนของการใช้แผนที่

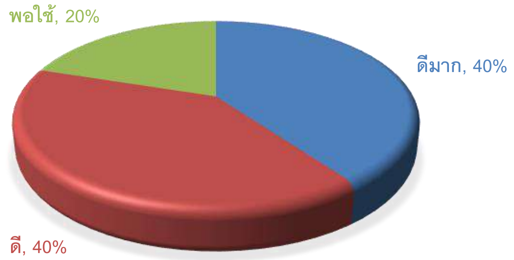
ที่	เรื่อง	เกณฑ์ให้คะแนน				
		ดีมาก	ดี	พอใช้	ปรับปรุง	แย่
		(5)	(4)	(3)	(2)	(1)
1	ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ	4	4	2	0	0
2	ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติ	4	5	1	0	0
3	ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ	5	3	2	0	0
4	ความเหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติ	2	5	2	1	0
5	ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่ 3 มิติ	3	7	0	0	0
6	ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ทำแผนที่ 3 มิติ	2	4	4	0	0
7	ประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติ	3	6	1	0	0

5. สรุปผล

ในการดำเนินการวิจัยนี้ได้รวบรวมข้อมูลกับกลุ่มนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นโดยใช้การทดสอบ และสัมภาษณ์ทั้งหมด 10 คน ทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยใช้ค่าร้อยละ ค่าเฉลี่ยเลขคณิต ในการวิเคราะห์คุณภาพของแผนที่ 3 มิติ ซึ่งผลที่ได้จากการประเมินการใช้งานของนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการเห็น มีดังนี้

5.1 ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ

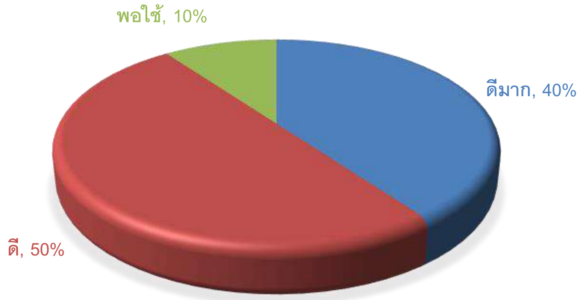
ในการวิจัยได้ทำการทดสอบโดยการเก็บแบบสอบถามเพื่อความพึงพอใจจากการประเมินผลที่ได้พบว่า 40% มีความพึงพอใจอยู่ในเกณฑ์ดีมาก 40% อยู่ในเกณฑ์ดี 20% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 13 โดยมีค่าระดับความพึงพอใจเฉลี่ยอยู่ที่ 84% สรุปได้ว่าความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติอยู่ในระดับดีมาก แสดงให้เห็นว่านักเรียนสามารถใช้แผนที่ 3 มิติได้



รูปที่ 13 ความสะดวกในการใช้แผนที่ 3 มิติ

5.2 ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติ

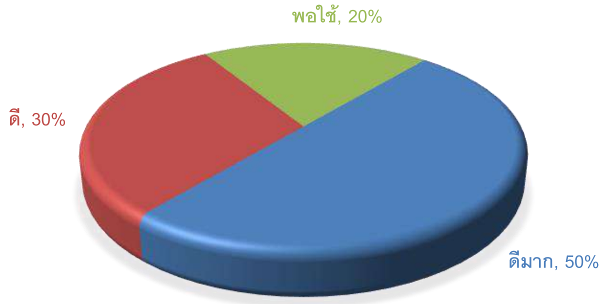
ได้ทำการทดสอบโดยการสอนการใช้แผนที่ 3 มิติ แล้วจึงให้ลองทดสอบใช้งานจริงจากนั้นจึงถามความเข้าใจจากผู้ทดสอบแล้วนำมาประเมินผลได้ว่า 40% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 50% อยู่ในเกณฑ์ดี และ 10% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 14 โดยมีค่าเฉลี่ยความพึงพอใจอยู่ที่ 86% สรุปได้ว่าความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติอยู่ในระดับดีมาก แสดงให้เห็นว่าหลังจากการสอนให้นักเรียนทราบถึงสัญลักษณ์ในแผนที่ว่าคือสถานที่ใด นักเรียนสามารถอ้างอิงกับสิ่งที่คุ้นเคยสามารถบอกได้ว่าอาคารที่อยู่ติดกันคืออาคารอะไร ถัดไปจะเป็นอาคารอะไร



รูปที่ 14 ความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติ

5.3 ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ

จากทดสอบตัวแปรการรับรู้เชิงสัมผัสเพื่อสร้างแผนที่ 3 มิติ โดยใช้รูปทรงเลขาคณิตในขนาดที่ที่ได้จากการทดสอบและปรับปรุง ผู้ทดสอบสัมผัสและสามารถเข้าใจได้ถึงตำแหน่งต่าง ๆ ของสถานที่ที่ปรากฎในแผนที่เปรียบเทียบกับสถานที่จริงที่คุ้นเคย จากการสัมภาษณ์ผู้ทำการทดสอบสามารถประเมินผลความพึงพอใจได้ว่า 50% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 30% อยู่ในเกณฑ์ดีและ 20% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 15 โดยมีค่าเฉลี่ยของระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 86% สรุปได้ว่าความเข้าใจในรายละเอียดของแผนที่ 3 มิติอยู่ในระดับดีมาก ยืนยันได้ว่าหลังจากปรับปรุงขนาด และระยะห่างแล้วนักเรียนสามารถเข้าใจสัญลักษณ์ที่อยู่ในแผนที่

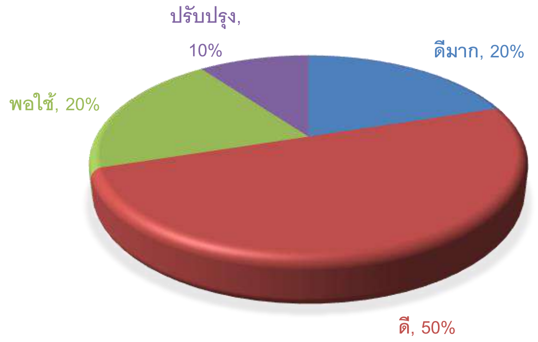


รูปที่ 15 ความเหมาะสมของสัญลักษณ์ที่ใช้ในแผนที่ 3 มิติ

5.4 ความเหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติ

จากการทดสอบการใช้งานของแผนที่ 3 มิติ พบว่าผู้ทดสอบบางส่วนได้แสดงความคิดเห็นว่าขนาดของแผนที่บางจุดเล็กเกินไปทำให้สัมผัสแล้วทำความเข้าใจได้ยาก เช่น ความหนาของส่วนที่เป็นบันไดระยะขั้นที่ทำน้อยเกินไป และระยะห่างระหว่างช่วงตึกน้อยเกินไปทำให้มีปัญหาในการแยกแยะเป็นบางช่วงทำให้เห็นได้ว่าในรายละเอียดที่ซับซ้อนนักเรียนไม่คุ้นเคยกับสัญลักษณ์ทำให้สับสนหรือไม่เข้าใจได้

จากการประเมินผลพบว่า 20% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 50% อยู่ในเกณฑ์ดี 20% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ และ 10% อยู่ในเกณฑ์ปรับปรุงดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 16 โดยมีค่าเฉลี่ยของระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 76% สรุปได้ว่าความเหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติอยู่ในระดับดี



รูปที่ 16 ความเหมาะสมของขนาดแผนที่ 3 มิติ

5.5 ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ทำแผนที่ 3 มิติ

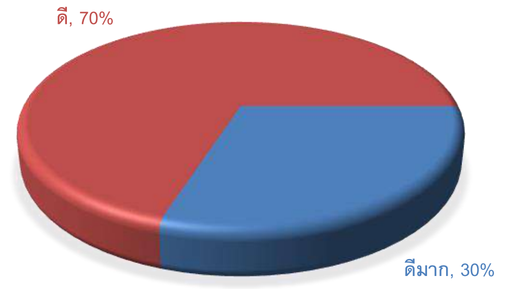
วัสดุที่ใช้ในการทำแผนที่ 3 มิติที่ใช้ในการทดสอบทำจากไม้อัดทาสีโปสเตอร์และเคลือบผิวด้วยแลคเกอร์ทำให้แผนที่ที่ได้มีน้ำหนักเบา และผิวสัมผัสที่ราบเรียบมีอายุการใช้งานที่นานและคงทน จากการสัมภาษณ์กลุ่มผู้ทดสอบถึงความเหมาะสมของวัสดุพบว่ามี 20% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 40% อยู่ในเกณฑ์ดี 40% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 17 โดยมีค่าเฉลี่ยของระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 76% นั่นคือวัสดุที่ใช้ในการทดสอบมีความเหมาะสมที่จะนำมาทำแผนที่ 3 มิติในระดับดี พอสรุปได้ว่าวัสดุที่ใช้ทำ

แผนที่ที่คงทนกว่าแผ่นกระดาษและมีความหนาของสัญลักษณ์ทำให้นักเรียนเข้าใจในสิ่งต่าง ๆ ที่อยู่ในแผนที่ได้

รูปที่ 17 ความเหมาะสมของวัสดุที่ใช้ทำแผนที่ 3 มิติ

5.6 ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่ 3 มิติ

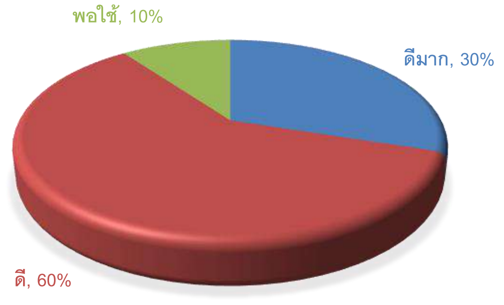
จากการสัมภาษณ์กลุ่มผู้ทดสอบถึงทัศนคติหลังจากการใช้แผนที่ 3 มิติว่ามีความพึงพอใจมากน้อยเพียงใดผลจากการสัมภาษณ์พบว่ามี 30% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 70% อยู่ในเกณฑ์ดีดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 18 โดยมีค่าเฉลี่ยของระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 86% อยู่ในระดับดีมาก แสดงให้เห็นว่านักเรียนมีความพึงพอใจในแผนที่ 3 มิติสามารถช่วยให้เข้าใจในสภาพแวดล้อมได้



รูปที่ 18 ความพึงพอใจในการใช้งานแผนที่ 3 มิติ

5.7 ประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติ

จากการสัมภาษณ์กลุ่มผู้ทดสอบถึงประโยชน์ของแผนที่ 3 มิติถึงประโยชน์ของการใช้แผนที่ในชิวิตประจำวันผลตอบรับที่ได้คือ 30% อยู่ในเกณฑ์ดีมาก 60% อยู่ในเกณฑ์ดี 10% อยู่ในเกณฑ์พอใช้ดังแสดงแผนภูมิในรูปที่ 19 มีค่าเฉลี่ยของระดับความพึงพอใจอยู่ที่ 84% อยู่ในระดับดีมาก ชี้ให้เห็นว่า แผนที่ 3 มิติเป็นสื่อที่ช่วยในการเรียนรู้สำหรับเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น เพื่อพัฒนาการเคลื่อนไหว และสร้างความคุ้นเคยกับสภาพแวดล้อมได้โดยศึกษาจากในแผนที่ได้



รูปที่ 19 ประโยชน์ที่ได้รับในชีวิตประจำวันจากแผนที่ 3 มิติ

5.8 อภิปรายผลการวิจัย

จากผลการทดสอบใช้แผนที่ 3 มิติ แสดงให้เห็นว่านักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นสามารถจินตนาการภาพและรู้ตำแหน่งของแผนที่ 3 มิติซึ่งสามารถเปรียบเทียบกับตำแหน่งของสถานที่จริงได้ถูกต้อง แต่ควรมีการเพิ่มขนาดขนาดของแผนที่ 3 มิติ เพราะสัญลักษณ์หรือระยะห่างในการวางอักษรเบลล์ที่มีขนาดมาตรฐานซึ่งจะทำให้ผู้ที่มีความบกพร่องทางการเห็นโดยทั่วไปสามารถแปลความหมายได้ง่าย ในเรื่องของความทนทานของแผนที่ 3 มิติ ซึ่งทำด้วยวัสดุไม้อัดเคลือบด้วยแลคเกอร์เพื่อรักษาผิวสัมผัสของแผนที่ 3 มิติ ให้คงทนทำให้สามารถใช้งานได้นาน และทนทานต่อการเสียดสีจากการสัมผัส แผนที่ 3 มิติยังเป็นเครื่องมือในการเรียนการสอนการใช้ชีวิตของนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็นได้ดี เพราะสามารถสร้างแผนที่ของบริเวณที่คุ้นเคยเพื่อเป็นการเรียนรู้การใช้แผนที่รองรับ การใช้แผนที่ในพื้นที่ที่ไม่คุ้นเคยต่อไปในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณอาจารย์ศิริพร วงศ์รุจิไพโรจน์ อาจารย์ผู้สอนในโรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือในพระราชินูปถัมภ์ จังหวัดเชียงใหม่ ในการให้คำปรึกษาทั้งในด้านข้อมูลของเด็กนักเรียนที่มีความบกพร่องทางการมองเห็น และด้านแนวทางในการออกแบบแผนที่รวมไปถึงให้ความอนุเคราะห์ในการตรวจทานความถูกต้องของอักษรเบรลล์ในแผนที่

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมส่งเสริมและพัฒนาคุณภาพชีวิตคนพิการ กระทรวงการพัฒนาสังคมและความมั่นคงของมนุษย์ (2563). *รายงานข้อมูลสถานการณ์ด้านคนพิการในประเทศไทย.* เอกสารเผยแพร่ จากกรมส่งเสริมและพัฒนาคุณภาพชีวิตคนพิการ. สืบค้นจาก : http://dep.go.th/Content/View/6113/1. 31 มีนาคม 2563

[2] นุ่นนิจ ถาวรรัตน์. *บทความเรื่องโลกของคนตาบอด*. สืบค้นจาก : https://cfbt.or.th/kr/index.php/article/12-blind-world. 27 มกราคม 2563.

[3] ราชบัณฑิตยสถาน (2549). *พจนานุกรมศัพท์ภูมิศาสตร์ ฉบับราชบัณฑิตยสถาน*. พิมพ์ครั้งที่ 4. สำนักพิมพ์ ราชบัณฑิตยสถาน

[4] Simonetta I. *Thermoformatura.* สืบค้นจาก : https://www.pinterest.com/pin/28837 1182382906587/. 27 มกราคม 2563

[5] Adelaida CN. *Protection of Artwork in the event of accessibility for people with visual impairments*. สืบค้นจาก : https://goo.gl/8Np45F. 31 มกราคม 2563.

[6] Don M. and Simon U. (2003). *An introduction to the use of inkjet for tactile diagram production*. British Journal of Visual Impairment. Volume 21, PP.73-77.

[7] Jennifer A. (2018). *Tactile Maps and Teaching Maps Skills*. School for the blind eLearning. Perkins. สืบค้นจาก: https://www.perkinselearning.org/scout/blog/tactile-maps-and-teaching-maps-skills. 10 มิถุนายน 2563.

[8] Jim D. (2002). *Are We There Yet? or How I Spent My Summer Vacation*. Texas School for the Blind and Visually Impaired. Volume 7, No. 2 สืบค้นจาก: http://www.tsbvi.edu/seehear/spring02/summer.htm. 10 มิถุนายน 2563

[9] Florian F. and Chelsea H. (2018). *Developing Tactile Maps for Students with Visual Impairments: A Case Study for Customizing Accommodations.* Journal of Visual Impairment & Blindness. PP.143-155.

[10] Daniel H. (2015). HaptOSM – Creating tactile maps for the blind and visually impaired. Humans and Computers 2015 – Workshop. Stuttgart Germany. PP.405-410.

[11] Radim Štampach and Eva Mulíčková. (2016). *Automated generation of tactile maps.* Journal of Maps. Vol. 12. PP.532-540

[12] วรชาติ สุวรรณวงศ์ (2546). *การหาคุณสมบัติการรับรู้ของตัวแปรเชิงสัมผัส และการออกแบบสัญลักษณ์ที่เหมาะสมสำหรับแผนที่ภาพนูนของคนตาบอด.* วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมสำรวจ. บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[13] วีรวรรณ กันทะมา, กฤษดา วงค์ดวง, ก้องเกียรติ ปาฝาง และ พูนวิวัฒน์ พรมชาติ (2548). *แผนที่ภาพนูนสำหรับคนตาบอด.* ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต หลักสูตรวิศวกรรมโยธา สาขาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา วิทยาเขตภาคพายัพ จังหวัดเชียงใหม่.

[14] มานิต เปนะนาม (2551). *การออกแบบสารสนเทศบนแผนที่สัมผัสสำหรับเด็กบกพร่องทางสายตา โรงเรียนสอนคนตาบอดภาคเหนือ.* วิทยานิพนธ์ศิลปศาสตรมหาบัณฑิต. สาขาวิชาสื่อศิลปะและการออกแบบสื่อ บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่

การพัฒนาระบบและเทคนิคการสอบเทียบเพื่อจัดทำแผนที่ 3 มิติความถูกต้องสูง ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน)

A development and calibration techniques of high accuracy 3D Mobile Mapping Systems (MMS) of Hydro Informatics Institute (HII).

นายณัฐกิตติ์ เสงี่ยม[1]

[1] งานวิจัยภูมิสารสนเทศ ฝ่ายพัฒนาเทคโนโลยีและดิจิทัล
[3] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) กระทรวงการอุดมศึกษา วิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม
**ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม ; E-mail address: nattakit@hii.or.th*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอนำเสนอการพัฒนาเทคโนโลยีสำรวจจัดทำแผนที่ 3 มิติแบบเคลื่อนที่ และเทคนิคการสอบเทียบระบบ โดยใช้กล้อง Total Station, terrestrial Laser Scanner และ Computer Measuring Machine (CMM) เพื่อให้ได้ค่า Lever Arm และ Bore-Sight ของระบบที่มีความถูกต้องสูงเมื่อเปรียบเทียบกับจุดศูนย์กลางของระบบ จากนั้นจัดทำ Ground Control Point (GCP) บนพื้นที่ทดสอบด้วยกล้อง Total Station จากนั้นวิ่งทดสอบระบบ MMS ในพื้นที่ทดสอบที่เตรียมจุดควบคุมไว้และนำข้อมูลไปประมวลผลโดยโปรแกรม Qinertial โดยใช้ค่า Lever Arm และ Bore-Sight ที่ได้จากการสอบเทียบข้างต้น จะได้ข้อมูล 2 ส่วนคือ ภาพถ่าย 360 องศา และข้อมูล Point Cloud ซึ่งนำมาเปรียบเทียบกับ GCP ที่ทำไว้ ได้ผลการเปรียบเทียบความคลาดเคลื่อนทางราบ ±5 เซนติเมตร และทางดิ่ง ±7 เซนติเมตร ที่ระยะ 15 เมตรจากจุดเปิดถ่าย

คำสำคัญ: Lever Arm, Bore-Sight, ข้อมูล Point Cloud

Abstract

This article presents a development of 3D mapping from surveying technology called “Mobile Mapping System (MMS)” and its calibration. The calibration techniques use total station camera, terrestrial laser scanners and a computer measuring machine (CMM) to get high accuracy of Lever Arm and Bore Sight with comparing to the system center. Then, ground control points (GCPs) on the testing area are created by a total station camera. After testing the MMS, the data will be corrected and processed by using Qinertial program together with the calibrated Lever Arm and Bore Sight data. The processing results can give two type of data which are 360 degree of the surveying object photos, and point cloud data. At 15 meters apart, the MMS surveying technique could give an accuracy results on the horizontal position of +/- 5 cm and on the vertical position of +/- 7 cm by comparing with GCP.

Keywords: Lever Arm, Bore-Sight, Point Cloud data

1. คำนำ

ในปัจจุบันข้อมูลภูมิสารสนเทศถือเป็นข้อมูลที่มีความสำคัญอย่างยิ่งที่จะใช้ในการวางแผนจัดการกับสถานการณ์ในด้านต่างๆ เช่น การก่อสร้าง การจัดการทรัพยากร รวมไปถึงการพัฒนาในด้านต่างๆ ด้วยภารกิจหลักของสถานบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) หรือ สสน. ในด้านการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำ และเป็นหน่วยงานสนับสนุนข้อมูลให้กับสำนักงานทรัพยากรน้ำแห่งชาติ(สทนช.) จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องพัฒนาระบบ MMS เพื่อให้ได้ข้อมูลภูมิประเทศและแผนที่ 3 มิติที่มีความถูกต้องสูง ในเวลาอันรวดเร็ว เพื่อผลิตข้อมูลใช้สำหรับวิเคราะห์และวางแผนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำและบริหารจัดการกับภัยพิบัติที่อาจเกิดขึ้นได้อย่างถูกต้องเหมาะสม

สสน. เริ่มพัฒนาระบบ MMS ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2551 เริ่มจากระบบสำรวจทางบก และได้พัฒนาต่อเนื่องมาตลอด โดยในปัจจุบันเป็นเวอร์ชั่นที่ 3 โดยการประกอบอุปกรณ์ตรวจวัดแต่ละชนิดด้วยตัวเอง และสืบค้นจนได้วิธีการสอบเทียบอุปกรณ์ที่มีความแม่นยำสูงเพื่อเพิ่มความถูกต้องของข้อมูลแผนที่ 3 มิติ โดยการพัฒนาร่วมกับสถาบันการศึกษา ระบบ MMS สามารถสำรวจสามารถเก็ข้อมูลในระยะรัศมี 100 เมตรจากรถสำรวจ โดยสามารถเก็บข้อมูลระยะทาง 100 กิโลเมตร ได้ในเวลาเพียง 6 ชั่วโมงเท่านั้น บนถนนหรือพื้นนผิวต่างๆที่รถสามารถเข้าถึงได้ อุปกรณ์ตรวจวัดที่ใช้มีรายละเอียดดังในเอกสารวิจัยฉบับนี้

2. วัตถุประสงค์

เพื่อผลิตระบบจัดทำแผนที่ 3 มิติแบบเคลื่อนที่ และนำเสนอเทคนิคตรวจวัดค่า Lever-arm และ Bore-Sight ของระบบ MMS ด้วยอุปกรณ์ตรวจวัด 3 ชนิดเพื่อให้ได้ค่าที่มีความถูกต้องสูงที่สุด และนำมาใช้ในการ

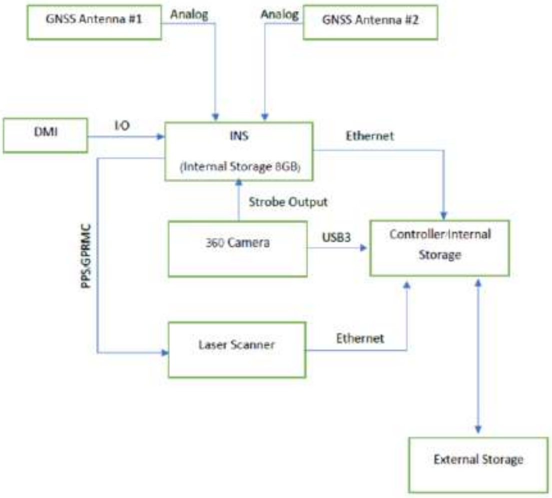
ประมวลผลข้อมูลจากระบบ MMS โดยแผนที่แบบจำลอง 3 มิติที่ได้นำไปเปรียบเทียบความถูกต้องทางตำแหน่งกับจุดควบคุม (Ground Control Point : GCP) โดยการเคลื่อนที่เป็นรูปแบบต่างๆ โดยมีความถูกต้องทางตำแหน่งดีกว่า 10 เซนติเมตร

3. วิธีดำเนินการ

3.1 องค์ประกอบของระบบ MMS

ระบบ MMS ประกอบด้วย อุปกรณ์ตรวจวัดทั้งหมด 5 ชนิด คือ Global Navigation Satellite System (GNSS), Inertial Measurement Unit (IMU), Laser Scanner, 360° camera และ Distance Measuring Instrument (DMI) โดยอุปกรณ์แต่ละชนิดจะถูกประกอบรวมกันและติดตั้งบนรถยนต์สำรวจดังรูปที่ 1 การเชื่อมโยงอุปกรณ์แต่ละชนิดดังรูปที่ 2

รูปที่ 1 Sensor ของระบบ MMS



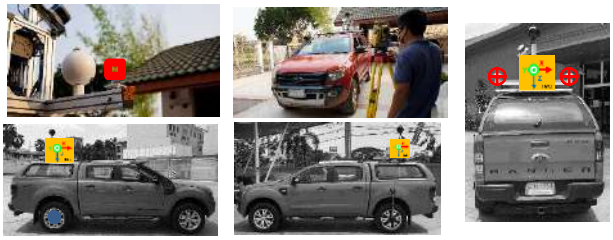
รูปที่ 2 แผนภาพแสดงการเชื่อมโยงของระบบ MMS

เนื่องจากระบบ MMS ประกอบด้วยอุปกรณ์หลายชนิด จึงต้องมีจุดอ้างอิงหลักเป็นแกนของระบบ ส่วนอุปกรณ์อื่นนั้นต้องก็จะมีค่า Lever Arm และ Bore-Sight ที่แตกต่างกันออกไป ความแม่นยำในการหาค่าเหล่านี้มีผลต่อความถูกต้องของข้อมูลดังนั้นจึงต้องใช้วิธีการตรวจวัดที่มีความแม่นยำสูง แต่ด้วยการตรวจวัดแต่ละวิธีมีข้อจำกัดที่แตกต่างกัน สสน. จึงต้องใช้วิธีการตรวจวัดทั้งหมด 3 วิธี คือ ตรวจวัดด้วยกล้อง Total station, ตรวจวัดด้วย Terrestrial Laser scanner และตรวจวัดด้วย Computer Measuring Machine (CMM) เพื่อให้ได้ค่าที่มีความถูกต้องสูงสุด โดยค่าที่วัดได้แสดง ดังตารางที่ 1

3.2 การสอบเทียบอุปกรณ์ในห้องทดลอง

3.2.1 การสอบเทียบด้วยกล้อง Total Station

อุปกรณ์ Total Station ที่ใช้ในการสอบเทียบครั้งนี้เป็นกล้องยี่ห้อ Topcon รุ่น OS 101 มีความถูกต้อง EDM อยู่ที่ ±3 มิลลิเมตร + 2ppm x D) กรณีที่ไม่มีเป้าปริซึม



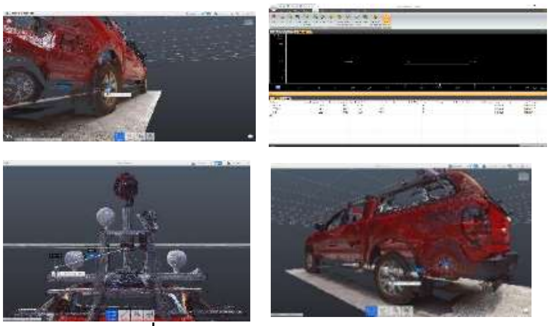
รูปที่ 3 แสดงการติดตั้งที่เป้าตำแหน่งต่างๆ และการสอบเทียบด้วยกล้อง Total Station

3.2.2 การสอบเทียบด้วย Terrestrial Laser Scanner (TLS)

อุปกรณ์ Terrestrial Laser Scanner ที่ใช้ในการทดสอบครั้งนี้เป็นยี่ห้อ FARO รุ่น Focus3D X330 โดยมีค่าความถูกต้องอยู่ที่ 0.3 มิลลิเมตร

รูปที่ 4 แสดงการติดตั้งที่เป้าตำแหน่งต่างๆ และการสอบเทียบด้วย Laser Scanner

ข้อมูลที่ได้จากการ Scan ดังแสดงในรูปที่ 5 เป็นข้อมูลที่ถูกเก็บมาจากการ Scan ซึ่งใช้เวลาประมวล 40 นาทีต่อการตั้งกล่อง 1 ครั้ง หลังจากนั้นข้อมูลทั้งหมดจะถูกนำมาประสานกันด้วย Laser Reference Sphere เพื่อให้ได้ข้อมูลของรถทั้งคัน



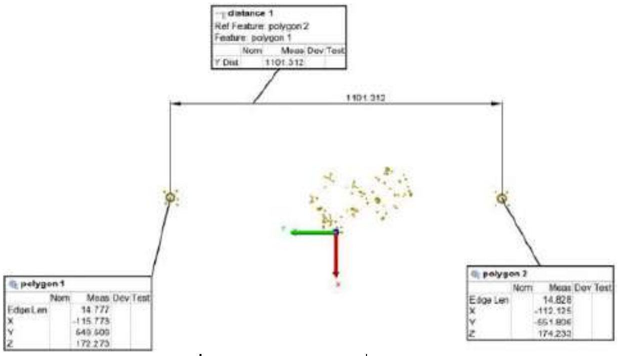
รูปที่ 5 ผลจากการสอบเทียบด้วย Laser Scanner

3.2.3 *การสอบเทียบด้วยอุปกรณ์ Computer Measuring Machine*

ที่ใช้ในการสอบเทียบครั้งนี้ยี่ห้อ FARO รุ่น Prime ซึ่ง Accuracy อยู่ที่ ±0.023มิลลิเมตร. เมื่อทำการติดตั้งอุปกรณ์เรียบร้อยแล้ว สามารถใช้ probe ของ FARO Prime ทำการรังวัดค่าตำแหน่งได้โดยตรงเลย ดังแสดงดังรูปที่ 6

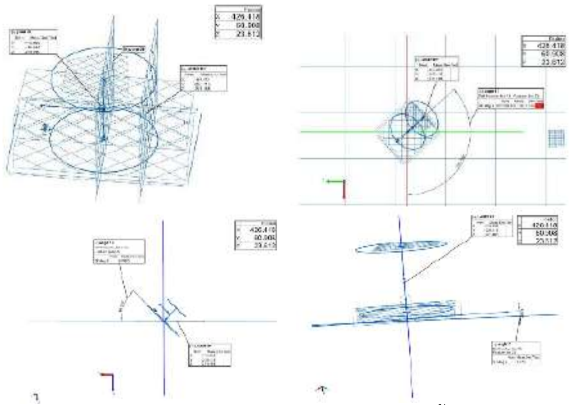
รูปที่ 6 ผลจากการสอบเทียบด้วย Laser Scanner

3.2.3.1 เมื่อใช้ probe วัดตำแหน่งเสา GNSS Antenna ทั้ง 2 ตำแหน่ง แสดงดังรูปที่ 7



รูปที่ 7 แสดงค่าตำแหน่งที่วัดได้จาก CMM

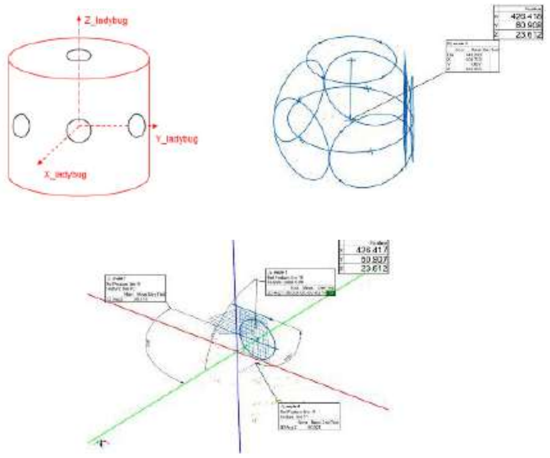
3.2.3.2 เมื่อใช้ probe วัดตำแหน่งเสา GNSS Antenna ทั้ง 2 ตำแหน่ง แสดงดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 *จุดอ้างอิงของ Velodyne Puck Lite ซึ่งอยู่เยื้องจากจุดศูนย์กลางของอุปกรณ์ และการคำนวณมุม รอบแกน X,Y,Z*

3.2.3.3 การวัดค่าตำแหน่ง Ladybug 5+

สำหรับ Ladybug จะอ้างอิงจุดศูนย์กลางของเลนส์ทั้ง 5 ด้าน โดยมีแกน X พุ่งออกจากหน้า 0 แล้วมีแกน Z พุ่งจากจุดตัดกันนั้นขึ้นไปยังเลนส์ที่ 6 ส่วนแกน Y ตั้งฉากกับแกนทั้ง 2 ตอนต้น



รูปที่ 9 *แสดงจุดศูนย์กลางและแกนต่างๆของ Ladybug 5+ การวัดค่าตำแหน่ง Lever Arm และ Bore-Sight*

ตารางที่ 1 *เปรียบเทียบค่า Lever Arm และ Bore-Sight ก่อนและหลังการสอบเทียบอุปกรณ์*

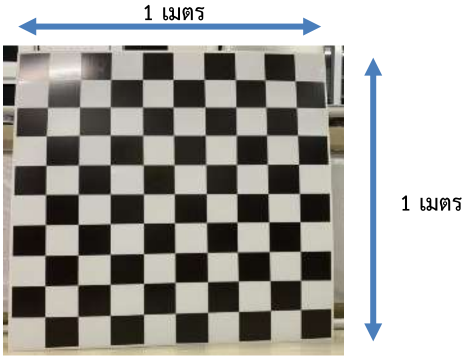
ลำดับ	*รายการ*	*ก่อนการสอบเทียบ*	*หลังการสอบเทียบ*
1	*Center of Rotation Lever Arm (X, m.)*	*0.550*	*0.216*
2	*Center of Rotation Lever Arm (Y, m.)*	*0.040*	*0.005*

ลำดับ	*รายการ*	*ก่อนการสอบเทียบ*	*หลังการสอบเทียบ*
3	*Center of Rotation Lever Arm (Z, m.)*	*1.770*	*1.814*
4	*Odometer Lever Arm (X, m.)*	*0.523*	*0.216*
5	*Odometer Lever Arm (Y, m.)*	*-0.596*	*-0.884*
6	*Odometer Lever Arm (Z, m.)*	*1.770*	*1.814*
7	*GNSS Ant1 Lever Arm (X, m.)*	*-0.086*	*-0.116*
8	*GNSS Ant1 Lever Arm (Y, m.)*	*0.553*	*0.550*
9	*GNSS Ant1 Lever Arm (Z, m.)*	*0.244*	*0.140*
10	*GNSS Ant2 Lever Arm (X, m.)*	*-0.080*	*-0.112*
11	*GNSS Ant2 Lever Arm (Y, m.)*	*-0.547*	*-0.552*
12	*GNSS Ant2 Lever Arm (Z, m.)*	*0.246*	*0.142*

3.3 กำหนดจุดควบคุมในพื้นที่ทดสอบ 2 รูปแบบ

3.3.1 *การใช้เป้าตารางหมากรุก*

เป้าตารางหมากรุก ขนาด 1 x 1 เมตร และมีช่องหมากรุกขนาด 10 x 10 เซนติเมตร ดังรูปที่ 10



รูปที่ 10 แสดงเป้าตารางหมากรุกขนาด 1เมตร x 1เมตร

3.3.2 *จุดควบคุมธรรมชาติ (Natural Point)*

จุดควบคุมธรรมชาติที่ใช้ในการทดสอบครั้งนี้ประกอบไปด้วยจุดทั้งหมด 39 จุด โดยมีระยะ ระหว่าง 10 – 100 เมตร จากเส้นทางการวิ่งดังรูปที่ 11

รูปที่ 11 ตัวอย่างจุดควบคุมในพื้นที่ทดสอบ

ตารางที่ 2 แสดงค่าพิกัดของจุดควบคุมภาพ

หมายเลข	N (m.)	E (m.)	H (m.)	Slope Distance (m.)
1	1519588.649	678617.939	-30.810	18.225
2	1519584.417	678629.966	-30.765	21.474
3	1519575.867	678654.408	-30.748	41.539
4	1519577.808	678607.808	-26.359	9.553
5	1519580.993	678608.400	-26.327	11.774
6	1519584.121	678608.997	-26.303	14.332
7	1519587.266	678609.572	-26.274	17.124
8	1519590.442	678610.170	-26.242	20.064
9	1519592.776	678609.886	-21.532	23.721
10	1519592.084	678613.441	-21.595	22.835
11	1519591.806	678613.859	-24.406	21.633
12	1519587.033	678630.864	-21.022	25.670
16	1519584.912	678643.588	-24.389	33.998
17	1519581.145	678643.467	-26.501	32.202
18	1519581.991	678644.696	-21.673	34.538
19	1519579.317	678652.619	-19.467	41.811
20	1519579.121	678653.223	-21.677	41.822
21	1519579.147	678654.392	-20.962	43.101
22	1519580.693	678648.522	-25.935	36.946
23	1519580.503	678649.088	-26.443	37.381
24	1519573.569	678656.085	-25.710	43.278
25	1519569.646	678655.985	-29.493	42.873
26	1519567.966	678655.390	-29.501	42.368
27	1519562.509	678649.691	-27.848	37.627
28	1519561.258	678650.165	-31.909	38.32
29	1519558.014	678652.315	-29.050	41.311
30	1519554.675	678649.621	-24.486	40.440
31	1519552.947	678646.379	-25.259	38.214
32	1519552.900	678646.476	-27.841	38.052
33	1519551.297	678637.137	-28.443	31.155
34	1519549.334	678636.700	-29.399	32.067
35	1519550.325	678636.895	-31.834	31.557
36	1519574.048	678668.499	-19.489	56.518
37	1519568.276	678689.093	-19.493	76.792
38	1519537.558	678765.507	-0.419	108.878
39	1519538.139	678684.659	-14.282	90.385
40	1519534.215	678683.959	-14.637	91.391

หมายเลข	N (m.)	E (m.)	H (m.)	Slope Distance (m.)
41	1519545.247	678651.312	-14.345	48.834
42	1519541.138	678650.536	-14.468	50.510

3.3.3 จุดอ้างอิงแบบมีเส้นฐาน

สร้างจุด 2 จุด โดยการรังวัดค่าพิกัดใช้เทคนิค RTK สร้างเส้นฐานด้วย GNSS โดยใช้สถานีอ้างอิงทางพิกัดที่ใกล้ที่สุดคือสถานี DPT9 ของกรมโยธาธิการและผังเมือง จากนั้นใช้กล้อง Total Station ตั้งบนจุด B แล้วยิง Back Sight ไปที่จุด A โดยใช้ Target

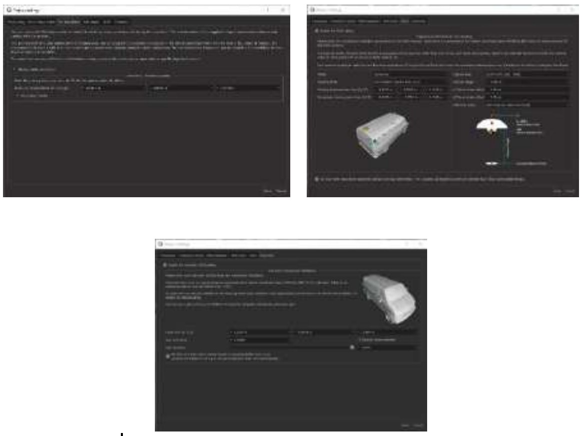
รูปที่ 12 การตั้งอุปกรณ์ GNSS เพื่อรังวัดค่าพิกัดของเส้นฐาน

4. การประมวลผลข้อมูล

4.1 ประมวลผลข้อมูลด้วยโปรแกรม Qinertia

4.1.1 *ประมวลผลจากการวิ่งสำรวจและข้อมูล*

ประมวลผลข้อมูล GNSS จาก Base Station หลังจากนั้นระหว่างการประมวลผล Motion Profile ที่ต้องเลือกใช้คือ Automotive และ เลือกระบบ GNSS ทั้งหมดที่มี และใส่ค่า Dual Antenna Lever Arm และ Odometer Lever Arm



รูปที่ 13 หน้าต่างกำหนดค่า Lever Arm และ Bore-Sight

ขั้นตอนการเก็บข้อมูลของ INS เป็นการเก็บข้อมูลของทุกวินาที ดังนั้นเมื่อ import ข้อมูลเข้ามาในโปรแกรม Qinertia จะได้ Solution การประมวลผลเป็น Fixed และ Float

รูปที่ 14 ผลลัพธ์การประมวลผลข้อมูล

อัตราการ Fixed ได้มากถึง 89.61% ในขณะที่อีก 10.39% เป็น Solution แบบ float และเมื่อลองพิจารณาถึงสถิติค่าความถูกต้องเชิงตำแหน่ง พบว่าในทางราบมีค่าเฉลี่ยความถูกต้องอยู่ที่ 1.15 เซนติเมตร โดยมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานอยู่ที่ 0.9 มิลลิเมตร และมีค่าความถูกต้องต่ำที่สุดในทางราบอยู่ที่ 2.13 เซนติเมตร ในขณะที่หากพิจารณาในแนวดิ่งพบว่ามีค่าความถูกต้องเฉลี่ยอยู่ที่ 1.44 เซนติเมตร และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานอยู่ที่ 1.2 มิลลิเมตร นอกจากนั้นในแนวดิ่งมีค่าความถูกต้องต่ำสุดอยู่ที่ 2.63 เซนติเมตร ตามลำดับ จะเห็นว่าช่วงที่มีผลต่อค่าความถูกต้องเชิงตำแหน่งคือ ช่วงแรกและช่วงท้ายของการเก็บข้อมูล ดังนั้นก่อนการวิ่งเก็บข้อมูลและหลังจากเก็บข้อมูลเสร็จแล้ว ควรจอดรถทิ้งไว้ในที่โล่งและรับสัญญาณ GNSS ได้ดีเป็นระยะเวลาประมาณ 5 นาที

4.2 การเปรียบเทียบค่าความถูกต้องกับจุดควบคุมภาพ

หลังจากที่ได้ดำเนินการ ประมวลผลข้อมูลจาก INS เรียบร้อยแล้ว ก็จะดำเนินการนำผลที่ได้นั้นมาคำนวณตำแหน่งของ Point Cloud ที่ได้สำรวจมา แล้วนำผลที่คำนวณได้มาเปรียบเทียบกับจุดควบคุมภาพที่ได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 อย่างไรก็ตามมีบางจุดที่ทำการระบุตำแหน่งได้ยาก จึงไม่ได้ถูกนำมาใช้ในการตรวจสอบความถูกต้อง ซึ่งผลของการตรวจสอบแยกตามความเร็ว 40 และ 80 กิโลเมตรต่อชั่วโมง แสดงไว้ในตารางที่ 3 และ 4 ตามลำดับ

ตารางที่ 3 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าความถูกต้องกับจุดควบคุมภาพ โดยวิ่งทดสอบที่ความเร็ว 40 กิโลเมตร/ชั่วโมง

หมายเลข	จุดควบคุมภาพ			Point Cloud		
	N	E	H	N	E	H
4	1519577.81	678607.81	-26.36	1519577.75	678607.86	-26.36

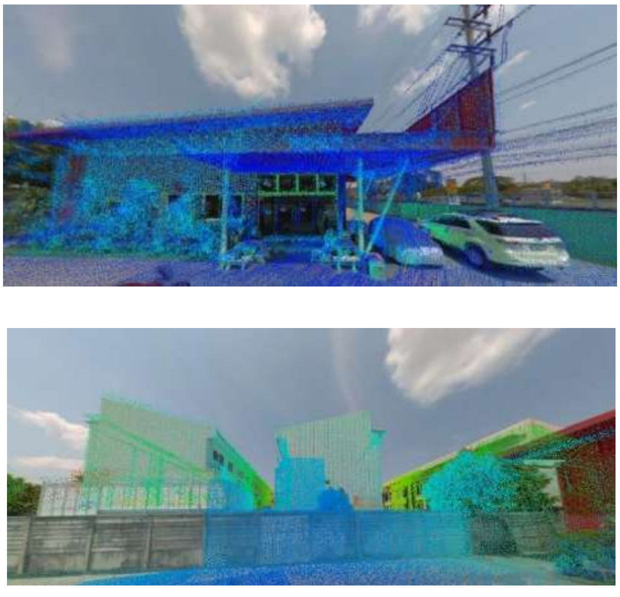
หมายเลข	จุดควบคุมภาพ			Point Cloud		
	N	E	H	N	E	H
5	1519580.99	678608.40	-26.33	1519580.97	678608.45	-26.32
6	1519584.12	678609.00	-26.30	1519584.11	678609.07	-26.31
7	1519587.27	678609.57	-26.27	1519587.25	678609.65	-26.30
8	1519590.44	678610.17	-26.24	1519590.37	678610.20	-26.31
12	1519587.03	678630.86	-21.02	1519586.95	678630.89	-20.96
13	1519583.96	678632.00	-26.76	1519583.87	678631.98	-26.67
14	1519586.09	678632.35	-19.47	1519586.03	678632.35	-19.47
15	1519583.40	678640.31	-21.71	1519583.33	678640.27	-21.69
18	1519581.99	678644.70	-21.67	1519581.94	678644.61	-21.66
19	1519579.32	678652.62	-19.47	1519579.27	678652.63	-19.43
20	1519579.12	678653.22	-21.68	1519579.10	678653.19	-21.68
21	1519579.15	678654.39	-20.96	1519579.08	678654.42	-21.01
27	1519562.51	678649.69	-27.85	1519562.46	678649.69	-27.81
29	1519558.01	678652.32	-29.05	1519557.96	678652.27	-29.03
30	1519554.68	678649.62	-24.49	1519554.66	678649.61	-24.47
31	1519552.95	678646.38	-25.26	1519552.93	678646.36	-25.27
32	1519552.90	678646.48	-27.84	1519552.90	678646.44	-27.83
33	1519551.30	678637.14	-28.44	1519551.35	678637.20	-28.40
34	1519549.33	678636.70	-29.40	1519549.31	678636.67	-29.34
35	1519550.33	678636.90	-31.83	1519550.34	678636.87	-31.78
mean					0.061	0.072
min					0.019	0.025
max					0.100	0.123
SD					0.023	0.026

ตารางที่ 4 แสดงผลการเปรียบเทียบค่าความถูกต้องกับจุดควบคุมภาพ โดยวิ่งทดสอบที่ความเร็ว 80 กิโลเมตร/ชั่วโมง

หมายเลข	จุดควบคุมภาพ			Point Cloud		
	N	E	H	N	E	H
4	1519577.81	678607.81	-26.36	1519577.85	678607.76	-26.46
5	1519580.99	678608.40	-26.33	1519581.04	678608.38	-26.36
6	1519584.12	678609.00	-26.30	1519584.12	678608.96	-26.38
7	1519587.27	678609.57	-26.27	1519587.26	678609.54	-26.31
8	1519590.44	678610.17	-26.24	1519590.45	678610.17	-26.38
12	1519587.03	678630.86	-21.02	1519587.10	678630.82	-21.07
13	1519583.96	678632.00	-26.76	1519584.01	678631.95	-26.76
14	1519586.09	678632.35	-19.47	1519586.09	678632.35	-19.53
15	1519583.40	678640.31	-21.71	1519583.41	678640.31	-21.88
18	1519581.99	678644.70	-21.67	1519581.92	678644.79	-21.65
19	1519579.32	678652.62	-19.47	1519579.34	678652.66	-19.43
20	1519579.12	678653.22	-21.68	1519579.10	678653.22	-21.69
21	1519579.15	678654.39	-20.96	1519579.12	678654.40	-21.00
27	1519562.51	678649.69	-27.85	1519562.54	678649.67	-27.81
29	1519558.01	678652.32	-29.05	1519558.01	678652.25	-29.06
30	1519554.68	678649.62	-24.49	1519554.75	678649.58	-24.53
31	1519552.95	678646.38	-25.26	1519552.99	678646.38	-25.27
32	1519552.90	678646.48	-27.84	1519552.98	678646.45	-27.83
33	1519551.30	678637.14	-28.44	1519551.29	678637.25	-28.49
34	1519549.33	678636.70	-29.40	1519549.25	678636.60	-29.38
35	1519550.33	678636.90	-31.83	1519550.28	678636.97	-31.84
mean					0.058	0.085
min					0.005	0.025
max					0.131	0.172
SD					0.036	0.037

4.3 การผสานข้อมูลภาพ 360 องศา เข้ากับ Point Cloud

หลังจากที่ทำการประมวลผล Point Cloud และภาพ 360 องศา เสร็จเรียบร้อยแล้ว ก็สามารถผสานข้อมูลดังกล่าวเข้าด้วยกันโดยใช้โปรแกรม Orbit GT Content Manager เพื่อสร้างแผนที่ 3 มิติ โดยลำดับข้อมูลออกออกเป็นเฟรมตาม Trajectory ที่ระบบ MMS วิ่งผ่าน จำนวนแฟรมขึ้นอยู่กับความถี่ในการจัดเก็บข้อมูลภาพ โดยข้อมูลที่แสดงออกมานั้นสามารถตรวจวัดขนาดความกว้าง ยาว สูง และพื้นที่ ของภูมิประเทศได้เสมือนการรังวัดบนพื้นที่จริง ทุกประการโดยค่าความแม่นยำของระบบ MMS ของ สสน.



รูปที่ 15 ข้อมูลแผนที่ 3 มิติ

5. บทสรุป

จากรายละเอียดที่ได้แสดงมาตอนต้น พบว่าการรังวัดค่า Lever-Arm ของรถ เช่น Lever-Arm จาก INS มายังจุด Center of Rotation การใช้กล้อง Total Station ก็เพียงพอต่อการวัดค่าดังกล่าว อย่างไรก็ตามค่า Lever-Arm และ Bore-Sight ของ Sensor ต่างๆ เช่น Velodyne Puck Lite และ Ladybug การใช้ CMM ก็เป็นแนวความคิดหนึ่งที่จะได้ค่าที่ถูกต้องแม่นยำมากพอในการประมวลผลในขั้นตอนต่อไป

ค่า Lever-Arm และ Bore-Sight ที่ได้ สามารถในไปใช้ประมวลผลข้อมูล โดยผลที่ได้เมื่อเปรียบเทียบกับจุดควบคุมภาพ พบว่ามีความถูกต้องเฉลี่ยของระบบในทางราบดีมากอยู่ในระดับ ±5 เซนติเมตร ที่ระยะ 15 เมตรจากจุดเปิดถ่าย และใน 3 มิติ อยู่ในระดับความถูกต้อง ±7 เซนติเมตร ที่ระยะ 15 เมตรจากจุดเปิดถ่าย ในงานวิจัยนี้

อีกทั้งความเร็วที่ใช้ในการสำรวจ ยังส่งผลต่อความถูกต้องของข้อมูลและความหนาแน่นของ Point cloud อีกด้วย ดังตารางที่ 3 และ 4 เมื่อเปรียบเทียบค่า Max และ SD เห็นได้ว่าที่ความเร็ว 80 กิโลเมตร/ชั่วโมง สูงกว่าประมาณร้อยละ 30 เมื่อเทียบกับการวิ่งที่ความเร็ว 40 กิโลเมตรต่อชั่วโมง

กิตติกรรมประกาศ

ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ผู้จัดทำต้องต้องขอบพระคุณ ดร.ปณิธาน ศรีนวลดี เป็นอย่างสูงที่ช่วยเสนอวิธีการทดสอบความถูกต้องของระบบ MMS รวมถึงช่วยวิเคราะห์ความถูกต้องทางตำแหน่งของข้อมูลที่ใช้ในงานวิจัย รวมทั้งข้อเสนอแนะต่างๆที่ได้รับตลอดการทำวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Gong, J. Mobile lidar data collection and analysis for post-sandy disaster recovery. In Proceedings of the 2013 International Workshop of Computing in Civil Engineering, Los Angeles, CA, USA, 23–25 June 2013. 7. Tang, P.; Huber, D.; Akinci, B.; Lipman, R.; Lytle, A. Automatic reconstruction of as-built building information models from laser-scanned point clouds: A review of related techniques. Autom. Constr. 2010, 19, 829–843.

[2] Novak, K. The ohio state university highway mapping system: The stereo vision system component. In Proceedings of the 47th Annual Meeting of The Institute of Navigation, Williamsburg, VA, USA, 10–12 June 1991; pp. 121–124.

[3] Chiang, K.-W.; Tsai, M.-L.; Naser, E.-S.; Habib, A.; Chu, C.-H. New calibration method using low cost mem imus to verify the performance of uav-borne มิลลิเมตรร payloads. Sensors 2015, 15, 6560–6585.

[4] Morales, J.; Martínez, J.L.; Mandow, A.; Reina, A.J.; Pequeño-Boter, A.; García-Cerezo, A. Boresight calibration of construction misalignments for 3d scanners built with a 2d laser rangefinder rotating on its optical center. Sensors 2014, 14, 20025–20040.

[5] Hassan, E. Calibration of Multi-Sensor Laser Scanning Systems; University of Calgary: Calgary, AB, Canada, 2014.

[6] Keller, F.; Sternberg, H. Multi-sensor platform for indoor mobile mapping: System calibration and using a total station for indoor applications. Remote Sens. 2013, 5, 5805–5824.

[7] Sairam, N.; Nagarajan, S.; Ornitz, S. Development of mobile mapping system for 3d road asset inventory. Sensors 2016, 16, 367.

การประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตมในเขตพื้นที่ชลประทานของลุ่มน้ำเจ้าพระยาโดยใช้เทคโนโลยีการสำรวจระยะไกล

Estimation of wet direct-seeding rice Evapotranspiration in Irrigated Areas of Chao Phraya Basin by using remote sensing technology

ณัฐพล เย็นสกุลสุข[1] และ ธงทิศ ฉายากุล[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: nuttapon.ysk@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปริมาณการใช้น้ำของพืชเป็นองค์ประกอบข้อมูลหนึ่งที่สำคัญในการวางแผนการจัดสรรน้ำให้กับพื้นที่เกษตรกรรมในเขตชลประทานเพื่อให้มีความเหมาะสมกับปริมาณน้ำต้นทุนและมีประสิทธิภาพ ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์ในการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตม (ET) ในเขตชลประทานของลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) ที่ได้จากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 กับค่าสัมประสิทธิ์พืช (Kc) ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน โดยการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่ายและคำนวณค่า ET โดยการคูณค่าสัมประสิทธิ์พืช (Kc) ที่ได้จาก NDVI กับค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) ผลการศึกษาของกลุ่มตัวอย่างแปลงนา พบว่าค่าเฉลี่ยของค่า Kc ที่ได้จาก NDVI มีค่าต่ำสุด 0.8162 ค่าสูงสุด 1.6366 และมีค่าเฉลี่ย 1.3321 และค่า ET ที่คำนวนโดยใช้ค่า Kc ที่ได้จาก NDVI มีค่าต่ำสุด 3.1079 มม./วัน ค่าสูงสุด 6.9011 มม./วัน และมีค่าเฉลี่ย 5.4411 มม./วัน

คำสำคัญ: การสำรวจระยะไกล, ดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์, ปริมาณการใช้น้ำของพืช, สมการ Penman-Monteith

Abstract

Evapotranspiration of plants is one of the important data for planning water allocation in agricultural irrigation system in term of suitability for storage amount and efficient supply. This research aims to estimation of wet direct-seeding rice Evapotranspiration in the irrigated areas of Chao Phraya Basin. The study the relationship between Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) derived from sentinel-2 satellite imagery and Crop Coefficient (Kc) referenced from Royal Irrigation Department by using simple linear regression analysis and and ET value calculation through multiplying Crop Coefficient (Kc) derived from NDVI and Reference Crop Evapotranspiration (ETo). The result of the study on paddy field samples indicates that the minimum value of Kc derived from NDVI is 0.8162, meanwhile , the maximum value is 1.6366 and the average value is 1.3321. Whereas, the minimum value of ET, calculated by Kc derived from NDVI is 3.1079 mm/day, the maximum value is 6.9011 mm/day and the average value is 5.4411 mm/day.

Keywords: Remote Sensing, Normalized Difference Vegetation Index, Evapotranspiration, Penman-Monteith equation

1. บทนำ

ปริมาณการใช้น้ำของพืช หมายถึง ปริมาณน้ำที่พืชใช้ในขบวนการคายระเหยน้ำ ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของการสังเคราะห์แสง เพื่อสร้างอาหารและเจริญเติบโตของพืช โดยทั่วไปตามหลักการชลประทานถือว่าพืชที่ไม่เป็นโรคจะใช้น้ำตามปกติ ถ้าความชื้นในดินไม่จำกัด แต่เมื่อใดก็ตามที่ความชื้นในดินต่ำกว่าวิกฤติ (Critical Moisture Level หรือ Critical Point) พืชจะดูดน้ำจากดินได้น้อยลง การใช้น้ำของพืชในขบวนการคายระเหยน้ำจะลดลง ซึ่งมีผลทำให้การเจริญเติบโตและผลผลิตของพืชลดลงด้วย ดังนั้นในการออกแบบโครงการชลประทานหรือการบริหารจัดการน้ำชลประทาน จึงมีความจำเป็นต้องทราบค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชที่ปลูกในพื้นที่ชลประทาน เพื่อนำข้อมูลไปใช้สนับสนุนในการออกแบบขนาดแหล่งน้ำตลอดจนวางแผนและจัดสรรการส่งน้ำให้พืชได้อย่างถูกต้องเหมาะสมและมีประโยชน์สูงสุด [9] ปริมาณการใช้น้ำของพืชสามารถคำนวณได้หลายวิธี โดยในการศึกษาวิจัยครั้งนี้ได้เลือกใช้วิธี Penman–Monteith ซึ่งเป็นวิธีที่ให้ผลลัพธ์แม่นยำกว่าสูตรอื่นที่ผ่านมาในอดีต เนื่องจากวิธี Penman–Monteith ได้รวบรวมองค์ประกอบข้อมูลสภาพภูมิอากาศต่างๆ ที่มีอิทธิพลต่อปริมาณการใช้น้ำของพืชมาใช้ในการคำนวณในสูตรทุกอย่าง อาทิเช่น ค่าการแผ่รังสีของดวงอาทิตย์ อุณหภูมิอากาศ ความชื้นสัมพัทธ์ ความเร็วลม ชั่วโมงแสงแดด เป็นต้น ปริมาณการใช้น้ำของพืชสามารถคำนวณได้โดยการคูณค่าสัมประสิทธิ์ของพืช (Kc) กับค่าปริมาณการใช้น้ำ

ของพืชอ้างอิง (ETo) โดยที่ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิงได้จากการคำนวณข้อมูลทางสภาพภูมิอากาศต่างๆ ที่ได้จากสถานีตรวจวัดในท้องถิ่นนั้นๆ [5]

ปัจจุบันการนำเทคโนโลยีการสำรวจระยะไกลจากข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมมาประยุกต์ใช้ในการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชเป็นวิธีที่ได้รับความนิยมอย่างแพร่หลาย เนื่องจากสามารถบันทึกข้อมูลเชิงพื้นที่ได้ครอบคลุมบริเวณกว้างและสามารถติดตามการเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ตามช่วงเวลาต่างๆ ได้ [4] ในการศึกษาวิจัยที่ผ่านมามีการประยุกต์ใช้ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมในการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำและค่าสัมประสิทธิ์พืชหลากหลายชนิด อาทิเช่น การประยุกต์ใช้ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 หลายช่วงเวลา ในการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของมะเขือเทศคำนวณโดยวิธี Penman – Monteith ในเมืองคาเซอร์ทา ประเทศอิตาลี ในปี 2017 - 2018 โดยการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีพื้นที่ใบ (LAI) ของข้าวโพดกับค่าสัมประสิทธิ์พืช ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่าย และคำนวณหาปริมาณการใช้น้ำของพืชโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์พืชที่ได้จากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 เพื่อใช้ในการติดตามปริมาณการใช้น้ำของพืชในแต่ละช่วงการเจริญเติบโตต่อไป [1] และการศึกษาประมาณค่าสัมประสิทธิ์ของข้าวโพด โดยใช้ดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) จากภาพถ่ายดาวเทียม Terra ระบบ Modis หลายช่วงเวลา พื้นที่ศึกษาตั้งอยู่บริเวณตะวันตกตอนกลาง ประเทศสหรัฐอเมริกา โดยการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่าง NDVI ของข้าวโพดกับค่าสัมประสิทธิ์พืช ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่าย ผลการศึกษาความสัมพันธ์พบว่ามีค่า R-Squared เท่ากับ 0.85 [2] โดยในการศึกษาวิจัยครั้งนี้เป็นการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำข้าวแบบนาหว่านน้ำตม คำนวณโดยวิธี Penman–Monteith โดยศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) กับค่าสัมประสิทธิ์พืช (Kc) ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่ายและคำนวณหาปริมาณการใช้น้ำของพืชโดยการคูณค่าสัมประสิทธิ์ที่ได้จาก NDVI ของภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 ร่วมกับข้อมูลปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) ใช้กลุ่มตัวอย่างแปลงนาในการศึกษา 80 ตัวอย่าง โดยศึกษาข้าวนาปรัง ซึ่งเป็นข้าวที่ปลูกนอกฤดูกาลทำนาปกติ ต้องอาศัยน้ำจากแหล่งน้ำระบบชลประทานเป็นหลัก โดยผลการศึกษาครั้งนี้สามารถใช้เป็นแนวทางการพัฒนาการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสำรวจระยะไกลจากข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมในการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชในรูปแบบเชิงพื้นที่ เพื่อใช้เป็นข้อมูลสำหรับการวางแผนและจัดสรรการส่งน้ำให้พืชได้อย่างเหมาะสมกับความต้องการและมีประสิทธิภาพสูงสุดต่อไป

2. วัตถุประสงค์

2.1 เพื่อประมาณค่าสัมประสิทธิ์ข้าวแบบนาหว่านน้ำตมจากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 หลายช่วงเวลา

2.2 เพื่อประมาณค่าปริมาณความการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตมจากค่าสัมประสิทธิ์พืชที่ได้จากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2

3. พื้นที่และข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

3.1 พื้นที่ศึกษาวิจัย

การศึกษาวิจัยครั้งนี้มีพื้นที่ศึกษาบริเวณพื้นที่เพาะปลูกข้าวในเขตชลประทานของลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยมีเนื้อที่เพาะปลูกข้าวทั้งหมดโดยประมาณ 1,915,280 ไร่ พื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยาตั้งอยู่ทางตอนกลางของประเทศไทย โดยมีลักษณะพื้นที่ลุ่มน้ำวางตัวตามแนวเหนือ–ใต้อยู่ระหว่างเส้นรุ้งที่ 13° 30´ เหนือถึงเส้นรุ้งที่ 16° 05´ เหนือ และระหว่างเส้นแวงที่ 99° 30´ ตะวันออกถึงเส้นแวงที่ 101° 00´ ตะวันออก [10] จากการศึกษาเอกสารและรายงานการวิจัยต่างๆ พบว่าการใช้ประโยชน์ที่ดินส่วนใหญ่ของลุ่มน้ำเจ้าพระยา เป็นการใช้ประโยชน์ที่ดินประเภทเกษตรกรรม และมีการเพาะปลูกพืชข้าวเป็นหลัก โดยพันธุ์ข้าวที่นิยมปลูกคือข้าว กข. นาหว่านน้ำตม

3.2 ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม

ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 เป็นดาวเทียมของหน่วยงานองค์การอวกาศยุโรป (ESA) ซึ่งสามารถดาวน์โหลดได้จากเว็บไซต์ https://scihub.copernicus.eu ดาวเทียม Sentinel -2 เป็นดาวเทียมคู่แฝด ประกอบด้วย Sentinel-2A และ Sentinel-2B ระบบ Multispectral Instrument (MSI) ความละเอียดเชิงรังสี 12 บิต ความละเอียดเชิงพื้นที่ทางราบ 10x10 เมตร บันทึกภาพบริเวณ T47PPS และ T47PPR มีการบันทึกซ้ำทุกๆ 5 วัน มีระบบพื้นหลักฐานอ้างอิงแบบ World Geodetic System 1984 (WGS1984) และระบบพิกัดแบบ Universal Transverse Mercator (UTM) Zone 47 North

3.3 ข้อมูลค่าสัมประสิทธิ์ข้าว (Kc)

ข้อมูลค่าสัมประสิทธิ์ข้าวแบบนาหว่านน้ำตมเป็นข้อมูลที่ได้จากการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับปริมาณการใช้น้ำของพืชที่สถานีทดลองการใช้น้ำชลประทาน โดยส่วนการใช้น้ำชลประทาน กรมชลประทาน ซึ่งสามารถดาวน์โหลดข้อมูลจากเว็บไซต์ http://water.rid.go.th/hwm/cropwater/iwmd/db/pdf/kc.pdf โดยค่า Kc จะแบ่งตามอายุของพืชรายสัปดาห์จำนวน 14 สัปดาห์ [8] ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าสัมประสิทธิ์ข้าว (Kc)

สัปดาห์ที่	Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน
1	-
2	-
3	0.8
4	1.05
5	1.25
6	1.4
7	1.5
8	1.55
9	1.6
10	1.63

11	1.68
12	1.6
13	1.5
14	1.36
15	1.08
16	0.65

หมายเหตุ สัปดาห์ของนาหว่านน้ำตม หมายถึง สัปดาห์หลังการหว่านข้าวงอกลงสู่แปลงนา

3.4 ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo)

ข้อมูลค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) เป็นข้อมูลที่ได้จากส่วนการใช้น้ำชลประทาน กรมชลประทาน ที่ทำการศึกษารวมรวบข้อมูลและคำนวณค่า ETo ไว้ ซึ่งสามารถดาวน์โหลดข้อมูล ETo ได้จากเว็บไซต์ http://water.rid.go.th/hwm/cropwater/iwmd/db/pdf/ETo_PenMon_2554.pdf โดยข้อมูล ETo เป็นข้อมูลรายเดือน ตั้งแต่เดือนมกราคม-ธันวาคม ในการวิจัยครั้งนี้ได้ใช้ข้อมูลจากสถานีตรวจวัดสภาพอากาศทั้งหมดจำนวน 17 สถานี ครอบคลุมพื้นที่ศึกษาบริเวณลุ่มน้ำเจ้าพระยา [7]

4. วิธีการศึกษา

4.1 จัดเตรียมข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม

จัดเตรียมข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 Level-1C โดยทำการดาวน์โหลดจากเว็บไซต์ของหน่วยงานองค์การอวกาศยุโรป (ESA) https://scihub.copernicus.eu ในการศึกษาครั้งนี้เลือกใช้ข้อมูลภาพช่วงคลื่นแสงสีแดง (แบนด์ 4) และช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้ (แบนด์ 8) ช่วงเวลาบันทึกภาพตั้งแต่เดือนมกราคม – ธันวาคม ปี พ.ศ. 2561 - 2562 จากนั้นทำการปรับเปลี่ยนเป็นค่าสะท้อนชั้นบนสุดของชั้นบรรยากาศ (TOA reflectance) โดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ในการปรับเปลี่ยนจากไฟล์เมตาดาต้า (MTD_MSIL1C.xml) ที่ให้มาพร้อมกับผลิตภัณฑ์ Level-1C

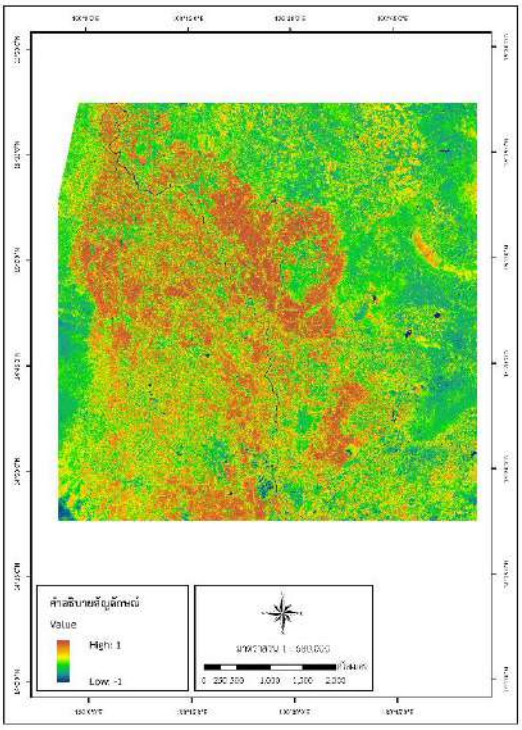
4.2 คำนวณดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI)

การคำนวณดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) เป็นการนำค่าสะท้อนพื้นผิวที่ผ่านการปรับเปลี่ยนเป็นค่าสะท้อนชั้นบนสุดของชั้นบรรยากาศจากข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมมาคำนวณ โดยใช้ช่วงคลื่นแสงสีแดง (แบนด์ 4) และช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้ (แบนด์ 8) โดยค่าของดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ จะมีค่าอยู่ในช่วงระหว่าง -1 ถึง 1 ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$NDVI = \frac{NIR-RED}{NIR+RED} \tag{1}$$

โดยที่ $NDVI$ คือดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ NIR คือค่าการสะท้อนแสงช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้ และ RED คือค่าการสะท้อนแสงช่วงคลื่นแสงสีแดง

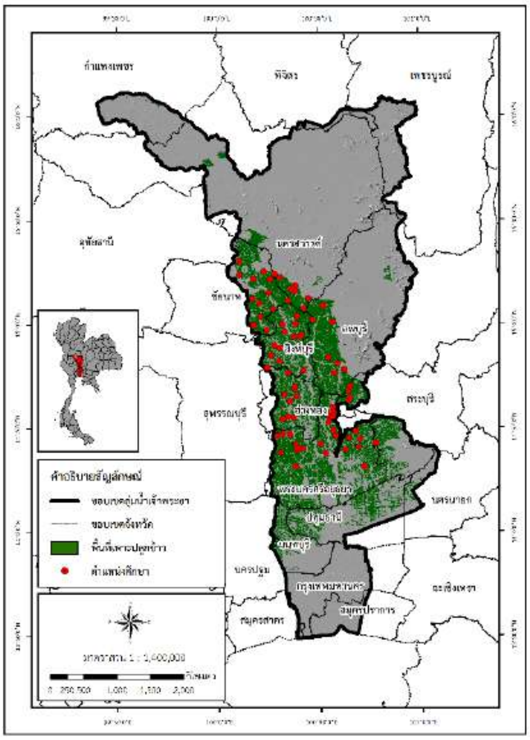
ในบริเวณที่มีพืชพรรณใบเขียวปกคลุมพื้นผิวหนาแน่น ค่า NDVI จะมีค่าที่สูงเข้าใกล้ 1 และบริเวณที่ถูกปกคลุมด้วยพื้นผิวน้ำหรือบริเวณที่ไม่มีพืชพรรณใบเขียวปกคลุมจะมีค่าต่ำเข้าใกล้ 0 หรือต่ำกว่า 0 เนื่องจากมีค่าการสะท้อนในช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้ต่ำกว่าช่วงแสงสีแดง [6] ดังรูปที่ 1



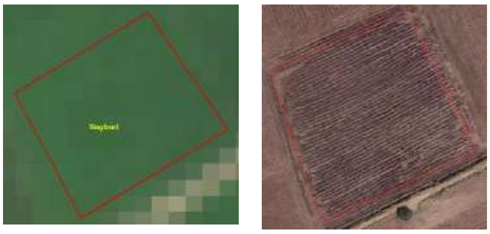
รูปที่ 1 ดัชนีผลต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI)

4.3 กลุ่มตัวอย่างแปลงนาที่ใช้ศึกษา

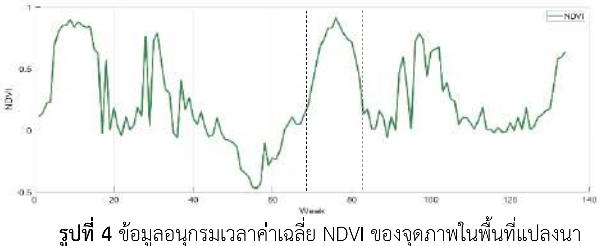
ในการการวิจัยครั้งนี้ใช้จำนวนกลุ่มตัวอย่างแปลงนาในการศึกษาทั้งหมด 80 ตัวอย่าง โดยทำการสุ่มตัวอย่างแบบง่าย (Simple Random Sampling) ให้ข้อมูลตัวอย่างมีการกระจายทั่วในพื้นที่เพาะปลูกข้าวในเขตชลประทาน บริเวณลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยใช้ข้อมูลการลงสำรวจภาคสนามของกรมฝนหลวงและการบินเกษตร ที่ได้ทำการสำรวจพื้นที่เก็บข้อมูลในเดือนพฤษภาคม - กันยายน พ.ศ. 2560 โดยข้อมูลการสำรวจพื้นที่ใช้เพื่อตรวจสอบการจำแนกพื้นที่การใช้ประโยชน์ที่ดินประเภทนาข้าว สำหรับกำหนดตำแหน่งกลุ่มตัวอย่างแปลงนาที่ใช้ในการศึกษา โดยทำการเก็บค่าพิกัดของพื้นที่แปลงนาและทำการสัมภาษณ์เกษตรกรในพื้นที่เพื่อทราบถึงข้อมูลของแปลงนา ได้แก่ พันธุ์ข้าวที่ปลูก วิธีที่ปลูก โดยกลุ่มตัวอย่างแปลงนา 80 ตัวอย่าง มีค่าเฉลี่ยพื้นที่แปลงนาละ 5 ไร่ และคิดเป็นพื้นที่ทั้งหมดโดยประมาณ 400 ไร่ ดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ตำแหน่งกลุ่มตัวอย่างแปลงนาที่ใช้ในการศึกษา 80 ตัวอย่าง



รูปที่ 3 ตัวอย่างแปลงนา ที่ตั้งอยู่ใน อ.เมือง จ.สิงห์บุรี



รูปที่ 4 ข้อมูลอนุกรมเวลาค่าเฉลี่ย NDVI ของจุดภาพในพื้นที่แปลงนา

4.4 ข้อมูลอนุกรมเวลา NDVI

นำข้อมูล NDVI จากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 ในแต่ละช่วงเวลาต่างๆ มาสร้างเป็นชุดข้อมูลอนุกรมเวลา โดยใช้ข้อมูล NDVI จากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 ที่บันทึกในช่วงเวลาเดือนมกราคม – ธันวาคม ปี พ.ศ. 2561 – 2562 มาทำการซ้อนทับ (Layer Stacking) จากนั้นทำการหาค่าเฉลี่ย NDVI ของจุดภาพทั้งหมดในพื้นที่แปลงนา ดังรูปที่ 3 ตัวอย่างแปลงนา ขนาดพื้นที่ประมาณ 6 ไร่ ตั้งอยู่ใน อ.เมือง จ.สิงห์บุรี โดยนำข้อมูลค่าเฉลี่ย NDVI ของจุดภาพทั้งหมดในแปลงนา มาแสดงเป็นกราฟตามช่วงเวลา ดังรูปที่ 4 เพื่อใช้แสดงสถานะการเจริญเติบโตของข้าวตลอดฤดูกาลเพาะปลูกในรูปแบบของชีพลักษณ์พืชพรรณ (Vegetation Phenology) เพื่อนำข้อมูลค่าเฉลี่ย NDVI แปลงนาที่ปลูกในช่วงนาปรังตั้งแต่ระยะเริ่มต้นเพาะปลูกจนถึงระยะใกล้เก็บเกี่ยว ทั้ง 14 สัปดาห์ ไปใช้ในการพัฒนาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่า NDVI กับค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานต่อไป

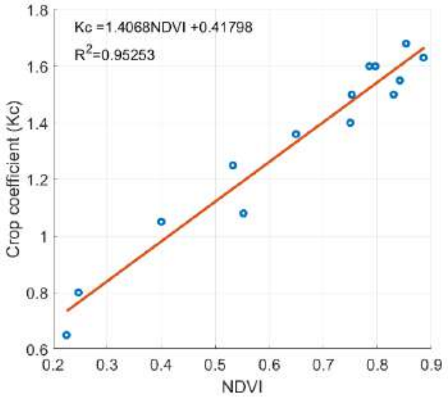
จากรายงานการศึกษาวิจัยการประยุกต์ใช้ค่า NDVI สำหรับติดตามการเจริญเติบโตของข้าวที่ผ่านมา พบว่าข้าวในระยะเริ่มต้นเพาะปลูก 20 – 30 วัน มีค่า NDVI อยู่ที่ประมาณ 0 – 0.30 จากนั้นค่า NDVI จะมีค่าที่เพิ่มสูงขึ้นเรื่อยๆ ตามลำดับจนถึงระยะเจริญเติบโตเต็มที่ NDVI มีค่า 0.80 ขึ้นไป จากนั้นค่า NDVI จะค่อยๆ มีการลดลงตามลำดับจนถึงระยะเก็บเกี่ยว [3]

4.5 ค่าสัมประสิทธิ์ข้าว (Kc)

ข้อมูลค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน เป็นข้อมูลรายสัปดาห์ตั้งแต่ระยะเริ่มต้นเพาะปลูกจนถึงระยะใกล้เก็บเกี่ยว จำนวน 14 สัปดาห์ ซึ่งเป็นค่าคงที่ที่มีความสอดคล้องตามระยะการเจริญเติบโตของข้าว โดยค่า Kc นั้นจะมีค่าที่ต่ำในระยะเริ่มต้นเพาะปลูกและจะเพิ่มสูงขึ้นเรื่อยๆ ตามลำดับจนถึงระยะการเจริญเติบโตเต็มที่หลังจากนั้นค่า Kc จะค่อยๆ ลงลดจนถึงระยะเก็บเกี่ยว โดยค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานเป็นข้อมูลที่จะนำไปใช้ในการพัฒนาสมการความสัมพันธ์กับค่า NDVI ตามระยะการเจริญเติบโตของข้าวต่อไป

4.6 การหาความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์ข้าว (Kc) กับ NDVI

ทำการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Kc กับค่า NDVI ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่าง โดยที่ค่า Kc คือค่าที่อ้างอิงจากกรมชลประทานและ NDVI คือ ค่าเฉลี่ย NDVI ของจุดภาพทั้งหมดในแปลงนาจากภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 ตั้งแต่ระยะเริ่มต้นเพาะปลูกจนถึงระยะเก็บเกี่ยว จำนวน 14 สัปดาห์ ซึ่งได้จากชุดข้อมูลอนุกรมเวลา NDVI โดยข้อมูลกราฟจะแสดงสถานะการเจริญเติบโตของข้าวตลอดฤดูกาลเพาะปลูก โดยทำการคัดเลือกค่า NDVI ของข้าวที่ปลูกในช่วงนาปรัง ดังรูปที่ 5 ตัวอย่างการหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า Kc กับค่า NDVI ในพื้นที่แปลงนา 1 แปลงจากกลุ่มตัวอย่างทั้งหมด 80 ตัวอย่าง ตั้งอยู่ในอำเภอเมือง จังหวัดสิงห์บุรี มีระยะเริ่มต้นเพาะปลูกอยู่ในเดือนธันวาคม พ.ศ. 2561 และมีระยะเก็บเกี่ยวอยู่ในเดือนมีนาคม พ.ศ. 2562



รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย NDVI ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่าย

4.7 ปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo)

รวบรวมข้อมูลปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) ที่คำนวณตามสูตร Penman–Monteith รายเดือน ตั้งเดือนมกราคมถึงธันวาคม โดยข้อมูล ETo จัดเก็บอยู่ในรูปแบบจุดสถานี ในการศึกษาวิจัยครั้งนี้เลือกใช้ข้อมูล ETo ที่ครอบคลุมพื้นที่ศึกษา จำนวน 17 สถานี ซึ่งเป็นข้อมูลได้จากส่วนการใช้น้ำชลประทาน กรมชลประทาน ที่ได้ศึกษารวบรวมข้อมูลสภาพอากาศระยะเวลา 30 ปี ระหว่าง พ.ศ.2524 – 2553 และทำการคำนวณค่า ETo ไว้มาตรฐานตามคู่มือ FAO-56 ดังแสดงในสมการที่ (2)

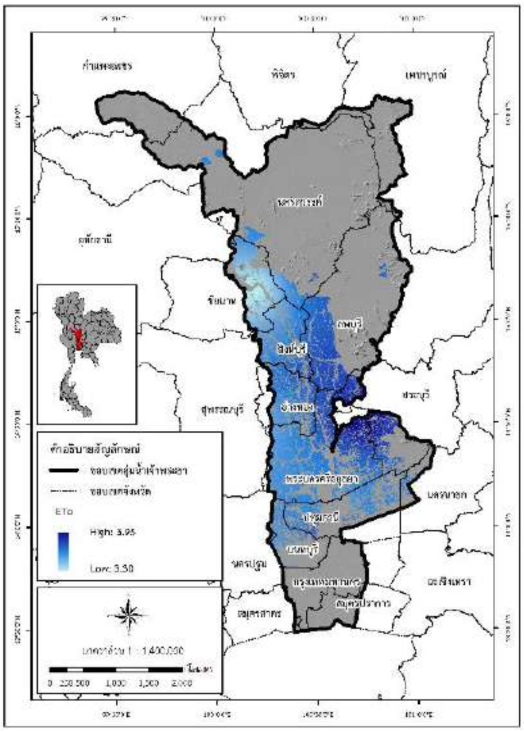
$$ETo = \frac{0.408\Delta(R_n-G)+\gamma\frac{900}{T+273}U_2(e_s-e_a)}{\Delta+\gamma(1+0.34U_2)} \quad (2)$$

โดยที่ ETo คือปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง R_n คือพลังงานการแผ่รังสีดวงอาทิตย์ที่สุทธิที่พื้นผิว G คือพลังงานความร้อนที่ถ่ายลงดิน T คืออุณหภูมิของอากาศเฉลี่ย Δ คือความชันของโค้งความดันไอน้ำอิ่มตัว γ คือค่าคงที่ของเทอมความชื้น U_2 คือความเร็วลมที่ระดับความสูง 2 เมตรจากผิวดิน และ e_s-e_a คือผลต่างระหว่างความดันไอน้ำอิ่มตัวกับความดันไอน้ำจริงในอากาศ

จากนั้นนำข้อมูล ETo ทั้งหมด 17 สถานี มาทำการประมาณค่าข้อมูลเชิงพื้นที่ด้วยวิธี Inverse Distance Weight (IDW) ในแต่ละเดือนทั้ง 12 เดือน ให้ครอบคลุมพื้นที่ศึกษา ดังแสดงในสมการที่ (3) โดยจัดเก็บข้อมูลในรูปแบบจุดภาพ (Raster) กำหนดความละเอียดของจุดภาพทางราบเท่ากับขนาดของจุดภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 คือ 10 x 10 เมตร ดังรูปที่ 6 ตัวอย่างการปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) เดือนมกราคม

$$Z_p = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{z_i}{d_i p}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{1}{d_i p}\right)} \quad (3)$$

โดยที่ Z_p คือจุดที่ไม่ทราบค่า Z_i คือค่าของจุดที่ทราบค่า d_ip คือระยะทางจากจุดที่ทราบค่าไปยังจุดไม่ทราบค่า และ n คือเลขกำลัง



รูปที่ 6 ปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง (ETo) เดือนมกราคม

4.8 ปริมาณการใช้น้ำของพืช (ET)

การคำนวณปริมาณการใช้น้ำของพืชจะทำการคำนวณค่า ET ของแปลงนาทีละแปลงแล้วจึงนำไปคำนวณหาค่าเฉลี่ย โดยค่า ET สามารถคำนวณโดยการคูณค่า Kc ตามช่วงการเจริญเติบโตของพืชในแต่ละสัปดาห์กับค่า ETo ของพื้นที่เพาะปลูกพืชในช่วงเวลานั้นๆ โดยที่ Kc เป็นค่าที่ได้จากการพัฒนาสมการความสัมพันธ์ระหว่างค่าเฉลี่ย NDVI จากภาพถ่ายดาวเทียมกับค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน และ ETo ที่คำนวณตามสูตร Panman–Monteith และผ่านการประมาณค่าข้อมูลเชิงพื้นที่ด้วยวิธี IDW แล้ว ดังแสดงในสมการที่ (4)

$$ET = Kc \times ETo \quad (4)$$

โดยที่ ET คือปริมาณการใช้น้ำของพืช Kc คือค่าสัมประสิทธิ์ของพืช และ ETo คือค่าปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิง

4.9 การตรวจสอบความถูกต้อง

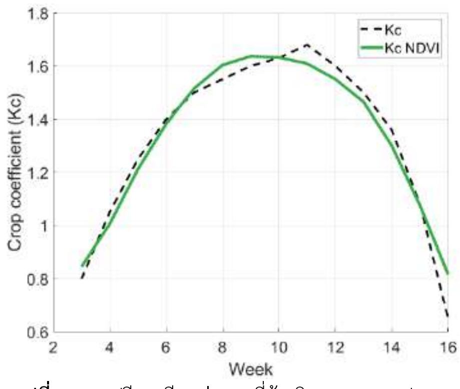
การตรวจสอบความถูกต้องของผลลัพธ์ใช้วิธีการเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างระหว่างค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย Kc ที่ได้จาก NDVI ของกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้ง 80 ตัวอย่างและเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างระหว่างค่าเฉลี่ย ET ที่คำนวณโดยใช้ค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย ET ที่คำนวณโดยใช้ค่า Kc ที่ได้จาก NDVI ของกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้ง 80 ตัวอย่าง

และทำการตรวจสอบความคลาดเคลื่อนทางสถิติ โดยใช้ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (Root Mean Square Error, RMSE) เพื่อประเมินความคลาดเคลื่อนของผลลัพธ์

5. ผลการศึกษา

5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ข้าว (Kc)

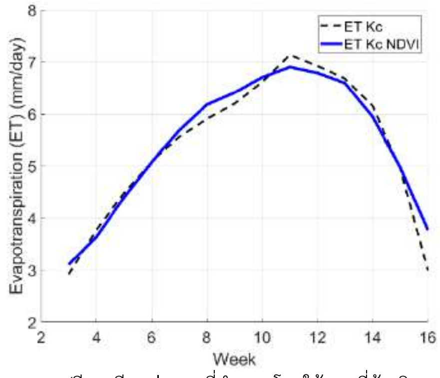
ผลการศึกษาความสัมพันธ์ค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย Kc ที่ได้จาก NDVI ด้วยวิธีการวิเคราะห์การถดถอยเชิงเส้นอย่างง่ายจากกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้งหมด 80 ตัวอย่าง พบว่าความสัมพันธ์ส่วนใหญ่มีค่า R-Squared อยู่ในช่วง 0.80 – 0.97 ดังรูปที่ 7 การเปรียบเทียบค่าเฉลี่ย Kc ที่ได้จาก NDVI ของกลุ่มตัวอย่างแปลงนา 80 ตัวอย่างกับค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน ในแต่ละสัปดาห์ โดยค่าเฉลี่ย Kc ที่ได้จาก NDVI มีค่าต่ำสุด 0.8162 ค่าสูงสุด 1.6366 และค่าเฉลี่ย 1.3321



รูปที่ 7 การเปรียบเทียบค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่า Kc ที่ได้จาก NDVI

5.2 ปริมาณการใช้น้ำของพืช (ET)

ผลการประมาณค่าเฉลี่ยปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตมของกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้ง 80 ตัวอย่าง ดังรูปที่ 8 การเปรียบเทียบค่าเฉลี่ยปริมาณการใช้น้ำของข้าวที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI กับที่คำนวณโดยใช้ Kc อ้างอิงจากกรมชลประทาน โดยผลการศึกษาพบว่าค่าเฉลี่ยปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตม ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI มีค่าต่ำสุด 3.1079 มม./วัน ค่าสูงสุด 6.9011 มม./วัน และมีค่าเฉลี่ย 5.4411 มม./วัน



รูปที่ 8 การเปรียบเทียบค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI

5.3 ผลการตรวจสอบความถูกต้อง

ผลการเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย Kc ที่ได้จาก NDVI ของกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้ง 80 ตัวอย่าง ดังตารางที่ 2 และผลการเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของค่าเฉลี่ย ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่าเฉลี่ย ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI ของกลุ่มตัวอย่างแปลงนาทั้ง 80 ตัวอย่าง ดังตารางที่ 3 และผลการคำนวณค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) ดังตารางที่ 4

ตารางที่ 2 เปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานและค่า Kc ที่ได้จาก NDVI

สัปดาห์ที่	Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน	Kc ที่ได้จาก NDVI	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่าง (ร้อยละ)
3	0.80	0.85	5.54
4	1.05	1.01	4.32
5	1.25	1.21	3.08
6	1.40	1.38	1.23
7	1.50	1.52	1.04
8	1.55	1.60	3.40
9	1.60	1.64	2.26
10	1.63	1.63	0.13
11	1.68	1.61	4.33
12	1.60	1.55	3.17
13	1.50	1.46	2.39
14	1.36	1.30	4.45
15	1.08	1.08	0.44
16	0.65	0.82	22.67

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทานกับค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI

สัปดาห์ที่	ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน	ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่าง (ร้อยละ)
3	2.29	3.11	6.20
4	3.78	3.64	3.61
5	4.48	4.40	1.93
6	5.08	5.07	0.13
7	5.57	5.69	2.20
8	5.90	6.18	4.52
9	6.20	6.41	3.34
10	6.61	6.70	1.39
11	7.13	6.90	3.32
12	6.92	6.79	1.98
13	6.68	6.59	1.30

สัปดาห์ที่	ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน	ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI	ค่าเปอร์เซ็นต์ความแตกต่าง (ร้อยละ)
14	6.15	5.95	3.40
15	4.95	4.98	0.46
16	3.00	3.77	22.93

ตารางที่ 4 ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE)

ข้อมูล	RMSE
Kc ที่ได้จาก NDVI	0.06
ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI	0.26

6. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการศึกษา

ผลจากการศึกษา พบว่าเมื่อทำการเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างค่า Kc ที่ได้จาก NDVI ของภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 กับค่า Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน และเปรียบเทียบเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่ได้จาก NDVI กับค่า ET ที่คำนวณโดยใช้ Kc ที่อ้างอิงจากกรมชลประทาน พบว่ามีเปอร์เซ็นต์ความแตกต่างอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ รวมถึงผลการคำนวณค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (RMSE) มีความคลาดเคลื่อนอยู่ในระดับที่ต่ำเข้าใกล้ศูนย์แสดงถึงความแม่นยำในการใช้ประยุกต์ใช้เทคโนโลยีการสำรวจระยะไกลจากข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมสำหรับการติดตามปริมาณการใช้น้ำของพืชในรูปแบบเชิงพื้นที่ โดยค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นเป็นผลมาจากข้อจำกัดด้านสภาพอากาศในการบันทึกข้อมูลช่วงคลื่นของภาพถ่ายดาวเทียม Sentinel-2 เมื่อชั้นบรรยากาศถูกปกคลุมด้วยเมฆหรือหมอกจึงส่งผลให้ข้อมูลมีความแปรปรวนเกิดขึ้น

6.2 ข้อเสนอแนะ

ในการศึกวิจัยครั้งนี้เป็นการศึกษาการประมาณค่าปริมาณการใช้น้ำของข้าวแบบนาหว่านน้ำตม ในช่วงการปลูกข้าวนาปรังเท่านั้น ซึ่งเป็นการทำนานอกฤดูกาล ยังสามารถศึกษาเพิ่มเติมในช่วงการปลูกข้าวนาปีต่อไป เพื่อให้ทราบถึงปริมาณการใช้น้ำของข้าวครอบคลุมตลอดฤดูกาลเพาะปลูกทั้งนาปรังและนาปี

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์เล่มนี้เสร็จสามารถสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ด้วยความกรุณาและความช่วยเหลืออย่างดียิ่งจากอาจารย์ ดร.ธงทิศ ฉายากุล อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ที่ให้ความกรุณาให้คำปรึกษา ให้คำแนะนำเสนอข้อคิดเห็นที่เป็นประโยชน์ ช่วยตรวจสอบแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ จนกระทั้งการทำวิทยานิพนธ์เสร็จสมบูรณ์

ขอขอบคุณทุนอุดหนุนการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาจากบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในโอกาสที่สมเด็จพระเทพรัตนราชสุดาฯ สยามบรมราชกุมารี ทรงเจริญพระชนมายุ 60 พรรษา

ขอขอบคุณหน่วยงานต่างๆ ที่ให้ความช่วยเหลือในด้านข้อมูลที่ใช้ประกอบการทำวิทยานิพนธ์เล่มนี้

สุดท้ายนี้ผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณบิดา มารดา ที่ให้สิ่งที่ดีดี ความห่วงใย การสนับสนุนและโอกาสที่ดีทางการศึกษากับผู้วิจัยมาโดยตลอด และประโยชน์แห่งวิทยานิพนธ์นี้มอบแด่บุพการี คณาจารย์และทุกท่านที่มีส่วนร่วมในการทำวิทยานิพนธ์

เอกสารอ้างอิง

[1] Dalla Marta, A., Chirico, G. B., Falanga Bolognesi, S., Mancini, M., D'Urso, G., Orlandini, S., . . . Altobelli, F. (2019). Integrating Sentinel-2 Imagery with AquaCrop for Dynamic Assessment of Tomato Water Requirements in Southern Italy. Agronomy, 9(7).

[2] Kamble, B., Kilic, A., & Hubbard, K. (2013). Estimating Crop Coefficients Using Remote Sensing-Based Vegetation Index. Remote Sensing, 5(4), 1588-1602. doi:10.3390/rs5041588.

[3] Mauricio Gonzalez Betancourt, & Zaira Liceth Mayorga-Ruiz. (2018). Normalized difference vegetation index for rice management in El Espinal, Colombia. Dyna, 85(205), 47-56. doi:10.15446/dyna.v85n205.69516

[4] Reyes-González, A., Kjaersgaard, J., Trooien, T., Hay, C., & Ahiablame, L. (2018). Estimation of Crop Evapotranspiration Using Satellite Remote Sensing-Based Vegetation Index. Advances in Meteorology, 2018, 1-12.

[5] Richard G Allen, L. S. Pereira, D. Raes, & Smith, M. (1998). FAO Irrigation and drainage paper No. 56.

[6] Rouse, J. W., Jr.,, Haas, R. H., Schell, J. A., & Deering, D. W. (1974). Monitoring vegetation systems in the Great Plains with ERTS. NASA Special Publication, 351, 309.

[7] กรมชลประทาน. (2554). ปริมาณการใช้น้ำของพืชอ้างอิงโดยวิธีของ Penman – Monteith.

[8] กรมชลประทาน. (2555). ค่าสัมประสิทธิ์พืชโดยวิธี Penman – Monteith.

[9] วราวุธ วุฒิวณิชย์ และพีระชาติ อุดาการ. (2546). การศึกษาหาค่าปริมาณการใช้น้ำและสัมประสิทธิ์การใช้น้ำขององุ่น. วิศวกรรมสาร มก, 54-65.

[10] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร. (2555). โครงการพัฒนาระบบคลังข้อมูล 25 ลุ่มน้ำ.

การประเมินค่าความสูงออร์โทเมตริกจากข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ ด้วยโครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง

Evaluation Orthometric Height derived from GNSS CORS network using various Geoid Model

พงษ์ศักดิ์ จินดาศรี[1] พัชราวดี จิตสุทธิ[1*]

[1] ฝ่ายพัฒนาเทคโนโลยีและดิจิทัล สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน)
*Corresponding author; E-mail address: pongsak@hii.or.th

บทคัดย่อ

ในการศึกษานี้ มุ่งหมายเพื่อประเมินความถูกต้องของค่าความสูงออร์โทเมตริกที่ได้จากการรังวัดค่าความสูงอิลิปซอยด์ ด้วยระบบดาวเทียมนำทาง (GNSS) โดยใช้ข้อมูลจากโครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง (GNSS CORS network หรือ NRTK) ร่วมกับข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ต่างชนิด ได้แก่ แบบจำลองท้องถิ่น (TGM2017) และแบบจำลองสากล (EGM2008, EGM96) และทำการเปรียบเทียบความถูกต้องของค่าความสูงออร์โทเมตริกจากแบบจำลองความสูงแต่ละชนิด กับข้อมูลความสูงจากงานระดับชั้นที่ 1 ของกรมแผนที่ทหาร โดยใช้พื้นที่ลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างเป็นพื้นที่ศึกษาด้วยการรังวัดแบบจลน์ แนวคิด (Virtual Reference Station: VRS) จากการศึกษาพบว่าค่าความสูงออร์โทเมตริกที่ได้จากการรังวัดโดยใช้แบบจำลองความสูงที่ต่างชนิดกัน เทียบกับค่าความสูงหมุดระดับชั้นที่ 1นั้น ข้อมูลแบบจำลองความสูงยีออยด์ TGM2017 EGM2008 และ EGM96 มีค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (RMSE) 0.030 เมตร, 0.841 เมตร และ 0.933 เมตร ตามลำดับ โดยแบบจำลองความสูงยีออยด์ท้องถิ่น TGM2017 นั้น ให้ค่าความถูกต้องที่ดีกว่าแบบจำลองความสูงสากล ดังนั้น การใช้โครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่องร่วมกับแบบจำลองความสูงยีออยด์ท้องถิ่น จะเป็นทางเลือกสำหรับงานสำรวจหาค่าระดับความสูงของภูมิประเทศที่มีความแม่นยำและยังสามารถลดระยะเวลาในการสำรวจเทียบค่าระดับน้ำทะเลปานกลางเช่นกัน

คำสำคัญ: แบบจำลองความสูง, ยีออยด์, สถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง

Abstract

This study focuses on assessing the accuracy of the orthometric heights using GNSS Network-based Real Time Kinematic (NRTK) with different geoid model; the local model (TGM17) and global model (EGM2008, EGM96). And evaluate the accuracy of observed orthometric heights with the elevation information of primary benchmarks of the Royal Thai Survey Department. The lower Chao Phraya River basin was selected to be the study area and carried out in Kinematic technique; Virtual Reference Station (VRS). The results have shown, the comparison differences between the estimated orthometric heights with the geoid model from NRTK and the primary benchmarks elevation are shown the RMSE of 0.030 m, 0.841 m and 0.933 m for TGM17, EGM2008 and EGM96 respectively. From these results, orthometric height estimated from NRTK with the local geoid model (TGM17) could archive better accuracy than any global geoid model. Therefore, the potential of the CORS network with a local geoid model can be one of the better options for any survey works and also can be the shorty measurement base on mean sea level as well.

Keywords: orthometric heights, geoid model, CORS network

1. คำนำ

ปัจจุบันงานรังวัดด้วยดาวเทียมมีบทบาทสำคัญในงานด้านการสำรวจที่ต้องการค่าความถูกต้องของตำแหน่ง นอกจากนี้ผลลัพธ์ที่ได้ก็ยังเป็นค่าพิกัดในสามมิติ ค่าพิกัดทางดิ่งที่ได้จึงถือเป็นผลพลอยได้จากงานรังวัดดาวเทียม แต่อย่างไรก็ตามวิธีการสำรวจรังวัดด้วยดาวเทียมเพื่อให้ได้มาซึ่งค่าความถูกต้องของตำแหน่งทางราบและทางดิ่งสูง ยังมีข้อจำกัดเนื่องมาจากการสิ้นเปลืองแรงงาน เวลา และเงินทุนในการตั้งสถานีฐาน (Single base station) ในทุก ๆ ครั้งที่ทำสำรวจ ทำให้หน่วยงานภาครัฐเล็งเห็นข้อจำกัดดังกล่าวจึงได้มีการติดตั้งสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง (GNSS CORS: Global Navigation Satellite System Continuously Operating Reference Station Continuously Operating Reference Stations) สนับสนุนด้านการรังวัดในภารกิจของหน่วยงานนั้น ๆ แต่ยังไม่ได้มุ่งเน้นในการหาค่าความสูงเหนือระดับทะเล

ปานกลางหรือความสูงออร์โทเมตริก เนื่องจากยังมีค่าความคลาดเคลื่อนทางดิ่งเหนือระดับน้ำทะเลปานกลางที่เกิดจากการใช้แบบจำลองความสูงสากล อยู่มากในการสำรวจระดับท้องถิ่น เช่น ในพื้นที่ประเทศไทย

ส่งผลทำให้หลายหน่วยงานให้ความสำคัญ กับการหาค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลางหรือความสูงออร์โทเมตริก โดยประยุกต์ใช้กับการรังวัดด้วยดาวเทียม โดยใช้ข้อมูลจากสถานีพิกัดอ้างอิงแบบต่อเนื่อง ในขณะเดียวกัน กรมแผนที่ทหาร ได้พัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย โดยเป็นแบบจำลองความสูงยีออยด์ท้องถิ่น (Local geoid model) หรือ TGM17 (Thailand Geoid Model 2017) [1,2]

งานวิจัยนี้ผู้วิจัยจึงได้หาค่าความสูงออร์โทเมตริกจากการรังวัดด้วยดาวเทียม ด้วยเทคนิคการรังวัดแบบจลน์ แนวคิด (Virtual Reference Station: VRS) ใช้ค่าความสูงจากการรังวัดด้วยดาวเทียมซึ่งเป็นความสูงเหนือทรงรี (Ellipsoidal height) บนกรอบอ้างอิงค่าพิกัด ITRF 2008 epoch 2018 แปลงมาเป็นค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลางหรือความสูงออร์โทเมตริก (Orthometric height) [6] งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบการประยุกต์ใช้ข้อมูลจากสถานีพิกัดอ้างอิงแบบต่อเนื่องร่วมกับแบบจำลองความสูงยีออยด์ท้องถิ่น (Local geoid model) TGM2017 และแบบจำลองความสูงยีออยด์สากล (Global geoid model) EGM96, EGM2008 เพื่อช่วยในการพิจารณาการประยุกต์ใช้ในงานด้านต่างที่เกี่ยวข้องกับค่าระดับทางดิ่งในอนาคต

2. วัตถุประสงค์

เปรียบเทียบการรังวัดด้วยดาวเทียม ด้วยเทคนิคการรังวัดแบบจลน์ โครงข่ายสถานีรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง แนวคิด (Virtual Reference Station: VRS) ผ่านการทอนค่า Geoid ที่ต่างชนิดกัน เทียบกับข้อมูลค่าความสูงจากงานระดับชั้นที่ 1 กรมแผนที่ทหาร

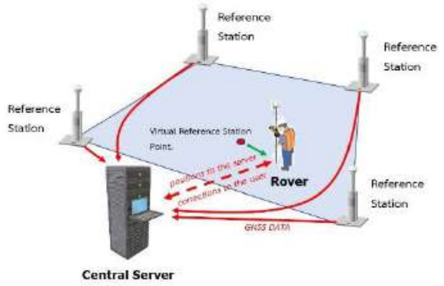
3. แนวคิดทฤษฎี

3.1. การรังวัดแบบจลน์โดยอาศัยระบบเครือข่ายหรือ NRTK (Network-based Real Time Kinematic)

การรังวัดแบบจลน์โดยอาศัยระบบเครือข่ายหรือ NRTK (Network-based Real Time Kinematic) ถูกพัฒนามาเพื่อช่วยลดข้อจำกัดของระยะเส้นฐาน และผู้ใช้งานไม่ต้องเสียเวลาในการติดตั้งสถานีอ้างอิง Reference station (Base) ซึ่งสามารถลดค่าใช้จ่ายในการสำรวจได้ แม้มีเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมแบบเคลื่อนที่ (Rover) แค่เครื่องเดียว จึงมีการพัฒนาแนวคิดการรังวัดแบบจลน์โดยอาศัยระบบเครือข่ายหรือ NRTK (Network-based Real Time Kinematic) ให้มีความถูกต้องทางตำแหน่งในระดับเซนติเมตร [3] และมีความน่าเชื่อถือของค่าพิกัดสูงโดยความถูกต้องและความน่าเชื่อถือของค่าพิกัด ตลอดจนขอบเขตในการทำงานนั้นเป็นอันหนึ่งอันเดียวกันตลอดทั้งโครงข่าย ทำให้มีพื้นในการทำงานเพิ่มมากขึ้น [4] สำหรับหน่วยงานของผู้วิจัยได้ทดลองให้บริการแก่ผู้บุคคลหรือหน่วยงานทั่วไป ในการรังวัดแบบจลน์โดยอาศัยระบบเครือข่ายหรือ NRTK (Network-based Real Time Kinematic) แบบสถานีฐานเสมือน (Virtual Reference Station : VRS) ร่วมการทอนค่าเป็นค่าระดับน้ำทะเลปานกลางจากความสูงยีออยด์ท้องถิ่น (local geoid) เพื่อทดแทนการสำรวจเดินระดับด้วยกล้องสำรวจ

3.2. แนวคิดของระบบเครือข่ายสถานีฐานเสมือน (Virtual Reference Station : VRS)

แนวคิด Virtual Reference Station หรือ VRS สถานีผู้ใช้งานจะส่งค่าพิกัดตำแหน่งโดยประมาณของตัวเองไปยังศูนย์ควบคุมฯ จากนั้นศูนย์ควบคุมฯ จะทำการคำนวณและประมาณค่าแก้ต่าง ๆ จากสถานีฐานทุกสถานีสำหรับตำแหน่งโดยประมาณของสถานีผู้ใช้งาน) นั้น แล้วทำการคำนวณตำแหน่งสถานีผู้ใช้งานที่ถูกต้องโดยการใช้ค่าแก้ดังกล่าว ดังนั้นจึงเสมือนว่ามีสถานีเทียม (Virtual Reference Station) สำหรับอ้างอิงใกล้ ๆ กับสถานีผู้ใช้งาน [3, 4, 7] แสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 Virtual Reference Station (VRS)

โดยเทคนิค VRS เป็นเทคนิคหนึ่งของวิธีการรังวัด NRTKและจากการประมวลข้อมูลพื้นฐาน ผลกระทบของความคลาดเคลื่อนของวงโคจรดาวเทียม, ความคลาดเคลื่อนเนื่องจากชั้นบรรยากาศไอโอโนสเฟียร์ และความคลาดเคลื่อนเนื่องจากชั้นบรรยากาศโทรโพสเฟียร์จะเพิ่มขึ้นไปพร้อมกับความยาวของ Baseline หากอยากจะลดผลกระทบดังกล่าวลง สามารถทำได้โดยการสร้างความแตกต่างของ Observables เช่นวิธี Double Differences เป็นต้นจากหลักการที่ว่าการปฏิบัติงานที่ดีต่อการใช้เส้น Baselines ที่สั้นๆ เพื่อให้สร้าง Reference Station เสมือนใกล้กับ Rover ทำให้เกิดการพัฒนาเพื่อใช้ประโยชน์จากข้อมูลที่มีอยู่ทำให้เกิด การสร้างเครือข่ายสถานีอ้างอิงเพื่อช่วยลดระยะของ Baseline ลง จนเกิดเป็นแนวคิดการสร้างสถานีเสมือนจริง จากการรังวัดจริงของเครือข่ายสถานีที่อ้างอิงที่หลากหลายอย่างน้อยสามสถานีที่อยู่ล้อมรอบ และส่งข้อมูลเหล่านั้นกลับไปยังสถานี Rover ผลของแนวคิดนี้ทำให้มีความแม่นยำในการหาตำแหน่ง [6]

3.3. แบบจำลองความสูงยีออยด์ (geoid modeling)

ยีออยด์ คือ ผิวระดับอ้างอิงมูลฐานหรือผิวศักยภาพความถ่วงของโลก (level surface หรือ equipotential surface on geoid, $w=w_0$ ดังรูปที่ 3) ที่มีความสำคัญต่อการกาหนดค่าระดับความสูงต่ำของภูมิประเทศ และส่งผลต่อค่าความถูกต้องในการรังวัดโดยตรง โดยเฉพาะการคำนวณกา

ความสูงออร์โทเมตริก การคำนวณหาผิวยีออยด์ (geoid determination) หรือเรียกอีกอย่างหนึ่งว่าการสร้างแบบจำลองความสูงยีออยด์ (geoid modeling) [1] ซึ่งแบบจำลองความสูงยีออยด์สากลนั้น จะถูกคำนวณโดยใช้ค่าความโน้มถ่วงของโลกจากหลายๆแหล่ง ทำให้การนำไปใช้ในพื้นที่ที่แตกต่างกัน สามารถเกิดความผันผวน ±100 ซม. ได้ ในระยะต่อมาจึงมีการปรับปรุงค่าความสูงยีออยด์ให้เข้ากับแต่ละภูมิภาค หรือประเทศของตน ซึ่งจะถูกเรียกว่า แบบจำลองความสูงยีออยด์ท้องถิ่น [5,8]

EGM96 (Earth Gravity Model of 1996) เป็นแบบจำลองยีออยด์สากล ถูกสร้างโดยความร่วมมือของ National Imagery and Mapping Agency (NIMA), NASA Goddard Space Flight Center (GSFC) และ Ohio State University โครงการนี้ได้รวบรวมข้อมูลความโน้มถ่วงจากหลายๆแหล่งของโลก ด้วยวิธีที่แตกต่างกันบ้าง จากข้อมูลดาวเทียม GEOSAT และ ERS-1 ข้อมูลเหล่านี้จะนำมาหาค่าที่เรียกว่า coefficients ของ EGM96 แรงโน้มถ่วงของโลกมีลักษณะเป็นฟังก์ชั่น Harmonic ซึ่งจะคำนวณได้ก็ต่อเมื่อทราบค่า coefficients ที่กล่าวไว้ข้างต้นนั่นเอง โมเดล EGM96 ความละเอียดของกริดที่แต่ละช่องมีขนาด 15′ x 15′

EGM2008 (Earth Gravitational Model) ถูกสร้างโดย U.S. National Geospatial- Intelligence Agency (NGA) แบบจำลองยีออยด์สากลนี้ได้ปรับปรุงจาก EGM96 โดยเพิ่มข้อมูลจากดาวเทียม Gravity Recovery and Climate Experiment (GRACE) เป็นข้อมูล จากดาวเทียม GRACE-1 และ GRACE-2 ที่วัดสนามความโน้มถ่วงของโลกปล่อยสู่วงโคจรในปี 2002 และได้เผยแพร่แบบจำลองนี้ในปี 2008 ความละเอียดของกริดที่แต่ละช่องมีขนาด 1′ x 1′

TGM2017 (Thailand Geoid Model 2017) เป็นแบบจำลองยีออยด์ท้องถิ่นความละเอียดสูงที่อ้างอิงผิวระดับบริเวณประเทศไทย ถูกพัฒนาโดยกรมแผนที่ทหารร่วมกับมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยปรับปรุงการคำนวณจาก EGM2008 คำนวณร่วมกับค่าความสูงยีออยด์จากหมุดร่วม GPS และหมุดระดับจำนวน 206 สถานีของกรมแผนที่ทหาร และแบบจำลองชนิดความโน้มถ่วงพิภพ CMU0701 จากการวัดภาคพื้นดิน 3,947 สถานี ความละเอียดของกริดมีขนาด 3” x 3” หรือประมาณ 90ม. x 90ม. [1] แสดงในรูปที่ 2

ในการพัฒนาระยะแรกนั้น ให้ชื่อแบบจำลองว่า THAI12H ทำการคำนวณโดยกำหนดให้อยู่ในระบบไร้กระแสน้ำขึ้นน้ำลง (non-tidal system) และสร้างความสูงยีออยด์ตามสมการที่ (1)

$$N = N_M + \frac{R}{4\pi\gamma\sigma} \iint \left(\Delta g_F - \Delta g_M\right) S(\psi)\, d\sigma + \delta N_I \qquad (1)$$

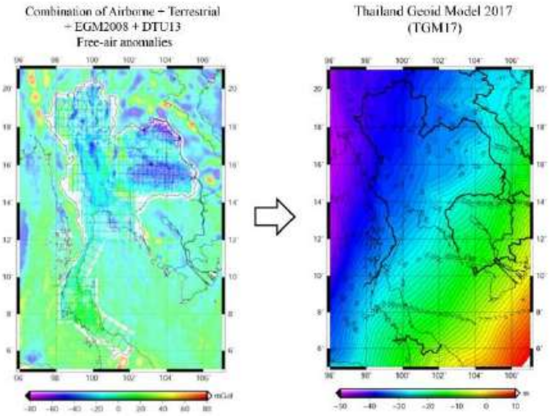
โดยที่ σ คือพื้นผิวของลูกโลกจริง R คือ ค่ารัศมีเฉลี่ยของโลก γ คือความโน้มถ่วงพิภพปกติบนทรงรี ระบบ WGS84 S คือ ฟังค์ชันของ Strokesซึ่งแปรผันตาม ψ and Δg_F ความโน้มถ่วงอนอมอลลี่ที่มีการคำนวณค่าแก้เนื่องจากสภาพภูมิประเทศ Δg_M คือ ความโน้มถ่วงอนอมอลลี่จาก EGM2008 และ N_M คือความสูงยีออยด์จาก EGM2008 [9]

ในการคำนวณความสูงยีออยด์นั้นสามารถคำนวณค่าแก้เนื่องจากผลกระทบทางอ้อม δN_I ได้จากสมการที่ (2)

$$\delta N_I = -\frac{\pi k \rho H^2}{\gamma} \qquad (2)$$

ค่าแก้เนื่องจากสภาพภูมิประเทศจะถูกนำไปใช้กับค่าความโน้มถ่วงที่วัดได้ ดังนั้นค่าความสูงยีออยด์จึงได้จากการรวมค่า N_M และ δN_I โดยใช้ความสูงเฉลี่ยกริดขนาด ขนาด 3” ผลที่ได้ คือแบบจำลอง THAI12H ที่มีค่าความถูกต้องทางดิ่ง ±50 ซม.

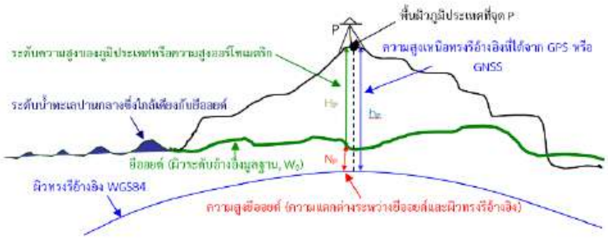
ต่อมาได้มีการปรับปรุงแบบจำลอง และได้เผยแพร่แบบจำลองยีออยด์ล่าสุดในปี 2017 ชื่อว่า TGM17 ซึ่งแบบจำลองความละเอียดสูงนี้ ให้ค่าความถูกต้องทางดิ่งโดยปกติที่ 10 ซม. ในพื้นที่ทั่วไป และให้ 2-5 ซม. ในพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑล [1,9]



รูปที่ 2 การปรับปรุง Thailand Geoid Model 2017 (TGM2017)

3.4. ความสูงออร์โทเมตริก

แบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงจะใช้ทฤษฎีของสโตกส์การคำนวณหายีออยด์ ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ของลูกโลกจริง ยีออยด์ และทรงรีอ้างอิง จะเห็นได้ว่าความสูงยีออยด์ (geoid undulation) คือระยะที่วัดตามแนวเส้นดิ่งที่ตั้งฉากกับผิวยีออยด์ (ซึ่งเส้นดิ่งนี้พุ่งผ่านจุด P) เขียนเป็นสมการพื้นฐานได้ว่าดังสมการที่ (3) แสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างความสูงเหนือทรงรี และความสูงออร์โทเมตริก [5]

$$Hp = hp - Np \qquad (3)$$

โดยที่ Hp คือความสูงออร์โทเมตริก (Orthometric Height) hp คือความสูงเหนือทรงรีอ้างอิง (Ellipsoidal Height) และ Np คือ ความสูงยีออยด์ (Geoid Height) หรือค่าความแตกต่างระหว่างพื้นผิวยีออยด์และ

พื้นผิวทรงรีตามแนวเส้นดิ่งที่พุ่งผ่านจุด *P* จากสมการดังกล่าวสามารถแปลงค่าความสูงเหนือทรงรีมาเป็นค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลาง หรือความสูงออร์โทเมตริกได้ จะพบว่าค่าความถูกต้องของค่าความสูงออร์โทเมตริกนั้นขึ้นอยู่กับค่าความถูกต้องของค่าความสูงเหนือทรงรีที่ได้จากงานรังวัดด้วยดาวเทียม และค่าความถูกต้องของการหาค่า *N* จากที่ได้กล่าวมาในข้างต้นว่ามีความเป็นไปได้ที่จะหาค่าความสูงเหนือทรงรีที่ถูกต้องในระดับ ดังนั้นค่าความถูกต้องของค่า *N* จะเป็นปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการหาค่าความสูงออร์โทเมตริกจากงานรังวัดดาวเทียม โดยค่าความถูกต้องของค่าความสูงออร์โทเมตริกจะขึ้นอยู่กับค่าความถูกต้องของค่าความสูงเหนือทรงรีที่ได้จากงานรังวัดดาวเทียม และความสูงยีออยด์ [10]

การเปรียบเทียบค่าความถูกต้องแบบจำลอง ในกระบวนการเปรียบเทียบค่าความถูกต้องนี้จะดำเนินการ ตรวจสอบความถูกต้องของค่าระดับความสูงภูมิประเทศที่ได้จาก แบบจำลองยีออยด์โดยวิธีการคำนวนค่าความถูกต้องแบบสัมบูรณ์ (Absolute Accuracy) เทียบความถูกต้องกับค่าระดับชั้นที่ 1 จากหมุดทดสอบ ณ ตำแหน่งเดียวกัน โดยใช้หลักทางสถิติของค่าเฉลี่ยกำลังสอง (Root Mean Square หรือ RMS.) [11] ดังสมการ (4) เพื่อนำไป คำนวณหาค่าการประเมินความถูกต้องของแบบจำลองยีออยด์

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n}} \qquad (4)$$

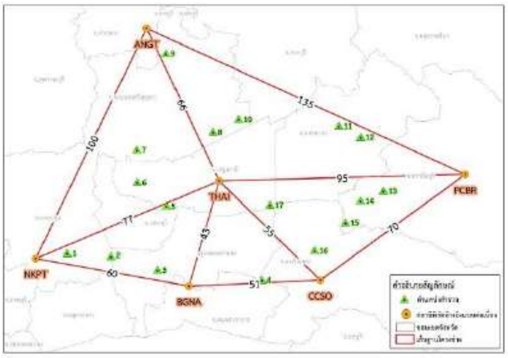
โดยที่ n คือ จำนวนข้อมูลทั้งหมด
x คือ ค่าต่างระหว่างค่าระดับสูงที่ทำการรังวัดแบบจลน์กับค่าระดับชั้นที่ 1
$\bar{x}$ คือ ค่าเฉลี่ยของค่าต่างระหว่างค่าระดับสูงที่ทำการรังวัดแบบจลน์ กับค่าระดับชั้นที่ 1

4. วิธีดำเนินการ

4.1. ข้อมูลและพื้นที่ใช้ในการศึกษา

4.1.1. พื้นที่ศึกษาบริเวณพระนครศรีอยุธยา ปราจีนบุรี ฉะเชิงเทรา กรุงเทพและปริมณฑล ครอบคลุมพื้นที่ 9,680 ตารางกิโลเมตร ในพื้นที่บริการโครงข่ายสถานี GNSS CORS

4.1.2. การคัดเลือกเลือกหมุดระดับชั้นที่ 1 โดยเลือกชนิดหมุดหลักฐานถาวร PBM (Permanent Bench Mark) ซึ่งเกิดจากการถ่ายระดับน้ำทะเลปานกลาง (Mean Sea Level) ของประเทศไทย จากกล้องระดับ ตำแหน่งที่ตั้งเป็นที่โล่งแจ้งไม่มี อุปสรรคในการบดบังสัญญาณดาวเทียม มีจำนวน 17 หมุด แสดงในรูปที่ 4



รูปที่ 4 แผนที่ตำแหน่งสำรวจและตำแหน่งสถานี

4.1.3. เชื่อมต่อรับค่าปรับแก้จากระบบเครือข่ายหรือ NRTK (Network-based Real Time Kinematic) ในตำแหน่งพื้นที่โล่งบนหมุดระดับ โดยใช้เวลาไม่น้อยกว่า 15 นาที และคัดเลือกข้อมูลที่อยู่ในโหมด Fixed Solution ผ่านการทอนค่า Geoid เป็นค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลาง ขณะสำรวจ ด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียมยี่ห้อ Leica รุ่น GS10 ระบบดาวเทียม GPS GLONASS และ BeiDou ดังแสดงในรูปที่ 5

รูปที่ 5 เครื่องรับสัญญาณดาวเทียมยี่ห้อ Leica รุ่น GS10

5. ผลการศึกษา

5.1. ผลการการประมวลผลข้อมูลการรังวัดด้วยดาวเทียม

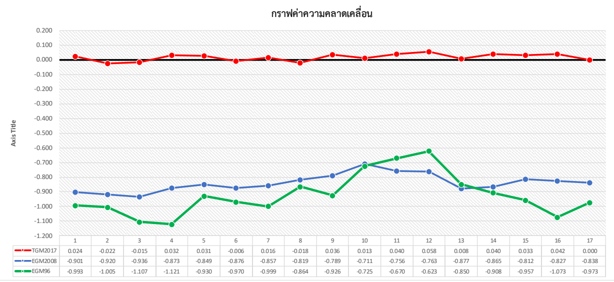
ข้อมูลการรังวัดโครงข่ายสัญญาณดาวเทียม แบบจลน์ (Network Real-Time Kinematic : NRTK) ที่ได้ทำการสำรวจและประมวลผลประมวลผลแล้ว จำนวน 17 จุด ผ่านการทอนค่า Geoid เพื่อหาค่าความสูงเหนือระดับทะเลปานกลาง หรือความสูงออร์โทเมตริก ข้อมูลผลสำรวจหมุดระดับชั้นที่ 1 ค่าระดับอ้างอิงพื้นหลักฐานเกาะหลัก กรมแผนที่ทหาร ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการสำรวจโครงข่ายสัญญาณดาวเทียมและหมุดระดับชั้นที่ 1

จุดสำรวจ	ค่าหมุดระดับชั้นที่ 1	ค่าระดับเทียบน้ำทะเลปานกลาง			ค่าความต่างสัมบูรณ์		
		TGM2017	EGM2008	EGM96	TGM2017	EGM2008	EGM96
1	1.812	1.788	2.713	2.805	0.024	0.901	0.993
2	1.460	1.482	2.380	2.465	0.022	0.920	1.005
3	1.467	1.482	2.403	2.574	0.015	0.936	1.107
4	0.405	0.373	1.278	1.526	0.032	0.873	1.121
5	2.059	2.028	2.908	2.989	0.031	0.849	0.930
6	2.135	2.141	3.011	3.105	0.006	0.876	0.970
7	3.204	3.188	4.061	4.203	0.016	0.857	0.999
8	4.127	4.145	4.946	4.991	0.018	0.819	0.864
9	5.001	4.965	5.790	5.927	0.036	0.789	0.926
10	4.561	4.548	5.272	5.286	0.013	0.711	0.725
11	5.185	5.145	5.941	5.855	0.040	0.756	0.669
12	6.415	6.357	7.178	7.038	0.058	0.763	0.623
13	3.915	3.907	4.792	4.765	0.008	0.877	0.850
14	4.307	4.267	5.172	5.215	0.040	0.865	0.908
15	2.970	2.937	3.782	3.927	0.033	0.812	0.957
16	3.357	3.315	4.184	4.430	0.042	0.827	1.073
17	3.095	3.095	3.933	4.068	0.000	0.838	0.973
ค่าสูงสุดสัมบูรณ์ (Absolute Maximum)					0.058	0.935	1.121
ค่าต่ำสุดสัมบูรณ์ (Absolute Minimum)					0.000	0.710	0.623
ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (RMSE)					0.030	0.841	0.933

6. บทสรุป

จากการศึกษาพบว่า การรังวัดแบบจลน์ แปลงค่าความสูงเหนือทรงรีเป็นค่าความสูงออร์โทเมตริก จากแบบจำลอง Geoid TGM2017 มีความคลาดเคลื่อนจากค่าหมุดระดับชั้นที่ 1 น้อยที่สุด โดยมีค่าสูงสุดสัมบูรณ์ เท่ากับ 0.058 ค่าต่ำสุดสัมบูรณ์เท่ากับ 0.000 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 0.024 ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.030 ส่วนแบบจำลอง Geoid EGM2008 มีความคลาดเคลื่อนจากค่าหมุดระดับชั้นที่ 1 ตามลำดับรอง โดยมีค่าสูงสุดสัมบูรณ์ เท่ากับ 0.935 ค่าต่ำสุดสัมบูรณ์เท่ากับ 0.710 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 0.060 ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.841 และแบบจำลอง Geoid EGM96 มีความคลาดเคลื่อนจากค่าหมุดระดับชั้นที่ 1 มากที่สุด โดยมีค่าสูงสุดสัมบูรณ์ เท่ากับ 1.121 ค่าต่ำสุดสัมบูรณ์เท่ากับ 0.623 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 0.142 ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย (RMSE) เท่ากับ 0.933 ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ความคลาดเคลื่อนความสูงออร์โทเมตริกและหมุดระดับชั้นที่ 1

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ดร.พุทธิพล ดำรงชัย สำหรับคำแนะนำและสนับสนุนข้อมูลแบบจำลองยีออยด์ท้องถิ่นเพื่อใช้ในการทดสอบ ขอขอบพระคุณกรมแผนที่ทหารที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลหมุดระดับชั้นที่ 1 และสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ที่ให้การสนับสนุนการศึกษาวิจัยนี้เป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

[1] พุทธิพล ดำรงชัยและชัยวัฒน์ พรมทอง. (2560). การพัฒนาแบบจำลองยีออยด์ความละเอียดสูงของประเทศไทย. *วารสารแผนที่ ฉบับที่ 1 ปีที่ 37*, กรมแผนที่ทหาร, มกราคม – มิถุนายน 2560, หน้า 23-35.

[2] รุ่งโรจน์ เจริญยศ ธีทัต เจริญกาลัญญูตา และเฉลิมชนม์ สถิระพจน์ (2562). การประเมินผลความถูกต้องเชิงตำแหน่งทางราบของการรังวัดด้วยระบบโครงข่ายดาวเทียมจีเอ็นเอสเอสแบบจลน์ โดยใช้สถานีฐานอ้างอิงแบบรับสัญญาณต่อเนื่องถาวร สำหรับการรังวัดแปลงที่ดินในประเทศไทย. *วารสารสมาคมสำรวจข้อมูลระยะไกลและสารสนเทศภูมิศาสตร์แห่งประเทศไทย ปีที่ 20 ฉบับพิเศษ*, ISSN 1513-4261, 28 สิงหาคม 2562, หน้า 89-100.

[3] ธีรทัต เจริญกาลัญญูตา และเฉลิมชนม์ สถิระพจน์. (2552). การประเมินค่าความถูกต้องจากการรังวัดด้วยดาวเทียมจีพีเอสแบบจลน์ในทันทีโดยอาศัยระบบเครือข่ายสถานีฐานจีพีเอสระบบแรกในประเทศไทย ผลการทดสอบเบื้องต้น. *วิศวกรรมสาร มก. ฉบับที่ 70 ปีที่ 22*, พฤศจิกายน 2552 - มกราคม 2553, หน้า 45-56.

[4] สมเกียรติ ทิพย์สุมณฑา และเฉลิมชนม์ สถิระพจน์. (2561). การประเมินประสิทธิภาพของเทคนิคการรังวัดดาวเทียมแบบจลน์โดยอาศัยเครือข่ายสถานี GNSS แบบต่างๆ ในประเทศไทย. *การประชุมวิชาการ เทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศแห่งชาติ (GEOINFOTECH 2018)*, กรุงเทพมหานคร, 1-2 กุมภาพันธ์ 2561, หน้า 69.

[5] พุทธิพล ดำรงชัยและคณะ. (2552). การคำนวณหาจีออยด์บริเวณประเทศไทยขั้นต้น. *วิศวกรรมสาร มก.*, ISSN 1685-9317, ปีที่ 22, ฉบับที่ 67, ก.พ.-เม.ย. 2552, หน้า 29-41

[6] Hofmann – Wellenhof, B. Lichtenegger, H. and Wasle, E. (2008). *GNSS Global Navigation Satellite Systems, GPS, GLONASS, Galileo & more*. SpringerWienNewYork, pp. 537

[7] Janssen V. (2009). *A comparison of the VRS and MAC principles for network RTK*. paper presented at the IGNSS 2009 Symposium, 1-3 December 2009. Australia., pp. 1-13

[8] Kuroishi, Y. (2001). *A New Geoid Model for Japan*. JGEOID2000, pp. 329-333

[9] Dumrongchai, P., C. Wichienchareon, and C. Promtong (2012). *Local Geoid Model for Thailand*. International Journal of Geoinformatics, **8**(4). pp 15-26

[10] Dumrongchai, P. and N. Duangdee (2019). EVALUATION OF TGM2017 FOR HEIGHT SYSTEM USING GNSS/LEVELING DATA IN THAILAND. *International Transaction Journal of Engineering, Management, & Applied Sciences & Technologies*. Volume 10 No.10

[11] Charoenkalunyuta, T., Satirapod, C., Lee, H. and Choi, Y. (2012). COMPARISON BETWEEN ABSOLUTE AND RELATIVE POSITIONAL ACCURACY ASSESSMENT - A CASE STUDY APPLIED TO DIGITAL ELEVATION MODELS, *Bulletin of Geodetic Sciences*, 25(1): e2019003, 2019.

การประเมินระดับความเสี่ยงของต้นไม้ในเมืองด้วยเทคโนโลยีเครื่องสแกนเลเซอร์ภาคพื้นดิน
RISK ASSESSMENT OF URBAN TREES USING A TERRESTRIAL LASER SCANNING TECHNOLOGY

วาริน ชุบขุนทด และ ชัยโชค ไวภาษา

ภาควิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
ถนนพญาไท แขวงวังใหม่ เขตปทุมวัน กรุงเทพมหานคร 10330
โทร 02-218-6652-64 โทรสาร 02-218-6650 e-mail: warinrmuti@gmail.com

บทคัดย่อ

การประเมินความเสี่ยงของต้นไม้เป็นคุณสมบัติที่สามารถทำได้จากการประเมินความเสี่ยงโดยการสอนผู้ประเมินผลให้ทำตามรูปแบบที่สอดคล้องกันในการตรวจสอบต้นไม้ หากผู้ประเมินความเสี่ยงมีคุณสมบัติเหมาะสมจะสามารถประเมินต้นไม้ได้อย่างถูกต้องเป็นกลางส่งผลให้ต้นไม้ในเมืองสุขภาพดี ลดความร้อน ลดมลพิษ และทำให้คุณภาพชีวิตของคนเมืองดีขึ้น ผู้วิจัยจึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเทคโนโลยีเครื่องสแกนด้วยเลเซอร์ภาคพื้นดิน (Terrestrial Laser Scanner : TLS) มาปรับปรุงความถูกต้องในการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ โดยเลือกต้นจามจุรีทรงปลูกในรัชกาลที่ 9 จำนวน 4 ต้น ภายในจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย สูง 15-20 เมตร โดยสร้างแบบจำลองต้นไม้ขึ้นในรูปแบบต้นไม้เดี่ยว (single-tree) จากข้อมูล TLS ประมวลผลด้วยซอฟต์แวร์ Scan Master ในระบบ point cloud แบบ 3 มิติ แล้วนำไปกรอกในแบบฟอร์มการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ ระดับ 2 Basic Tree Risk Assessment

คำสำคัญ: เครื่องสแกนด้วยเลเซอร์ภาคพื้นดิน การประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ ต้นจามจุรีทรงปลูก

Abstract

Tree risk assessment is a qualification that can be done from risk assessment by teaching the assessor to follow a consistent pattern in the tree inspection. If the tree risk assessor has good qualifications. Can evaluate trees properly, neutral, resulting in healthy trees in the city, Reduce heat, reduce pollution and improve the quality of life of urban people. The researcher therefore aims to use Terrestrial Laser Scanner (TLS) technology to improve the accuracy of risk assessment of trees. By selecting 4 Rain tree planted by Rama 9 in Chulalongkorn University with a height of 15-20 meters Create a tree model in a single tree pattern from TLS data. Processed with the Scan Master software in 3D point cloud system. And then fill in the Tree Risk Assessment form of the level 2 Basic Tree Risk Assessment

Keywords: Terrestrial Laser Scanner, Tree risk assessment, Rain tree planted by Rama 9

1. ที่มาและความสำคัญ

สถาบันมาตรฐานแห่งชาติอเมริกัน “American National Standards Institute” (ANSI) [1] ได้มีการรับรองมาตรฐานการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ “International Society of Arboriculture” (ISA) เพื่อจัดทำแผนผังต้นไม้สำหรับรุกขกร และช่วยกำหนดวิธีการวางแผนการทำงานให้เหมาะสมสำหรับงานด้านรุกขกรรม

ในปัจจุบันเมืองไทยมีการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ที่มีค่าความถูกต้องต่ำ จากปัญหาดังกล่าวจึงนำเทคโนโลยีที่ทันสมัยเพื่อช่วยประเมินความเสี่ยงและความเสียหายต่อทรัพย์สินและอุบัติเหตุอาจเกิดขึ้นกับผู้คนที่อยู่ภายในบริเวณต้นไม้ เทคโนโลยีดังกล่าวคือเทคโนโลยีการสแกนด้วยเลเซอร์ภาคพื้นดิน (Terrestrial laser scan : TLS) สามารถสร้างแบบจำลอง 3มิติในพื้นที่ขนาดเล็ก ให้ความละเอียดสูง และไม่สร้างความเสียหายให้ต้นไม้ TLS ช่วยรวบรวมข้อมูลลักษณะโครงสร้างของต้นไม้ตั้งแต่กิ่งจนถึงเรือนยอด [2] [3] ข้อมูลที่ได้จาก TLS คือคุณสมบัติพื้นฐานของต้นไม้ที่ค่อนข้างแม่นยำ เช่น เส้นผ่านศูนย์กลางเพียงอก (Diameter at Breast Height : DBH) และความสูงของต้นไม้ ถูกวัดเป็นพารามิเตอร์ที่ถูกวัดบ่อย และเป็นพารามิเตอร์ที่สำคัญ [2][4][5][6] จากข้อมูลดังกล่าว TLS สามารถนำไปใช้เก็บข้อมูลอย่างเม่นยำและมีประสิทธิภาพ ผู้วิจัยจึงมีแนวคิดที่นำ TLS เข้ามาช่วยเก็บข้อมูลต้นไม้ เพื่อให้สามารถกรอกแบบฟอร์มการประเมินความเสี่ยงตามมาตรฐาน ISA ระดับ 2 เพื่อเปรียบเทียบค่า DBH(เส้นผ่านศูนย์กลางเพียงอก), Height(ความสูงของต้นไม้), Crown Spread Dia.(เส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของพุ่มไม้) โดยเปรียบเทียบค่าที่วัดได้จากเครื่อง TLS กับค่าที่วัดได้จากวิธีของรุกขกร และยังไม่พบว่ามีการศึกษานี้ในไทยมาก่อน ดังนั้นการศึกษาในครั้งนี้สนใจที่กรณีศึกษาต้นจามจุรีที่ ร.๙ ทรงปลูก จำนวน 4 ต้น ภายในจุฬลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รูปที่ 1 ต้นจามจุรีทรงปลูก

2. อุปกรณ์และเครื่องมือที่ใช้ในการทดลอง

อุปกรณ์ที่ใช้เก็บข้อมูลเป็นเครื่องสแกนเลเซอร์ภาคพื้นดิน (TLS) Topcon GLS-2000 ได้รับความอุเคราะห์จาก บริษัท ท็อปคอนอินสทรูเมนท์ (ไทยแลนด์) สามารถจับภาพที่มีความหนาแน่นสูงกว่าล้านจุดต่อวินาทีที่ระยะ 100-300 เมตรและความแม่นยำในการวัดอยู่ที่หลักมิลลิเมตร

ข้อมูลจุดพิกัดที่ได้จากการสแกนนำมาประมวลผลเพื่อสร้างเป็นภาพสามมิติด้วยซอฟต์แวร์สแกนมาสเตอร์ (scan master software) ที่มาพร้อมเครื่อง TLS และวัดค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ของต้นไม้ด้วยซอฟต์แวร์ CloudCompare ซึ่งดาวน์โหลดได้จากเว็บไซต์ http://www.danielgm.net/cc

3. การเก็บข้อมูลต้นจามจุรีด้วยเครื่อง TLS

สแกนตัวอย่างเก็บข้อมูล point cloud แบบ 3มิติ แบบ Single-tree ในการสแกนตัวอย่าง 1 ตัวอย่าง ต้องตั้งเครื่อง TLS อย่างน้อย 3 สถานีและต้องตั้งเป้าอ้างอิงอย่างน้อย 3 จุด โดยแต่ละสถานีต้องมองเห็นเป้าอ้างอิงอย่างน้อย 2 จุด จุดละ 2 เป้า เพื่อทำการ Register ดังรูปที่ 2

การเก็บข้อมูลภาคสนามหาจุดตั้งเครื่อง TLS และเป้าอ้างอิง ดังรูปที่ 3 โดยตั้งค่าเครื่อง TLS เริ่มจากตั้งชื่อเป้าหมายคือ tcu_01 tcu_02 tcu_03 และ tcu_04 จากนั้นตั้งค่ากล้องเพื่อถ่ายภาพ 360 องศา ตั้งค่าPanorama เป็น Wide, Resolution เป็น High60deg และ Exposure เป็น Auto กด OK ต่อมา ตั้งค่าการสแกน โดยเลือก Resolution เท่ากับ 6.3mm@10m แล้วเลือก Scan Mode เป็น High Speed สุดท้ายเลือก Pulse Select เป็น First จากนั้นกด OK แล้วกด Scan การเก็บข้อมูลภาคสนามโดยใช้เครื่อง TLS เก็บข้อมูล point cloud แบบสามมิติของต้นจามจุรีที่พระบาทสมเด็จพระปรมินทรมหาภูมิพลอดุลยเดช ทรงปลูกบริเวณด้านหน้าหอประชุมจุฬา ฯ จำนวน 4 ต้น ดังรูปที่ 4

รูปที่ 3 การตั้งค่าเครื่อง TLS

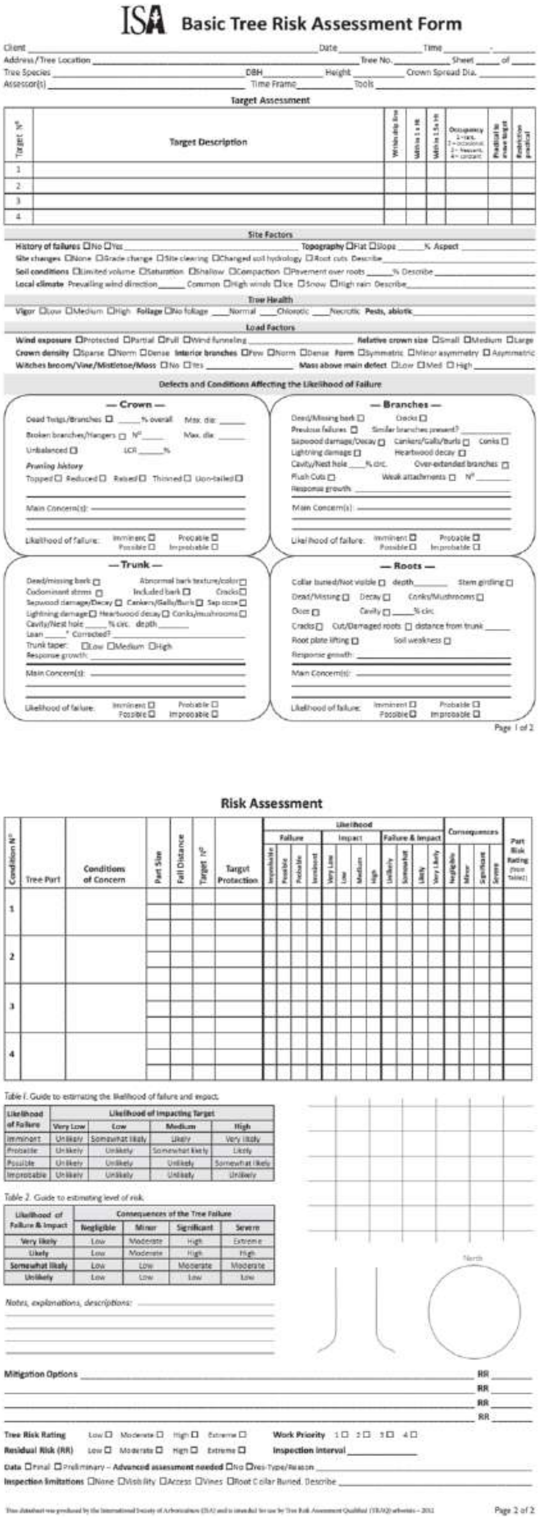
รูปที่ 4 การเก็บข้อมูลภาคสนาม

4. การกำหนดหลักเกณฑ์การประเมินและการคำนวณความเสี่ยง

วิธีการที่สามารถนำมาใช้ในการประเมินความเสี่ยงมีหลากหลายวิธีการและไม่มีวิธีการทางคณิตศาสตร์ที่มีสูตรการคำนวณที่แน่นอน จึงนำมาประยุกต์ใช้กับแบบฟอร์มการประเมินความเสี่ยงต้นไม้ ISA ระดับ 2 ดังตารางที่ 1 เพื่อหาค่าความเสี่ยง

รูปที่ 2 การตั้งเครื่องสแกนเลเซอร์ภาคพื้นดิน เพื่อเก็บข้อมูล Point cloud

ตารางที่ 1 แบบฟอร์มการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ ระดับ 2 Basic Tree Risk Assessment


ISA Basic Tree Risk Assessment Form

Target Assessment

Site Factors

Tree Health

Load Factors

Defects and Conditions Affecting the Likelihood of Failure

— Crown — — Branches — — Trunk — — Roots —

Page 1 of 2

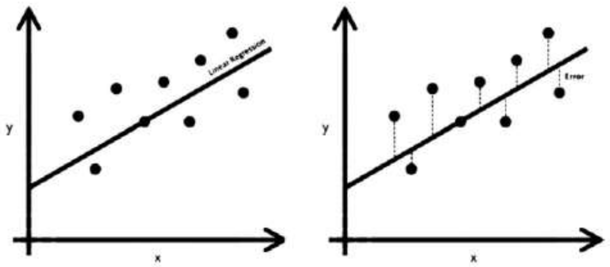
Risk Assessment

Mitigation Options

Page 2 of 2

5. การประมาณค่าความคลาดเคลื่อน

ค่าความคลาดเคลื่อน (error) สามารถคำนวณได้จากการสร้างกราฟเส้นแนวโน้ม (Linear Regression) และวัดค่าความคลาดเคลื่อนได้จากระยะระหว่างค่าแกน Y กับค่าจากเส้นแนวโน้มดังรูปที่ 5 เพื่อนำค่าความคลาดเคลื่อนมาคำนวณหาค่า MSE และ RMSE ต่อไป



รูปที่ 5 วัดค่าความคลาดเคลื่อน

ค่าความคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (Mean square error: MSE) เป็นค่าที่ใช้วัดความแม่นยำพารามิเตอร์ของต้นไม้เพื่อประเมินความเสี่ยง ในตารางการประเมินความเสี่ยงของ ISA ระดับ 2 มีสูตรในการคำนวณดังนี้

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_t - \hat{x}_t)^2}{n-p} \quad (2)$$

รากของค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย (Root Mean square error: RMSE) เป็นค่าที่ใช้วัดความแม่นยำของตัวประมาณที่วัดจากรากที่สองของค่าคลาดเคลื่อนกำลังสองเฉลี่ย มีสูตรในการคำนวณดังนี้

$$RMSE = \sqrt{MSE} = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^{n}(x_t - \hat{x}_t)^2}{n-p}} \quad (3)$$

MSE, RMSE มีค่ายิ่งต่ำยิ่งดี ถ้าเท่ากับ 0 แปลว่าโมเดลทำนายค่า y ได้ถูกต้อง 100%

6. ผลการทดลอง

6.1 ผลการประเมินความเสี่ยงของต้นจามจุรีโดย TLS

เก็บข้อมูลต้นจามจุรีที่ พระบาทสมเด็จพระปรมินทรมหาภูมิพลอดุลยเดช ทรงปลูกบริเวณด้านหน้าหอประชุมจุฬาฯ จำนวน 4 ต้น คือ tcu_01 tcu_02 tcu_03 และtcu_04 จากการเก็บข้อมูลต้นจามจุรีโดยเครื่องมือ TLS และสร้างแบบจำลอง point cloud แบบ 3 มิติ ด้วยโปรแกรม cloudcompare ดังรูปที่ 5 ถึง รูปที่ 8 ข้อมูลต้นไม้ที่วัดจากเครื่อง TLS ทำการวัดสามส่วน คือ DBH(เส้นผ่านศูนย์กลางเพียงอก), Height(ความสูงของต้นไม้), Crown Spread Dia.(เส้นผ่านศูนย์กลางเฉลี่ยของพุ่มไม้ วัดค่าด้วยโปรแกรม cloudcompare ดังตารางที่ 4

รูปที่ 5 แบบจำลอง 3 มิติ ของต้นจามจุรี tcu_01

รูปที่ 6 แบบจำลอง 3 มิติ ของต้นจามจุรี tcu_02

รูปที่ 7 แบบจำลอง 3 มิติ ของต้นจามจุรี tcu_03

รูปที่ 8 แบบจำลอง 3 มิติ ของต้นจามจุรี tcu_04

ตารางที่ 2 ค่าการวัดจากเครื่อง TLS

	tcu_01	tcu_02	tcu_03	tcu_04
DBH	1.139	0.934	1.02	0.865
Height	14.24	14.744	14.406	15.467
Crown Spread Dia.	22.497	22.878	20.796	29.609

6.2 ผลการประเมินความเสี่ยงจากรุขกร

รุกขกรทำการวัด DBH ที่ความสูง 1.30 เมตร นิยมวัดเส้นรอบวง และเส้นผ่านศูนย์กลาง วัดความสูงของต้นไม้ด้วยดินสออาศัยหลักการของสัดส่วนของความสูงอ้างอิงที่ทราบความสูง เทียบกับความสูงของต้นไม้ควรวัดห่างจากต้นไม้ประมาณ 20-25 เมตร การปกคลุมของเรือนยอด ใช้เทปวัดจากขอบเรือนยอดที่ปกคลุมจาดด้านหนึ่งไปยังอีกด้านหนึ่งแนววัดจะต้องตัดกันเป็นแนวตั้งฉาก ดังตารางที่ 5 คือค่าที่วัดได้จากต้นจามจุรี โดยรุกขกร

ตารางที่ 3 ค่าการวัดจากรุขกร

	tcu_01	tcu_02	tcu_03	tcu_04
DBH	1.23	0.853	1.300	0.883
Height	14.730	14.264	14.947	16.243
Crown Spread Dia.	22.672	23.163	19.984	30.184

6.3 ผลการคำนวณค่าความคลาดเคลื่อน

ต้นจามจุรีตัวอย่างทั้งหมด 4 ต้น มีเส้นผ่านศูนย์กลางเพียงอกวัดโดยรุกขกรเท่ากับ 1.230 0.853 1.090 และ0.883 เมตร ตามลำดับ และค่าที่วัดจาก TLS เท่ากับ 1.139 0.934 1.02 และ0.865 ดังตารางที่ 4 และรูปที่ 9 แสดงค่าความคลาดเคลื่อน DBH ของรุกขกรเท่ากับ 0.0954 -0.2012 0.1162 และ-0.0104 ค่าความคลาดเคลื่อน DBH ของ TLS เท่ากับ 0.0391 0.0923 0.0673 และ0.0141 ตามลำดับ ค่า MSE ของรุกขกรกับTLS เท่ากับ 0.0157 0.0036 ค่า RMSE ของทั้งสองวิธีเท่ากับ 0.1256 และ 0.0607 ตามลำดับ

ตารางที่ 4 ค่าความคลาดเคลื่อนของ **DBH** ระหว่าง รุกขกร กับ**TLS**

Tree name	Arborist (m)	TLS (m)	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ Arb	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ TLS	arborist error	TLS error
tcu_01	1.23	1.139	1.134	1.099	0.0954	0.0391
tcu_02	0.853	0.934	1.054	1.026	-0.2012	0.0923
tcu_03	1.300	1.020	0.973	0.952	0.1162	0.0673
tcu_04	0.883	0.865	0.893	0.879	-0.0104	0.0141
MSE	0.0157	0.0036				
RMSE	0.1256	0.0607				

ตารางที่ 5 แสดงค่าความสูงของต้นจามจุรีที่วัดโดยรุกขกรมีค่าเท่ากับ 14.730 14.264 14.947 และ16.243 ดังรูปที่ 10 ค่าความสูงที่วัดได้จากเครื่อง TLS มีค่าเท่ากับ 14.240 14.744 14.406 และ15.467 ตามลำดับ ค่าความคลาดเคลื่อนความสูงต้นจามจุรีของรุกขกร เท่ากับ 0.4668 -0.5214 -0.3606 และ0.4132ค่าความคลาดเคลื่อนความสูงของ TLS เท่ากับ 0.0267 0.1964 0.4759 และ0.2508 โดยมีค่า MSE เท่ากับ 0.1976 และ0.0821 ค่า RMSE เท่ากับ 0.4445 และ 0.2866 ตามลำดับ

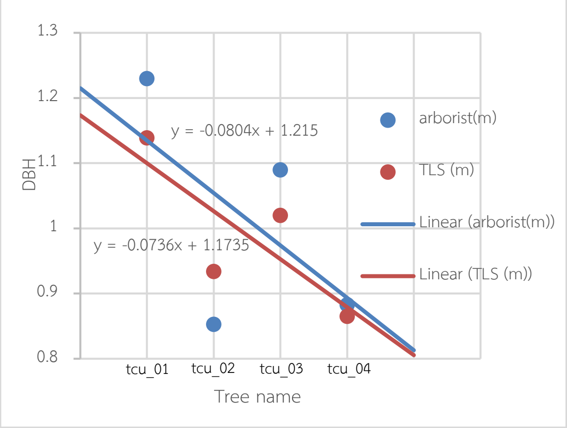
ตารางที่ 5 ค่าความคลาดเคลื่อนของ Height ระหว่าง รุกขกร กับTLS

Tree name	Arborist (m)	TLS (m)	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ Arb	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ TLS	arborist error	TLS error
tcu_01	14.730	14.24	14.263	14.2133	0.4668	0.0267
tcu_02	14.264	14.744	14.785	14.5476	-0.5214	0.1964
tcu_03	14.947	14.406	15.307	14.8819	-0.3606	0.4759
tcu_04	16.243	15.467	15.829	15.2162	0.4132	0.2508
MSE	0.1976	0.0821				
RMSE	0.4445	0.2866				

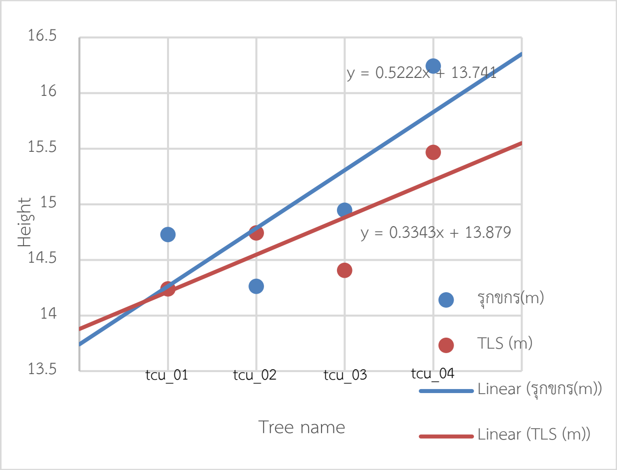
ตารางที่ 6 แสดงค่าความกว้างของทรงพุ่มของต้นจามจุรีซึ่งวัดโดยรุกขกรและTLS โดยมีค่าความคลาดเคลื่อนจากการวัดของรุกขกรเท่ากับ 1.6146 0.1802 -4.9242 และ3.3504 ค่าความคลาดเคลื่อนที่วัดได้จาก TLS เท่ากับ 1.4396 -0.1048 -4.1122 และ2.7754 ตามลำดับ ดังรูปที่ 11 ตามลำดับ ค่า MSE ของรุกขกรกับTLS เท่ากับ 9.5248 6.6741ค่า RMSE ของทั้งสองวิธีเท่ากับ 3.0862 และ2.5834 ตามลำดับ

ตารางที่ 6 ค่าความคลาดเคลื่อนของ Crown Spread Dia. ระหว่าง รุกขกร กับ TLS

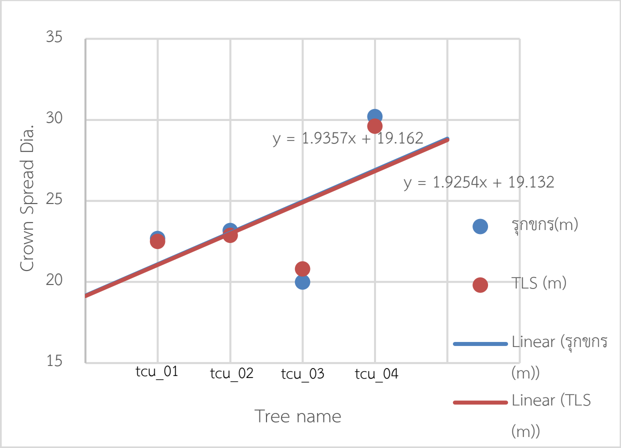
Tree name	Arborist (m)	TLS (m)	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ Arb	ค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ TLS	arborist error	TLS error
tcu_01	22.672	22.497	21.0977	21.0574	1.6146	1.4396
tcu_02	23.163	22.878	23.0334	22.9828	0.1802	-0.1048
tcu_03	19.984	20.796	24.9691	24.9082	-4.9242	-4.1122
tcu_04	30.184	29.609	26.9048	26.8336	3.3504	2.7754
MSE	9.5248	6.6741				
RMSE	3.0862	2.5834				



รูปที่ 9 ค่าการวัด DBH ของต้นจามจุรี

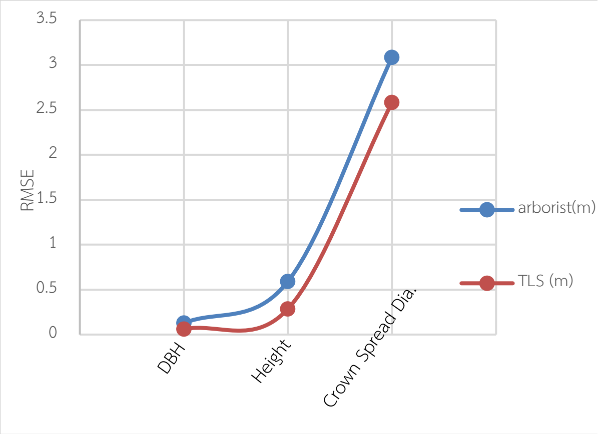


รูปที่ 10 ค่าการวัดความสูงของต้นจามจุรี



รูปที่ 11 ค่าการวัดความกว้างทรงพุ่มของต้นจามจุรี

รูปที่ 14 กราฟแสดงความสัมพันธ์ของค่าความคลาดเคลื่อนที่วัดได้จากรุกขกรกับเครื่อง TLS โดยค่าความคลาดเคลื่อนที่ได้จากรุกขกรมีค่าเท่ากับ 0.1282 0.5928 3.0867 0.2216 และ1.7789 ตามลำดับ ค่าความคลาดเคลื่อนที่ได้จากเคลื่อนที่ได้จากเครื่อง TLS มีค่าเท่ากับ 0.0607 0.2866 2.5834 0.0853 1.0752 ตามลำดับ



รูปที่ 14 ค่าความสัมพันธ์ของ RMSE ระหว่างรุกขกรกับTLS

7. สรุปและอภิปรายผล

จากผลทดลองที่ได้ เมื่อนำผลการทดลองมาคำนวณหาค่า MSE และ RMSE เพื่อเปรียบเทียบกันระหว่างการวัดจากรุกขกร กับTLS พบว่า ค่า DBH ที่รุกขกรวัดมีค่าความคลาดเคลื่อน MSE RMSE เท่ากับ 0.0157 และ 0.1256 และค่าความเคลื่อนที่ได้จาก TLS เท่ากับ 0.0036 0.0607 จะเห็นได้ว่าค่าที่ได้จากการวัดโดยรุกขกรมีค่าไม่เท่ากับการวัดจากเครื่อง TLS

ค่า Height จากการวัดของรุกขกรกับ TLS นำมาคำนวณค่าความคลาดเคลื่อน MSE เท่ากับ 0.1976 0.0821และค่า RMSE เท่ากับ0.4445 0.2866 จะเห็นได้ว่ามีค่าการวัดจากรุกขกรมีค่าไม่เท่ากันกับการวัดจากเครื่อง TLS ค่า Crown Spread Dia. เมื่อนำผลที่ได้จากการวัดมาเปรียบเทียบเพื่อหาค่าคลาดเคลื่อน พบว่า ค่าความคลาดเคลื่อน MSE ระหว่างการวัดของรุกขกรกับ TLS มีค่าเท่ากับ 9.5248 และ 6.6741 ค่า RMSE มีค่าเท่ากับ 3.0862 และ2.5834 ตามลำดับ

เมื่อนำค่าความคลาดเคลื่อนมาพล็อตกราฟทำให้สรุปได้ว่าค่าที่จากการวัดโดยเครื่อง TLS มีค่าใกล้เคียงกับค่าที่วัดได้จากรุกขกร และมีค่าเข้าใกล้ 0 แสดงให้เห็นค่าการวัดจากเครื่อง TLS มีค่าความถูกต้องใกล้เคียงจากการวัดของรุกขกร และสามารถใช้ทดแทนค่าที่ได้จากรุกขกรเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการประเมินความเสี่ยงของต้นไม้ได้ดี เนื่องจาก TLS มีค่าความละเอียดสูง 6 mm

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนเป็นอย่างดีจาก บริษัท ท็อปคอนอินสทรูเมนท์ (ไทยแลนด์) ที่อนุเคราะห์เครื่อง TLS ในการเก็บข้อมูลต้นจามจุรี

ผู้วิจัยขอบคุณเพจ สมาคมรุกขกรรมไทย ที่ให้ข้อมูลและข้อเสนอแนะในการทำงานวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ANSI. (2017). ANSI Tree Risk Assessment Standard Updated. Retrieved from https://pnwisa.org/2017/12/ansi-tree-risk-assessment-standard-updated/

[2] Kuronen, M., Henttonen, H. M., & Myllymäki, M. (2019). Correcting for nondetection in estimating forest characteristics from single-scan terrestrial laser measurements. *Canadian Journal of Forest Research,* 49(1), 96-103.

[3] Liang, X., Kankare, V., Hyyppä, J., Wang, Y., Kukko, A., Haggrén, H., . . . Vastaranta, M. (2016). Terrestrial laser scanning in forest inventories. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing,* 115, 63-77.

[4] Newnham, G. J., Armston, J. D., Calders, K., Disney, M. I., Lovell, J. L., Schaaf, C. B., . . . Danson, F. M. (2015). Terrestrial laser scanning for plot-scale forest measurement. *Current Forestry Reports,* 1(4), 239-251.

[5] Pitkänen, T. P., Raumonen, P., & Kangas, A. (2019). Measuring stem diameters with TLS in boreal forests by complementary fitting procedure. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing,* 147, 294-306.

[6] Zhou, J., Zhou, G., Wei, H., & Zhang, X. (2018). *Estimation of the plot-level forest parameters from terrestrial laser scanning data.* Paper presented at the International Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS).

การประมวลผลและการติดตามภัยแล้งระหว่างฤดูปลูกพืชเศรษฐกิจด้วยเครื่องมือวิเคราะห์ค่าผิดปกติผลต่างดัชนีพืชพรรณ

The Processing and Monitoring Drought In-Season Economic Crop by Normalized Difference Vegetation Index Anomaly Analysis Tool

ธีรวัฒน์ ปานช้างไชยสิทธิ์* ภูกฤษ ศรีวิลาศ สรวิศ สุภเวชย์ และ อนุเผ่า อบแพทย์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: nes35005@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการ แนวทาง และเครื่องมือในการวิเคราะห์ติดตามผลกระทบของภัยแล้งในระหว่างฤดู (in-season) ปลูกพืชเศรษฐกิจ โดยวิเคราะห์จากข้อมูลเส้นฐานค่าผลต่างดัชนีพืชพรรณ (Normalized Difference Vegetation Index, NDVI) ที่จัดทำขึ้นจากข้อมูล NDVI รายสัปดาห์จากระบบประมวลผลเพื่อการหาพื้นที่เสี่ยงภาวะแห้งแล้งแบบอัตโนมัติ (สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ) ระหว่างปี พ.ศ. 2556 - 2561 ในรูปแบบของเส้นฐาน NDVI รายสัปดาห์รายจุดภาพ เพื่อประเมินค่าผิดปกติ (anomaly) ของปีแล้ง 2562 (แล้งสูงสุดในรอบ 50 ปี) และทำการวิเคราะห์ผลกระทบต่อพื้นที่เกษตรกรรมรายจังหวัดตามสัดส่วนพื้นที่เกษตรกรรม รวมถึงแสดงข้อมูลเชิงปริมาณและพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบรายจุดภาพ (ขนาด 1x1 ตารางกิโลเมตร) พร้อมทั้งเสนอแนวทางการติดตามผลกระทบในฤดูปลูกพืชเศรษฐกิจปี 2563 (กรณีศึกษาพืชอ้อยสำหรับผลิตน้ำตาล) โดยได้พัฒนาเครื่องมือสำหรับติดตามประมวลผลข้อมูลจากระบบบริการข้อมูลสำหรับนักวิจัยของประเทศสามารถนำไปใช้งาน รายละเอียดของเครื่องมือและวิธีการใช้งานได้อธิบายไว้แล้ว ในส่วนเนื้อหา และส่วนสรุปผลของงานวิจัยนี้ ค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณมีผลต่างติดลบสามารถอนุมานได้ว่าบริเวณที่ปรากฏพืชที่ไม่สมบูรณ์หรือพืชลดลง คือบริเวณที่กำลังประสบภัยแล้ง

คำสำคัญ: ภัยแล้ง, การติดตามภัยแล้ง, ค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณ

Abstract

The objective of this research is to present the method, guidelines, and tools for analyzing and monitoring the effects of in-season drought during the economic crop season. The analysis based on the weekly Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) data from "the automated processing system for the determination of drought risk areas" (Geo-Informatics and Space Technology Development Agency) between 2013 - 2018 in the form of the weekly baseline of NDVI pixels. They are assessing the anomaly of the drought in 2562 (the highest drought in 50 years) and analysis of the effected ratio of the provincial agriculture area. It also displays the area and quantity of the affected by pixels (1x1square kilometers)—besides, the suggested method for 2020 in-season monitoring (sugarcane case study)—the monitoring tool for processing the serviced data for the national researcher are explained through the main content and the conclusion part of this study. The anomaly of Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) can be inferred that the area where the plants appear to be incompleted or reduced is the area where the plants are facing with drought.
Keyword : Drought, Drought Monitoring, NDVI Anomaly

1. บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหา

ภัยแล้งเป็นภัยธรรมชาติที่เกิดขึ้นทุกปีในฤดูแล้ง ความรุนแรงมากหรือน้อยที่แตกต่างกันในแต่ละปี ขึ้นอยู่กับหลายปัจจัยที่เกิดขึ้นในช่วงปีนั้น ๆ เช่น ปริมาณน้ำที่น้อยไม่เพียงพอต่อการอุปโภคและบริโภค อุณหภูมิที่เพิ่มสูงขึ้น รวมไปถึงการเปลี่ยนแปลงสภาพอากาศที่รุนแรง ปัจจัยเหล่านี้ส่งผลโดยตรงกับภัยแล้ง

ภัยแล้งในประเทศไทยมีผลกระทบโดยตรงกับการเกษตรและแหล่งน้ำ เนื่องจากประเทศไทยเป็นประเทศที่ประชาชนประกอบอาชีพเกษตรกรรมเป็นส่วนใหญ่ เสียหายของผลผลิตที่เกิดจากภัยแล้งจึงมีความเสียหายมาก ส่งผลให้พืชเจริญเติบโตไม่เต็มที่ นอกจากนี้ยังส่งผลต่อปริมาณผลผลิตที่ลดน้อยลงและอาจส่งผลเสียต่อระบบเศรษฐกิจมาก การศึกษาภัยแล้งเพื่อวางแผนจัดการภัยแล้งในอนาคตจึงมีความสำคัญ (เศวตฉัตร ,2553)

เครื่องมือที่ใช้ในงานนี้จะใช้ค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณ โดยค่าดัชนีพืชพรรณเป็นค่าที่แสดงสัดส่วนพืชพรรณที่ปกคลุมในพื้นที่ คำนวณจากช่วงคือที่เกี่ยวของกับพืชพรรณ(ช่วงอินฟราเรดใกล้ กับช่วงตามองเห็นสีแดง) นำมาทำสัดส่วนกัน และจะได้ค่าเป็นลักษณะการกระจายแบบปกติ โดยมีค่าระหว่าง -1 ถึง 1 มีวิธีการคำนวณดังนี้

$$NDVI = \frac{NIR - Red}{NIR + Red}$$

โดยที่ NIR = ค่าการสะท้อนในช่วงคลื่นอินฟราเรดใกล้
Red = ค่าการสะท้อนในช่วงคลื่นสีแดง

<u>ความหมายของค่าที่ได้ในแต่ละบริเวณสามารถตีความได้ดังนี้</u>

-1.00 – 0.29 พื้นที่ที่มีพืชปกคลุมอยู่น้อยมาก ไม่มีอยู่เลย หรือพื้นที่แหล่งน้ำ

0.30 – 0.59 พื้นที่ที่มีพืชพรรณอยู่หนาแน่นน้อย หรือ พื้นที่เกษตรกรรม

0.60 – 1.00 พื้นที่ที่มีพืชพรรณอยู่หนาแน่นมาก

หากวิเคราะห์ค่าดัชนีพืชพรรณใรรูปแบบของอนุกรมเวลา (Time Series) จะเห็นรูปแบบและพื้นที่ของการเจริญเติบโตของพืช รวมไปถึงการทำเส้นฐาน(ค่าเฉลี่ยดัชนีพืชพรรณของสัปดาห์ Wi เมื่อ W แทนสัปดาห์ และ i แทนเลขประจำสัปดาห์ 01 - 51)

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

ในงานวิจัยเรื่องนี้ได้นำเสนอวิธีการ แนวทาง และเครื่องมือในการวิเคราะห์และติดตามผลกระทบของภัยแล้ง รวมไปถึงเสนอแนวทางวิธีการติดตามผลกระทบในฤดูเศรษฐกิจ ปี 2563 กรณีศึกษาพืชอ้อย เพราะเป็นพืชที่มีความสำคัญต่อระบบเศรษฐกิจเป็นอย่างมาก โดยวิธีการ แนวทาง และเครื่องมือหลักที่ใช้ในงานวิจัยนี้ จะใช้ข้อมูลค่าดัชนีพืชพรรณเป็นเครื่องมือหลักในการวิเคราะห์ โดยการวิเคราะห์ข้อมูลเส้นฐาน ผลต่างดัชนีพืชพรรณจะเป็นตัวแทนของข้อมูลค่าดัชนีพืชพรรณในช่วงเวลานั้น ๆ ของปีแล้ววิเคราะห์หาเครื่องมือสำหรับติดตามผลกระทบของภัยแล้งในพื้นที่ต่าง ๆ เพื่อนำเสนอผลทางแนวทางและวิธีการติดตามผลกระทบในขั้นถัดไป

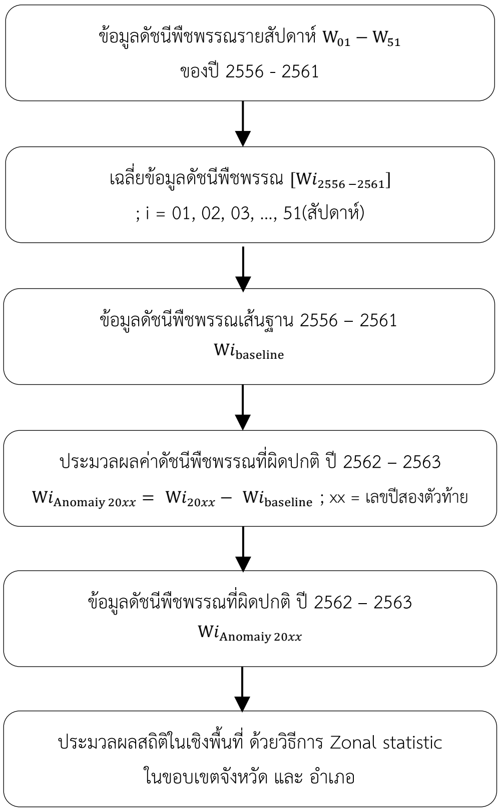
กรณีศึกษาพืชอ้อย อ้อยเป็นพืชเศรษฐกิจที่มีความสำคัญต่อระบบเศรษฐกิจของไทยอย่างมาก โดยพืชอ้อยเป็นวัตถุดิบหลักในการผลิตน้ำตาล ส่วนที่เหลือจากการผลิตน้ำตาลยังเป็นวัตถุดิบหลักของอุตสาหกรรมอื่นด้วย เช่น การผลิตไฟฟ้า ไม้อัด กระดาษ เอทานอล สุรา และผลิตภัณฑ์อาหาร เป็นต้น อุตสาหกรรมที่เกี่ยวข้องเหล่านี้ก่อให้เกิดการจ้างงานมากกว่า 1 ล้านคนต่อปี สร้างงานและรายได้อย่างมากมาย(เกษสุดา เดชภิมล) ดังนั้น การขึ้นลงของผลผลิตอ้อยส่งผลต่ออุตสาหกรรมอื่น ๆ รวมไปถึงพืชอ้อยเป็นพืชที่มีความสำคัญในแต่ละปี มีการกำหนดช่วงปลูก ตัด ส่งเข้าหีบอย่างชัดเจน ด้วยเหตุที่กล่าวมานี้ การศึกษาผลกระทบของภัยแล้งในกรณีศึกษาพืชอ้อยจึงมีความสำคัญต่อการจัดการในอนาคตต่อไป

2. วิธีดำเนินงานวิจัย

ในงานวิจัยเรื่องนี้จะแบ่งขั้นตอนการดำเนินงานออกเป็นขั้นตอนต่าง ๆ โดยเริ่มจากการสร้างเครื่องมือ การนำเสนอวิธีการ และการติดตามผลกระทบของในฤดูเศรษฐกิจ ปี 2563 ของผลพืชอ้อย

2.1 การสร้างเครื่องมือและการนำเสนอวิธีการ

เครื่องมือที่ใช้ในงานวิจัยนี้จะอาศัยข้อมูลค่าดัชนีพืชพรรณของพืช เพราะค่าดัชนีพืชพรรณเป็นค่าที่แสดงถึงความหนาแน่นของพืชพรรณในพื้นที่ และสามารถศึกษาได้ในบริเวณกว้าง โดยกำหนดปีฐานเป็นค่าเฉลี่ยของดัชนีพืชพรรณในปี 2556 – 2561 และนำไปวิเคราะห์หาผลต่างกับปีที่ต้องการศึกษา (ค่าที่ได้สามารถตีความถึงความรุนแรง ขนาดพื้นที่และระยะเวลาที่ส่งกระทบ) แสดงผลรายสัปดาห์และรายเดือน เพื่อให้เห็นถึงการเปลี่ยนแปลงของข้อมูล ติดตามผลกระทบของภัยแล้งและวิเคราะห์ถึงความรุนแรงในแง่ของระยะเวลาและขนาดพื้นที่ของภัยแล้งได้ โดยมีขั้นตอนการทำงานดังนี้ ขั้นตอนการเตรียมข้อมูลดัชนีพืชพรรณ ขั้นตอนการประมวลผลข้อมูลเส้นฐาน ขั้นตอนการประมวลผลค่าผลต่างของดัชนีพืชพรรณ (ค่าดัชนีพืชพรรณที่ผิดปกติ) และขั้นตอนการประมวลผลสถิติรายจังหวัด ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 แสดงขั้นตอนการดำเนินงาน

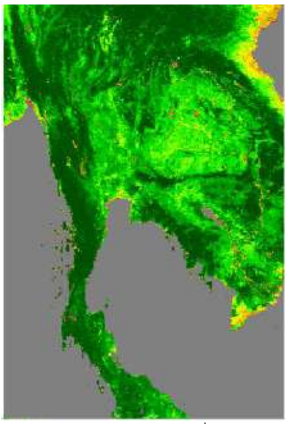
2.2 การเตรียมข้อมูลดัชนีพืชพรรณ

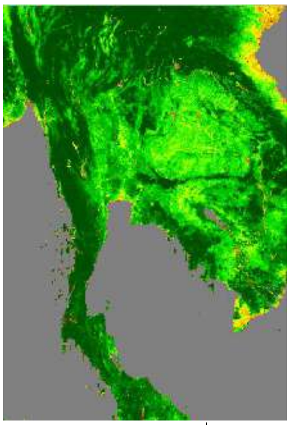
ดาวน์โหลดข้อมูลดัชนีพืชพรรณจากฐานข้อมูลสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) รายสัปดาห์ ตั้งแต่

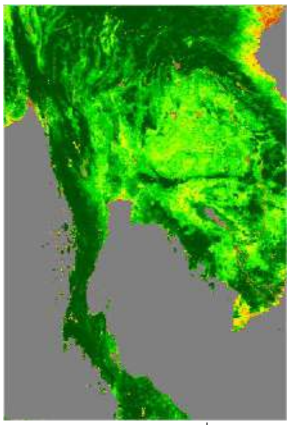
สัปดาห์ที่ 1 ปี 2556 ถึง สัปดาห์ที่ 17 ปี 2563 ในระบบฐานข้อมูลของ สทอภ. ได้มีการจัดเก็บชื่อไฟล์เป็นสองระบบ ได้แก่ปี 2556 – 2559 (CV(สัปดาห์ของข้อมูล)(ปีของข้อมูล)SND.tif) และ 2559 – 2563 (c_viirs_fn_ndvi_w(สัปดาห์ของข้อมูล)_y(ปีของข้อมูล).tif) ในงานวิจัยนี้ ได้มีการเขียนชุดคำสั่ง (Python) ในการวิเคราะห์ข้อมูล จึงจำเป็นต้องทำให้ชื่อไฟล์ของข้อมูลทั้งหมดเป็นระบบเดียวกัน เพื่อให้ง่ายต่อการวิเคราะห์ โดยกำหนดให้ใช้ระบบ (CV(สัปดาห์ของข้อมูล)(ปีของข้อมูล)SND.tif) ในการกำหนดชื่อไฟล์ของข้อมูลทั้งหมด

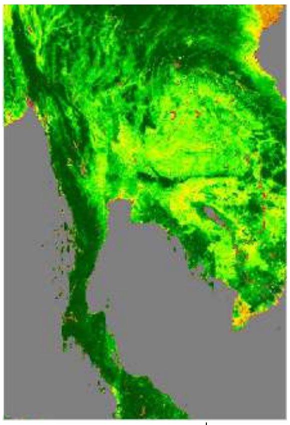
2.3 การประมวลผลข้อมูลเส้นฐาน (Baseline)

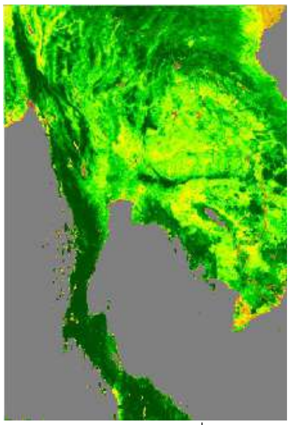
หลังจากจัดการระบบชื่อไฟล์ข้อมูลแล้ว นำข้อมูลมาสร้างเส้นฐาน (Base line) ของค่า NDVI ระหว่างปี 2556 – 2561 รายสัปดาห์ ดังรูปที่ 2 เพื่อนำมาเป็นค่ากลางในการเปรียบเทียบค่าดัชนีพืชพรรณในปีต่าง ๆ นำข้อมูลดัชนีพืชพรรณ ปี 2556 – 2561 ในแต่ละสัปดาห์มาหาค่าเฉลี่ยรายสัปดาห์ในทุก pixel (ข้อมูลดัชนีพืชพรรณเป็นข้อมูลประเภท Raster ขนาด 1900 x 1300 pixel) ค่าดัชนีพืชพรรณที่ถูกตีความเป็นพืชจะมีค่าระหว่าง 0 ถึง 1 (โดยความมากน้อยของพืชในพื้นที่ขึ้นอยู่กับความมากน้อยของค่าดัชนีพืชพรรณในบริเวณนั้น ๆ) ค่าที่ไม่ได้ถูกตีความเป็นพืช (ซึ่งอาจจะมีการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดิน หรือถูกบังจากหยาดน้ำฟ้าต่าง ๆ) ทำให้ค่าไม่อยู่ในช่วง 0 ถึง 1 อาจส่งผลให้ค่าเฉลี่ยผิดปกติ จึงไม่นำค่าเหล่านั้นมาร่วมวิเคราะห์ในเส้นฐานด้วย

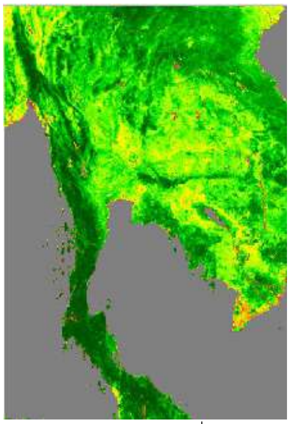

Baseline สัปดาห์ที่ 1

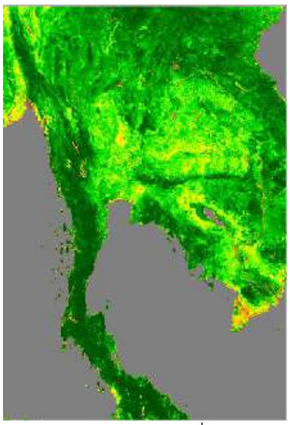

Baseline สัปดาห์ที่ 3

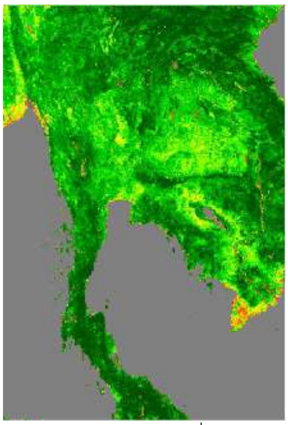

Baseline สัปดาห์ที่ 6

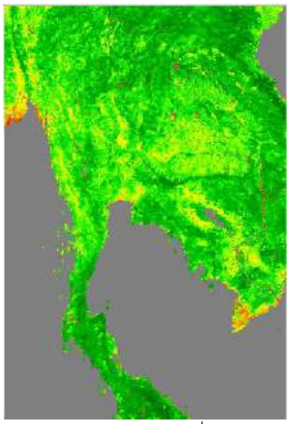

Baseline สัปดาห์ที่ 9

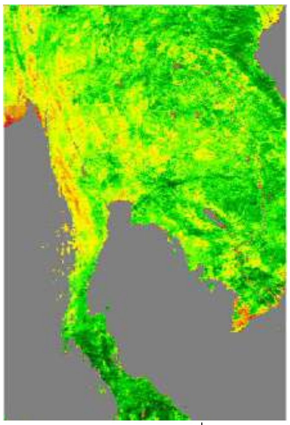

Baseline สัปดาห์ที่ 12

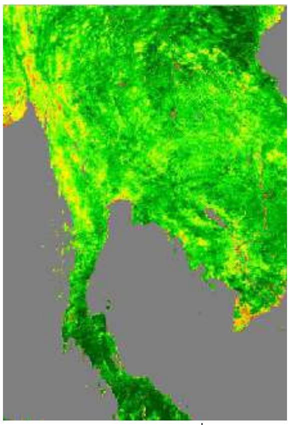

Baseline สัปดาห์ที่ 15

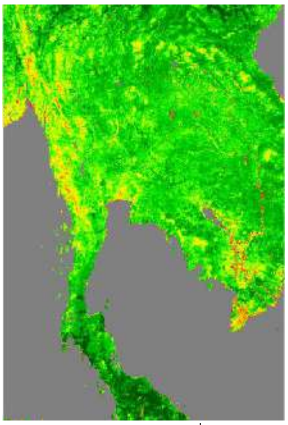

Baseline สัปดาห์ที่ 18

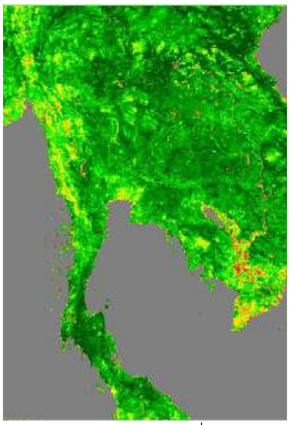

Baseline สัปดาห์ที่ 21

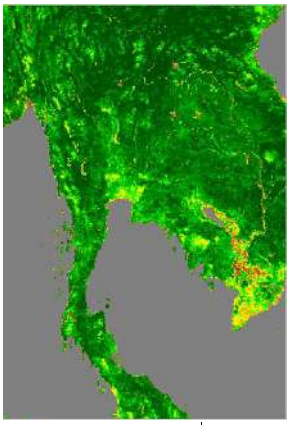

Baseline สัปดาห์ที่ 24

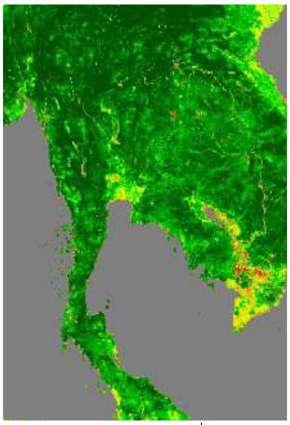

Baseline สัปดาห์ที่ 27

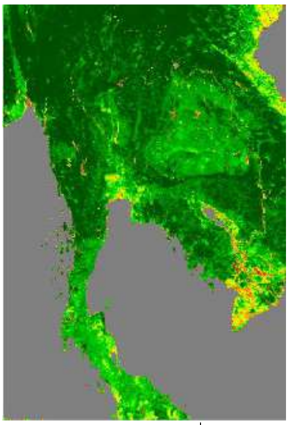

Baseline สัปดาห์ที่ 30

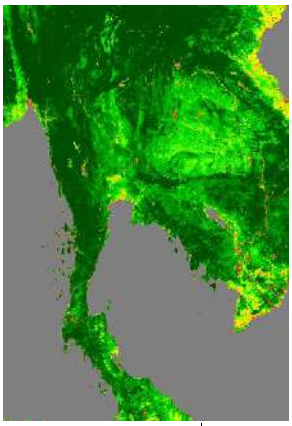

Baseline สัปดาห์ที่ 33

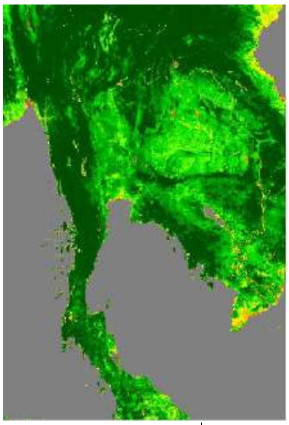

Baseline สัปดาห์ที่ 36


Baseline สัปดาห์ที่ 39


Baseline สัปดาห์ที่ 42


Baseline สัปดาห์ที่ 45


Baseline สัปดาห์ที่ 48


Baseline สัปดาห์ที่ 51

รูปที่ 2 แสดงค่า NDVI ระหว่างปี 2556 – 2561 รายสัปดาห์

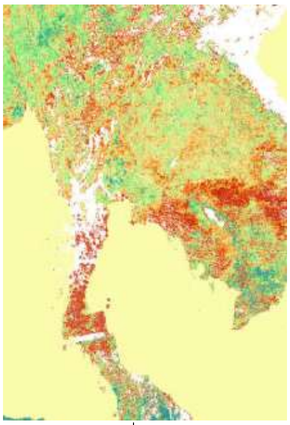
2.4 การประมวลผลค่าผลต่างของดัชนีพืชพรรณ (ผลค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรณ ปี 2562 – 2563

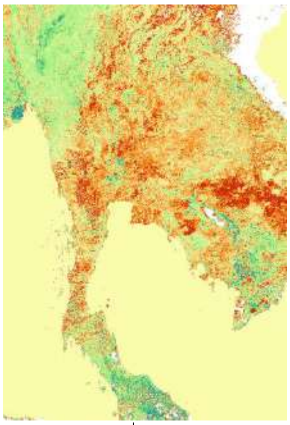
ค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณ คือ ค่าดัชนีพืชพรรณที่คลาดเคลื่อนไปจากข้อมูลเส้นฐาน ในแต่ละ pixel ค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณที่ได้จะอยู่ระหว่าง -1 ถึง 1 (เพราะอยู่ในช่วงผลต่างของดัชนีพืชพรรณที่มีค่าระหว่าง 0 ถึง 1) โดยการวิเคราะห์ค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณ สามารถคำนวณจากข้อมูลดัชนีพืชพรรณปีที่ต้องการศึกษาเป็นตัวตั้งและลบด้วยข้อมูลเส้นฐาน จะได้ผลเป็นค่าความผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณ

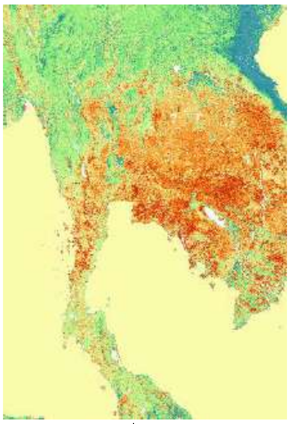
3. ผลการวิจัยการประมวลผลค่าผลต่างของดัชนีพืชพรรณ

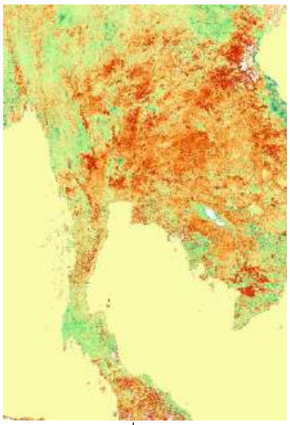
3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีพืชพรรณในปีที่ต้องการศึกษากับค่าดัชนีพืชพรรณที่ควรจะเป็นในช่วงเวลานั้น ๆ

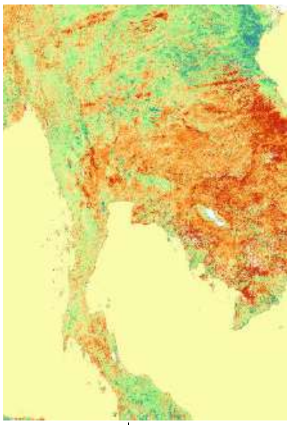
จากผลข้อมูลค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณปี 2562 - 2563 รายสัปดาห์ แสดงถึงข้อมูลความสัมพันธ์ระหว่างค่าดัชนีพืชพรรณในปีที่ต้องการศึกษากับค่าดัชนีพืชพรรณที่ควรจะเป็นในช่วงเวลานั้น ๆ (รูปที่ 3) บางข้อมูลเกิดความไม่สมบูรณ์ของข้อมูลเนื่องจากในพิกเซล (Pixel) นั้น ข้อมูลดัชนีพืชพรรณรายสัปดาห์ของข้อมูลดัชนีพืชพรรณปีที่ต้องการศึกษา ข้อมูลที่ไม่ถูกแสดง (พื้นที่ที่ไม่มีข้อมูล) ไม่สมบูรณ์จากเมฆที่บดบังทำให้ไม่มีค่าดัชนีพืชพรรณในบริเวณพิกเซล (Pixel) นั้น

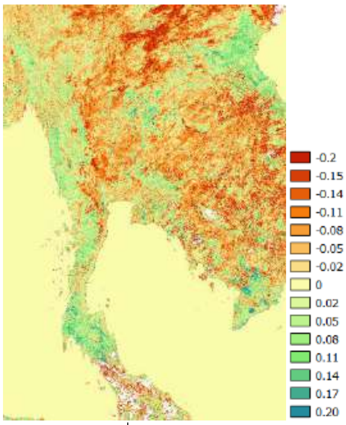

สัปดาห์ที่ 1 ปี 2562


สัปดาห์ที่ 3 ปี 2562

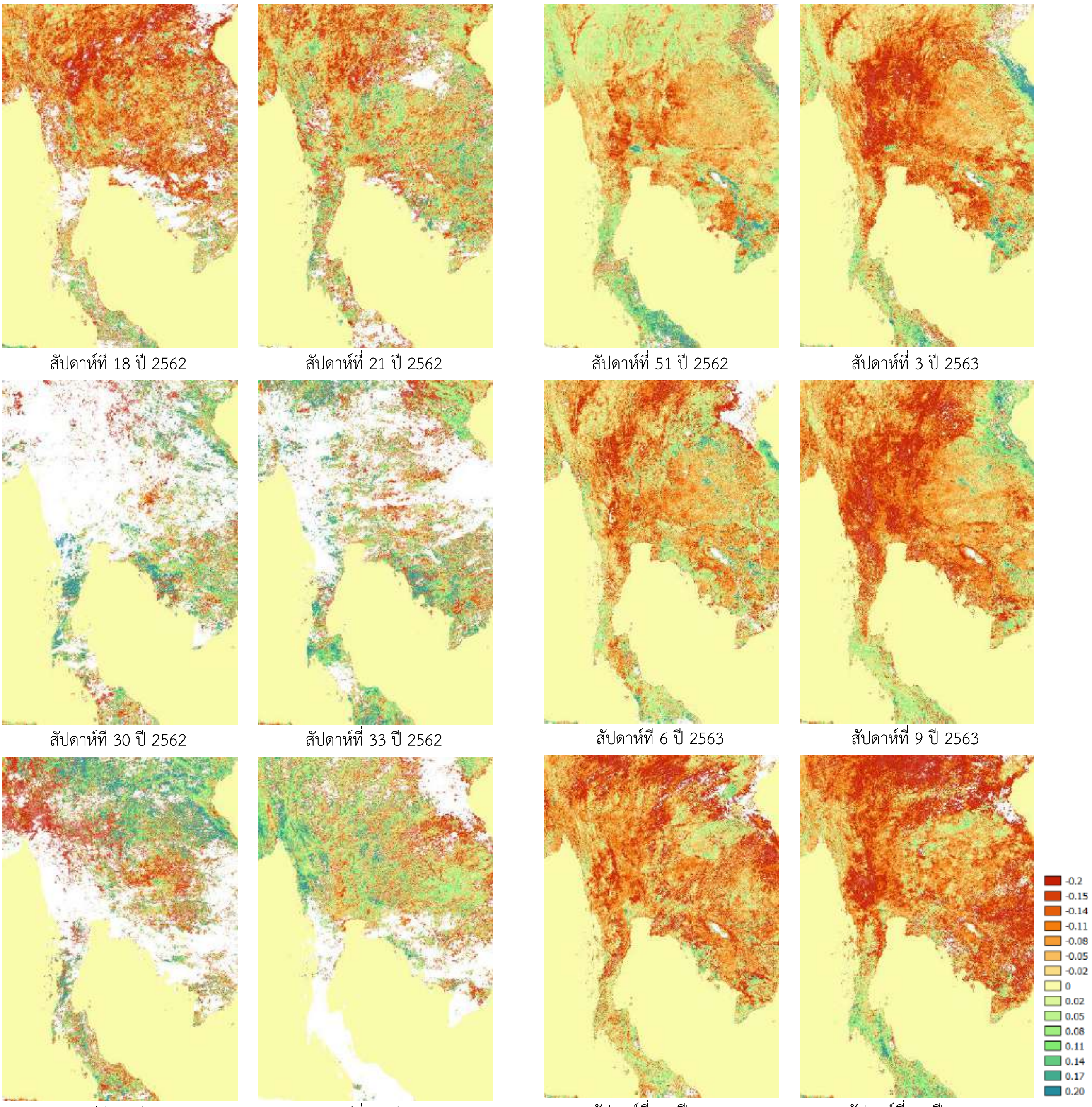

สัปดาห์ที่ 6 ปี 2562

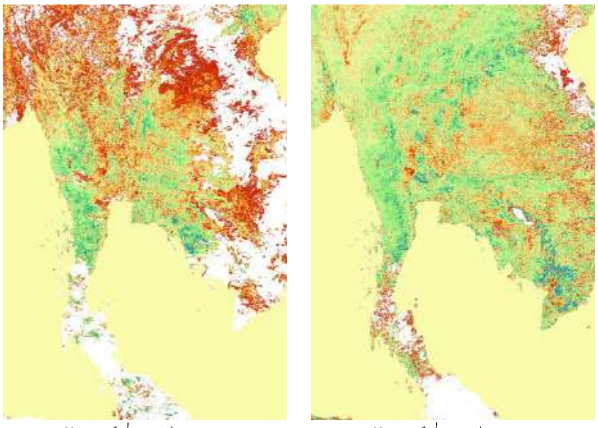

สัปดาห์ที่ 9 ปี 2562


สัปดาห์ที่ 12 ปี 2562



สัปดาห์ที่ 15 ปี 2562

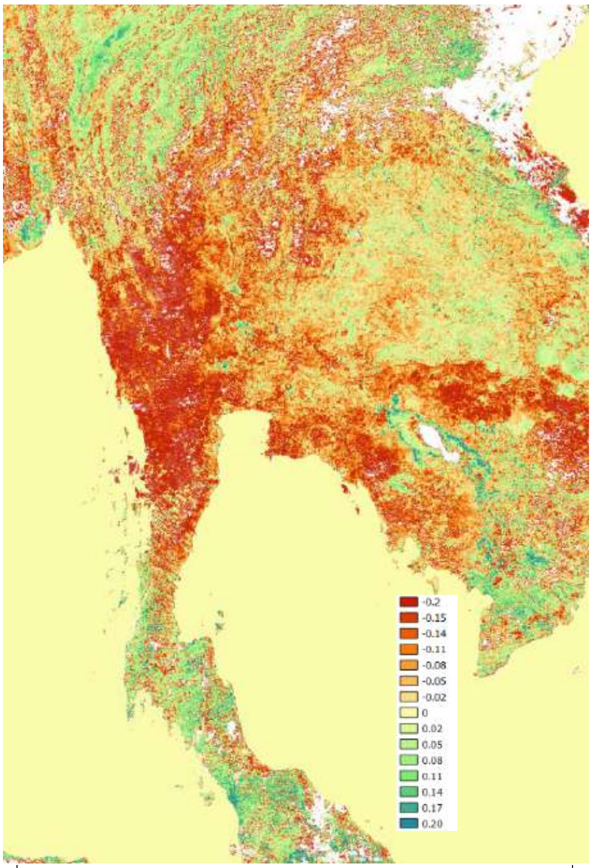




รูปที่ 3 ผลข้อมูลค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณปี 2562 - 2563 รายสัปดาห์

จากผลการดำเนินการจะได้เครื่องมือการติดตามผลกระทบของภัยแล้ง เมื่อดูจากข้อมูลผิดปกติของดัชนีพืชพรรณที่ได้ โดย วิเคราะห์ได้ว่าข้อมูลที่ได้จะส่งผลกระทบในบริเวณกว้าง มีรูปแบบการขยายตัว และส่งผลกระทบเป็นระยะเวลายาวนาน รวมไปถึงความสามารถในการอธิบายปรากฏการณ์ที่เกิดขึ้นในบริเวณนั้น ๆ ได้ บริเวณใดที่ค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณเป็นลบ บริเวณนั้นในปี 2562 - 2563 จะมีค่าดัชนีพืชพรรณที่น้อยกว่าค่าดัชนีพืชพรรณในเส้นฐาน (แสดงถึงมีจำนวนหรือความหนาแน่นของพืชที่ลดลงเนื่องจากปรากฏการณ์ต่าง ๆ) ในทางกลับกันหากค่าในบริเวณใดที่ค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณเป็นบวก ทำให้ทราบว่าบริเวณนั้นในปี 2562 - 2563 จะมีค่าดัชนีพืชพรรณที่มากกว่าค่าดัชนีพืชพรรณในเส้นฐาน (แสดง

ถึงมีจำนวนหรือความหนาแน่นของพืชที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากปรากฏการณ์ต่าง ๆ) จากข้อมูลที่วิเคราะห์จะเสนอในรูปแบบสีในแต่ละพิกเซล (pixel) สีที่แสดงข้อมูลของค่าผิดปกติของข้อมูลดัชนีพืชพรรณได้บ่งบอกถึงผลต่างของค่าดัชนีพืชพรรณระหว่างปีที่ต้องการศึกษากับที่ฐาน โดยปีฐานแทนค่าดัชนีพืชพรรณที่เป็นไปในช่วงเวลานั้น ๆ ของปี เมื่อประมวลผลต่างแล้ว ค่าที่ได้จะอยู่ระหว่าง -1 ถึง 1 โดยค่าจะบ่งบอกถึงความหนาแน่นของพืชพรรณดังที่กล่าวมาข้างต้น โดยสีแดงถึงสีเหลือง (ค่า -1 ถึง 0) จะบ่งบอกว่าในช่วงเวลานั้น ๆ พืชพรรณที่เจริญเติบโตมีน้อยกว่าปีฐาน (ค่าดัชนีพืชพรรณน้อยกว่าที่ควรจะเป็น ณ ช่วงเวลานั้น ๆ) ค่าผลต่างเป็นลบในระยะเวลาที่นาน และบริเวณกว้างจะสามารถคาดการณ์ได้ว่าบริเวณนั้น ๆ ประสบปัญหาแห้งแล้งอยู่ จากผลข้างต้น จะเห็นว่า สัปดาห์ที่ 5 ถึง สัปดาห์ที่ 9 ของปี 2562 และสัปดาห์ที่ 3 ถึงสัปดาห์ที่ 15 ของปี 2563 มีพื้นที่สีแดงในบริเวณกว้างและต่อเนื่องยาวนาน อยู่ในช่วงฤดูแล้งทำให้ทราบถึงผลกระทบของภัยแล้งว่าส่งผลในช่วงเวลาและบริเวณใดบ้าง (รูปที่ 4)

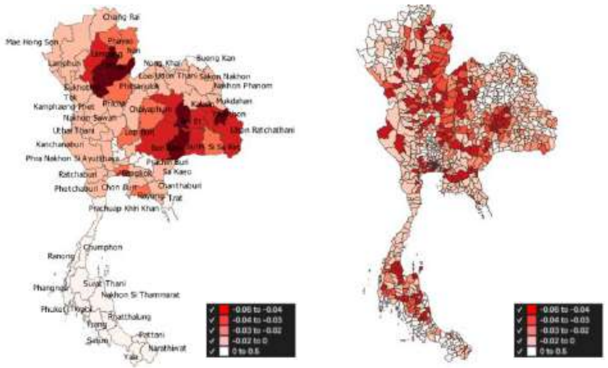


รูปที่ 4 แสดงค่า NDVI Anomaly 2562 (Base line 2556 – 2562) สัปดาห์ที่ 2

โดยค่าผิดปกติของข้อมูลดัชนีพืชพรรณสามารถอธิบายปรากฏการณ์ภัยแล้งได้ (หากในบริเวณใดค่าผิดปกติของค่าดัชนีพืชพรรณติดลบในบริเวณกว้างและยาวนาน จะสามารถทำให้ทราบถึงพื้นที่และความรุนแรงของปัญหาภัยแล้งในบริเวณนั้นได้) เครื่องมือการศึกษาดูค่าความผิดปกติของดัชนีพืชพรรณจึงเป็นอีกเครื่องมือหนึ่งในการติดตามผลกระทบของภัยแล้งของประเทศได้

3.2 การประมวลผลสถิติรายจังหวัด

หลังจากได้ข้อมูลค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณรายเดือนแล้วนำข้อมูลไปประมวลผลข้อมูลทางสถิติด้วยวิธี Zonal Statistic (แปลง Grid Layer ให้เป็น Vector Layer เพื่อใช้เป็นข้อมูลสถิติในพื้นที่นั้น ๆ) โดยกำหนดขอบเขตของ Vector Layer เป็นขอบเขตจังหวัดและขอบเขตอำเภอ เพื่อนำเสนอในรูปแบบแผนที่เพื่อง่ายต่อการตีความและวิเคราะห์ข้อมูล โดยผลของการวิเคราะห์ข้อมูลจะได้เป็นข้อมูลค่าเฉลี่ยของค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณรายเดือนในของเขตพื้นจังหวัดและอำเภอในประเทศไทยโดยกำหนดค่าผลต่างระดับสูงสุดที่ค่าระดับ -0.06 ถึง -0.04 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูล จะทำให้ทราบระดับความรุนแรงของภัยแล้งในแต่ละบริเวณ ดังผลลัพธ์แสดงในรูปที่ 5



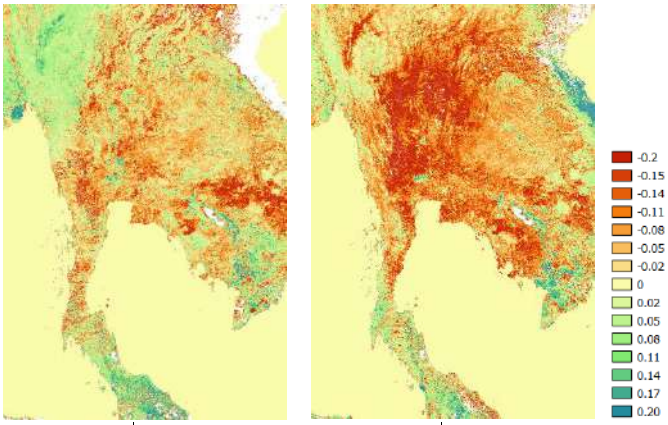
ค่าผิดปกติผลต่างดัชนีพืชพรรณรายจังหวัด

ค่าผิดปกติผลต่างดัชนีพืชพรรณรายอำเภอ

รูปที่ 5 ค่าผิดปกติผลต่างดัชนีพืชพรรณรายจังหวัดและรายอำเภอ

3.3 ขั้นตอนการติดตามผลกระทบของในฤดูเศรษฐกิจ ปี 2563 ของผลพืชอ้อย

จากผลข้อมูลในช่วงเวลาสัปดาห์ที่ 3 ของปี 2562 และ ปี 2563 (ช่วงเดือนมกราคม) ดังรูปที่ 6 คือช่วงรับอ้อยเข้าหีบประจำฤดูการผลิตประจำปี โดยค่าข้อมูลผิดปกติในช่วงเวลาเดียวกันของปี 2563 มีค่าดัชนีของพืชต่ำกว่าปี 2562 โดยสามารถคาดการผลกระทบของความแห้งแล้งได้



สัปดาห์ที่ 3 ปี 2562　　สัปดาห์ที่ 3 ปี 2563

รูปที่ 6 แสดงค่า NDVI Anomaly 2562 และ 2563 (Base line 2556 – 2562) สัปดาห์ที่ 2

โดยจากข้อมูลจากคณะกรรมการบริหารไทยชูการ์ มิลเลอร์ จำกัด (TSMC) ได้เผยว่าในปีการผลิต 2562/63 มีผลผลิตอ้อยเข้าหีบหลังประกาศปิดหีบทุกโรงงานทั้งหมด 74.89 ล้านตัน ลดลงจากปีก่อนจาก 130.97 ล้านตัน (ลดลงกว่าร้อยละ 43) จากข้อมูลดังกล่าว ทำให้ทราบว่า การติดตามผลกระทบของพืชสามารถนำข้อมูลค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณ เป็นอีกเครื่องมือหนึ่งในการวิเคราะห์ได้

4. บทสรุป

ค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณมีผลต่างติดลบสามารถอนุมานได้ว่าบริเวณที่ปรากฏพืชที่ไม่สมบูรณ์หรือพืชลดลง คือบริเวณที่กำลังประสบภัยแล้ง ทั้งนี้ การวิเคราะห์ภัยแล้งจากการตรวจสอบค่า NDVI สามารถบอกพื้นที่แห้งแล้งได้ระดับหนึ่งแต่ไม่สมบูรณ์นัก หากต้องการผลที่แม่นยำขึ้นจำเป็นต้องเปรียบเทียบกับข้อมูล NDVI ในอดีตเป็นช่วงเวลายาว ๆ โดยเฉพาะหากเปรียบเทียบแนวโน้มของภัยแล้งเทียบกับดัชนีตัวอื่น ๆ เช่น NDWI เป็นต้น ในช่วงเวลาเดียวกันก็จะยิ่งทำให้เปรียบเทียบค่าผิดปกติของดัชนีพืชพรรณในพื้นที่มากยิ่งขึ้น การตรวจสอบภัยแล้งด้วยดาวเทียมนั้นดาวเทียมไม่สามารถตรวจวัดพื้นที่ประสบภัยแล้งได้โดยตรง การตรวจวัดพื้นที่ภัยแล้งจำเป็นต้องอาศัยความสัมพันธ์ทางธรรมชาติในหลายปัจจัย โดย NDVI เป็นเพียงมิติความสัมพันธ์ระหว่างความสมบูรณ์ของพืชกับความแห้งแล้งเท่านั้น

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาครั้งนี้ทางคณะผู้วิจัยขอกราบขอบพระคุณ ผศ.พท.ดร.สรวิศ สุภเวทย์ ที่ให้ความช่วยเหลือ แนะนำ ให้คำปรึกษา และชี้แนะในการศึกษารวมถึงการเขียนบทความครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] สยามรัฐ. (2563). พิษภัยแล้งโรงงานน้ำตาลปิดหีบ. [ออนไลน์]. ได้จาก: https://siamrath.co.th/n/143051/ [สืบค้นเมื่อ 5 พฤษภาคม 2563]

[2] Soravis Supavetch, Chayanut Kerenart, Teerawat Panchangchaiyasit (2020). *A Case Study of Sentinel-2 Utilization for Harvest Activity Detection in a Sugarcane Industry Thailand.* Advance Geospatial & Surveying Conference (AGeoS2020)

[3] Soravis Supavetch, (2019). *Sentine-2 based Remote Evaluation System for a Harvest Monitoring of Sugarcane Area in the Northeast Thailand Contract Farming*. The 5th International Conference on Geographical Information Systems Theory, Applications and Management Crete, Greece. 234-241.

[4] ภาคภูมิ เหล่าตระกูล. (2563). รับมือภัยแล้งกับความเข้าใจ NDVI. [ออนไลน์]. ได้จาก https://www.gistda.or.th/main/en/node/3681 [สืบค้นเมื่อ 5 พฤษภาคม 2563]

[5] มหาวิทยาลัยขอนแก่น (2558). รายงานสรุปฉบับสมบูรณ์ โครงการจัดทำต้นทุนผลผลิตและถ่ายทอดความรู้ เพื่อลดต้นทุนการผลิตอ้อยของเกษตรกร ในปีเพาะปลูก 2557/58. สำนักงานคณะกรรมการอ้อยและน้ำตาลทราย กระทรวงอุตสาหกรรม

[6] ภานุพันธุ์ ไมตรี (2561). การประยุกต์ใช้ดัชนีพืชพรรณ(NDVI)ในการศึกษาศักยภาพการเพาะปลูกข้าวในพื้นที่ อำเภอเชียงของ จังหวัดเชียงราย. ภาควิชาทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม คณะเกษตรศาสตร์ทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยนเรศวร

การวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของประเทศไทยในรอบ 10 ปี
The Analysis of a Change in Temperature of Thailand in 10 Years

อังคณา พุ่มพวง* สรวิศ สุภเวชย์ และ อนุเผ่า อบแพทย์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: angkana.pu@rku.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้แสดงการประมวลผลข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวของประเทศไทยต่อเนื่องตั้งแต่ปี 2556 ถึงปี 2563 จากข้อมูลความร้อนพื้นผิว (land surface temperature) ข้อมูลจากเซนเซอร์ติดตั้งบนดาวเทียมระบบ VIIRS (Suomi NPP) ความละเอียดเชิงพื้นที่ 1 ตารางกิโลเมตร แสดงการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิรายพื้นที่ และแสดงการประมวลผลเส้นฐานอุณหภูมิ (baseline temperature) สำหรับใช้ประมวลผลค่าผิดปกติ (anormaly) ของอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ต่อเนื่องในปีที่ประเทศไทยประสบภัยแล้งรุนแรงที่สุดในรอบ 20 ปี เมื่อปี 2562 และยังได้แสดงค่าผิดปกติของอุณหภูมิรายสัปดาห์ต่อเนื่องในปี 2563 การประมวลผลทุกขั้นตอนในการคำนวณข้อมูลเส้นฐานอุณหภูมิ จากการศึกษาพบว่าในปี พ.ศ. 2563 โดยภาพรวมมีค่าค่าผิดปกติอุณหภูมิสูงกว่าปี พ.ศ.2562 เฉลี่ย +0.302 องศาเซลเซียส ซึ่งปีพ.ศ.2563 มีแนวโน้มการเกิดภาวะภัยแล้งรุนแรงกว่าปีก่อน ตลอดจนค่าผิดปกติรายสัปดาห์จากงานวิจัยนี้ ได้ถูกนำมาใช้พัฒนาเครื่องมือสำหรับเผยแพร่ให้นักวิจัยการสำรวจระยะไกลของประเทศไทย ได้นำไปประยุกต์ใช้ประมวลผลข้อมูลจากระบบให้บริการข้อมูลพื้นผิวอัตโนมัติของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) เพื่อให้เกิดองค์ความรู้ในการติดตามแก้ไขปัญหาภัยแล้งได้อย่างมีประสิทธิภาพมากขึ้นในอนาคต

คำสำคัญ : ภัยแล้ง,การติดตามภัยแล้ง,ค่าผิดปกติอุณหภูมิ

Abstract

This research displays the processing of land surface temperature of the Thailand region continuously from 2002 to 2020. This land surface temperature measured from a satellite system of VIIRS (Suomi NPP) in a 1 km resolution used to build the baseline temperature and displays a monthly change of surface temperature of Thailand continuously to the 20 years drought severity in 2019 and temperature anomaly to 2020. Every processing procedure, which used to calculate the baseline temperature and temperature anomaly, is built as a tool for Thai researchers. Besides, researchers to process the land surface temperature data from the automated service of the Geo-Informatics and Space Technology Development Agency in which building more knowledge to monitor and resilience the drought severity in the future. The detail of the use of a tool already explains in the conclusion of the paper.

Keywords: Drought, Drought Monitoring, Temperature Anomaly

1. คำนำ

อุณหภูมิทั่วโลกที่เพิ่มสูงขึ้นในแต่ละปีอย่างมีนัยสำคัญเนื่องมาจากปัญหาภาวะโลกร้อน ส่งผลให้ในหลายพื้นที่ประสบปัญหาภัยแล้ง รวมถึงประเทศไทยที่ได้รับผลกระทบดังกล่าวเนื่องจากเป็นประเทศเกษตรกรรม ซึ่งความแห้งแล้งที่มากขึ้นส่งผลให้เกษตรกรได้รับความเดือดร้อนเป็นจำนวนมากเนื่องจากฝนทิ้งช่วง ปริมาณน้ำไม่เพียงพอต่อความต้องการเพาะปลูก รวมทั้งอุณหภูมิที่สูงขึ้นทำให้พืชผลทางการเกษตรได้ผลผลิตลดน้อยลง โดยเฉพาะอย่างยิ่งในปี 2562 ประเทศไทยเผชิญปัญหาภัยแล้งที่รุนแรงที่สุดในรอบ 20 ปี [7] ทำให้ฝนทิ้งช่วง ฤดูร้อนยาวนานกว่าปกติ พื้นที่เพาะปลูกเสียหายกว่า 5.2 ล้านไร่ พื้นที่ที่พบความเสียหายมากที่สุด คือ ข้าว คิดเป็น 4.3 ล้านไร่ [8] หรือร้อยละ 82.69 ของพื้นการเกษตรที่ได้รับความเสียหายทั้งหมด ซึ่งในอนาคตภัยแล้งและอุณหภูมิจะมีแนวโน้มที่เพิ่มสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง

การเปรียบเทียบว่าในปีที่สนใจมีอุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นเท่าไหร่หรือประสบปัญหาภัยแล้งหรือไม่ ถ้าทำการวิเคราะห์โดยการเปรียบเทียบอุณหภูมิระหว่างอุณหภูมิปีที่สนใจกับปีก่อนหน้า ผลลัพธ์ที่ได้จะไม่สามารถนำมาวิเคราะห์ร่วมกับอุณหภูมิของปีอื่น ๆ ได้ เนื่องจากไม่มีจุดอ้างอิงที่ใช้ในการวิเคราะห์ร่วมกัน ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องสร้างเส้นฐานอุณหภูมิ ซึ่งเปรียบเสมือนจุดอ้างอิงเพราะมาจากการเฉลี่ยของอุณหภูมิเป็นระยะเวลาหลายปี งานวิจัยนี้ได้สร้างเส้นฐานอุณหภูมิเป็นระยะ 6 ปี (พ.ศ. 2556 ถึง 2561) โดยใช้ข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ของภาพถ่ายดาวเทียมระบบ VIIR (Suomi NPP) จากระบบให้ประมวลผลเพื่อการหาพื้นที่เสี่ยงภาวะแห้งแล้งแบบอัตโนมัติของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) เพื่อวิเคราะห์ปริมาณอุณหภูมิของปี พ.ศ. 2562 เมื่อเทียบกับเส้นฐานอุณหภูมิ เนื่องจากในปีดังกล่าวประสบปัญหา

ภัยแล้งที่รุนแรงที่สุดในรอบ 20 ปี และเพื่อวิเคราะห์หาแนวโน้มภัยแล้งของปี พ.ศ.2563 ว่าจะมีความรุนแรงมากขึ้นหรือไม่

2. เส้นฐานอุณหภูมิ

เส้นฐานอุณหภูมิ คือ จุดอ้างอิงของอุณหภูมิโดยมาจากการคำนวณหาค่าเฉลี่ยของข้อมูลอุณหภูมิของพื้นที่ที่สนใจเป็นระยะเวลานานหลายปี [1] ซึ่งค่าเฉลี่ยดังกล่าวถือว่าเป็นค่าอุณหภูมิปกติ (normal temperature) เพื่อใช้ในการเปรียบเทียบว่าอุณหภูมิที่สนใจมีการเบี่ยงเบนออกจากเส้นฐานในปริมาณเท่าใด ค่าความแตกต่างนี้เรียกว่า ค่าผิดปกติอุณหภูมิ

3. ค่าผิดปกติอุณหภูมิ

การคำนวณปริมาณความแตกต่างระหว่างอุณหภูมิของปีที่สนใจหรืออุณหภูมิแท้จริง (absolute temperature) ที่วัดได้จากเครื่องมือ กับจุดอ้างอิงหรือเส้นฐานอุณหภูมิ เรียกว่า ค่าผิดปกติอุณหภูมิ ถ้าผลต่างมีค่าเป็น ลบ หมายถึง ปีนั้นมีอุณหภูมิเย็นลงกว่าอุณหภูมิอ้างอิง ในทางกลับกันถ้ามีค่าเป็น บวก หมายถึง ปีนั้นมีความร้อนสูงกว่าอุณหภูมิอ้างอิง [4] โดยเฉพาะในกรณีที่ค่าผลต่างในเชิงบวกมีค่ามากขึ้นเท่าไหร่ยิ่งแสดงถึงภัยแล้งที่ทวีความรุนแรงมากขึ้นเท่านั้น

ค่าผิดปกติ เป็นหนึ่งในเครื่องมือวัดที่ได้รับการยอมรับและนำมาศึกษาวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของสภาพอากาศอย่างแพร่หลาย เช่น การศึกษาการเปลี่ยนแปลงสภาพอากาศและภัยแล้งในศตวรรษที่ 21 ณ รัฐแคลิฟอร์เนีย ประเทศสหรัฐอเมริกา [3] ที่วิเคราะห์ภัยแล้งจากการคำนวณค่าผิดปกติของอุณหภูมิและค่าผิดปกติของปริมาณน้ำฝนตั้งแต่ปี ค.ศ.1895 ถึง 2014 พบว่าในปี ค.ศ.2014 รัฐแคลิฟอร์เนียมีสภาพอากาศร้อนและแห้งแล้งมากที่สุด

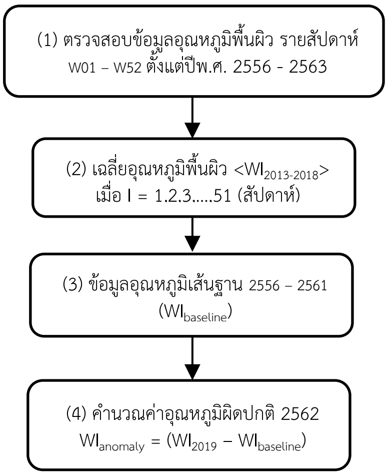
4. ข้อมูลและการประมวลผล

4.1 ข้อมูลที่ใช้ในการประมวลผล

ระบบประมวลผลเพื่อการหาพื้นที่เสี่ยงภาวะแห้งแล้งแบบอัตโนมัติของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) มีจุดประสงค์เพื่อประเมินและติดตามสถานการณ์ภัยแล้งได้อย่างรวดเร็ว อีกทั้งมีระบบผลิตแผนที่กลางออนไลน์เพื่อช่วยในการตัดสินใจ แต่การวิเคราะห์ปัญหาภัยแล้งนั้นจะต้องทำการพิจารณาจากเส้นฐานอุณหภูมิซึ่งยังไม่มีในระบบดังกล่าว งานวิจัยนี้จึงได้จัดทำการสร้างเส้นฐานเพื่อวิเคราะห์ความเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ เนื่องจากระบบมีฐานข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายวันและรายสัปดาห์ของภาพถ่ายดาวเทียมระบบ VIIRS (Suomi-NPP) ตั้งแต่ปีพ.ศ. 2556 จนถึงปัจจุบัน ผู้วิจัยจึงได้เลือกใช้ข้อมูลรายสัปดาห์เนื่องจากมีความเพียงพอที่จะทำให้เห็นรายละเอียดและแนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ โดยใช้ข้อมูลทั้งหมดจำนวน 326 ภาพ แบ่งข้อมูลออกเป็น 2 ส่วนคือ ข้อมูลสำหรับสร้างเส้นฐาน จำนวน 281 ภาพ ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2556 ถึง 2561 และสำหรับการวิเคราะห์ค่าผิดปกติของปี พ.ศ. 2562 รวม 45 ภาพ ซึ่งทุกภาพมีขนาดความละเอียดเชิงพื้นที่ 1 ตารางกิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ทั้งประเทศไทย

4.2 การประมวลผล

ขั้นตอนในการวิเคราะห์ข้อมูลและการประมวลผลของงานวิจัยนี้ใช้วิธีการเขียนอัลกอริทึมด้วยภาษาไพธอน เนื่องจากมีความสะดวกในประมวลผลข้อมูลที่มีปริมาณมากแบบอัตโนมัติ ซึ่งขั้นตอนการทำงานประกอบด้วย 4 ขั้นตอน ได้แก่ 1. ตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิว 2. เฉลี่ยอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ 3. สร้างข้อมูลอุณหภูมิเส้นฐาน และ 4. คำนวณค่าผิดอุณหภูมิปกติปี พ.ศ. 2562 ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 แผนภาพกระบวนการประมวลผล

4.1.1. ตรวจสอบข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิว รายสัปดาห์ W01 – W52 ตั้งแต่ปีพ.ศ. 2556 - 2563

เมื่อทำการตรวจสอบข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ว่าพบว่าชื่อของข้อมูลและระบบการเข้าถึงข้อมูลมีความแตกต่างกัน สามารถจำแนกได้เป็น 2 กลุ่ม คือ 1. ข้อมูลระหว่างปีพ.ศ. 2556 – 2559 เป็นข้อมูลที่ได้จากระบบ LP DAAC (Land Process Distributed Active Centre) ของ NASA และ 2. ข้อมูลระหว่างปี พ.ศ. 2560 – 2563 ได้มาจากการผลิตของสถานีรับสัญญาณภาคพื้นดิน ที่อำเภอศรีราชา จังหวัดชลบุรี เนื่องจากระบบไฟล์ที่แตกต่างกันเป็นอุปสรรคต่อการประมวลผลแบบอัตโนมัติ ทำให้ต้องมีการจัดระบบไฟล์ให้เป็นชื่อเดียวกันก่อนเพื่อให้โปรแกรมไพธอนสามารถจัดเรียงลำดับเวลาของข้อมูลได้

ในหนึ่งภาพครอบคลุมพื้นที่ทั้งประเทศมีข้อมูลจำนวน 1,300 แถว และ 1,900 หลัก รวมมีจำนวนจุดภาพทั้งสิ้น 2.47 ล้านจุดต่อสัปดาห์ ในการประมวลผลเส้นฐานจะต้องแยกพิจารณารายจุดภาพจากข้อมูลทั้งหมด 281 ภาพ (ปี พ.ศ. 2556 – 2561) หรือกว่า 649 ล้านจุด ซึ่งเป็นปริมาณข้อมูลที่มีขนาดใหญ่ ดังนั้นจะต้องทำการพัฒนาอัลกอริทึมที่สามารถประมวลผลข้อมูลขนาดใหญ่ทั้งหมดนี้ได้โดยไม่มีข้อผิดพลาด

4.1.2. เฉลี่ยอุณหภูมิพื้นผิว <$WI_{2013-2018}$> เมื่อ I = 1,2,3,...,51 (สัปดาห์)

การเฉลี่ยข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2556 ถึง 2561 เป็นระยะเวลาจำนวน 6 ปี สามารถทำได้โดยการคำนวณผลบวกแยกรายจุดและหารด้วยจำนวนจุดภาพที่มีข้อมูล

เมื่อพิจารณาข้อมูลในแต่ละจุดภาพจะพบว่าบางจุดภาพมีค่าเท่ากับ -9999 หมายถึง ไม่มีข้อมูล ซึ่งเป็นผลมาจากมีเมฆปกคลุมในช่วงเวลาที่ดาวเทียมบันทึกภาพหรือเกิดข้อขัดข้องของระบบรับสัญญาณที่สถานีรับสัญญาณภาคพื้นดิน อำเภอศรีราชา ซึ่งในการคำนวณจะต้องทำการกำจัดข้อมูลเหล่านี้ออกไปเสียก่อนจึงจะสามารถนำมาคำนวณหาผลบวกได้

จำนวนปีที่นำมาหารเพื่อหาค่าเฉลี่ยนั้นมีความสำคัญอย่างมากที่จะทำให้ค่าเฉลี่ยมีความถูกต้องแม่นยำ ถ้าข้อมูลในจุดนั้นมีค่าครบทุกจุดเท่ากับจำนวนปี (ไม่มีเมฆบดบัง) ดังนั้นค่า N (จำนวนข้อมูลที่มี) จึงมีค่าเท่ากับ 6 แต่เนื่องจากในแต่ละจุดภาพอาจมีข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวสัปดาห์ไม่ครบทุกปี จึงไม่สามารถกำหนดค่า N = 6 (N หมายถึง จำนวนข้อมูลมีข้อมูล) สำหรับทุกกรณีได้ อีกทั้งถ้ามีข้อมูลมีค่าเป็น -9999 จะทำให้ค่า N ลดลง เพราะไม่นำค่าข้อมูลมาพิจารณา ดังนั้น ค่า N ในแต่ละจุดจะมีค่าแตกต่างกันขึ้นอยู่กับจำนวนข้อมูลที่มี

ดังนั้นค่าอุณหภูมิพื้นผิวรายจุดภาพและจำนวนปีที่มีข้อมูลเพื่อนำมาหาค่าเฉลี่ยจะต้องพิจารณาอย่างรอบคอบก่อนนำมาคำนวณเพราะว่าถ้านำค่าที่ไม่ถูกต้องมาคำนวณจะทำให้ผลลัพธ์ที่ได้และการประมวลผลเส้นฐานเกิดความผิดพลาดได้ เมื่อทำการคำนวณค่าเฉลี่ยอุณหภูมิรายจุดของสัปดาห์แรกเรียบร้อยแล้ว จากนั้นทำการคำนวณวนซ้ำแบบเดิมจนครบทั้งหมด 51 สัปดาห์

4.1.3. ข้อมูลอุณหภูมิเส้นฐาน พ.ศ.2556 ถึง 2561 *($WI_{baseline}$)*

นำข้อมูลเฉลี่ยอุณหภูมิพื้นผิวรายจุดที่ได้จากข้อ 4.1.2. มาคำนวณให้เป็นค่าเฉลี่ยอุณหภูมิอากาศในหน่วยองศาเซลเซียสเพื่อสร้างข้อมูลอุณหภูมิเส้นฐานใหม่ โดยใช้สมการแปลง Y=0.1831X-31.2426 โดยที่ X หมายถึง อุณหภูมิพื้นผิวหน่วยเคลวิน และ Y หมายถึง อุณหภูมิอากาศหน่วยเซลเซียส จากงานวิจัย [6] คำนวณในแต่ละจุดภาพจากนั้นทำการบันทึกเป็นข้อมูลเส้นฐานอุณหภูมิอากาศ (.tif) เพื่อใช้ในการพิจารณาและการวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิอากาศที่มักจะนำมาใช้วิเคราะห์กับข้อมูลอื่นๆ เช่น การคายระเหยน้ำของพืช (evapotranspiration) เป็นต้น

4.1.4. คำนวณค่าอุณหภูมิผิดปกติ พ.ศ.2562 $WI_{anomaly} = (WI_{2562} - WI_{baseline})$

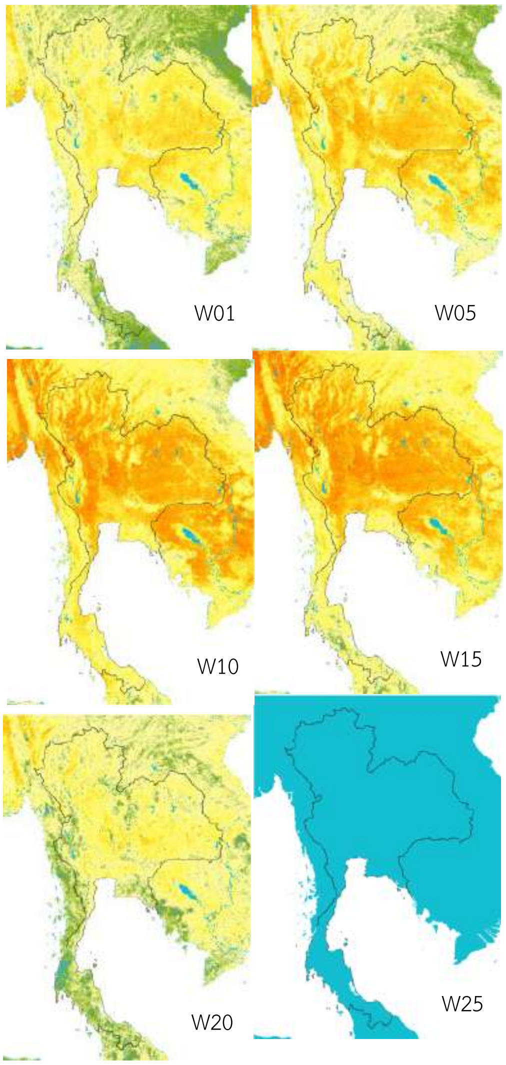
การประมวลผลเส้นผิดปกติอุณหภูมิ เป็นการหาค่าผลต่างรายจุดระหว่างอุณหภูมิอากาศของปีพ.ศ. 2562 กับเส้นฐานอุณหภูมิ เพราะว่าอุณหภูมิเส้นฐานของแต่ละจุดภาพที่ประมวลได้จะเป็นจุดอ้างอิงที่จะเป็นตัวบ่งบอกว่าอุณหภูมิของปีพ.ศ. 2562 มีอุณหภูมิที่ร้อนขึ้นหรือเย็นลงจากเส้นฐานในปริมาณเท่าใด ถ้าผลต่างเป็น ค่าบวก หมายถึง อุณหภูมิอากาศของปี พ.ศ. 2562 มีอุณหภูมิสูงกว่าเส้นฐาน และ ค่าลบ หมายถึงอุณหภูมิอากาศของปี พ.ศ. 2562 มีอุณหภูมิต่ำกว่าเส้นฐาน แต่ว่าข้อมูลอุณหภูมิของปีพ.ศ. 2562 เป็นข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวหน่วยเคลวิน ทำให้ยังไม่สามารถหาผลต่างกับค่าอุณหภูมิเส้นฐานที่เป็นอุณหภูมิอากาศในหน่วยเซลเซียสได้ จึงต้องทำการแปลงให้อยู่ในระบบเดียวกับเส้นฐานก่อนถึงจะสามารถนำมาเปรียบเทียบกันได้ โดยใช้สมการเช่นเดียวกับข้อ 4.1.3.

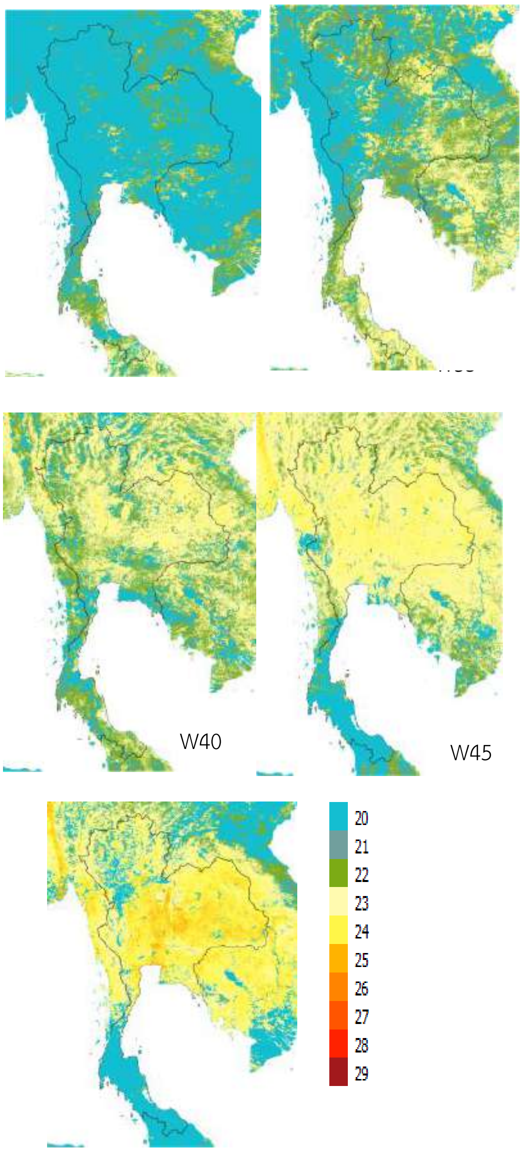
5. ผลการวิจัย

จากการประมวลผลได้ผลลัพธ์แบ่งออกเป็น 2 ส่วนคือ 1. เส้นฐานอุณหภูมิอากาศ 2. ค่าผิดปกติของปีพ.ศ. 2562 3. ค่าผิดปกติของปีพ.ศ. 2563 4.ความสัมพันธ์ของค่าผิดปกติปีพ.ศ. 2562 และ 2563 กับเส้นฐาน เนื่องจากผลลัพธ์ทั้ง 51 สัปดาห์ (หรือ 51 ข้อมูลภาพ) สามารถแบ่งรูปแบบการเปลี่ยนแปลงออกเป็น 3 กลุ่มใหญ่ๆ งานวิจัยนี้จึงขอแสดงผลข้อมูลแต่พอสังเขป ณ สัปดาห์ที่ 1, 5, 10,...,40,45 และ 50 ตามลำดับ จำนวนทั้งหมด 11 สัปดาห์ ดังต่อไปนี้

5.1. อุณหภูมิเส้นฐาน

ตัวอย่างอุณหภูมิเส้นฐานของสัปดาห์ที่ 1, 5, 10,...,50 ดังรูปที่ 2 พบว่า อุณหภูมิอากาศของประเทศไทยอยู่ในช่วง 20 - 29 องศาเซลเซียส โดยที่พื้นที่สีฟ้าหมายถึงพื้นที่ที่มีอากาศเย็นและพื้นที่สีแดงหมายถึงพื้นที่ที่มีอากาศร้อน

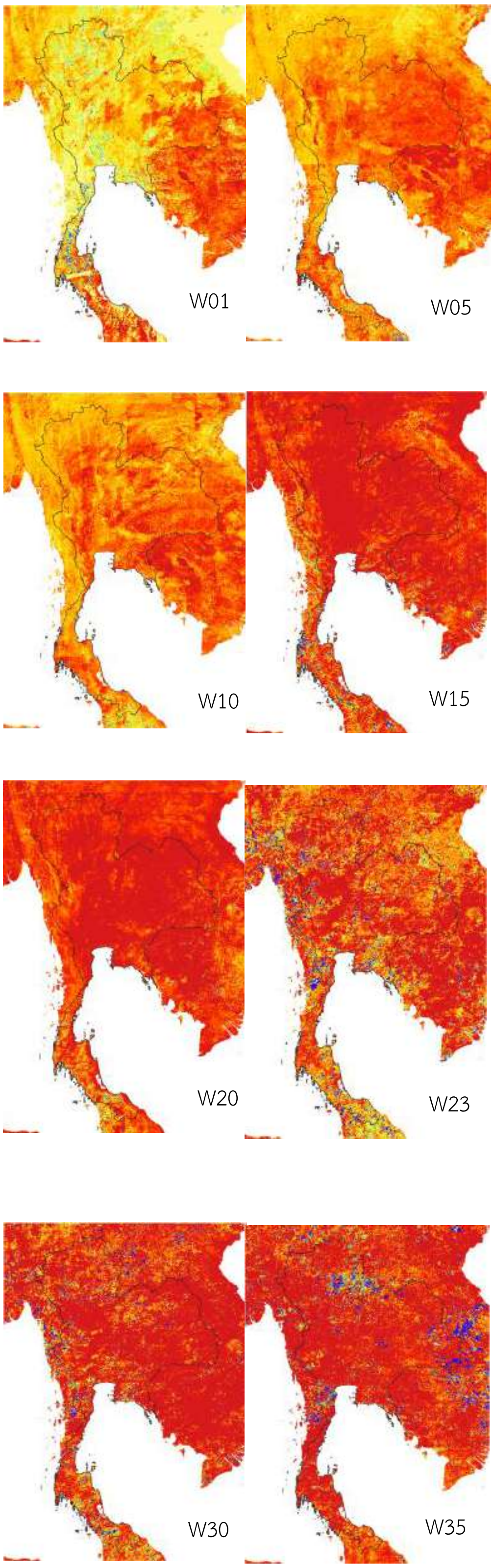


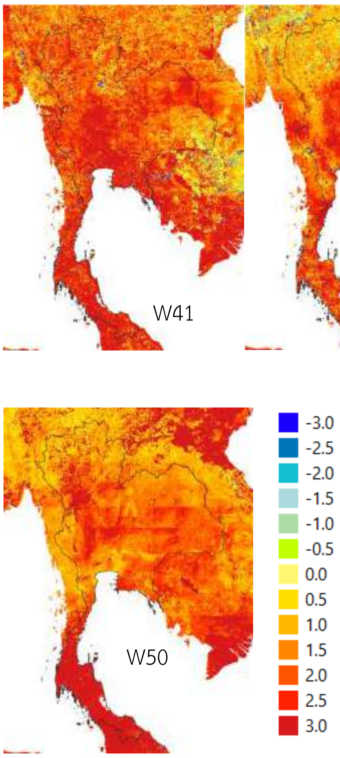


รูปที่ 2 ตัวอย่างของอุณหภูมิเส้นฐาน ข้อมูลระหว่างปีพ.ศ. 2556 ถึง 2561 (หน่วย: องศาเซลเซียส)

5.2.ค่าผิดปกติปีพ.ศ. 2562

ตัวอย่างค่าผิดปกติอุณหภูมิอากาศของสัปดาห์ที่ 1, 5, 10,..,50 เนื่องจากข้อมูลอุณหภูมิบางสัปดาห์ของปีพ.ศ. 2562 มีไม่ครบสมบูรณ์ทุกสัปดาห์ ข้อมูลที่ขาดหายไปเนื่องจากการขัดข้องที่สถานีรับสัญญาณภาคพื้นดิน ได้แก่ ข้อมูลของสัปดาห์ที่ 24,25,และ 40 เป็นต้น ทำให้ไม่สามารถประมวลผลค่าผิดปกติของสัปดาห์ดังกล่าวได้ ดังนั้นผู้วิจัยจึงได้นำเสนอข้อมูลผิดปกติของสัปดาห์อยู่ใกล้เคียงกับข้อมูลที่ขาดหายไปมากที่สุด ดังรูปที่ 3

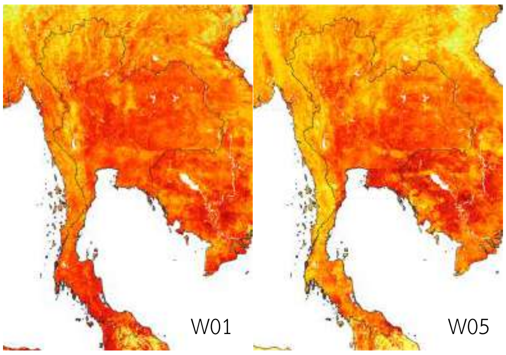


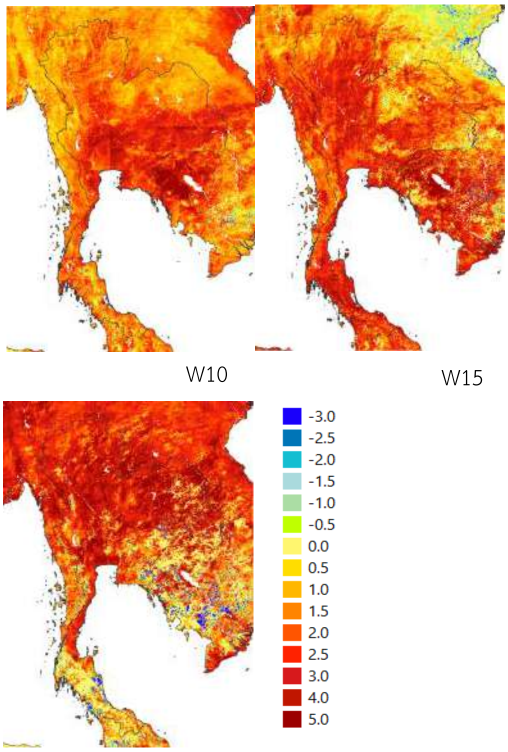


รูปที่ 3 ตัวอย่างของค่าผิดปกติอุณหภูมิของปี พ.ศ.2562 (หน่วย: องศาเซลเซียส)

5.3.ค่าผิดปกติปีพ.ศ. 2563

ข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ของภาพถ่ายดาวเทียมระบบ VIIRS (Suomi-NPP) จากระบบประมวลผลเพื่อการหาพื้นที่เสี่ยงภาวะแห้งแล้งแบบอัตโนมัติของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) มีข้อมูลของปีพ.ศ.2563 ตั้งแต่สัปดาห์แรกจนถึงปัจจุบัน (พฤษภาคม พ.ศ. 2563) ทั้งหมด 19 ข้อมูลภาพ (19 สัปดาห์) ซึ่งในที่นี้ผู้วิจัยได้นำเสนอข้อมูลค่าผิดปกติของสัปดาห์ที่ 1, 5, 10, 15 และ 19 ดังรูปที่ 4





รูปที่ 4 ตัวอย่างของค่าผิดปกติอุณหภูมิของปี พ.ศ.2563 (หน่วย: องศาเซลเซียส)

5.4. ความสัมพันธ์ของค่าผิดปกติปีพ.ศ. 2562 และ 2563 กับเส้นฐานอุณหภูมิอากาศ

เมื่อเปรียบเทียบความสัมพันธ์ของค่าผิดปกติอุณหภูมิอากาศปี พ.ศ. 2562 ซึ่งเป็นข้อมูลอุณหภูมิเฉลี่ยรายสัปดาห์ จำนวน 51 สัปดาห์, ค่าผิดปกติอุณหภูมิอากาศปี พ.ศ. 2563 ข้อมูลอุณหภูมิรายสัปดาห์ จำนวน 19 สัปดาห์ และเส้นฐานอุณหภูมิอากาศตั้งแต่ปีพ.ศ. 2556 ถึง 2561 ดังรูปที่ 5

รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ของค่าผิดปกติปีพ.ศ. 2562 และ 2563 กับเส้นฐานอุณหภูมิอากาศ

วิจารณ์ผลและสรุปผล

ในรูปที่ 2 ผลลัพธ์มีรูปแบบการเปลี่ยนแปลงของสภาพอากาศ 3 รูปแบบ สอดคล้องกับฤดูกาลของประเทศไทย คือ ฤดูร้อน ฤดูฝน และฤดูหนาว ซึ่งรูปแบบของฤดูร้อนจะแสดงผลเป็นสีเหลือง-ส้ม ฤดูฝนแสดงผลเป็นสีฟ้า-เขียว และฤดูหนาวแสดงผลเป็นสีเหลือง-เขียว อุณหภูมิของประเทศไทยตลอดทั้งปีอยู่ในช่วง 20 ถึง 29 องศาเซลเซียส ซึ่งสอดคล้องกับค่าเฉลี่ยอุณหภูมิรายวันของกรมอุตุนิยมวิทยาเพราะที่ได้มาจากค่าเฉลี่ยอุณหภูมิทั้งกลางวันและกลางคืน ทำให้ค่าเฉลี่ยอุณหภูมิที่ได้มีค่าไม่สูงมากนัก

จากรูปที่ 3 ค่าผิดปกติอุณหภูมิอากาศของปี พ.ศ. 2562 เทียบกับเส้นฐาน (พ.ศ. 2556 ถึง 2561) พบว่า พื้นที่ส่วนใหญ่ทั่วทุกภาคของประเทศไทยมีอุณหภูมิสูงขึ้นตลอดทั้งปี >0.0 ถึง +3 องศาเซลเซียส จากเส้นฐาน ซึ่งบ่งบอกถึงวิกฤตความร้อนของประเทศไทยที่ประสบปัญหาภัยแล้งที่รุนแรงในปี พ.ศ. 2562

จากรูปที่ 4 พบว่า โดยภาพรวมค่าผิดปกติอุณหภูมิอากาศของปี พ.ศ. 2563 เทียบกับเส้นฐาน (พ.ศ. 2556 ถึง 2561) มีค่าอยู่ในช่วง >0.0 ถึง +5.0 องศาเซลเซียส ซึ่งค่ามากกว่าค่าผิดปกติของปี พ.ศ. 2562 ซึ่งสอดคล้องกับกราฟความสัมพันธ์ค่าผิดปกติอุณหภูมิของปี พ.ศ. 2562 และ พ.ศ. 2563 เมื่อเปรียบเทียบข้อมูล ณ ช่วงเวลาเดียวกันคือ สัปดาห์ที่ 1 ถึงสัปดาห์ที่ 19 ของแต่ละปี แสดงให้เห็นว่าในปี พ.ศ. 2563 โดยภาพรวมมีค่าค่าผิดปกติอุณหภูมิสูงกว่าปี พ.ศ.2562 ไม่มาก เฉลี่ย +0.302 องศาเซลเซียส แต่ค่าเฉลี่ยผิดปกติอุณหภูมิที่สูงขึ้นนั้นหมายถึงในปีพ.ศ.2563 มีแนวโน้มการเกิดภาวะภัยแล้งรุนแรงกว่าปี พ.ศ.2562

7.ข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้สร้างเส้นฐานอุณหภูมิจากข้อมูลเป็นระยะเวลา 6 ปี อุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ของภาพถ่ายดาวเทียมระบบ VIIR ซึ่งองค์การอุตุนิยมวิทยาโลก (the World Meteorological Organization) ได้ให้ข้อเสนอแนะว่า เส้นฐานเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของสภาพภูมิอากาศควรสร้างจากข้อมูลเป็นระยะเวลา 30 ปี [2] ในอนาคตจะทำประมวลผลข้อมูลอุณหภูมิพื้นผิวรายสัปดาห์ร่วมกับข้อมูลจากดาวเทียมระบบ MODIS เพื่อสร้างเส้นฐานมีระยะเวลาที่มากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน) ที่อนุเคราะห์ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมระบบ VIIR (Suomi NPP) ที่ใช้ในการวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Alemaw, B.F. and Chaoka, T.R., 2018. Climate Change Impact on the Water Resources of the Limpopo Basin: Simulations of a Coupled GCM and Hybrid Atmospheric-Terrestrial Water Balance (HATWAB) Model. In Handbook of Research on Geospatial Science and Technologies (pp. 177-200). IGI Global

[2] Carter, T.R., Hulme, M. and Lal, M., 1999. Guidelines on the use of scenario data for climate impact and adaptation assessment.

[3] Mann, M. E., & Gleick, P. H. (2015). Climate change and California drought in the 21st century. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, *112*(13), 3858-3859.

[4] National Oceanic and Atmospheric Administration. (n.d.). Anomalies vs. Temperature. [online] Available from: https://www.ncdc.noaa.gov/monitoring-references / dyk / anomalies-vs-temperature [accessed 3 May 2020].

[5] University of Washington. (n.d.). Case 2: The Role of Anomalies in Climate Science. [online] Available from: https://www.stat.washington.edu/peter/statclim/Case%20 2.html [accessed 3 May 2020].

[6] ธกรกฤต จันไชยยศ, สรวิศ สุภเวชย์ และ กาญจน์เขจร ชูชีพ. (2561). การพัฒนาอัลกอริทึมประมาณการใช้น้ำในนาข้าวรายวันด้วยข้อมูลเซนเซอร์จากดาวเทียม Suomi NPP VIIRS. วารสารสมาคมสำรวจข้อมูลระยะไกลและสารสนเทศภูมิศาสตร์แห่งประเทศไทย, ปีที่ 19, ฉบับพิเศษ, หน้า 132-145.

[7] พบพร จงชาญสิทธิโธ. (2563). จับตาผลกระทบภัยแล้งต่อเศรษฐกิจไทยปี2563. [ออนไลน์]. ได้จาก: https://www.gsbresearch.or.th/ [สืบค้นเมื่อ 3 พฤษภาคม 2563]

[8] สำนักงานเศรษฐกิจการเกษตร. (2562). สศก. แนะปลูกพืชอายุสั้น ใช้น้ำน้อย ทดแทนนาปรัง แก้ปัญหาขาดแคลนน้ำในฤดูแล้ง. [ออนไลน์]. ได้จาก : http://www.oae.go.th/ [สืบค้นเมื่อ 3 พฤษภาคม 2563]

การปรับปรุงวิธีการจำแนกพรรณไม้ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูง ด้วยการใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วยไลดาร์ทางอากาศ

Improving Urban Tree Species Classification from High-Resolution Aerial Imagery by Using Longitudinal Profiles and Ancillary Data from Airborne Lidar

สุภาภรณ์ รักษาล้ำ[1,*] ชัยโชค ไวภาษา[2,*]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: supaphon.r@gmail.com[1], chaichoke@hotmail.com[2]*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันโลกให้ความสำคัญกับการดูแลสิ่งแวดล้อม ดังนั้นการบริหารจัดการและติดตามต้นไม้ในเขตเมืองที่ยั่งยืนมีความสำคัญอย่างยิ่ง เนื่องจากต้นไม้ให้ประโยชน์อย่างมากในทุกด้านไม่ว่าจะทางตรงหรือทางอ้อม และปัจจุบันการอนามัยโลก (WHO) ระบุว่าปัจจุบันประเทศไทย มีพื้นที่สีเขียวเฉลี่ยต่อคนต่ำกว่ามาตราฐาน ดังนั้นการศึกษาเรื่องการกระจายตัวของต้นไม้ และการจำแนกพรรณไม้ในพื้นที่เมืองจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก บทความนี้มีวัตถุประสงค์ เพื่อปรับปรุงวิธีการจำแนกพรรณไม้ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศ DMC ด้วยวิธีการจำแนกแบบต้นไม้ตัดสินใจ (Decision Tree) โดยใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วยไลดาร์ (LiDAR) ทางอากาศ ในพื้นที่ศึกษาบริเวณสวนสาธารณะสวนหลวง ร.9 กรุงเทพมหานคร พบว่าวิธีการดังกล่าวสามารถจำแนกต้นไม้ที่มีความซับซ้อน ในลักษณะต้นเดี่ยวและกลุ่มได้จริง โดยให้ค่าความถูกต้องโดยรวม (Overall Accuracy) 83.34 % และมีค่าสถิติแค็ปปา (Kappa Statistics) 0.833 ขึ้นไป ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้จะเป็นประโยชน์ต่อการจำแนกต้นไม้ในเมืองพื้นที่อื่นๆ และช่วยเพิ่มประสิทธิภาพในการบริหารจัดการต้นไม้ในเมืองในเขตร้อนชื้นให้ดียิ่งขึ้น

คำสำคัญ: การจำแนกพรรณไม้, เมือง, ภาพถ่ายทางอากาศ, ไลดาร์, รูปตัดตามแนวลองจิจูด

Abstract

The observation and sustainable management of tree has always been vital and challenging for urbanized areas as it plays an important role in all aspects. According to the World Health Organization (WHO), Thailand has an average green space per capita lower standard. Therefore, the study of the distribution of trees and the classification of tree species in the urban area is extremely important. This paper presents an urban tree species classification from high-resolution aerial imagery using decision tree method, longitudinal profiles, and additional data from airborne lidar. Found that, the classification by using both data sources can improve the accuracy That providing overall accuracy is 83.34% and has a Kappa Statistics 0.833 or more. Also, the trees' classification is more useful for separation in other urban areas and this can be used for tree management in tropical cities.

Keywords: tree species classification, urban, high-resolution aerial imagery, LiDAR, longitudinal profiles

1. ที่มาและความสำคัญ

จากการพัฒนาของโลกในแต่ละด้านได้นำพาความเป็นอยู่ที่ดีขึ้น ในทุกประเทศมีความเป็นเมืองเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ แต่ในทางกลับกันป่าไม้ และต้นไม้กำลังลดลงอย่างต่อเนื่อง ดังนั้นการจัดการและติดตามต้นไม้ในเมืองอย่างยั่งยืนจึงถือเป็นกิจกรรมที่สำคัญสำหรับพื้นที่ที่มีความเป็นเมืองทั่วโลก ซึ่งต้นไม้ในเขตเมืองอาจจะมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา การปรับปรุงระบบการจัดการต้นไม้จำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องได้รับข้อมูลที่ถูกต้องและสอดคล้องกับสภาพต้นไม้ในเขตเมือง และความถูกต้องของข้อมูลยังช่วยเพิ่มประโยชน์ในการจัดการ การพัฒนา และการวางแผนการจัดการเมืองที่ดี ซึ่งต้นไม้ในเขตเมืองนั้นมีความสำคัญและให้ประโยชน์อย่างมากในทุกด้าน ไม่ว่าจะเป็น ด้านสิ่งแวดล้อม ระบบนิเวศวิทยา สังคม วัฒนธรรม และเศรษฐกิจ แต่ปัจจุบันพบว่าประเทศไทยปล่อยคาร์บอนฟุตพริ้นท์ (Carbon Footprint) สูงสุดเป็นอันดับ 22 ของโลก (Moran, 2019) และข้อมูลจากนโยบายและแผนการส่งเสริมและรักษาคุณภาพสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ พ.ศ. 2560 – 2579 ระบุว่าในปี 2558 ประเทศไทยมีประชากรเมืองจำนวน 22.42 ล้านคน หรือ 31.44% ของจำนวนประชากรทั้งประเทศ ที่อาศัยอยู่ในพื้นที่เมืองและเทศบาล เป็นผลให้มีพื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้างเพิ่มขึ้นและพื้นที่เกษตรกรรมลดลง (สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ, 2561) ดังนั้นเมื่อประชากรเพิ่มขึ้นในเขตเมือง การบริหารจัดการป่าไม้จึงจำเป็นอย่างยิ่ง เพื่อช่วยสร้างระบบนิเวศที่ดี มีการผลิต

ออกซิเจนและดูดซับคาร์บอนไดออกไซด์ที่เพียงพอ ซึ่งต้นไม้ในเขตเมืองหรือต้นไม้แต่ละชนิดมีความสามารถในการผลิตออกซิเจนและดูดซับคาร์บอนไดออกไซด์ต่างกัน การศึกษาเรื่องการกระจายตัวของต้นไม้ และการจำแนกพรรณไม้ในพื้นที่เมืองจึงมีความสำคัญเป็นอย่างมาก

เพื่อแก้ไขปัญหาดังกล่าวได้มีการเสนอวิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีรูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูงหลายช่วงคลื่น มาใช้ในการจำแนกประเภทของต้นไม้ในเขตเมือง โดยมีแนวคิดว่า ขนาด รูปร่าง ทรงพุ่ม และสีของใบไม้ แต่ละชนิดมีผลต่อค่าการสะท้อนที่ต่างกัน จึงทำการเก็บค่าการสะท้อนรูปตัดตามแนวลองจิจูดแล้วนำมาจำแนกต้นไม้ในลักษณะต้นเดี่ยวในระดับพรรณไม้ โดยวิเคราะห์ทางเรขาคณิตร่วมกับการจำแนกด้วยวิธีต้นไม้การตัดสินใจ (Decision tree) พบว่ามีความแม่นยำในการจำแนกชนิดของพืชสูงถึง 75% (Zhang & Hu, 2012) โดยพื้นที่ศึกษาที่ประเทศแคนนาดา ซึ่งเป็นพื้นที่ที่มีอากาศหนาว และจากการศึกษาดังกล่าวใช้กับต้นไม้ที่เป็นลักษณะต้นเดี่ยวเท่านั้น ต่อมา อาษิฐ (2557) ได้นำแนวคิดของ Zhang และ Hu มาทำการจำแนกต้นไม้ในเมืองในระดับสายพันธ์ในพื้นที่เขตร้อน โดยใช้พื้นที่ศึกษาคือ สวนหลวง ร.9 กรุงเทพมหานคร โดยทำการจำแนกพืชที่มีรูปร่างทางเรขาคณิตแตกต่างกัน 3 ชนิด คือ หูกระจง พืชวงศ์ปาล์ม และจามจุรี จากการจำแนกแสดงให้เห็นว่า การใช้รูปตัด Longitudinal Profile ในการจำแนกช่วยให้สามารถจำแนกพืชเขตร้อนในพื้นที่เมืองได้ค่าความถูกต้องโดยรวมถึง 89% (อาษิฐ ลาภพระแก้ว, 2557)

ดังนั้นการศึกษาในครั้งนี้จะนำเอาวิธีการจำแนกด้วยวิธีต้นไม้การตัดสินใจของ อาษิฐ (2557) มาปรับปรุงเพื่อให้จำแนกได้ความถูกต้องที่สูงขึ้นด้วยการใช้ข้อมูลเสริมจากจากการสำรวจด้วย LiDAR ทางอากาศ พื้นที่ศึกษาคือ บริเวณสวนหลวง ร.9 กรุงเทพมหานคร โดยทำการจำแนกพืชที่มีรูปร่างทางเรขาคณิตที่ซับซ้อน 5 ชนิด ในลักษณะต้นเดี่ยวและกลุ่ม และรายงานค่าความถูกต้องของการจำแนกเพื่อยืนยันผลการทดลอง

2. วัตถุประสงค์

เพื่อปรับปรุงวิธีการจำแนกต้นไม้ระดับสายพันธุ์ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูงหลายช่วงคลื่น ด้วยวิธีการจำแนกแบบ Decision Tree โดยใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ความซับซ้อนของเส้นรูปตัดตามแนวลองจิจูด และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วย LiDAR ทางอากาศ

3. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

3.1 ดัชนีพืชพรรณ (Vegetation Indices)

ค่าดัชนีพืชพรรณผลต่างแบบนอร์มอลไลซ์ (Normalized Difference Vegetation Index, (NDVI))นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายมากที่สุดใน Vegetation Indices (Xue & Su, 2017) เป็นการจำแนกด้วยอัตราส่วนช่วงคลื่น โดยช่วงของค่าของดัชนี NDVI อยู่ระหว่าง 0 ถึง 1 โดยเก็บค่าการสะท้อนจากพื้นสีเขียวที่ปกคลุมพื้นที่มาคำนวณหาค่าการสะท้อนพลังงานในช่วงคลื่นสีแดง (Red Band) และคลื่นอินฟาเรดระยะใกล้ (Near-Infrared Band) ดังสมการที่ (1)

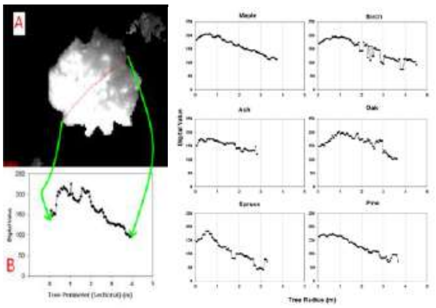
$$NDVI = \frac{(NIR-R)}{(NIR+R)} \quad (1)$$

โดยที่ NIR คือ ค่าสะท้อนพลังงานในช่วงคลื่นอินฟราเรดระยะใกล้ (Near-Infrared Band)

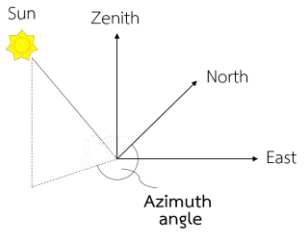
R คือ ค่าสะท้อนพลังงานในช่วงคลื่นสีแดง (Red Band)

3.2 การวิเคราะห์รูปตัดตามแนวลองจิจูด

การจำแนกต้นไม้ด้วยวิธีรูปตัดตามแนวลองจิจูด จะทำการตรวจสอบความยาวของเส้นตัดเรือนยอดของต้นไม้ตามแนวลองจิจูดตามแนวคิดที่ว่า ขนาด รูปร่าง ทรงพุ่ม มีผลทำให้ค่าการสะท้อนต่างกันดังรูปที่ 1 ดังนั้นจึงทำการเก็บค่าการสะท้อนของเรือนยอดของต้นไม่แต่ละชนิดตามแนวลองจิจูดด้วยวิธีวัดตามแนว Sun Azimuth Angle ดังรูปที่ 1 และรูปที่ 2 และนำมาวิเคราะห์โดยใช้หลักทางเรขาคณิต เพื่อจำแนกต้นไม้ (Zhang & Hu, 2012)

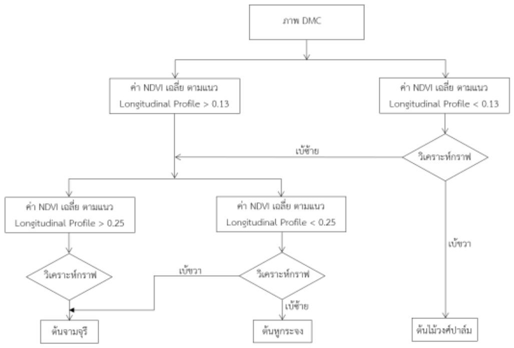


รูปที่ 1 ลักษณะรูปตัดตามแนวลองจิจูดของพืช 6 ประเภท จากการทดลองของ Zhang & Hu (2012)

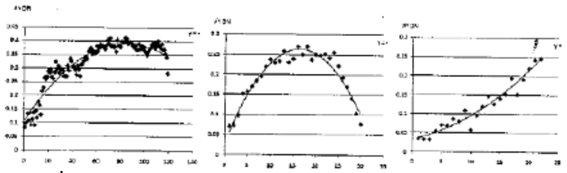


รูปที่ 2 วิธีวัดตามแนว Sun Azimuth angle

ต่อมา อาษิฐ ได้นำแนวคิดการวิเคราะห์ด้วยวิธีรูปตัดตามแนวลองจิจูดมาใช้ในการจำแนกต้นไม้ในเมืองเขตร้อนชื้นซึ่งพืชมีลักษณะที่ต่างกัน หลังจากที่ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธีรูปตัดตามแนวลองจิจูดอาษิฐทำการวิเคราะห์ด้วยสมาการโพลิโนเมียลอันดับที่ 2 โดยกำหนดเงื่อนไขดังรูปที่ 3 และผลลัพธ์ที่ได้ดังรูปที่ 4



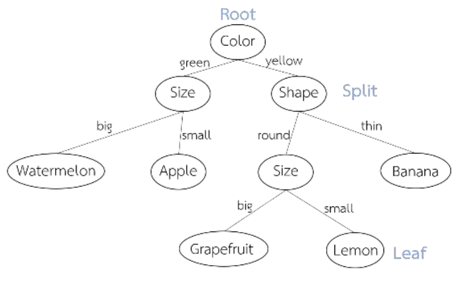
รูปที่ 3 แผนผังวิธีต้นไม้การตัดสินใจ (Decision tree) จากการทดลองของ อาษิฐ ลาภพระแก้ว (2557)



รูปที่ 4 ลักษณะรูปตัดตามแนวลองจิจูดของต้นจามจุรี ต้นหูกระจง และต้นไม้วงศ์ปาล์ม จากผลการทดลองของ อาษิฐ ลาภพระแก้ว (2557)

3.3 การตัดสินใจแบบกิ่งก้านสาขาหรือวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree)

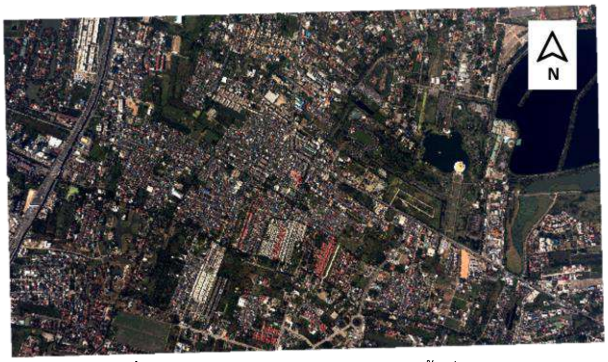
วิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision Tree) เป็นวิธีการที่ใช้โครงสร้างต้นไม้มาแสดงเป็นแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างคุณลักษณะและผลลัพธ์ที่เป็นไปได้ เป็นวิธีที่น่าเชื่อถือ โดยสามารถใช้เลือกและจัดอันดับตัวแปรเพื่อจำแนกระหว่างตัวเลือกที่ต้องการ (Belgiu & Drăgu, 2016) มีลักษณะโครงสร้างคล้ายต้นไม้ซึ่งโครงสร้าง หรือกิ่งก้านของเงื่อนไขการตัดสินใจจะแคบลงเรื่อย ๆ เพื่อให้เข้าใกล้ผลลัพธ์ที่เป็นไปได้ที่สุด ข้อดีของแผนผังการตัดสินใจมีลักษณะโครงสร้างที่ง่ายต่อการใช้งานดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ตัวอย่างโครงสร้างวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision Tree)

3.4 คุณสมบัติของกล้องถ่ายภาพทางอากาศ DMC

การศึกษานี้ใช้ข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศเชิงเลขความละเอียดสูง บริเวณสวนหลวง ร.9 ถนนเฉลิมพระเกียรติ ร.9 แขวงสวนหลวง เขตประเวศ กรุงเทพมหานคร 10250 บันทึกด้วยกล้องถ่ายภาพ DMC มาตราส่วน 1: 15,000 มีความละเอียดจุดภาพ 18 x 18 เซนติเมตร พ.ศ. 2560 จากกรมแผนที่ทหาร เพื่อนำมาหาค่าดัชนีพืชพรรณผลต่างแบบนอร์แมลไลซ์ (Normalized Difference Vegetation Index : NDVI) ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ภาพถ่ายทางอากาศ DMC บริเวณพื้นที่ศึกษา

3.5 คุณสมบัติของไลดาร์ LiDAR ทางอากาศ

การศึกษานี้จะใช้ข้อมูล Point Cloud บริเวณสวนหลวง ร.9 ถนนเฉลิมพระเกียรติ ร. 9 แขวงสวนหลวง เขตประเวศ กรุงเทพมหานคร 10250 สำรวจด้วยเทคโนโลยี Light Detection and Ranging : LiDAR ทางอากาศ พ.ศ. 2559 จากสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ โดยมีจำนวน Point Cloud ทั้งหมด 5,411,091 จุด มีความหนาแน่นเฉลี่ยเท่ากับ 1.231 จุดต่อตารางเมตร มีค่า Box Dimensions ที่ X: 2391.19, Y: 2388.75, Z: 415.758 ดังรูปที่ 7

รูปที่ 7 ข้อมูลไลดาร์ LiDAR ทางอากาศ บริเวณพื้นที่ศึกษา

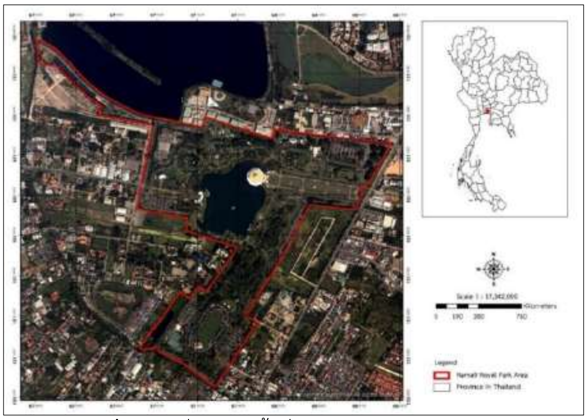
3.6 การตรวจสอบผลการจำแนก

การตรวจสอบการจำแนกด้วยวิธี Classification Error Matrix โดยการสร้างตาราง Error Matrix แสดงการเปรียบเทียบข้อมูลเชิงปริมาณของผลลัพธ์ที่ได้จากการจำแนกและข้อมูลได้จากการสำรวจจริง โดยแบ่งเป็นค่าความถูกต้องโดยรวม (Overall accuracy) ค่าความถูกต้องของผู้ผลิต (Producer’s accuracy หรือ Omission error) และค่าความถูกต้องของผู้ใช้ (User’s accuracy หรือ Commission error) และค่าสถิติแค็ปปา (Kappa Statistics)

4. วิธีการดำเนินการวิจัย

4.1 พื้นที่ศึกษาและต้นไม้ที่สนใจ

พื้นที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยนี้คือ บริเวณสวนหลวง ร.9 ซึ่งเป็นสวนสาธารณะหรือสวนนานาชาติ สร้างขึ้นเพื่อน้อมเกล้าน้อมกระหม่อมถวาย เนื่องในศุภมงคลสมัย ที่พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัว ทรงเจริญพระชนมพรรษาครบ 5 รอบ ในวันที่ 5 ธันวาคม พุทธศักราช 2530 ซึ่งเป็นสวนสาธารณะที่มีขนาดใหญ่ที่สุดในกรุงเทพมหานคร มีพื้นที่ประมาณ 500 ไร่ ตั้งอยู่ที่ ถนนเฉลิมพระเกียรติ ร. 9 แขวงสวนหลวง เขตประเวศ กรุงเทพมหานคร 10250 ภายในสวนหลวง ร.9 ประกอบด้วยสวนนานาชาติสอดแทรกอยู่ 7 ชาติ ได้แก่ สวนจีน สวนญี่ปุ่น เป็นสวนของโลกภาคตะวันออก สวนต่าง ๆ ของชาติในทวีปยุโรปคือสวนอังกฤษ สวนฝรั่งเศส สวนอิตาลี สวนสเปนเป็นสวนของโลกภาคตะวันตก สวนอเมริกันมีลักษณะเป็นสวนชนิดใหม่ (สำนักงานมูลนิธิสวนหลวง ร.9, 2012) ที่สำคัญคือมีการปลูกที่มีทั้งลักษณะต้นเดี่ยวและเป็นกลุ่ม และมีพรรณไม้เขตร้อนคลอบคลุมทุกชนิดในพื้นที่กรุงเทพมหานคร ดังรูปที่ 8



รูปที่ 8 แผนที่ขอบเขตพื้นที่ศึกษา บริเวณสวนหลวง ร.9

การวิจัยครั้งนี้ต้องการจำแนกต้นไม้ในระดับสายพันธ์ทั้งที่เป็นต้นไม้เดี่ยวและกลุ่ม ในพื้นที่เขตเมืองร้อนชื้น ดังนั้นการเลือกต้นไม้ที่เป็นตัวแทนของพันธุ์ไม้ที่ปลูกในเขตเมืองร้อนภายในพื้นที่ศึกษา โดยทำการเลือกจากต้นไม้ที่สนใจและนิยมปลูกในเขตเมือง 5 ชนิด ดังตารางที่ 1 และมีลักษณะทางกายภาพดังรูปที่ 9 ถึงรูปที่ 10 เนื่องจากเป็นชนิดพันธุ์ไม้ที่เหมาะสมสำหรับปลูกในเขตชุมชนเมือง ช่วยลดฝุ่นละออง (สำนักจัดการป่าชุมชน, 2018) และการสุ่มสำรวจจากพื้นที่สวนสาธารณะอื่น ๆ สถานที่ราชการต่าง ๆ ในกรุงเทพมหานครพบว่า มีการปลูกต้นไม้ 5 ชนิดดังกล่าวเป็นจำนวนมาก จึงให้ต้นไม้ 5 ชนิดนี้เป็นตัวแทนของพืชเขตร้อนชื้นในการศึกษาครั้งนี้

ตารางที่ 1 แสดงชนิดต้นไม้

ชนิดต้นไม้	ชื่อทางวิทยาศาสตร์	จำนวนต้นไม้ตัวอย่าง
ต้นจามจุรี	Samaneasaman (Jacg.) Merr.	15
ต้นพิกุล	Mimusops elengi	12
ต้นไม้วงศ์ปาล์ม	Palmae หรือ Arecacae	18
ต้นหางนกยูง	Caesalpinia Pulcherrima	11
ต้นหูกระจง	Terminalia Ivorensis	21

ที่มา: (ไทยเกษตรศาสตร์, 2555)

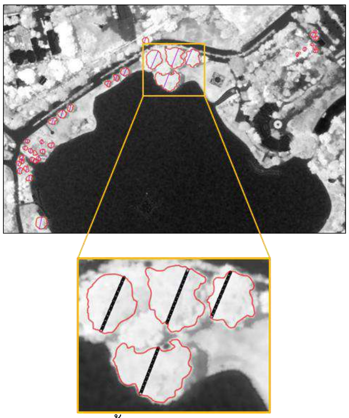
รูปที่ 9 ลักษณะต้นจามจุรี และต้นหูกระจง ตามลำดับ

รูปที่ 10 ลักษณะต้นไม้วงศ์ปาล์ม ต้นพิกุล และต้นหางนกยูง ตามลำดับ

5. ผลการศึกษา

5.1 ผลการจำแนกด้วยค่า อัตราส่วนช่วงคลื่นของดัชนีความแตกต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) ตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles)

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการสำรวจข้อมูลตัวอย่างต้นไม้ที่สนใจจำนวน 5 ชนิด ดังตารางที่ 2 จากนั้นนำค่าพิกัดของต้นไม้มาแสดงผลร่วมกับข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศ DMC ที่ได้ทำการหาค่า NDVI ไว้แล้ว และทำการวาดขอบเขตเรือนยอดของต้นไม้แต่ละต้น และวาดเส้นรูปตัดตามแนวลองจิจูดเพื่อหาค่า NDVI ตามแนวลองจิจูด ได้แก่ ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด ค่าดัชนี NDVI สูงสุด และค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย ดังรูปที่ 11 และตารางที่ 2 ถึงตารางที่ 6 โดยรหัสต้นไม้ที่ใช้เป็นรหัสจริงที่ได้จากการสำรวจในพื้นที่ศึกษา



รูปที่ 11 เรือนยอดของต้นไม้ทั้ง 5 ชนิด และการวาดรูปตัดตามแนวลองจิจูด

ตารางที่ 2 ค่าการสะท้อน NDVI ตามแนวลองจิจูดของต้นจามจุรีแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด	ค่าดัชนี NDVI สูงสุด	ค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย
58	จามจุรี	0.579314	0.611063	0.599355
59	จามจุรี	0.634535	0.652115	0.644375
62	จามจุรี	0.555787	0.633314	0.592941
86	จามจุรี	0.548480	0.648702	0.625221
132	จามจุรี	0.580380	0.642350	0.629799
133	จามจุรี	0.558556	0.606995	0.594148
134	จามจุรี	0.498131	0.630236	0.599423
135	จามจุรี	0.557574	0.621559	0.602108
187	จามจุรี	0.500859	0.599064	0.554951
188	จามจุรี	0.557019	0.619205	0.591171
191	จามจุรี	0.578577	0.639524	0.615630
193	จามจุรี	0.600992	0.632646	0.621471
194	จามจุรี	0.449520	0.628031	0.597675
195	จามจุรี	0.584425	0.641378	0.618816
514	จามจุรี	0.541398	0.602021	0.585395

ตารางที่ 3 ค่าการสะท้อน NDVI ตามแนวลองจิจูดของต้นพิกุลแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด	ค่าดัชนี NDVI สูงสุด	ค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย
161	พิกุล	0.455085	0.514668	0.500353
162	พิกุล	0.458000	0.531496	0.506928
163	พิกุล	0.299547	0.367646	0.316934
164	พิกุล	0.446861	0.471704	0.457654
165	พิกุล	0.350579	0.402280	0.369050
166	พิกุล	0.326715	0.428358	0.389067
167	พิกุล	0.456825	0.474660	0.467086
168	พิกุล	0.518188	0.550022	0.531243
170	พิกุล	0.538136	0.559575	0.548423
171	พิกุล	0.552249	0.570630	0.562056
479	พิกุล	0.400983	0.499826	0.453041
481	พิกุล	0.425107	0.503208	0.465242

ตารางที่ 4 ค่าการสะท้อน NDVI ตามแนวลองจิจูดของต้นไม้วงศ์ปาล์มแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด	ค่าดัชนี NDVI สูงสุด	ค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย
80	วงศ์ปาล์ม	0.463009	0.484716	0.472659
81	วงศ์ปาล์ม	0.495874	0.552133	0.536511
82	วงศ์ปาล์ม	0.519568	0.582822	0.562526
83	วงศ์ปาล์ม	0.546390	0.592445	0.579153
84	วงศ์ปาล์ม	0.582260	0.598522	0.591203
85	วงศ์ปาล์ม	0.527211	0.531936	0.530199
115	วงศ์ปาล์ม	0.559843	0.643443	0.613168
117	วงศ์ปาล์ม	0.311005	0.637484	0.580378
118	วงศ์ปาล์ม	0.292459	0.617831	0.558315
119	วงศ์ปาล์ม	0.607065	0.666882	0.639656
143	วงศ์ปาล์ม	0.481002	0.610616	0.527484
144	วงศ์ปาล์ม	0.465898	0.590582	0.545157
145	วงศ์ปาล์ม	0.514548	0.605042	0.579216
146	วงศ์ปาล์ม	0.452754	0.586189	0.554206
147	วงศ์ปาล์ม	0.419764	0.565915	0.516543
148	วงศ์ปาล์ม	0.414544	0.505749	0.478592
150	วงศ์ปาล์ม	0.471575	0.588376	0.554673
151	วงศ์ปาล์ม	0.475814	0.597541	0.551411
153	วงศ์ปาล์ม	0.542286	0.608061	0.574353
154	วงศ์ปาล์ม	0.542429	0.610972	0.585147
156	วงศ์ปาล์ม	0.529511	0.587336	0.568788

ตารางที่ 5 ค่าการสะท้อน NDVI ตามแนวลองจิจูดของต้นหางนกยูงแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด	ค่าดัชนี NDVI สูงสุด	ค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย
68	หางนกยูง	0.468053	0.592929	0.525257
69	หางนกยูง	0.293842	0.402410	0.371371
70	หางนกยูง	0.187951	0.254525	0.231981
71	หางนกยูง	0.253879	0.400361	0.349476
72	หางนกยูง	0.158070	0.229893	0.198475
73	หางนกยูง	0.218955	0.298454	0.251611
486	หางนกยูง	0.362482	0.517527	0.449136
487	หางนกยูง	0.301545	0.452404	0.379133
488	หางนกยูง	0.293780	0.465944	0.382659
491	หางนกยูง	0.523732	0.542487	0.531314
512	หางนกยูง	0.291328	0.421927	0.366230

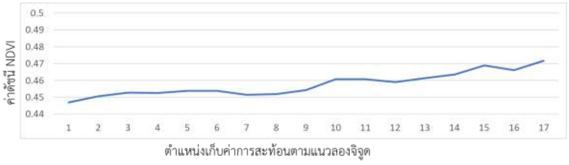
ตารางที่ 6 ค่าการสะท้อน NDVI ตามแนวลองจิจูดของต้นหูกระจงแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ค่าดัชนี NDVI ต่ำสุด	ค่าดัชนี NDVI สูงสุด	ค่าดัชนี NDVI เฉลี่ย
92	หูกระจง	0.533340	0.548631	0.541804
93	หูกระจง	0.556024	0.589296	0.572325
94	หูกระจง	0.506619	0.582806	0.534732
95	หูกระจง	0.520584	0.564140	0.539197
495	หูกระจง	0.464552	0.583453	0.529772
496	หูกระจง	0.517386	0.595758	0.569167
499	หูกระจง	0.540855	0.568591	0.554713
500	หูกระจง	0.443609	0.565103	0.504913
501	หูกระจง	0.481519	0.519331	0.503333
505	หูกระจง	0.469838	0.495922	0.480486
88	หูกระจง	0.603506	0.632792	0.621345
89	หูกระจง	0.515930	0.576808	0.540758
90	หูกระจง	0.485994	0.574496	0.525275
91	หูกระจง	0.508452	0.531361	0.517077
110	หูกระจง	0.580991	0.662357	0.635046
111	หูกระจง	0.521048	0.535746	0.526647
112	หูกระจง	0.528594	0.553758	0.544135
113	หูกระจง	0.501357	0.545261	0.531455
137	หูกระจง	0.634536	0.678804	0.663508
138	หูกระจง	0.443586	0.524148	0.500844
139	หูกระจง	0.443411	0.471155	0.454734
140	หูกระจง	0.519733	0.560661	0.546672

5.2 ผลการแสดงรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles)

จากการข้อมูลรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ทำการดึงค่าดัชนี NDVI ของทุก Pixel ที่ซ้อนทับกับเส้นรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูด นำมาแสดงเป็นกราฟตามค่าดัชนี NDVI โดยสามารถทำการแบ่งความซับซ้อนของเส้นรูปตัดได้เป็น 2 รูปแบบ คือมีความซับซ้อนสูง (High Roughness) และมีความซับซ้อนต่ำ (Low Roughness) ของต้นไม้ในเมืองแต่ละชนิด จำนวน 5 ชนิด ซึ่งแบ่งออกเป็นเส้นรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูดที่มีความซับซ้อนสูง 3 ชนิด ได้แก่ ต้นจามจุรี ต้นหูกระจง ต้นหางนกยูง และเส้นรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูดที่มีความซับซ้อนต่ำ 2 ชนิด ได้แก่ ต้นพิกุล ต้นไม้วงศ์ปาล์ม โดยแสดงตัวอย่างรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูดของต้นไม้แต่ละประเภท ดังรูปที่ 12 ถึงรูปที่ 16

รูปที่ 12 รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของต้นจามจุรี



รูปที่ 13 รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของต้นพิกุล

รูปที่ 14 รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของต้นไม้วงศ์ปาล์ม

รูปที่ 15 รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของต้นหางนกยูง

รูปที่ 16 รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ของต้นหูกระจง

5.3 ผลการจำแนกค่าความสูงของต้นไม้ (Tree Height) ที่ได้จากข้อมูล LiDAR

จากข้อมูล LiDAR ทางอากาศ ทำการหาค่าความสูงของต้นไม โดยเลือก Point Cold ที่มีค่าสูงสุดภายในขอบเขตเรือนยอดของต้นไม้นั้น ๆ ดังรูปที่ 17 และแสดงค่าความสูงของต้นไม้ดังตารางที่ 7 ถึงตารางที่ 11

รูปที่ 20 การจำแนกค่าความสูงของต้นไม้แต่ละชนิดด้วยค่า Frist return ของข้อมูล LiDAR

ตารางที่ 7 ค่าความสูงของของต้นจามจุรีแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ความสูงของต้นไม้จากข้อมูล LiDAR (เมตร)
58	จามจุรี	10.771
59	จามจุรี	12.246
62	จามจุรี	15.087
86	จามจุรี	7.753
132	จามจุรี	11.509
133	จามจุรี	13.293
134	จามจุรี	12.372
135	จามจุรี	12.401
187	จามจุรี	13.475
188	จามจุรี	15.775
191	จามจุรี	13.232
193	จามจุรี	12.479
194	จามจุรี	14.125
195	จามจุรี	14.639
514	จามจุรี	10.038

ตารางที่ 8 ค่าความสูงของของต้นพิกุลแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ความสูงของต้นไม้จากข้อมูล LiDAR (เมตร)
161	พิกุล	5.927
162	พิกุล	4.899
163	พิกุล	4.618
164	พิกุล	4.948
165	พิกุล	5.747
166	พิกุล	4.051
167	พิกุล	6.479
168	พิกุล	4.062
170	พิกุล	11.074
171	พิกุล	8.667
479	พิกุล	6.078
481	พิกุล	5.421

ตารางที่ 9 ค่าความสูงของของต้นไม้วงศ์ปาล์มแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ความสูงของต้นไม้จากข้อมูล LiDAR (เมตร)
82	วงศ์ปาล์ม	2.498
84	วงศ์ปาล์ม	2.877
85	วงศ์ปาล์ม	3.946
115	วงศ์ปาล์ม	6.517
117	วงศ์ปาล์ม	6.83
118	วงศ์ปาล์ม	6.51
119	วงศ์ปาล์ม	7.352
143	วงศ์ปาล์ม	7.724
144	วงศ์ปาล์ม	10.408
145	วงศ์ปาล์ม	8.711
146	วงศ์ปาล์ม	5.591
147	วงศ์ปาล์ม	11.688
148	วงศ์ปาล์ม	9.018
150	วงศ์ปาล์ม	9.796
151	วงศ์ปาล์ม	6.43
153	วงศ์ปาล์ม	6.707
154	วงศ์ปาล์ม	4.664
156	วงศ์ปาล์ม	3.972

ตารางที่ 10 ค่าความสูงของของต้นหางนกยูงแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ความสูงของต้นไม้จากข้อมูล LiDAR (เมตร)
68	หางนกยูง	3.482
69	หางนกยูง	8.905
70	หางนกยูง	9.41
71	หางนกยูง	9.32
72	หางนกยูง	13.105
73	หางนกยูง	11.99
486	หางนกยูง	9.746
487	หางนกยูง	7.108
488	หางนกยูง	10.198
491	หางนกยูง	6.615
512	หางนกยูง	8.972

ตารางที่ 11 ค่าความสูงของของต้นหูกระจงแต่ละต้น

รหัสต้นไม้	ชนิดต้นไม้	ความสูงของต้นไม้จากข้อมูล LiDAR (เมตร)
88	หูกระจง	12.949
89	หูกระจง	5.382
90	หูกระจง	5.137
91	หูกระจง	3.805
92	หูกระจง	2.797
93	หูกระจง	4.827
94	หูกระจง	6.084
95	หูกระจง	3.419
110	หูกระจง	17.096
111	หูกระจง	1.67
112	หูกระจง	2.331
113	หูกระจง	4.133
137	หูกระจง	8.92
138	หูกระจง	4.276
139	หูกระจง	5.374
140	หูกระจง	4.838
495	หูกระจง	6.435
496	หูกระจง	8.793
499	หูกระจง	3.595
500	หูกระจง	5.335
501	หูกระจง	4.364

5.4 ผลการวิเคราะห์การตัดสินใจแบบกิ่งก้านสาขาหรือวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree)

จากข้อมูลผลลัพธ์ที่ได้จากการจำแนกด้วยค่าอัตราส่วนช่วงคลื่นของดัชนีความแตกต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) ตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) การแสดงรูปตัดขวางตามแนวลองจิจูด และการจำแนกค่าความสูงของต้นไม้ (Tree Height) ที่ได้จากข้อมูล LiDAR ทางอากาศ ได้นำมาเป็นเงื่อนไขในการตัดสินใจแบบกิ่งก้านสาขาหรือวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree) โดยมีเงื่อนไขในการวิเคราะห์เพื่อจำแนกดังนี้ 1) ทำการจำแนกต้นไม้ที่มีลักษณะของความซับซ้อนของเส้นรูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) 2) ทำการจำแนกด้วยค่าอัตราส่วนช่วงคลื่นของดัชนีความแตกต่างพืชพรรณแบบนอร์มอลไลซ์ (NDVI) ตามแนวลองจิจูด และ 3) ทำการจำแนกด้วยค่าความสูง จากข้อมูล LiDAR

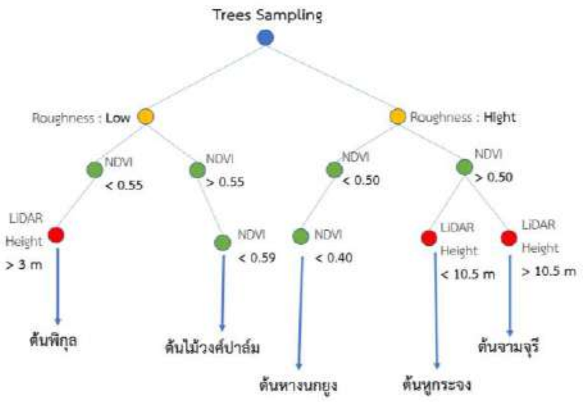
โดย ถ้าต้นไม้ใดๆ มีความซ้ำซ้อนสูง มีค่า NDVI ตามแนวลองจิจูดเฉลี่ยมากกว่า 0.55 และมีค่าความสูงมากกว่า 10.5 เมตร จะจำแนกเป็นต้นจามจุรี

ถ้าต้นไม้ใดๆ มีความซ้ำซ้อนสูง มีค่า NDVI ตามแนวลองจิจูดเฉลี่ยมากกว่า 0.55 และมีค่าความสูงน้อยกว่า 10.5 เมตร จะจำแนกเป็นต้นหูกระจง

ถ้าต้นไม้ใดๆ มีความซ้ำซ้อนสูง มีค่า NDVI ตามแนวลองจิจูดเฉลี่ยน้อยกว่า 0.55 และน้อยกว่า 0.4 จะจำแนกเป็นต้นหางนกยูง

ถ้าต้นไม้ใดๆ มีความซ้ำซ้อนต่ำ มีค่า NDVI ตามแนวลองจิจูดเฉลี่ยมากกว่า 0.55 แต่น้อยกว่า 0.59 จะจำแนกเป็นต้นไม้วงศ์ปาล์ม

ถ้าต้นไม้ใดๆ มีความซ้ำซ้อนต่ำ มีค่า NDVI ตามแนวลองจิจูดเฉลี่ยน้อยกว่า 0.55 และมีความสูงมากกว่า 3 เมตร จะจำแนกเป็นต้นพิกุล
ดังรูปที่ 18



รูปที่ 18 ผลการจำแนกต้นไม้ด้วยวิธีวิเคราะห์การตัดสินใจแบบกิ่งก้านสาขาหรือวิธีต้นไม้ตัดสินใจ (Decision tree)

5.5 ผลการตรวจสอบการจำแนกด้วยวิธี Classification Error Matrix

จากผลลัพธ์การจำแนกด้วยวิธีวิเคราะห์แบบ Decision tree นำมาตรวจสอบการจำแนกด้วยวิธี Classification Error Matrix โดยให้ค่าความ

ถูกต้องโดยรวม (Overall Accuracy) 83.34 % และมีค่าสถิติแค็ปปา (Kappa Statistics) 0.833 และมีค่าความถูกต้องของผู้ผลิต (Producer's accuracy) และค่าความถูกต้องของผู้ใช้ (User's accuracy) ดังตารางที่ 12

ตารางที่ 12 ผลการตรวจสอบการจำแนกต้นไม้แต่ละชนิดด้วยวิธี Classification Error Matrix

	จามจุรี	พิกุล	วงศ์ปาล์ม	หางนกยูง	หูกระจง	รวม
จามจุรี	13	0	0	0	2	15
พิกุล	0	11	5	0	0	16
วงศ์ปาล์ม	0	1	10	0	0	11
หางนกยูง	0	0	0	8	0	8
หูกระจง	2	0	0	2	18	22
รวม	15	12	15	10	20	72
Producer's Accuracy (%)	87	91.67	66.67	80.00	90.00	
User's Accuracy (%)	86.67	68.75	90.91	100.00	81.82	

6. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาของ อาษิฐ (2557) ได้ใช้ Longitudinal Profile ในการจำแนกพืชเขตร้อนในพื้นที่เมือง 3 ชนิด คือ หูกระจง พืชวงศ์ปาล์ม และจามจุรี โดยให้ค่าความถูกต้องโดยรวมถึง 89% และเพื่อยืนยันผลการทดลองว่า วิธีการดังกล่าวสามารถใช้ได้กับต้นไม้เขตร้อนอื่นๆ ในพื้นที่เมืองได้จริง งานวิจัยนี้จึงทำการปรับปรุงวิธีการจำแนกพรรณไม้ในเมืองด้วยภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูงหลายช่วงคลื่น ด้วยวิธีการจำแนกแบบ Decision Tree โดยใช้รูปตัดตามแนวลองจิจูด (Longitudinal Profiles) ความซับซ้อนของเส้นรูปตัดตามแนวลองจิจูด และข้อมูลเสริมจากการสำรวจด้วย LiDAR ทางอากาศ ในการจำแนกพืชที่มีรูปร่างทางเรขาคณิตที่ซับซ้อน 5 ชนิด ได้แก่ ต้นจามจุรี ต้นพิกุล ต้นไม้วงศ์ปาล์ม ต้นหางนกยูง และต้นหูกระจง ในลักษณะต้นเดี่ยวและกลุ่ม ซึ่งสามารถจำแนกต้นไม้ในเมืองได้จริง โดยให้ค่าความถูกต้องโดยรวม (Overall Accuracy) 83.34 % และมีค่าสถิติแค็ปปา (Kappa Statistics) 0.833 ขึ้นไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ อาจารย์ชัยโชค ไวภาษา ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ และหน่วยงานที่ให้ความอนุเคราะห์ด้านข้อมูลให้เป็นอย่างดี และขอขอบคุณพี่ๆ น้องๆ วิศวกรรมสำรวจ จุฬาฯ ครบอครัว ที่คอยให้กำลังใจ สนับสนุนเสมอมา และสุดท้ายขอขอบคุณตัวฉันเองที่อดทนเพื่อให้วิทยานิพนธ์นี้สำเร็จได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] Akamphon, S., & Akamphon, K. (2014). Cost and benefit tradeoffs in using a shade tree for residential building energy saving. EnvironmentAsia, 7(1), 19-24. Retrieved from https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84892973907&partnerID=40&md5=0a76de1bb0d246a3d364f64257a70cc5

[2] Alonzo, M., Bookhagen, B., & Roberts, D. A. (2014). Urban tree species mapping using hyperspectral and lidar data fusion. Remote Sensing of Environment, 148, 70-83.

[3] Belgiu, M., & Drăgu, L. (2016). Random forest in remote sensing: A review of applications and future directions. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 114, 24-31.

[4] Brandtberg, T. (2002). Individual tree-based species classification in high spatial resolution aerial images of forests using fuzzy sets. Fuzzy Sets and Systems, 132(3), 371-387.

[5] Conine, A., Xiang, W. N., Young, J., & Whitley, D. (2004). Planning for multi-purpose greenways in Concord, North Carolina. Landscape and Urban Planning, 68(2-3), 271-287

[6] Fournier, R. A., Edwards, G., & Eldridge, N. R. (1995). A catalogue of potential spatial discriminators for high spatial resolution digital images of individual crowns. Canadian Journal of Remote Sensing, 21(3), 286-298.

[7] Gobster, P. H., & Westphal, L. M. (2004). The human dimensions of urban greenways: Planning for recreation and related experiences. Landscape and Urban Planning, 68(2-3), 147-165.

[8] Holmgren, J., Persson, Å., & Söderman, U. (2008). Species identification of individual trees by combining high resolution LiDAR data with multi-spectral images. International Journal of Remote Sensing, 29(5), 1537-1552.

[9] Huang, C., Shao, Y., Chen, J., Liu, J., Chen, J., & Li, J. (2007). A strategy for analyzing urban forest using Landsat ETM+ imagery. Paper presented at the International Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS).

[10] Korpela, I., Ole Ørka, H., Maltamo, M., Tokola, T., & Hyyppä, J. (2010). Tree species classification using airborne LiDAR - effects of stand and tree parameters, downsizing of training set, intensity normalization, and sensor type. Silva Fennica, 44(2), 319-339. Retrieved from https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-

77953963207&partnerID=40&md5=df2756a7cedd5a9268ef054682206ab6

[11] Ma, J., & Ju, W. (2011). Mapping leaf area index for the urban area of Nanjing city, China using IKONOS remote sensing data. Paper presented at the Proceedings - 2011 19th International Conference on Geoinformatics, Geoinformatics 2011.

[12] Moran, D. (2019). Global Gridded Model of Carbon Footprints (GGMCF). Retrieved from http://citycarbonfootprints.info/

[13] Nowak, D., & F. Dwyer, J. (2010). Understanding the Benefits and Costs of Urban Forest Ecosystems. In (pp. 25-46).

[14] Riaño, D., Chuvieco, E., Condés, S., González-Matesanz, J., & Ustin, S. L. (2004). Generation of crown bulk density for Pinus sylvestris L. from lidar. Remote Sensing of Environment, 92(3), 345-352.

[15] Shahidan, M. F., Shariff, M. K. M., Jones, P., Salleh, E., & Abdullah, A. M. (2010). A comparison of Mesua ferrea L. and Hura crepitans L. for shade creation and radiation modification in improving thermal comfort. Landscape and Urban Planning, 97(3), 168-181.

[16] Suratno, A., Seielstad, C., & Queen, L. (2009). Tree species identification in mixed coniferous forest using airborne laser scanning. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 64(6), 683-693.

[17] Wang, K., Wang, T., & Liu, X. (2018). A review: Individual tree species classification using integrated airborne LiDAR and optical imagery with a focus on the urban environment. Forests, 10(1).

[18] Waser, L. T., Ginzler, C., Kuechler, M., Baltsavias, E., & Hurni, L. (2011). Semi-automatic classification of tree species in different forest ecosystems by spectral and geometric variables derived from Airborne Digital Sensor (ADS40) and RC30 data. Remote Sensing of Environment, 115(1), 76-85.

[19] Xiao, Q., & McPherson, E. G. (2005). Tree health mapping with multispectral remote sensing data at UC Davis, California. Urban Ecosystems, 8(3-4), 349-361.

[20] Xue, J., & Su, B. (2017). Significant remote sensing vegetation indices: A review of developments and applications. Journal of Sensors, 2017.

[21] Zhang, K., & Hu, B. (2012). Individual urban tree species classification using very high spatial resolution airborne multi-spectral imagery using longitudinal profiles. Remote Sensing, 4(6), 1741-1757.

[22] ไทยเกษตรศาสตร์. (2555). ไทยเกษตรศาสตร์. Retrieved from http://www.thaikasetsart.com

[23] ไพศาล สันติธรรมนนท์. (2555). การรังวัดด้วยภาพดิจิตอล Digital Photogrammetry: คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[24] สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ. (2561). นที่สีเขียว: ความหนาแน่นประชากรต้นไม้ (ไม่เพียงพอ) ต่อจำนวนหัวคนในเมือง. Retrieved from http://www.gfms.gistda.or.th/node/53

[25] อาษิร ลาภพระแก้ว. (2557). การจำแนกพรรณไม้ในพื้นที่เมืองเขตร้อนด้วยวิธี Longitudinal profile. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย., กรุงเทพมหานคร.

การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข จากอากาศยานไร้คนขับ

Estimation of the solar energy by Digital Terrain Model data from Unmanned Aerial Vehicles

วิลาวัณย์ ประสมทรัพย์[1*], ติณณ์ ถิรกุลโตมร[2], ธนกร ทอดสูงเนิน[3], ศิลาภรณ์ จันทะลุน[4], ภาณุวิชญ์ เอ็นดู[5]

[1,2,3,4,5] สาขาวิชาวิศวกรรมสำรวจ คณะวิศวกรรมศาสตร์และสถาปัตยกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน จ.นครราชสีมา

**Corresponding author: wilawan.pa@rmuti.ac.th*

บทคัดย่อ

ความสามารถในการผลิตไฟฟ้าที่สวนทางกับความต้องการใช้ไฟฟ้าของประเทศไทย ทำให้การพัฒนาพลังงานทดแทนรูปแบบต่าง ๆ เช่น พลังงานแสงอาทิตย์ พลังงานน้ำ และพลังงานลม เป็นทางเลือกที่ถูกนำมาใช้อย่างแพร่หลาย ผู้วิจัยจึงได้มีแนวคิดในการใช้เทคโนโลยีช่วยในการสำรวจค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข (DTM) ที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับบนพื้นที่โล่ง ภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน เพื่อนำเสนอพื้นที่ต้นแบบในการคำนวณปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ต่อพื้นที่รับแสง (Area Solar Radiation) ที่มีค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์อยู่ในระดับต่าง ๆ ก่อนการลงสำรวจพื้นที่จริง จากการศึกษาพบว่าค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ที่ได้จากแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขจะให้ค่าพลังงานสูงสุดและต่ำสุด เท่ากับ 5,670.96 และ 2.65927 MWh ตามลำดับ หลังจากทำการตัดสิ่งปกคลุมดิน (สิ่งปลูกสร้างและแหล่งน้ำ) ค่าพลังงานสูงสุดและต่ำสุด เท่ากับ 5,645.61 และ 382.715 MWh ตามลำดับ เมื่อนำมาแบ่งระดับค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ตามช่วงของข้อมูลเชิงเรขาคณิตออกเป็น 5 ระดับ พบว่าบริเวณพื้นที่เปิดโล่งทางทิศตะวันตกและทิศใต้ของมหาวิทยาลัย เป็นพื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์มากที่สุด (เนื้อที่ 22,869.04 ตารางเมตร) ซึ่งจะเป็นประโยชน์อย่างมากในการพิจารณาพื้นที่เหมาะสมหากมีแผนในการจัดหาพื้นที่ในการติดตั้งเซลล์รับพลังงานแสงอาทิตย์ภายในมหาวิทยาลัยเพื่อให้เกิดการใช้พลังงานทดแทนอย่างยั่งยืน

คำสำคัญ: พลังงานแสงอาทิตย์, แบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข, อากาศยานไร้คนขับ

Abstract

The ability to generate electricity is in contrast to the demand for electricity in Thailand. This causes a wide range to the development of alternative energy such as solar, water, and wind. Therefore, this study aims to study a preliminary of applying technology to survey the amount of solar energy by using the Digital Terrain Model (DTM) from Unmanned Aerial Vehicles (UAV) over the Rajamangala University of Technology Isan. This study presents a technic for calculating the amount of Solar Energy per Area Solar Radiation by using the DTM. As the results from calculating the DTM, the maximum and minimum Solar Energy is 5,670.96 MWh and 2.65927 MWh, respectively. After eliminating some noise from the DTM, the maximum and minimum Solar Energy is 5,645.61 MWh and 382.715 MWh, respectively. The result from adjusted DTM was classified into five levels associated with Geometrical interval. It is showed that the open area in the west and south of the University (totally 22,869.04 m^2) are the places that receive the highest amount of Solar Energy. The explored result of this study can be proposed to prioritize the areas for the field surveying afterwards. It would be able to reduce the time of field surveying over the suitable areas for the Solar Farm installation.

Keywords: Solar radiation, Digital Terrain Model, Unmanned Aerial Vehicle

1. บทนำ

สภาวะเศรษฐกิจโดยรวมของประเทศไทยมีการเจริญเติบโตขึ้นอย่างต่อเนื่อง ส่งผลให้ความต้องการใช้ไฟฟ้าของประเทศเพิ่มสูงขึ้นด้วย ซึ่งสวนทางกับความสามารถในการผลิตไฟฟ้าที่ยังไม่สามารถตอบสนองความต้องการของการบริโภคพลังงานไฟฟ้าภายในประเทศได้ และด้วยกระแสตื่นตัวกับสภาวะโลกร้อนที่ต้องการลดปริมาณการปล่อยก๊าซเรือนกระจก จึงได้มีการพัฒนาพลังงานทดแทนรูปแบบต่าง ๆ หากพิจารณาตามข้อมูลแผนที่ศักยภาพรังสีที่สร้างจากข้อมูลการตรวจวัดจริงบริเวณสถานีอุตุนิยมวิทยา ค่าพลังงานที่ได้จะเป็นค่าการสะท้อนถึงค่าพลังงานในจุดตรวจวัด และนำมาทำการประมาณค่าเชิงพื้นที่ (Interpolate) ให้กับพื้นที่

ทั้งหมด ต่อมาในปี พ.ศ. 2552 ได้มีการจัดทำโครงการโครงการปรับปรุงแผนที่ศักยภาพพลังงานแสงอาทิตย์จากภาพถ่ายดาวเทียมสำหรับประเทศไทย โดยทำการคำนวณค่าความเข้มรังสีดวงอาทิตย์จากข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียม GMS4, GMS5, GOES9 และ MTSAT-1R ระยะเวลา 20 ปี (ค.ศ. 1990-2009) ร่วมกับแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยแผนที่ศักยภาพพลังงานแสงอาทิตย์เฉลี่ยตลอดปีที่ได้มีความละเอียดเชิงพื้นที่ประมาณ 3 x 3 ตารางกิโลเมตร และมีการจัดทำเป็นแผนที่ศักยภาพพลังงานแสงอาทิตย์ของเดือนต่าง ๆ ซึ่งผลลัพธ์ของแผนที่ศักยภาพพลังงานแสงอาทิตย์ที่ได้เป็นค่าเฉลี่ยระยะเวลา 20 ปี สามารถนำมาใช้เป็นค่าพื้นฐานอ้างอิงได้ แต่ยังมีความละเอียดเชิงพื้นที่ที่หยาบเกินไปสำหรับการนำมาใช้ประกอบการพิจารณาการติดตั้งโซลาร์เซลล์ เพื่อเป็นทางออกให้กับการสถานการณ์ดังกล่าวทางผู้วิจัยจึงได้มีแนวคิดในการประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข (Digital Terrain Model: DTM) ที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับ (Unmanned Aerial Vehicle: UAV) บนพื้นที่โล่ง ภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ให้เป็นพื้นที่ต้นแบบในการคำนวณปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ต่อพื้นที่รับแสง (Area Solar Radiation) ที่มีค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์อยู่ในระดับต่าง ๆ ก่อนการลงสำรวจพื้นที่จริง

2. วิธีการศึกษา

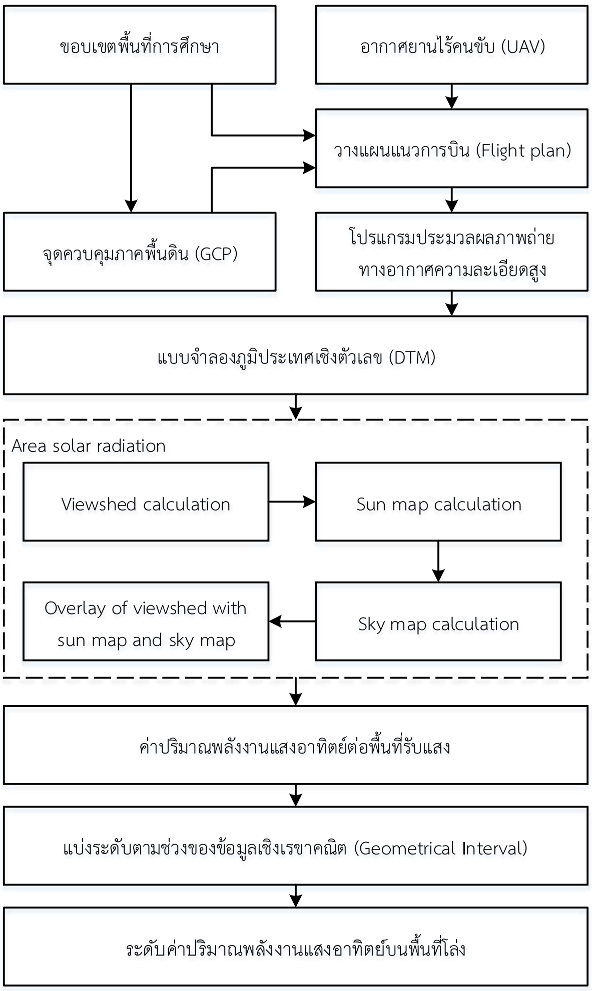
การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับบนพื้นที่โล่ง ภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน มีขั้นตอนดังต่อไปนี้ (รูปที่ 1)

2.1 การวางแผนแนวการบิน (Flight plan)

กำหนดให้บริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสานเป็นพื้นที่ศึกษา มีเนื้อที่ประมาณ 330 ไร่ หรือประมาณ 528,000 ตารางเมตร และวางเส้นแนวบินผ่าน (Line of flight) ตามแนวตะวันออก–ตะวันตก กำหนดให้ความสูงการบินอยู่ที่ 90 เมตร กำหนดส่วนซ้อนร้อยละ 60 และส่วนเกยร้อยละ 30 เพื่อไม่ให้เกิดช่องโหว่ระหว่างแถบบิน [1] และวางจุดควบคุมภาคพื้นดินจำนวน 9 จุดต่อการขึ้นบินถ่าย 1 ครั้ง ขึ้นบินถ่ายภาพวันที่ 9 พฤษภาคม พ.ศ. 2562

2.2 การประมวลผลภาพถ่ายทางอากาศ

ข้อมูลที่ได้จาก UAV จะประกอบไปด้วย 2 ส่วนคือ ข้อมูลรูปภาพ และข้อมูล Log การประมวลผลแบ่งเป็น 3 ขั้นตอนคือ (1) กระบวนการเริ่มต้นจะทำการเลือกขนาดมาตราส่วนภาพให้เหมาะกับที่ใช้งาน และจะปรับแก้ภาพที่มีขนาดซ้อนเหลื่อมกันให้ลดลง และทำการจับคู่ภาพโดยด้วยข้อมูลจุดควบคุมภาพถ่ายภาคพื้นดิน (Ground Control Point: GCP) ในการจับคู่ภาพ (2) กลุ่มของจุดสามมิติ และเมช (Point Cloud and Mesh) เป็นการสร้างโครงตาข่ายสามเหลี่ยมขึ้นมาโดยใช้ข้อมูลจากกลุ่มพิกัดที่กำหนด และ (3) แบบจำลองความสูงพื้นผิวปกคลุมภูมิประเทศ (Digital Surface Model: DSM), แบบจำลองความสูง (Digital Terrain Model: DTM), การสร้างภาพออโท (Orthomosaic) และ การสร้างดัชนี (Index) เป็นการกำหนดค่าความชัดเพื่อจะทำให้รายละเอียดรูปภาพมีรายละเอียดมากขึ้น



รูปที่ 1 กรอบแนวคิดการศึกษา

2.3 การคำนวณปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ต่อพื้นที่รับแสง (Area Solar Radiation)

2.3.1 การคำนวณมุมมอง (Viewshed calculation)

การคำนวณมุมมองเป็นการแสดงมุมมองจากท้องฟ้าทั้งหมดที่มองเห็นหรือถูกบดบังเมื่อดูจากสถานที่เฉพาะ จากมุมมองนี้จะถูกคำนวณโดยค้นหาตามจำนวนเส้นทางที่กำหนดรอบสถานที่ที่สนใจและกำหนดมุมสูงสุดของสิ่งกีดขวางบนท้องฟ้าหรือมุมขอบฟ้า ผลลัพธ์ของแต่ละตำแหน่งเซลล์จะสอดคล้องกับมุมซีนิธ (Zenith: ϑ) และมุมแอซิมัท (Azimuth: α) บนซีกโลกของแต่ละทิศทาง [2][3][4][5][6] (รูปที่ 2)

2.3.2 การคำนวณแผนที่แสงอาทิตย์ (Sun map calculation)

การคำนวณแผนที่แสงอาทิตย์สามารถคำนวณโดยใช้แผนที่ดวงอาทิตย์ในการฉายภาพครึ่งทรงกลมเดียวกันกับมุมมอง แผนที่ดวงอาทิตย์จะเป็นภาพแบบกริดที่แสดงตำแหน่งของดวงอาทิตย์หรือตำแหน่งที่ชัดเจนของ

ดวงอาทิตย์ ซึ่งจะแตกต่างกันไปตามชั่วโมงของแต่ละวันและเป็นเวลาตลอดทั้งปี การติดตามดวงอาทิตย์จะถูกคำนวณจากละติจูดของพื้นที่ที่ศึกษาและการกำหนดค่าของเวลาที่กำหนดโดยภาคส่วนของแผนที่ดวงอาทิตย์ สำหรับแต่ละภาคส่วนของแผนที่ดวงอาทิตย์จะมีการระบุค่าที่ไม่ซ้ำกัน (รูปที่ 3)

2.3.3 การคำนวณแผนที่ท้องฟ้า (Sky map calculation)

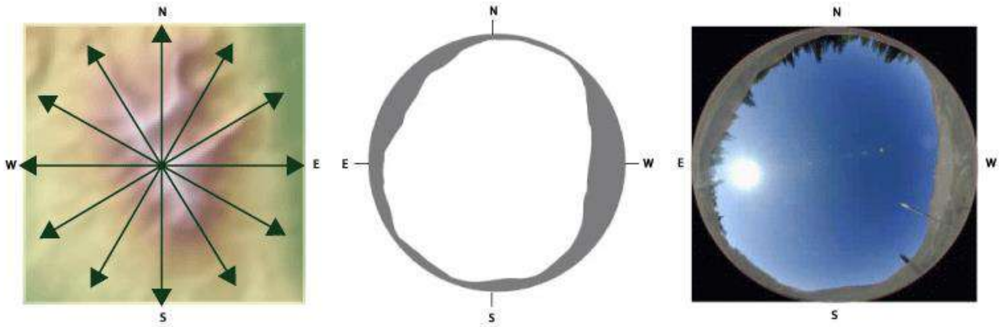
แผนที่ท้องฟ้าจะถูกสร้างขึ้นเพื่อแสดงมุมมองครึ่งทรงกลมของท้องฟ้าทั้งหมด โดยแบ่งเป็นชุดของภาคส่วนของท้องฟ้าที่กำหนดโดยมุมซีนิธ และมุมแอซิมัท รังสีแสงอาทิตย์จะถูกคำนวณสำหรับแต่ละภาคส่วนของท้องฟ้าตามทิศทางดิ่งและทางราบ (รูปที่ 4)

2.3.4 ภาพมุมมองซ้อนทับกับแผนที่ดวงอาทิตย์และแผนที่ท้องฟ้า (Overlay of viewshed with sun map and sky map)

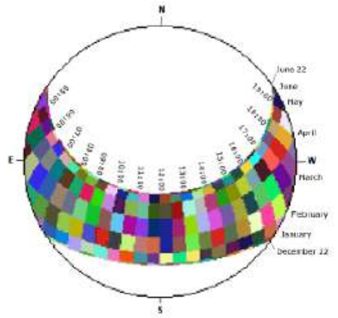
ในระหว่างการคำนวณรังสีแสงอาทิตย์ แผนที่ดวงอาทิตย์และแผนที่ท้องฟ้าจะถูกนำมาวางซ้อนทับกันเพื่อคำนวณการกระจายของรังสีแสงอาทิตย์และการแผ่รังสีแสงอาทิตย์ สร้างเป็นภาพมุมมองซ้อนทับระหว่างแผนที่ดวงอาทิตย์และแผนที่ท้องฟ้า (รูปที่ 5 และรูปที่ 6)

2.4 การแบ่งระดับตามช่วงของข้อมูลเชิงเรขาคณิต (Geometrical Interval)

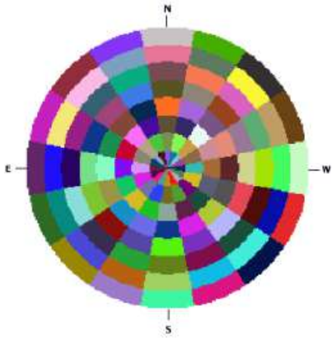
วิธีการแบ่งระดับตามช่วงของข้อมูลเชิงเรขาคณิตเป็นการจัดแบ่งช่วงค่าโดยพิจารณาจากความแตกต่างของค่าที่ต้องการจัดกลุ่ม ค่าที่มีความแตกต่างกันมากจะถูกจัดกลุ่มแยกออกจากกัน นอกจากนี้ยังพิจารณาถึงการกระจายของข้อมูลในแต่ละระดับความเสี่ยงให้มีจำนวนใกล้เคียงกัน [7] การแบ่งกลุ่มด้วยวิธีนี้จะมั่นใจได้ว่า แต่ละช่วงชั้นจะมีระยะห่างที่ใกล้เคียงกันและมีการเปลี่ยนแปลงระหว่างช่วงชั้นอย่างสม่ำเสมอ [8] โดยในการศึกษาครั้งนี้ได้แบ่งค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ออกเป็น 5 ระดับ คือ ปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ (1) มากที่สุด (2) มาก (3) ปานกลาง (4) น้อย และ (5) น้อยที่สุด



รูปที่ 2 มุมในแนวนอน ผลลัพธ์จากพื้นที่การมองเห็น และแผนที่พื้นที่การมองเห็นไปยังมุมท้องฟ้า [9]

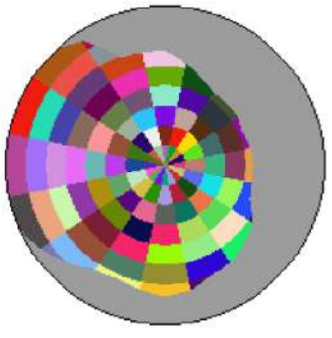


รูปที่ 3 แผนที่ดวงอาทิตย์ (Sun map) [9]



รูปที่ 4 แผนที่ท้องฟ้า (Sky map) [9]

รูปที่ 5 การซ้อนทับของพื้นที่การมองเห็นกับแผนที่ดวงอาทิตย์ [9]



รูปที่ 6 การซ้อนทับของพื้นที่การมองเห็นกับแผนที่ท้องฟ้า [9]

3. ผลการศึกษา

3.1 แบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข (Digital Terrain Model: DTM)

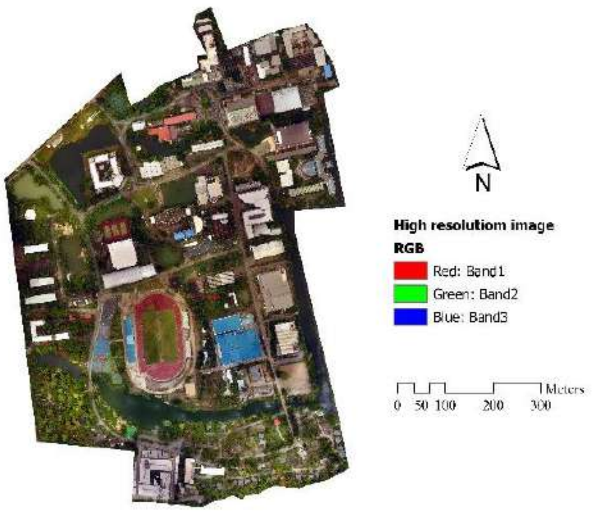
ข้อมูลภาพถ่ายทางอากาศความละเอียดสูง (รูปที่ 3) ที่ได้จากการถ่ายภาพด้วยอากาศยานไร้คนขับ เป็นข้อมูลตั้งต้นที่นำมาประมวลผลเป็นข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลข ซึ่งเป็นข้อมูลความสูงที่ไม่รวมความสูงของสิ่งปกคลุมพื้นผิว แต่จะมีการสร้าง Point cloud จำลองความสูงบริเวณพื้นที่สิ่งปลูกสร้างเข้าไปด้วย ซึ่งถือเป็นจุดรบกวนในภาพ (Noise) แสดงดังรูปที่ 4 โดยให้ค่าความสูงตั้งแต่ 206.82 ถึง 287.26 เมตร ซึ่งค่าแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขที่สูงที่สุดจะอยู่บริเวณหลังคาของสิ่งปลูกสร้าง และค่าต่ำสุดจะอยู่ที่บริเวณแหล่งน้ำ

3.2 การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์

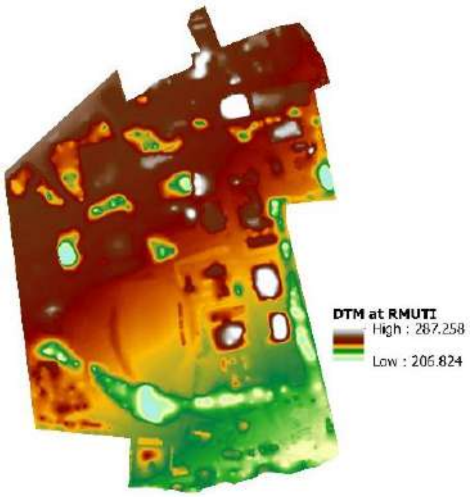
การประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขที่มีความละเอียดเชิงพื้นที่ (Pixel size) 0.23 x 0.23 เมตร ให้ค่าพลังงานสูงสุดและต่ำสุดเท่ากับ 5,670.96 MWh และ 2.65927 MWh ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 5 และบนพื้นที่โล่ง (ตัดข้อมูลสิ่งปลูกสร้างและแหล่งน้ำออก) ให้ค่าพลังงานสูงสุดเท่ากับ 5,645.61 MWh และค่าพลังงานต่ำสุดเท่ากับ 382.715 MWh ดังแสดงในรูปที่ 6

3.3 ระดับค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์

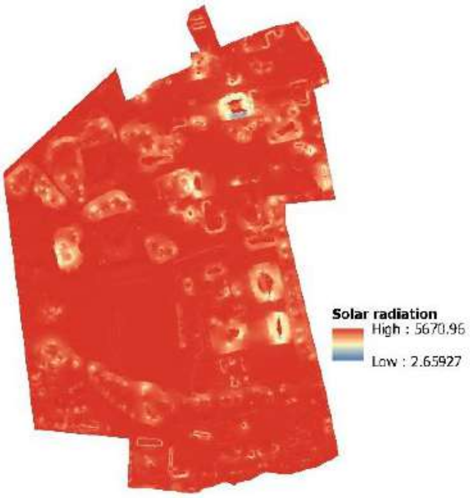
ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ที่นำมาแบ่งระดับตามช่วงของข้อมูลเชิงเรขาคณิตออกเป็น 5 ระดับ พบว่าบริเวณพื้นที่ทางด้านทิศตะวันตกและทางทิศใต้ของมหาวิทยาลัย เป็นพื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์มากที่สุด มีเนื้อที่ 22,869.04 ตารางเมตร พื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์มาก ปานกลาง และน้อย จะแทรกตัวอยู่ตามบริเวณพื้นที่สีเขียวรอบมหาวิทยาลัย และพื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์น้อยที่สุดมีเนื้อที่ 130,511.18 ตารางเมตร จะอยู่บริเวณพื้นที่ใกล้สิ่งปลูกสร้าง และบริเวณพื้นที่ใกล้แหล่งน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 7 และมีจำนวนเนื้อที่ดังแสดงในตารางที่ 1



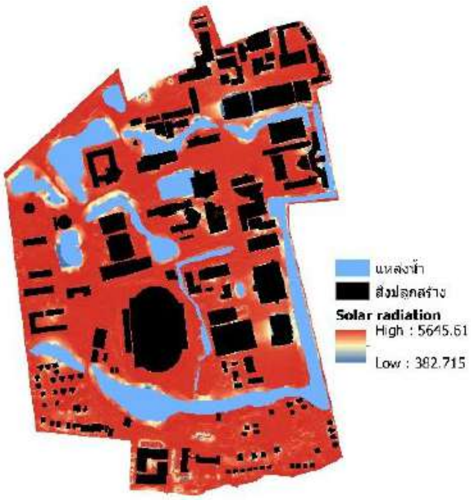
รูปที่ 3 ภาพถ่ายรายละเอียดสูง (High-resolution image)



รูปที่ 4 แผนที่แบบจำลองความสูง



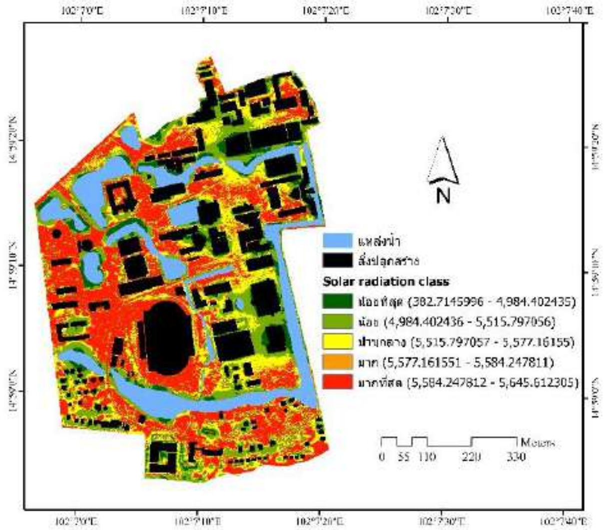
รูปที่ 5 แผนที่พลังงานแสงอาทิตย์



รูปที่ 6 แผนที่พลังงานแสงอาทิตย์ไม่รวมสิ่งปลูกสร้าง และแหล่งน้ำ

4. สรุปผลการศึกษา

จากการศึกษาการประมาณค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ด้วยข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขที่ได้จากอากาศยานไร้คนขับ บนพื้นที่โล่งภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน พบว่าค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ที่ได้จากข้อมูลแบบจำลองภูมิประเทศเชิงตัวเลขให้ค่าพลังงานสูงสุดเท่ากับ 5,670.96 MWh และต่ำสุดเท่ากับ 2.659272 MWh ซึ่งสังเกตได้ว่ามีระยะห่างระหว่างช่วงของข้อมูลที่ผิดปกติมากเกินไป จึงทำการตัดพื้นที่สิ่งสิ่งปลูกสร้าง และแหล่งน้ำออกจากข้อมูลตั้งต้น ทำให้ค่าพลังงานที่ได้สูงสุดจะอยู่ที่ 5,645.61 MWh และค่าพลังงานต่ำสุดเท่ากับ 382.715 MWh เมื่อนำมาแบ่งระดับค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ตามช่วงของข้อมูลเชิงเรขาคณิต (Geometrical Interval) ออกเป็น 5 ระดับ พบว่าบริเวณพื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์มากที่สุด (>5,584.3 MWh) มีเนื้อที่ 22,869.04 ตารางเมตร (จำนวน 432,307 เซลล์) เป็นพื้นที่เปิดโล่งทางทิศตะวันตกและทิศใต้ของมหาวิทยาลัย พื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์มาก (5,577.2 - 5,584.3 MWh) ปานกลาง (5,515.8 - 5,577.2 MWh) และน้อย (4,984.5 - 5,515.8 MWh) จะแทรกตัวอยู่ตามบริเวณพื้นที่สีเขียวรอบมหาวิทยาลัย และพื้นที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์น้อยที่สุด (>4,984.5 MWh) มีเนื้อที่ 130,511.18 ตารางเมตร (จำนวน 2,467,130 เซลล์) จะอยู่บริเวณพื้นที่ใกล้สิ่งปลูกสร้าง และบริเวณพื้นที่ใกล้แหล่งน้ำ ซึ่งข้อมูลและวิธีการที่ได้ในการประมวลผลครั้งนี้สามารถนำไปใช้ประกอบการพิจารณาพื้นที่ที่เหมาะสมในการติดตั้งแผงโซลาร์เซลล์ภายในมหาวิทยาลัยเพื่อรองรับการพัฒนาตามแนวทางมหาวิทยาลัยสีเขียว และการใช้พลังงานทดแทนอย่างยั่งยืนในอนาคตได้ โดยจะช่วยลดค่าใช้จ่ายในการลงพื้นที่สำรวจจริงในส่วนของพื้นที่ที่มีค่าพลังงานตั้งแต่ระดับน้อยที่สุดไปจนถึงระดับมากไปได้เป็นอย่างมาก



รูปที่ 7 ระดับปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ (Solar radiation classes) เมื่อวันที่ 9 พฤษภาคม 2562

ตารางที่ 1 จำนวนเนื้อที่ที่ให้ค่าปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ในแต่ละระดับ

ระดับปริมาณพลังงานแสงอาทิตย์ (MWh)	จำนวนเซลล์ (Cell)	ขนาดพื้นที่ (ตารางเมตร)
มากที่สุด (>5,584.3)	432,307	22,869.04
มาก (5,577.2 - 5,584.3)	1,474,414	77,996.50
ปานกลาง (5,515.8 - 5,577.2)	1,339,474	70,858.17
น้อย (4,984.5 - 5,515.8)	361,199	19,107.43
น้อยที่สุด (>4,984.5)	2,467,130	130,511.18

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยได้รับทุนอุดหนุนการวิจัยจากมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน ตามสัญญาเลขที่ NKR2563INC005 และโปรแกรมวิเคราะห์ภาพจากสาขาวิชาภูมิสารสนเทศ สำนักวิชาวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

เอกสารอ้างอิง

[1] กองการบิน (สำนักงานปลัดกระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม). (2562). คู่มือการบินติดตามการเปลี่ยนแปลงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม. Available source: http://aviation.mnre.go.th/th/information/more/115

[2] Rich, P.M., Dubayah, R., Hetrick, W.A. and Saving, S.C. (1994). Using Viewshed Models to Calculate Intercepted Solar Radiation: Applications in Ecology. *American Society for Photogrammetry and Remote Sensing Technical Papers*, pp. 524-529.

[3] Rich, P.M., and Fu, P. (2000). Topoclimatic Habitat Models. *The Fourth International Conference on Integrating GIS and Environmental Modeling,* Alberta, September 2-8, 2000, pp. 357-364.

[4] Fu, P. (2000). *A Geometric Solar Radiation Model with Applications in Landscape Ecology.* Ph.D. Thesis, University of Kansas, USA.

[5] Fu, P. and Rich. P.M. (2000). *The Solar Analyst 1.0 Manual*. Helios Environmental Modeling Institute (HEMI), USA.

[6] Fu, P. and Rich, P.M. (2002). A Geometric Solar Radiation Model with Applications in Agriculture and Forestry. *Computers and Electronics in Agriculture,* 37, pp. 25-35.

[7] เมรินทร์ วรรณพงษ์, อุทัยวรรณ สีงาม และ จิระเดช มาจันแดง. (2560). การประเมินเชิงพื้นที่ของความเสี่ยงต่อการเกิดโรคไข้เลือดออกในเขตเทศบาลเมืองมหาสารคาม. *วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีมหาวิทยาลัยมหาสารคาม*, 36(4), หน้า 409-417.

[8] ESRI Thailand. (2558). การแบ่งช่วงชั้น. Available source: http://servicesbeta.esri.com/demos/3.11/api/js/esri/dijit/analysis/help/th/InterpolatePoints.html

[9] ESRI. (2019). Modeling solar radiation. Available source: https://desktop.arcgis.com/en/arcmap/latest/tools/spatial-analyst-toolbox/modeling-solar-radiation.htm

การหาค่าระดับความสูงแนวคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกโดยเทคโนโลยี MMS สำหรับการบริหารจัดการน้ำ

Surveying to find the level of Raphiphat Yak Tok roads using MMS technology

อำนาจ สมภาร ปานฤทัย ตั้งประเสริฐ และ ณัฐกิตติ์ เสงี่ยม

สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) กรุงเทพมหานคร

E-mail address: amnat@hii.or.th

บทคัดย่อ

ปัจจุบันเทคโนโลยีสำรวจได้มีการพัฒนาไปจากเดิมมาก สิ่งหนึ่งที่เป็นหัวข้อหลักของการการพัฒนาคือความรวดเร็วของการได้มาซึ่งข้อมูลสำรวจทางสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) หรือ สสน.ได้มีการพัฒนาเทคโนโลยีสำรวจ Mobile Mapping System (MMS) สำหรับใช้สำรวจหาค่าระดับและจัดทำแผนที่แบบ 3 มิติ ในงานวิจัยนี้ได้ดำเนินการประยุกต์ใช้ MMS ใช้กับการบริหารจัดการน้ำโดยการหาความเหมาะสมและข้อจำกัดของระบบเพื่อจะได้นำไปใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ การดำเนินการได้กำหนดพื้นที่ที่ทำการสำรวจคือแนวคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกเพื่อเปรียบเทียบผลของระบบ MMS กับการตรวจวัดแบบ Real Time Kinematic (RTK) พื้นที่ทดสอบ 14 กิโลเมตร จากการดำเนินการพบว่าผลลัพธ์การสำรวจของทั้งสองระบบมีการเปลี่ยนแปลงไปในทิศทางเดียวกัน เวลาที่ใช้ในการสำรวจพบว่าการสำรวจด้วย MMS ใช้เวลาน้อยกว่าการสำรวจแบบ RTK 12 เท่า การสำรวจทั้ง 2 แบบมีค่า RMSE 0.386 ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่เข้าใกล้ศูนย์แสดงถึงมีความสัมพันธ์ของการเปลี่ยนแปลงตามกัน การนำระบบสำรวจ MMS ไปใช้งานในการหาค่าระดับจึงเป็นระบบที่ให้ผลลัพธ์ได้อย่างรวดเร็วทันต่อการที่จะนำข้อมูลค่าระดับมาทำการวิเคราะห์เพื่อบริการจัดการน้ำอย่างเร่งด่วนได้

คำสำคัญ: Mobile Mapping System, Continuously Operating Reference Stations: Core, Real Time Kinematic, Laser Scanner, Dual Antenna, Inertial Measuring Unit

Abstract

The survey technology currently in use has been greatly improved. One of the main topics of survey development is the speed of data acquisition. Hydro-Informatics Institute (HII) has developed Mobile Mapping System (MMS) technology for use in surveying area levels and creating 3D maps. This research has applied MMS to analyze for water management by finding the appropriate and limitation of the system so that it can be used efficiently. Specify the survey area, which is the Raphiphat Yak Tok to compare the results of MMS with Real Time Kinematic (RTK) measurements. The test area has a distance of 14 kilometers. The survey found that the results of both systems have similar changes. The time spent in the survey found that surveying with MMS took 12 times less time than the RTK survey. Both surveys have an RMSE 0.386, which is considered to be near zero, indicating that there is a correlation between the changes. The introduction of the MMS surveying system for level determination is therefore a system that provides fast results in order to use the level data to be analyzed for urgent water management services.

Keywords: Mobile Mapping System, Continuously Operating Reference Stations: Core, Real Time Kinematic, Laser Scanner, Dual Antenna, Inertial Measuring Unit

1. บทนำ

การรับมือกับอุทกภัยสิ่งที่ต้องมีคือเครื่องมือที่เป็นข้อมูลทางวิทยาศาสตร์ สามารถดำเนินการได้อย่างรวดเร็วเพื่อทันต่อการใช้งานพร้อมทั้งแสดงผลได้ครบถ้วนทุกมิติเพื่อแสดงให้เห็นภาพรวมสำหรับประกอบการตัดสินใจ ถ้าทำได้ตามหัวข้อต่อไปนี้จะเป็นประโยชน์ต่อการเตรียมรับสถานการณ์และลดความศูนย์เสีย การสำรวจค่าระดับนับว่ามีความจำเป็นและสำคัญมากในการใช้เป็นข้อมูลเพื่อบริหารจัดการน้ำทั้งในช่วงปกติและช่วงที่เกิดอุทกภัย การสำรวจค่าระดับความสูงของพื้นที่จากเดิมที่ใช้อยู่เป็นแบบ RTK เป็นระบบที่มีความถูกต้องสูงสามารถใช้งานได้ดีในพื้นที่ไม่กว้างมากแต่ถ้าพื้นที่กว้างหรือที่มีขนาดใหญ่วิธีการนี้จะต้องใช้ระยะของเวลาในการดำเนินการนานเนื่องจากเป็นการเดินสำรวจ แต่ในปัจุบันเทคโนโลยีการสำรวจได้เปลี่ยนไปมากวิธีการสำรวจที่สามารถนำข้อมูลมาจัดทำเป็นแผนที่สามารถทำได้ด้วยระบบสำรวจ MMS [1-2] และมีการพัฒนาเพื่อประยุกต์ใช้สำหรับวางแผนจัดทำผังเมืองอัจฉริยะ [5] ดังนั้นการใช้ระบบ MMS ในการสำรวจจะเป็นสิ่งใหม่ที่จะเข้ามาทำให้การสำรวจมีการ

เปลี่ยนแปลงไปในเรื่องของการลดเวลาสำหรับทำการสำรวจ ในงานวิจัยนี้จึงประยุกต์ใช้ระบบ MMS มาทำการสำรวจหาค่าระดับความสูงของพื้นที่เพื่อใช้กับการบริหารจัดการน้ำ โดยจะเป็นการหาความเหมาะสมและข้อจำกัดของระบบเพื่อจะได้นำไปใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพ

สิ่งที่ได้ดำเนินการในงานวิจัยนี้เป็นการสำรวจเพื่อเปรียบเทียบผลลัพธ์การสำรวจทางด้านเวลาที่ใช้และค่าระดับความสูงมิได้เป็นการเปรียบเทียบถึงประสิทธิ์ภาพของอุปกรณ์ว่ามีความถูกต้องมากน้อยแค่ไหนเนื่องจากเป็นระบบที่แตกต่างกัน เพื่อนำผลสรุปที่ได้นำไปเป็นข้อมูลในการเลือกใช้ระบบทั้งสองให้เหมาะกับงานและเวลาที่ใช้สำหรับหาค่าระดับของการบริหารจัดการน้ำ

2. อุปกรณ์และวิธีการดำเนินการ

2.1 อุปกรณ์ที่ใช้ดำเนินการ

ในงานวิจัยต้องการหาความสามารถของระบบ MMS สำหรับในการใช้งานหาค่าระดับสำหรับนำมาเป็นข้อมูลสำหรับการบริหารจัดการน้ำโดยทำการเปรียบเทียบการตรวจวัดแบบระบบ MMS กับการตรวจวัดแบบ RTK เพื่อเปรียบเทียบข้อมูลการตรวจวัด สำหรับเลือกใช้การสำรรวจให้เหมาะกับงานและข้อจำกัดของอุปกรณ์

2.1.1 ระบบ MMS

อุปกรณ์ที่ใช้สำรวจด้วยระบบ MMS เป็นอุปกรณ์ที่ประกอบเป็นระบบในรูปที่ 1 ประกอบด้วย Laser Scanner Velodyne LiDAR PUCK VLP-16 ทำหน้าที่วัดระยะจากหัววัดถึงวัตถุเพื่อนำมาสร้างภาพ 3 มิติแบบ Point Cloud, กล้อง 360 องศา Ladybug5 ทำหน้าที่บันทึกภาพแบบ 360 องศา ระบบระบุตำแหน่งและทิศทาง, NovAtel GNSS Receiver แบบ Dual Antenna, Inertial Measuring Unit (IMU) การประมวลผลได้ใช้ค่าปรับแก้จากโครงข่ายรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง (Continuously Operating Reference Stations: Cors) ของในโครงข่ายของ สสน. สถานี THAI รูปที่ 4

รูปที่ 1 ระบบ MMS

การรวมระบบจากอุปกรณ์ตรวจวัดรูปที่ 1 เพื่อจัดทำเป็นระบบ MMS จะมีค่าความคลาดเคลื่อนตามคุณสมบัติของอุปกรณ์แต่ละตัวเมื่อนำมารวมระบบที่เป็นค่าความคลาดเคลื่อนรวมของอุปกรณ์ทั้งหมด [1] การจัดทำระบบมีบทความที่ได้กล่าวถึงสมการการจัดทำระบบ [3] เริ่มจากสมการที่ (1) ที่เป็นสมการความสัมพันธ์ระหว่าง IMU กับ Laser Scanner และจุดตรวจจากสัญญาณ Laser มีรูปที่ (2) ประกอบการอธิบายสมการต่อไปนี้

$$P_{IMU} = R_{SB}P_{S} + dT_{SB} \quad (1)$$

P_{IMU} เป็นค่าพิกัดตำแหน่งของ IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU})

R_{SB} เป็นการปรับทิศทางการหมุนถ่ายลักษณะการวางมุมของ Laser Scanner (X_S, Y_S, Z_S) กับ IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU})

P_S เป็นค่าพิกัดตำแหน่ง (X, Y, Z) ของจุดตรวจวัด

dT_{SB} เป็นการเปลี่ยนถ่ายค่าพิกัดระหว่าง IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU}) กับ Laser Scanner (X_S, Y_S, Z_S)

สมการที่ (2) เป็นการแสดงความสัมพันธ์ของค่าพิกัดตำแหน่งเมื่อมีการเคลื่อนไหวของ IMU ในอาการเอียงซ้ายขวา (Roll), การเปลี่ยนทิศทาง (Heading) และการยกหัวขึ้นหรือกดหัวลง (Pitch) เมื่อมีการเคลื่อนไหวก็จะมีการเปลี่ยนท่าทางและพิกัดจาก X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU} ไปเป็น X_L, Y_L, Z_L

$$P_L = R_{IMU}P_{IMU} \quad (2)$$

P_L เป็นพิกัดตำแหน่งและมุมใหม่ที่เปลี่ยนแปลงไป (X_L, Y_L, Z_L)

R_{IMU} เป็นมุมระหว่าง IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU}) กับท่าใหม่ IMU ที่เปลี่ยน

P_{IMU} เป็นพิกัดตำแหน่งใหม่ของ IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU})

สมการที่ (3) และสมการที่ (4) เป็นการเปลี่ยนถ่ายค่าพิกัดอ้างอิงสู่พื้นหลักฐาน World Geodetic System 1984 (WGS84) มีค่าแสดงตำแหน่งในพิกัส X, Y, Z

$$P_G = R_L P_L + R_{ECEF} \quad (3)$$

$$(corrected) = P_{ECEF} - R_L R_{IMU} dT_A \quad (4)$$

P_G เป็นพิกัดตำแหน่งที่อ้างอิงพื้นหลักฐาน WGS84 (X_G, Y_G, Z_G)

R_L เป็นการปรับเปลี่ยนมุมการทิศทางไปสู่พื้นหลักฐาน WGS84 โดย R_{λ}, $R\phi$

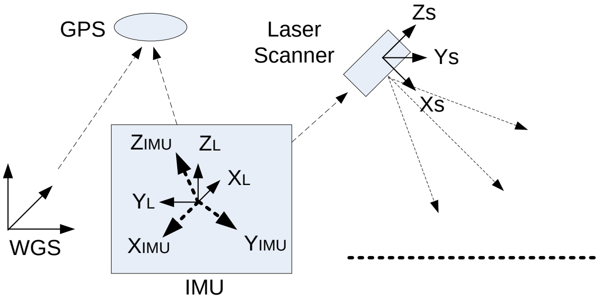
R_{ECEF} เป็นค่าตำแหน่งของเสาอากาศที่อ้างอิงพิกัดตำแหน่งของโลก (X_E, Y_E, Z_E)

R_{IMU} เป็นมุมระหว่าง IMU (X_{IMU}, Y_{IMU}, Z_{IMU}) และมุมตามค่าพิกัดท้องถิ่น (X_L, Y_L, Z_L)

dT_A เป็นค่าที่เปลี่ยนระหว่างศูนย์กลางของเสาอากาศและค่าศูนย์กลางของ IMU ในค่าพิกัส X, Y, Z

ผลลัพธ์ที่ได้จากสมมการที่กล่าวมาจะได้ผลลัพธ์สุดท้ายที่เป็น Point Cloud ในค่าพิกัส X, Y, Z ที่อยู่ในพื้นหลักฐาน WGS84 รูปที่ 2 เป็น

รูปการจัดวางอุปกรณ์และการอธิบายลักษณะทางมุมการเปลี่ยนแปลมตามสมการ (1-4) ในการรวมระบบสิ่งหนึ่งที่สำคัญคือการจัดการเวลาของอุปกรณ์แต่ละตัวที่นำมาจัดทำ [4] ในระบบที่จัดทำได้มีการควบคุมการทำงานให้อุปกรณ์ทุกรายการให้สามารถทำงานร่วมกันบนพื้นฐานเวลาเดียวกัน

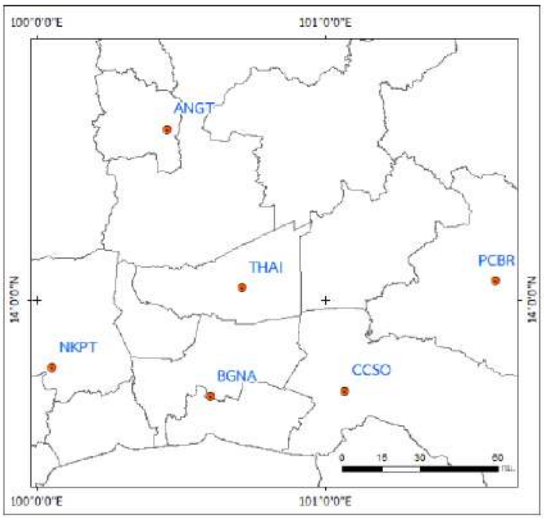


รูปที่ 2 การจัดวางอุปกรณ์สำรวจ MMS

2.1.2 อุปกรณ์สำรวจ RTK

ในการดำเนินการได้ใช้เครื่องวัดด้วยสัญญาณดาวเทียมแบบหลายความถี่ ยี่ห้อ Leica รุ่น GS10 แสดงในรูปที่ 3 ให้รับค่าปรับแก้โครงข่ายรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่อง (Continuously Operating Reference Stations: Core) ของ สสน. ที่ส่งผ่านค่าปรับแก้ผ่านเครือข่ายโทรศัพท์ 4G ในรูปที่ 4

รูปที่ 3 เครื่องวัดด้วยสัญญาณดาวเทียมแบบหลายความถี่ Leica รุ่น GS10



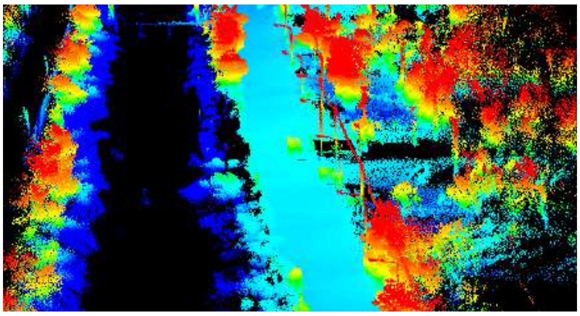
รูปที่ 4 โครงข่ายรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่องของ สสน.

2.2 วิธีการดำเนินการ

วิธีการดำเนินการเริ่มจากทำการสำรวจในพื้นที่ทำการวิจัยคือคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกหรือถนนหมายเลข 6021 ระยะทางการสำรวจ 14 กิโลเมตร เริ่มต้นสำรวจจากจุดตัดกับคลองห้าหรือถนนหมายเลข 3010 ไปสิ้นสุดที่จุดตัดกับถนนหมายเลข 3261 ทำการสำรวจด้วยระบบ MMS และแบบ RTK ในการสำรวจด้วย RTK ได้กำหนดจุดสำรวจห่างกันประมาณ 200 เมตรตามแนวผิวถนนตรงเส้นแบ่งกลาง เว้นช่วงที่เป็นสะพานเนื่องจากไม่ได้เป็นจุดที่เป็นค่าระดับของพื้นผิวถนนเพื่อให้ได้แนวของถนนที่ต้องการหาค่าระดับ การสำรวจด้วยระบบ MMS เป็นการสแกนถนนทุกจุดที่ผ่าน วิ่งรถด้วยความเร็ว 60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง ทั้ง 2 ระบบตรวจวัดรับค่าปรับแก้จากโครงข่ายรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่องของ สสน. โดยที่ระบบการตรวจวัดแบบ RTK มีค่าความคลาดเคลื่อนไม่เกิน 5 เซนติเมตรตามคุณสมบัติของอุปกรณ์ที่รับค่าปรับแก้ในการตรวจวัดแบบ Real Time ส่วนการตรวจวัดด้วยระบบ MMS รับค่าปรับแก้จากโครงข่ายรับสัญญาณดาวเทียมแบบต่อเนื่องของ สสน. เช่นเดียวกันมีค่าความคลาดเคลื่อนทั้งระบบจากผลรวมค่าความคลาดเคลื่อนของอุปกรณ์ที่นำมาประกอบเป็นระบบรวมไม่เกิน 35 เซนติเมตร ในการเก็บจุด Point Cloud ของพื้นผิวทำการเก็บที่ระยะ 6 เมตรจากหัวของ Laser Scanner

3. ผลการดำเนินการ

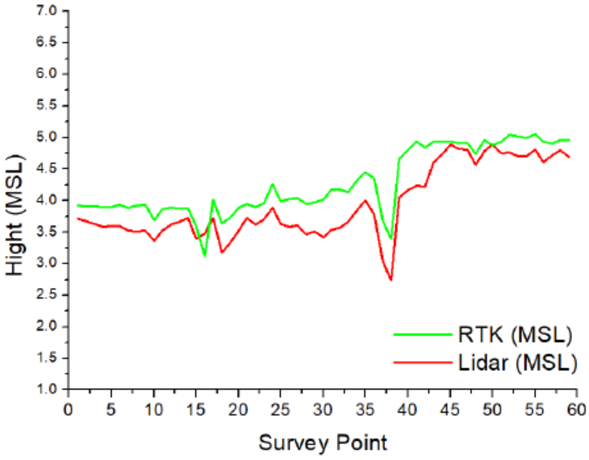
การสำรวจด้วย RTK ได้จุดสำรวจมาทั้งหมด 59 จุดผลลัพธที่ได้เป็นค่าระดับความสูงแสดงเป็นเมตร รทก. ซึ่งเป็นค่าอ้างอิงค่าระดับน้ำทะเลปานกลาง ส่วนผลการสำรวจด้วยระบบ MMS ได้ผลลัพธ์ออกมาเป็น Point cloud หรือภาพแบบ 3 มิติตัวอย่างบางช่วงในรูปที่ 5 ได้นำผลลัพธ์ 3 มิติมาทำการดึงค่า Point Cloud มีตำแหน่งทางแนวระนาบอยู่ในจุดใกล้เคียงกับจุดตรวจวัดแบบ RTK โดยได้กำหนดจุดใช้งานอยู่ภายในรัศมีของจุดสำรวจ RTK น้อยกว่า 15 เซนติเมตรและเป็นจุดที่อยู่ใกล้จุดสำรวจด้วยระบบ RTK มากที่สุด ดึงส่วนที่เป็นค่าระดับความสูงมาเป็น เมตร รทก. เช่นเดียวกัน ผลการตรวจวัดจากทั้ง 2 ระบบอยู่ในตาราง 1 เป็นการนำผลมาเปรียบเทียบกันของจุดสำรวจตามที่กำหนดและได้แสดงผลเป็นกราฟรูปที่ 6 เส้นกราฟ สีเขียวเป็นการตรวจวัดค่าระดับแบบ RTK เส้นกราฟแดงเป็นการตรวจค่าระดับด้วยระบบ MMS จากการนำผลลัพธ์ของทั้งสองระบบมาเปรียบเทียบกันจะเห็นว่าค่าความสูงทั้งสองระบบมีความสอดคล้องกันแต่มีระยะห่างของกราฟทั้งสองเนื่องจากค่าความคลาดเคลื่อนของทั้งสองระบบที่ต่างกัน เวลาที่ใช้ในการสำรวจของการสำรวจด้วยวิธี RTK ใช้เวลารวมการสำรวจ 3 ชั่วโมงโดยได้นับเริ่มตั้งแต่การเริ่มตรวจวัดจุดที่ 1 จนแล้วเสร็จจุดที่ 59 การสำรวจด้วยระบบ MMS ใช้เวลาสำรวจทั้งหมด 15 นาทีโดยนับเริ่มจากการเริ่มสำรวจตรงจุดเริ่มต้นและได้กำหนดความเร็วของรถสำรวจให้วิ่งอยู่ที่ 50-60 กิโลเมตรต่อชั่วโมง เนื่องจากไม่ได้ไปแบบเร็วมากบางช่วงได้ชะลอความเร็วให้รถผู้ร่วมทางไปก่อน จึงใช้เวลาในการสำรวจของระบบ MMS ประมาณนี้เมื่อถึงจุดสิ้นสุดของกาสำรวจ



รูปที่ 5 ผลลัพธ์ที่เป็นภาพ 3 มิติ

ตารางที่ 1 ผลการสำรวจ จด้วยระบบ MMS กับ RTK

จุดสำรวจ	MMS Z (ม.รทก.)	RTK Z (ม.รทก.)
1	3.71	3.92
2	3.68	3.91
3	3.63	3.91
4	3.58	3.9
5	3.59	3.9
6	3.59	3.93
7	3.52	3.89
8	3.51	3.92
9	3.53	3.93
10	3.36	3.69
11	3.52	3.86
12	3.62	3.89
13	3.66	3.87
14	3.73	3.87
15	3.4	3.59
16	3.48	3.12
17	3.72	4.02
18	3.17	3.64
19	3.32	3.72
20	3.53	3.89
21	3.72	3.94
22	3.62	3.9
23	3.7	3.96
24	3.89	4.26
25	3.63	3.99
26	3.58	4.03
27	3.61	4.04
28	3.47	3.94
29	3.51	3.97
30	3.42	4.02
31	3.54	4.18
32	3.57	4.18
33	3.66	4.13
34	3.85	4.33
35	4	4.45
36	3.78	4.35
37	3.03	3.68
38	2.75	3.4
39	4.05	4.66
40	4.17	4.8
41	4.23	4.93
42	4.22	4.84
43	4.61	4.93
44	4.73	4.94
45	4.89	4.93
46	4.82	4.91
47	4.81	4.91
48	4.56	4.74
49	4.79	4.96
50	4.89	4.88
51	4.75	4.94
52	4.76	5.04
53	4.71	5.02
54	4.7	5
55	4.81	5.05
56	4.61	4.94
57	4.72	4.9
58	4.8	4.96
59	4.69	4.96



รูปที่ 6 ผลการเปรียบเทียบการสำรวจด้วยระบบ MMS และ RTK

4. สรุปผลการดำเนินการ

จากการดำเนินการสำรวจแนวคันกั้นน้ำคลองระพีพัฒน์แยกตกเพื่อเปรียบเทียบผลของระบบ MMS กับการตรวจวัดแบบ RTK รวมพื้นที่ทดสอบ 14 กิโลเมตร การดำเนินการพบว่าการสำรวจของทั้งสองระบบมี

การเปลี่ยนแปลงไปในทิศทางเดียวกัน เวลาที่ใช้ในการสำรวจระบบ MMS ใช้เวลาน้อยกว่าการสำรวจแบบ RTK 12 เท่า ทั้งสองการสำรวจมีค่า RMSE มีค่าเท่ากับ 0.386 ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่เข้าใกล้ศูนย์เป็นตัวเลขที่แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงที่เส้นกราฟการเปลี่ยนแปลงไปในทิศทางเดียวกัน ในการเลือกใช้อุปกรณ์หากต้องค่าความคลาดเคลื่อนน้อยควรใช้การเก็บข้อมูลแบบ RTK แต่ถ้าต้องการความรวดเร็วในการสำรวจสามารถใช้วิธีการเก็บข้อมูลด้วยระบบ MMS ได้ ข้อมูลที่ได้มีความคลาดเคลื่อนมากกว่าแต่สามารถดำเนินการเก็บข้อมูลได้เร็วกว่า ในการเก็บข้อมูลที่มีพื้นที่ขนาดใหญ่หรือระยะทางที่ยาวสามารถที่จะทำได้อย่างรวดเร็ว ผลลัพธ์การสำรวจจะเห็นว่าสามารถแสดงการเปลี่ยนแปลงระดับความสูงของพื้นที่และสามารถกำหนดจุดเฝ้าระวังน้ำล้นตัวอย่างในวงกลมสีแดงรูปที่ 6 ที่มีค่าระดับลดลงต่ำกว่าพื้นที่ส่วนอื่นเป็นพื้นที่ที่เสี่ยงต่อน้ำล้นซึ่งควรมีการเสริมหรือจัดอุปกรณ์ป้องกัน อีกทั้งเมื่อทราบค่าระดับของพื้นที่ยังสามารถกำหนดวางแผนสำหรับการผลักดันน้ำได้

เอกสารอ้างอิง

[1] H, Jinga N, Slatcher X, Meng G, Huntera. (2016). Monitoring Capabilities of a Mobile Mapping System Based on Navigation Qualities. *The International Archives of the Photogrammetry*, Prague, Czech Republic, 12-19 July 2016, pp. 12–19.

[2] Zhongchao. S, Advanced Mobile Mapping System Development with Integration of Laser Data Stereo Images and other Sensor Data. *Faculty of Environmental and Information Studies*, Musashi Institute of Technology, pp.24-31.

[3] Nivedita, S. (2016). *Development of a Mobile Mapping System for Road Corridor Mapping,* Ph.D Sudhagar N, Florida Atlantic University, Boca Raton.

[4] El-Sheimy, N. (1996). *The Development of VISAT-A Mobile Survey System for GIS Applications*. University of Calgary, Calgary, Canada. pp.19-22.

[5] Byungyun. Y, (2019). Developing a Mobile Mapping System for 3D GIS and Smart City Planning, *Sustainability 2019, 11, 3713,* 7 July 2019.

บทความ
สาขาวิศวกรรมโยธาและการศึกษา
(CEE)

ประสบการณ์การใช้เกณฑ์การประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรตามแนวทาง ABET และ AUN-QA
Hand-on Experiences on Criteria for ABET and AUN-QA Accreditation

สิทธิชัย แสงอาทิตย์*

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
**Corresponding author; E-mail address: sitichai@sut.ac.th*

บทคัดย่อ

รัฐบาล โดยกระทรวงอุดมศึกษา วิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (อว.) และสภาวิศวกร มีนโยบายในการนำแนวทางการรับรองหลักสูตรของ ABET มาประยุกต์ใช้ เพื่อการรับรองหลักสูตรด้านวิศวกรรมศาสตร์ไทยสู่ระดับสากล โดย อว. ได้ลงนามบันทึกข้อตกลงความร่วมมือทางวิชาการภายใต้โครงการขับเคลื่อนให้สถาบันอุดมศึกษาไทยได้รับการรับรองจาก ABET ภายในปี พ.ศ.2565 ซึ่งสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีได้เข้าร่วมโครงการดังกล่าว โดยในช่วงสามปีการศึกษาที่ผ่านมา สาขาฯ ได้ดำเนินการประกันคุณภาพภายใน ทั้งในระบบ AUN-QA ระบบ TABEE และ ระบบ ABET โดยตามระบบ ABET ได้รับการ mock-up visit จากผู้ทรงคุณวุฒิจากประเทศสหรัฐอเมริกา รวม 2 ครั้ง จากประสบการณ์ข้างต้น บทความวิชาการนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอการเปรียบเทียบเกณฑ์การประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรตามแนวทาง ABET และ AUN-QA เพื่อเป็นการแลกเปลี่ยนเรียนรู้ร่วมกันในการนำเกณฑ์ที่เกี่ยวข้องมาลงปฏิบัติ เพื่อการพัฒนาคุณภาพอย่างต่อเนื่องของหลักสูตรและสู่การรับรองหลักสูตรของ ABET ในอนาคต

คำสำคัญ: ABET, AUN-QA, Accreditation, Criteria

Abstract

Thai government by the Ministry of Higher Education, Science, Research and Innovation (MHESI) and Council of Engineer of Thailand has policy to adapt and adopt ABET accreditation to bring Thai Engineering curriculums to international standard. MHESI has signed MOU under a project to drive Thai Higher Education Institutes to be accredited by ABET within 2022. The School of Civil Engineering at Institute of Engineering, Suranaree University of Technology has participated in this MOU. In the past three academic year, the School has assessed the internal quality assurance in accordance with AUN-QA, TABEE and ABET. For the ABET, the ABET experts from the USA have mock-up visited for 2 times. Based upon the gained experiences, the objectives of this paper is to present the comparison of criteria for ABET and AUN-QA accreditation in order to exchange the knowledge of applying the criteria for the curriculum’s continuous improvement and ABET accreditation in the near future.

Keywords: ABET, AUN-QA, Accreditation, Criteria

1. คำนำ

แนวคิดการพัฒนาเกณฑ์เพื่อการรับรองหลักสูตร (accreditation) ตาม General Criteria ของ ABET และตาม Criteria ของ AUN-QA มีความแตกต่างกันพอสมควร เนื่องจาก ABET เป็นการรับรองหลักสูตรตามมาตรฐานของสมาคมวิชาชีพและมีพื้นฐานมาจากประเทศสหรัฐอเมริกาและได้รับการยอมรับกว่า 30 ประเทศทั่วโลก ส่วน AUN-QA เป็นการรับรองหลักสูตรทางวิชาการ เพื่อยกระดับอุดมศึกษาของสถาบันอุดมศึกษาของประเทศในอาเซียนเข้าสู่มาตรฐานสากลและมีพื้นฐานมาจากระบบในสหภาพยุโรป อย่างไรก็ตาม ทั้งสองระบบมีพื้นฐานมาจากหลักการจัดการศึกษาเดียวกันคือ การศึกษาที่เน้นผลลัพธ์การเรียนรู้ (Outcomes-based education หรือ OBE) ซึ่งเป็นแนวทางที่หลักสูตรจะถูกกำหนด ถูกจัดตั้ง และถูกดำเนินการบนพื้นฐานของผลลัพธ์ที่ผู้เรียนควรที่จะเรียนรู้และแสดงออกมาได้ เมื่อสำเร็จการศึกษาตามหลักสูตรดังกล่าว นอกจากนั้นแล้วจากการเปลี่ยนแปลงนโยบายการจัดการศึกษาที่มีความเชื่อมโยงทางวิชาการและวิชาชีพมากขึ้น ทำให้เกิดการปรับเปลี่ยนการประกันคุณภาพการศึกษาระดับหลักสูตรจาก AUN-QA หรือจาก สกอ. เดิมร่วมกับการรับรองหลักสูตรทางวิชาชีพของสภาวิศวกร เป็นการรับรองแบบบูรณาการในกรอบ Thailand Accreditation Body for Engineering Education (TABEE) ของสภาวิศวกร ซึ่งมีพื้นฐานมาจากของ ABET และด้วยนโยบายในการส่งเสริมหลักสูตรทางวิศวกรรมศาสตร์ของประเทศไทยเข้าสู่ระดับนานาชาติ รัฐบาลจึงมีนโยบายส่งเสริมให้มีหลักสูตรแกนนำในการเข้าสู่การรับรองของ ABET ซึ่งมีพิธีลงนามบันทึกข้อตกลงความร่วมมือทางวิชาการภายใต้โครงการขับเคลื่อนให้สถาบันอุดมศึกษาไทยได้รับการรับรองจาก Accreditation Board of Engineering and Technology (ABET) ภายในปี พ.ศ.2565 ณ กระทรวงการอุดมศึกษา วิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม เมื่อ 31 มกราคม 2563 โดยมีมหาวิทยาลัยเข้าร่วม 6 แห่ง ได้แก่ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ สถาบัน มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระ

นครเหนือ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี มหาวิทยาลัยมหิดล และเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง โดยในส่วนของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีนั้น สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ ได้เข้าร่วมในโครงการดังกล่าว ซึ่งในช่วงสามปีการศึกษาที่ผ่านมา สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ได้ดำเนินการประกันคุณภาพการศึกษาภายใน ทั้งในระบบ AUN-QA โดยการจัดทำรายงานการประเมินตนเอง (Self-assessment report หรือ SAR) พร้อมมีการตรวจประเมินภายใน สำหรับหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา หลักสูตรนานาชาติ และในระบบ TABEE โดยการจัดทำรายงานการศึกษาตนเอง (Self-study report หรือ SSR) พร้อมรับการตรวจรับรองจากผู้ทรงคุณวุฒิของสภาวิศวกร และในระบบ ABET โดยการจัดทำรายงานการศึกษาตนเอง พร้อมรับการ mock-up visit จากผู้ทรงคุณวุฒิจากประเทศสหรัฐอเมริกา รวม 2 ครั้ง สำหรับหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ซึ่งจากการดำเนินการคู่ขนานดังกล่าว พบว่า มีประเด็นที่สามารถนำมาแลกเปลี่ยนเรียนรู้ประสบการณ์ดังกล่าวที่น่าสนใจหลายประเด็น บทความวิชาการนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อนำเสนอการเปรียบเทียบเกณฑ์การประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรตามแนวทาง ABET และ AUN-QA เพื่อเป็นการแลกเปลี่ยนเรียนรู้ร่วมกันในการนำเกณฑ์ที่เกี่ยวข้องมาลงปฏิบัติ เพื่อการพัฒนาคุณภาพอย่างต่อเนื่องของหลักสูตรและสู่การรับรองหลักสูตรของ ABET ในอนาคต

2. ภาพรวมการรับรองหลักสูตรของ ABET และ AUN-QA

ABET และ AUN เป็นองค์กรที่ไม่ใช่ของรัฐบาลและไม่มุ่งแสวงหากำไร โดย ABET ตั้งขึ้นเมื่อปี 2475 (1932) โดยสมาคมวิชาชีพทางด้านวิศวกรรม 7 แห่งและมีอายุเก่าแก่กว่า 78 ปี ส่วน AUN ตั้งขึ้นในปี พ.ศ. 2538 (1995) โดยกลุ่มประเทศในภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ 10 ประเทศ เพื่อร่วมกันพัฒนาระบบและกลไกการประกันคุณภาพการศึกษา เพื่อยกระดับมาตรฐานอุดมศึกษาของกลุ่มประเทศอาเซียนสู่สากล โดยจัดตั้ง AUN-QA Network ขึ้นในปี พ.ศ. 2541 (1998)

กระบวนการรับรองหลักสูตร (accreditation) ของ ABET และ AUN-QA เป็นกระบวนการทบทวนการดำเนินการของหลักสูตร เพื่อการประเมินเพื่อรับรอง (evaluation) ที่เป็นไปตามเกณฑ์ (criteria) ที่ Accreditation Board for Engineering and Technology Incorporated (ABET Inc.) (https://www.abet.org/) และ ASEAN University Network (AUN) (http://www.aun-qa.org/) กำหนดขึ้น โดยหลักสูตรจะต้องทำการประเมินตนเองภายใน (Internal self-assessment) ก่อนที่จะเข้าสู่กระบวนการประเมินเพื่อรับรองหลักสูตร โดยผู้ประเมินจาก ABET และ AUN-QA ตามลำดับ ณ 1 ตุลาคม 2562 ABET ให้การรับรอง 4,144 หลักสูตรจากสถาบันการศึกษา 812 แห่งจาก 32 ประเทศทั่วโลก โดย 870 หลักสูตรจากสถาบันการศึกษานอกประเทศสหรัฐอเมริกา

กระบวนการประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรของทั้ง ABET และ AUN-QA มีวงรอบ (cyclical) เพื่อให้เกิดความมั่นใจว่า หลักสูตรมีกระบวนการและดำเนินการปรับปรุงอย่างต่อเนื่อง (continuous improvement) โดยวงรอบของ ABET คือ สูงสุด 6 ปี (มีการรับรองแบบมีเงื่อนไข 3 ปี) และวงรอบของ AUN-QA คือ 4 ปี

ABET มีสมาคมวิชาชีพที่เกี่ยวข้องเป็นสมาชิก 35 สมาคม (https://www.abet.org/about-abet/member-societies/) กิจกรรมต่าง ๆ ของ ABET เป็นงานแบบอาสาสมัครจากภาควิชาการ ภาครัฐบาล และภาคอุตสาหกรรม โดยสมาคมวิชาชีพจะเสนอตัวแทนเข้ามาทำหน้าที่อาสาสมัครในการมีส่วนร่วมในกระบวนการการประเมินเพื่อรับรองแบบ peer-review ดังนั้น **กระบวนการประเมินคุณภาพของ ABET เพื่อรับรองหลักสูตร จึงมีพื้นฐานมาจากผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ ของหลักสูตรที่ถูกประเมิน** ส่วน AUN กำหนดให้สถาบันอุดมศึกษาใน ASEAN ต้องสมัครเข้าเป็นสมาชิก AUN เพื่อที่จะมีคุณสมบัติในการเข้าสู่กระบวนการรับรองหลักสูตรแบบ AUN-QA ซึ่งในปัจจุบันมีสถาบันอุดมศึกษาจำนวน 30 แห่ง (http://www.aunsec.org/organization.php) โดยผู้ประเมินฯ ได้มาจากการเสนอชื่อตนเองหรือโดยสถาบันฯ สมาชิก เพื่อถูกคัดเลือกและแต่งตั้งเป็นผู้ประเมินฯ โดยไม่มีข้อกำหนดในเรื่องความเชี่ยวชาญในสาขาวิชาที่จำเพาะเจาะจง ดังนั้น **กระบวนการประเมินคุณภาพของ AUN-QA เพื่อรับรองหลักสูตร จึงไม่ได้มีพื้นฐานมาจากผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ โดยตรง**

ABET ประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรระดับอนุปริญญาถึงระดับปริญญาโท โดยหลักสูตรจะถูกประเมินโดย criteria ที่แบ่งออกเป็น 4 กลุ่ม ตาม accreditation commission ได้แก่ Applied and Natural Science Accreditation Commission (ANSAC), Computing Accreditation Commission (CAC), Engineering Accreditation Commission (EAC) และ Engineering Technology Accreditation Commission (ETAC) หลักสูตรที่ต้องการการรับรองจะถูกกำหนดให้อยู่ใน commission บนพื้นฐานของชื่อหลักสูตรที่ปรากฏบนใบปริญญาและจะต้องมีลักษณะที่ตรงตามข้อกำหนดอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้อง โดยแต่ละ commission จะทำการพัฒนา criteria ของตนเอง โดยมี criteria บางส่วนที่เป็นส่วนกลาง (general criteria) ที่คล้ายคลึงกัน และบางส่วนที่ที่แตกต่างกันไปตามแต่ละ commission (program criteria) โดย criteria ของแต่ละ commission จะต้องได้รับการรับรองตามโครงสร้างคณะกรรมการของ ABET โดยเอกสารคู่มือแนวทางในการประเมินฯ ศึกษาได้ที่เอกสารอ้างอิง 1 โดยในระดับปริญญาตรี criteria มีทั้งสิ้น 8 criteria หลัก ดังที่แสดงในตารางที่ 1 และและผลการประเมินฯ จะอยู่ในรูป "ได้รับการรับรอง" หรือ "ไม่รับรอง" พร้อมความเห็นของผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ ดังนั้น **การศึกษาทำความเข้าใจใน general criteria และ program criteria ของบุคลากรทุกคนในหลักสูตรจึงมีความสำคัญมากในการที่จะนำแนวทาง ABET ที่กำหนดลงสู่การปฏิบัติและมีการดำเนินการปรับปรุงอย่างต่อเนื่อง (continuous improvement) ที่เห็นผล ตลอดจนมีการประเมินประสิทธิผลที่เกิดจากการปรับปรุงคุณภาพฯ ดังกล่าว**

AUN ประเมินเพื่อรับรองหลักสูตรปริญญาตรีถึงระดับปริญญาเอก โดยทุกหลักสูตรจะถูกประเมินด้วย criteria ชุดเดียวกัน ซึ่งถูกพัฒนาโดย AUN-QA experts ที่ใช้ inputs จากสมาชิกของ AUN-QA Council และการทบทวนเอกสารของ Review Team 15 คน จากสถาบันอุดมศึกษาที่เป็น

สมาชิกของ AUN โดยเอกสารคู่มือแนวทางในการประเมินฯ ปี 2019-2020 ศึกษาได้ที่เอกสารอ้างอิง 2 โดยมีทั้งสิ้น 11 criteria หลัก ดังที่แสดงในตารางที่ 1 และผลการประเมินฯ จะอยู่ในช่วง 1 ถึง 7 ตามระดับการพัฒนาของหลักสูตรใน criteria นั้น ๆ โดยผลการประเมินฯ ในภาพรวมตั้งแต่ 4 ขึ้นไปจะถือว่า "ได้รับการรับรอง" พร้อมความเห็นของผู้ประเมินฯ (ที่อาจไม่ใช่เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ) ดังนั้น **เช่นเดียวกับ ABET การศึกษาทำความเข้าใจใน criteria ของบุคลากรในหลักสูตรจึงมีความสำคัญมากในการที่จะนำแนวทาง AUN-QA ที่กำหนดลงสู่การปฏิบัติ อธิบายกระบวนการและกิจกรรมที่เกี่ยวข้องตามรายละเอียดและข้อกำหนดของ AUN-QA รวมถึงการทบทวน การตรวจสอบ และทำการวิเคราะห์และระบุจุดแข็งและ OFI ตลอดจนแผนที่ใช้ในการเสริมจุดแข็งและกำจัดจุดอ่อน และการยกระดับคุณภาพ (quality enhancement)**

ตารางที่ 1 ABET's General Criteria และ AUN-QA's Criteria (V3.0)

ABET's General Criteria	AUN-QA's Criteria (V3.0)
1. Student	1. Expected Learning Outcomes
2. Program Educational Objectives (PEOs)	2. Programme Specification
3. Student Outcomes (SOs)	3. Programme Structure and Content
4. Continuous Improvement	4. Teaching and Learning Approach
5. Curriculum	5. Student Assessment
6. Faculty	6. Academic Staff Quality
7. Facilities	7. Support Staff Quality
8. Institutional Support	8. Student Quality and Support
	9. Facilities and Infrastructure
	10. Quality Enhancement
	11. Output

ABET กำหนดให้หลักสูตรที่ต้องการการประเมินเพื่อรับรองจะต้องดำเนินการตามขั้นตอนต่าง ๆ ที่เรียกว่า The 18 month Accreditation Process ดังรายละเอียดที่ https://www.abet.org/accreditation/get-accredited/accreditation-step-by-step/ โดยขั้นตอนแรกใช้เวลาในการประเมินความพร้อม (Readiness Review) ประมาณ 12 เดือน และต้องเสร็จภายใน 1 ต.ค. จากนั้น หลักสูตรทำการขอเข้ากระบวนการประเมินเพื่อรับรอง (Requests for Evaluation) ภายใน 31 ม.ค. ของปีปฏิทินถัดไปที่ 1 จากนั้น ทำการประเมินเพื่อรับรองภายใน และจัดทำรายงาน SSR และต้องส่งให้ ABET ภายใน 1 ก.ค. ของปีปฏิทินถัดไปที่ 1 เพื่อเข้ากระบวนการฯ โดยจะมีการเข้าตรวจเยี่ยม (On-Site Visit) ในช่วงเดือน ก.ย. ถึง ธ.ค. ของปีปฏิทินถัดไปที่ 1 และมีการจัดทำ final statement และ recommended accreditation action ซึ่งจะถูกนำเข้าที่ประชุมใหญ่ของ ABET commission members ในช่วงเดือน ก.ค. ของปีปฏิทินถัดไปที่ 2 และประกาศผลในช่วงเดือน ส.ค. ซึ่งในภาพรวมแล้วจะใช้เวลารวมประมาณ 22 เดือน ดังนั้น **การวางแผนรองรับการประเมินฯ โดย ABET จึงมีความสำคัญมาก** โดยจะต้องมีข้อมูลประกอบเกณฑ์ย้อนหลังอย่างน้อย 3 ปี

AUN-QA กำหนดให้หลักสูตรที่ต้องการประเมินเพื่อรับรองจะต้องดำเนินการตามขั้นตอน ดังรายละเอียดที่ http://www.aun-qa.org/Request โดยมีรายละเอียด AUN quality assessment ตามกระบวนการ PDCA โดยขั้นตอนแรก Plan ใช้เวลาในการเตรียมการสมัครเข้ากระบวนการประเมินฯ การเตรียมจัดเตรียมกำหนดการ และการประสานงานต่าง ๆ ประมาณ 6-12 เดือน จากนั้น Do เป็นการจัดส่งรายงานการประเมินตนเอง (SAR) ไปยัง AUN Secretariat และผู้ประเมินประมาณ 1.5-2 เดือนก่อนการเข้าประเมิน จนถึงวันเข้าประเมิน จากนั้น Check เป็นช่วงของการประเมินฯ และสุดท้าย Act ที่ใช้เวลาประมาณ 4 เดือนในการพิจารณาผลและหากได้รับการรับรองหลักสูตรจะมีการส่ง final assessment report และ certification status ไปยังสถาบันฯ และเผยแพร่ certification status ใน AUN website ซึ่งในภาพรวมแล้วใช้เวลาประมาณ 16 เดือน ดังนั้น **การวางแผนรองรับการประเมินฯ โดย AUN-QA จึงมีความสำคัญมาก เช่นเดียวกับ ABET**

3. ภาพรวมการรับรองหลักสูตรของ ABET และ AUN-QA

จากการศึกษารายละเอียดของ **ABET's General Criteria** และทำการเชื่อมโยงหรือ mapping กับ AUN-QA's Criteria Version 3.0 พบว่าเกณฑ์ของทั้งสองระบบมีทั้งส่วนที่เหมือนกันและส่วนที่แตกต่างกัน ดังที่แสดงในตารางที่ 2 และสามารถแสดงรายละเอียดเปรียบเทียบได้ดังนี้

3.1 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับนักศึกษาและการประเมินนักศึกษา

ABET's General Criteria 1: Students ระบุเกณฑ์ย่อยที่หลักสูตรจักต้องทำการทบทวนระบบกลไกและกระบวนการที่เกี่ยวข้องกับนักศึกษา ได้แก่ A.) Student Admission โดยหลักสูตรต้องมีนโยบายและดำเนินการในการรับนักศึกษาใหม่ ตลอดจนการทบทวนอย่างสม่ำเสมอ B.) Evaluating Student Performance โดยนักศึกษาจะต้องถูกประเมินผลการศึกษา โดยกระบวนการที่เหมาะสม (ABET ไม่ได้กำหนด) โดยความก้าวหน้าในการศึกษาของนักศึกษาแต่ละคนจะต้องถูกติดตามอย่างเป็นระบบ เพื่อหลักสูตรใช้เป็นข้อมูลในการสนับสนุนความสำเร็จของนักศึกษาให้บรรลุ SOs และทำให้นักศึกษาที่จบการศึกษาบรรลุ PEOs ซึ่งจากประสบการณ์หลักสูตรจะต้องพัฒนาระบบฯ ที่มีอยู่อย่างมาก ต่อเนื่อง และเห็นผล C. Transfer Students and Transfer Courses โดยหลักสูตรต้องมีนโยบายและดำเนินการในการรับนักศึกษาที่ย้ายเข้ามาเรียน โดยมีวิธีการเทียบโอนหน่วยกิตที่เหมาะสม ซึ่งเป็นไปตามที่สถาบันฯ กำหนด D.) Advising and Career Guidance โดยหลักสูตรจะต้องจัดให้มีการให้คำปรึกษาเกี่ยวกับวิชาการและแนะแนวที่เหมาะสม มีการทบทวนและปรับปรุงสม่ำเสมอ E.) Work in Lieu of Courses โดยหลักสูตรต้องมีนโยบายและดำเนินการในการรับนักศึกษาที่ย้ายเข้ามาเรียน โดยมีวิธีการเทียบโอนหน่วยกิตที่เหมาะสมสำหรับการทำงานที่เทียบเคียงกับรายวิชาในหลักสูตร ซึ่งหลักสูตร ฯ ของไทยมักไม่มี F.) Graduation Requirements โดยหลักสูตรต้องมีข้อกำหนดการจบการศึกษาที่เหมาะสมตาม SOs และ PEOs และ G.)

Transcripts of Recent Graduates โดยหลักสูตรต้องมีกระบวนการและดำเนินการในด้านเอกสารที่ระบุว่านักศึกษาที่จบการศึกษามีคุณสมบัติตามข้อกำหนดที่จบการศึกษาที่บรรลุ SOs และ PEOs **ซึ่งการที่ ABET สนใจในประเด็น "สิ่งที่นักศึกษาได้เรียนรู้" และ "ความรู้ที่นักศึกษาสามารถแสดงให้เห็นได้เมื่อจบการศึกษา" ตาม SOs และ PEOs นี้จะเป็น input ใน ABET's General Criteria 4: Continuous Improvement ซึ่งหลักสูตรฯ ของไทยต้องเร่งพัฒนาระบบการประเมินผลการศึกษาตามรายวิชาที่เรียนให้สอดคล้องกับ SOs ที่มิใช่เพียงการออกเป็นเกรดเท่านั้น และนำไปสู่ Transcripts ที่ระบุ SOs และ PEOs ของบัณฑิตได้บรรลุ**

ตารางที่ 2 ความเชื่อมโยงของ ABET's Criteria และ AUN-QA's Criteria

ABET's General Criteria	AUN-QA's Criteria (V3.0)
1. Student	8. Student Quality and Support 5. Student Assessment
2. Program Educational Objectives (PEOs)	1. Expected Learning Outcomes
3. Student Outcomes (SOs)	1. Expected Learning Outcomes
4. Continuous Improvement	10. Quality Enhancement
5. Curriculum	2. Programme Specification 3. Programme Structure and Content
6. Faculty	6. Academic Staff Quality 7. Support Staff Quality
7. Facilities	9. Facilities and Infrastructure
8. Institutional Support	-
-	4. Teaching and Learning Approach
	11. Output

AUN-QA's Criteria 8: Student Quality and Support ได้กำหนดเกณฑ์ที่เป็นกรอบและแนวทางเกี่ยวกับการรับนักศึกษา ระบบการติดตามดูแล และพัฒนานักศึกษา ตลอดจนการให้ความสำคัญในการจัดสภาวะแวดล้อมต่าง ๆ รองรับอย่างเหมาะสมตามกระบวนการ PDCA โดยกำหนดเป็นแนวทางให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 8.1 มีการกำหนดนโยบายการรับนักศึกษา ประเภทการรับนักศึกษา มีการสื่อสาร เผยแพร่ และทันสมัย 8.2 มีกระบวนการและเกณฑ์การคัดเลือกนักศึกษาและมีการประเมินฯ 8.3 มีการควบคุมดูแล การให้คำปรึกษาวิชาการและแนะแนวแก่นักศึกษาที่เพียงพอ 8.4 มีการให้คำปรึกษา กิจกรรมเสริมหลักสูตร การพัฒนาศักยภาพนักศึกษาเพื่อพัฒนาการเรียนรู้ และการได้งานทำ และ 8.5 มีการจัดสภาพแวดล้อมทางกายภาพ ทางสังคม ทางจิตวิทยาที่เอื้อต่อการศึกษา วิจัย และความเป็นอยู่ที่ดีของนักศึกษา ซึ่งแนวทางที่ช่วยให้หลักสูตรดำเนินการเกี่ยวกับนักศึกษาที่ชัดเจนตามอัตลักษณ์ของหลักสูตร

AUN-QA's Criterion 5, Student Assessment เป็นเกณฑ์ที่บอกแนวทางการประเมินนักศึกษา โดยกำหนดเป็นแนวทางให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 5.1 หลักสูตรมีวิธีการประเมินผลนักศึกษาที่ constructive alignment กับ AUN-QA's Criterion 1, ELOs ซึ่งคล้ายคลึงกับ ABET 5.2 การประเมินผลนักศึกษา ประกอบด้วยช่วงเวลาความถี่ วิธีการประเมิน และเกณฑ์การประเมินที่ชัดเจนและสื่อสารกับนักศึกษา 5.3 วิธีการประเมินผลนักศึกษา รวมถึง assessment rubrics และ marking schemes ถูกนำมาเพื่อให้มั่นใจถึงความถูกต้อง มีความน่าเชื่อถือ ความยุติธรรมของการประเมินผลนักศึกษา ซึ่ง AUN-QA ระบุวิธีการประเมินผล 5.4 การป้อนกลับผลการประเมินนักศึกษา ทันเวลาและช่วยในการปรับปรุงผลการเรียนรู้ของนักศึกษา และ 5.5 การร้องเรียน ร้องทุกข์ของนักศึกษา **ซึ่งการที่ AUN-QA ระบุการประเมินผลนักศึกษาที่ constructive alignment กับ ELOs ซึ่งคล้ายคลึงกับ ABET ซึ่งทำให้สถาบันอุดมศึกษาไทยต้องเร่งพัฒนากระบวนการประเมินผลการศึกษาตามรายวิชาที่เรียนให้สอดคล้องกับ CLOs และ PLOs ที่มิใช่เพียงการออกเป็นเกรดเท่านั้น และนำไปสู่ Transcripts ที่ระบุ CLOs และ PLOs ของบัณฑิตบรรลุได้**

3.2 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับการศึกษาที่มุ่งผลลัพธ์ (Outcome-based Education)

ABET's General Criteria 2: Program Educational Objectives (วัตถุประสงค์ทางการศึกษาของหลักสูตร) ได้กำหนดนิยาม PEOs ว่า "broad statements that describe what graduates are expected to attain within a few years after graduation." ซึ่งเป็นแนวทาง/กรอบให้หลักสูตรพิจารณากำหนด PEOs ที่ชัดเจน ระบุหัวข้อย่อยที่หลักสูตรจักต้องให้ข้อมูลระบบกลไกและกระบวนการที่เกี่ยวข้องกับวัตถุประสงค์ทางการศึกษาของหลักสูตร ได้แก่ A.) Mission Statement B.) Program Educational Objectives ซึ่งจะต้องถูกพิจารณาทบทวนให้สอดรับกับพันธกิจของสถาบันใน C. Consistency of the Program Educational Objectives with the Mission of the Institute โดยผู้มีส่วนได้ส่วนเสียของหลักสูตรจะถูกกำหนดใน D. Program Constituencies ซึ่งปกติได้แก่ คณาจารย์ นักศึกษา ศิษย์เก่า และผู้ใช้บัณฑิต โดยหลักสูตรจะคัดเลือกผู้แทนมาเป็น Industrial Advisory Board ของหลักสูตรที่ทำหน้าที่สำคัญใน E. Process for Review of the Program Educational Objectives โดย**หลักสูตรจักต้องเก็บหลักฐานการดำเนินการ แสดงให้เห็นถึงมีการใช้ประโยชน์ข้อมูลต่าง ๆ อย่างมีระบบ และมีกระบวนการที่มีประสิทธิภาพ โดยมีการมีส่วนร่วมของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียในการทบทวน PEOs อย่างสม่ำเสมอ เพื่อให้มั่นใจได้ว่า PEOs สอดคล้องกับพันธกิจของสถาบันฯ ความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย และ criteria ที่เกี่ยวข้อง**

AUN-QA's Criteria 1: Expected Learning Outcomes (ผลลัพธ์การเรียนรู้ที่คาดหวัง) ได้กำหนดเกณฑ์ที่เป็นกรอบและแนวทางให้หลักสูตรมีอิสระในการดำเนินการจัดทำ ELOs โดย ELOs ระดับหลักสูตร เรียกว่า ผลลัพธ์การเรียนรู้ของหลักสูตร (Program Learning Outcomes หรือ PLOs) ที่กำหนดคุณลักษณะที่พึงประสงค์ของบัณฑิต ซึ่งสอดรับกับวัตถุประสงค์ทางการศึกษาของหลักสูตร (PEOs) ของ ABET โดยกำหนดเป็นแนวทางให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 1.1 มีการพัฒนาและจัดทำผลลัพธ์การเรียนรู้ที่ไปในแนวทางเดียวกับวิสัยทัศน์และพันธกิจของมหาวิทยาลัยโดยจะต้องแสดงความเชื่อมโยงระหว่าง ELOs กับพันธกิจของสถาบันฯ และกับความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย โดย AUN-QA กำหนดให้หลักสูตรจัด

การศึกษาด้วยหลักการมุ่งผลลัพธ์การเรียนรู้ Outcomes-based education (OBE) เช่นเดียวกับของ ABET โดย ELOs ของหลักสูตรที่ได้จากความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียจะเป็น PLOs ที่ปรากฏใน มคอ.2 และจะนำไปสู่การออกแบบหลักสูตร ที่จะนำไปสู่การออกแบบรายวิชาที่มี CLOs ที่ปรากฏใน มคอ.3 และ มคอ.4 จากนั้น นำลงสู่กระบวนการจัดการเรียนการสอนที่สร้างความสำเร็จของผู้เรียนตามที่หวัง ที่ประเมินตาม มคอ.5 และ มคอ.6 ในส่วนของ**กระบวนการทบทวน PLOs ดำเนินการในลักษณะเช่นเดียวกับ ABET**

ABET's General Criteria 3: Student Outcomes ระบุเกณฑ์ย่อยที่หลักสูตรจักต้องดำเนินการได้แก่ A. Student Outcomes ซึ่งแสดงกระบวนการจัดทำและทบทวน SOs ที่หลักสูตรจะต้องใช้ในการจัดการเรียนการสอนให้บัณฑิตบรรลุ PEOs ที่กำหนดโดย ABET คือ SO1 ถึง SO7 โดยหลักสูตรสามารถมี SO เพิ่มเติมได้ ซึ่งจากประสบการณ์ SOs ของ ABET 7 ข้อนั้น ครอบคลุมความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียแล้ว โดยมีการปรับเพิ่มในส่วนของการระบุศาสตร์วิศวกรรมโยธาลงใน SOs เพื่อความชัดเจน และจะต้องการวิเคราะห์และการ mapping SOs กับ PEOs เพื่อหา B. Relationships of Student Outcomes to Program Educational Objectives ตลอดจนมีการพัฒนาตัววัด Performance Indicators อีก 19 ตัววัด เพื่อใช้ในการวัดระดับของ SOs 7 ข้อ และ**นำไปใช้ในการวิเคราะห์ผลสำเร็จทางการศึกษาของนักศึกษาแต่ละคน เพื่อการพัฒนานักศึกษาอย่างต่อเนื่อง และนำไปสู่ transcript ที่ระบุระดับความสำเร็จของนักศึกษาตาม SOs มิใช่แสดงในลักษณะเกรดตัวเลขเท่านั้น**

AUN-QA's Criteria 1: Expected Learning Outcomes ได้กำหนดเกณฑ์ที่มีกรอบและแนวทางให้หลักสูตรมีอิสระในการดำเนินการจัดทำ PLOs และ CLOs โดยกำหนดเป็นแนวทางให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 1.2 มีการจัดและจำแนกประเภทผลลัพธ์การเรียนรู้ทั้งแบบเฉพาะรายวิชา (subject specific) และแบบทั่วไป (generic หรือ transferable) โดยหลักสูตรจักต้องออกแบบ จัดทำและทบทวน ให้ผลลัพธ์การเรียนรู้ของนักศึกษาที่ครอบคลุมทั้งความรู้และทักษะเฉพาะศาสตร์นั้น ๆ และครอบคลุมผลลัพธ์การเรียนรู้ของนักศึกษาที่เป็นความรู้และทักษะทั่วไปที่ผู้จบการศึกษาจากทุกศาสตร์ต้องมี เช่น ด้านการสื่อสาร ด้านการแก้ปัญหา ด้านดิจิตอล และด้านการทำงานเป็นทีม เป็นต้น และ 1.3 มีการพัฒนาและจัดทำผลลัพธ์การเรียนรู้ที่สอดคล้องกับความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย โดยแสดงความเชื่อมโยงของความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียกับผลลัพธ์การเรียนรู้ของนักศึกษา (PLOs และ CLOs) ซึ่งการที่ AUN-QA กำหนดเกณฑ์ที่กรอบและแนวทางให้หลักสูตรมีอิสระในการดำเนินการนั้น **จากประสบการณ์ พบว่า หลักสูตรฯ ประสบปัญหาในการดำเนินการเนื่องอาจารย์ในหลักสูตรจบการศึกษาในวิศวกรรมศาสตร์ที่ไม่มีความรู้ความเข้าใจกับศึกษาศาสตร์เหล่านี้ และมหาวิทยาลัยไม่มีผู้เชี่ยวชาญด้านนี้ โดยตรง**

3.3 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงคุณภาพ (Quality improvement)

ABET's General Criteria 4: Continuous Improvement ต้องการให้หลักสูตรใช้กระบวนการที่มีหลักฐานและที่เหมาะสมในการประเมินเพื่อเปรียบเทียบและการประเมินเพื่อตัดสินตาม SOs ที่กำหนด โดยมุ่งเน้นในการปรับปรุงคุณภาพอย่างต่อเนื่อง (1) ที่ "การเรียนรู้ มิใช่การสอน" (2) ที่ "นักศึกษา มิใช่อาจารย์" และ (3) ที่ "ผลลัพธ์การเรียนรู้ ไม่ใช่ปัจจัยนำเข้าหรือความสามารถในการรับนักศึกษา" โดยผลที่ได้จากการประเมินฯ ดังกล่าว รวมถึงข้อมูลอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องจะถูกนำไปใช้อย่างเป็นระบบเพื่อการปรับปรุงหลักสูตรอย่างต่อเนื่อง ซึ่งหลักสูตรจะต้องวิเคราะห์ความเชื่อมโยงระหว่างรายวิชาที่เปิดสอนกับผลลัพธ์การเรียนรู้ที่คาดหวัง จากนั้นหลักสูตรจะต้องแสดงแผนการดำเนินการประเมินฯ ผลลัพธ์การเรียนรู้ที่คาดหวังอย่างต่อเนื่องอย่างน้อย 3 ปี ตลอดจนกิจกรรมที่เกี่ยวข้อง นอกจากนั้นแล้ว หลักสูตรจะต้องแสดงความเชื่อมโยงของผลลัพธ์การเรียนรู้ที่คาดหวังและเครื่องมือที่ใช้ประเมินผลฯ ที่หลักสูตรใช้ ความถี่ที่ใช้ในการดำเนินการ และสุดท้าย ซึ่งเป็นส่วนที่สำคัญมากคือ การแสดงผลการดำเนินการในช่วงที่ผ่านมาที่แสดงถึงการปรับปรุงอย่างต่อเนื่องของรายวิชาต่าง ๆ ที่กำหนด **ซึ่งจำเป็นที่ต้องใช้ความร่วมมือจากคณาจารย์ผู้สอนและผู้สนับสนุนการเรียนรู้ในการดำเนินการเก็บข้อมูลทั้งในรูป direct assessment และ indirect assessment จากนักศึกษา**

AUN-QA's Criterion 10, Quality Enhancement เป็นเกณฑ์ที่เปิดกว้าง โดยมี 3 จุดมุ่งคือ มุ่งที่การปรับปรุงความรู้ (knowledge) ทักษะ (skills) และการประยุกต์ใช้ความรู้และทักษะ (attitudes หรือ competencies) ของนักศึกษา มุ่งที่การปรับปรุงโอกาสและสภาวะแวดล้อมของการเรียนรู้ และมุ่งที่การปรับปรุงคุณภาพของหลักสูตรและสถาบันฯ โดยเกณฑ์จะช่วยส่งเสริมให้เกิดการดำเนินการเชิงรุกที่มีการจัดทำแผน (plan) เพื่อการประกันคุณภาพและการปรับปรุงที่จะนำไปสู่แนวปฏิบัติที่ดี (best practices) โดยที่หลักสูตรจะต้อง 10.1 มีการใช้ข้อมูลป้อนกลับจากผู้มีส่วนได้ส่วนเสียต่อการปรับปรุงและพัฒนาหลักสูตร 10.2 มีการปรับปรุงหลักสูตรให้ทันสมัยตามความก้าวหน้าในศาสตร์สาขาวิชานั้น ๆ 10.3 มีการปรับปรุง ประเมินผลการใช้กระบวนการเรียนการสอน และการประเมินผลการเรียนรู้ของนักศึกษา ที่สอดคล้องกัน 10.4 มีการนำผลงานวิจัยมาใช้สนับสนุนการเรียนการสอน 10.5 มีการประเมินและพัฒนาคุณภาพการให้บริการของระบบสนับสนุนการศึกษา เช่น ห้องสมุด และห้องปฏิบัติการระบบ IT เป็นต้น และ 10.6 มีการปรับปรุงกลไกการประเมินผลจากผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย ซึ่งจากเกณฑ์จะเห็นได้ว่า **AUN-QA ต้องการให้ใช้ข้อมูลป้อนกลับจากผู้มีส่วนได้ส่วนเสียทุกภาคส่วน (นักศึกษา อาจารย์ ศิษย์เก่า และผู้ใช้บัณฑิต) ต่อการปรับปรุงและพัฒนาหลักสูตรและสถาบันฯ ซึ่งต้องการความร่วมมือเช่นเดียวกับ ABET**

3.4 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับหลักสูตร ข้อกำหนดของหลักสูตร และโครงสร้างและเนื้อหาของหลักสูตร

ABET's General Criteria 5: Curriculum เป็นเกณฑ์เปิดให้หลักสูตรกำหนด subject areas ที่เหมาะสม แต่ไม่ให้กำหนดรายละเอียดในระดับรายวิชา โดยจะต้องแสดงให้เห็นว่า หลักสูตรมีการจัดแบ่งเวลาและเนื้อหาที่สอดคล้องกับ SOs และ PEOs. ABET กำหนดองค์ประกอบของหมวดวิชาชีพ ได้แก่ (a) one year of a combination of college level

mathematics and basic sciences (b) one and one-half years of engineering topics และ (c) หมวดวิชาศึกษาทั่วไป (general education) นอกจากนั้นแล้ว ยังมีการกำหนด Program Criteria เพิ่มเติมตามหลักสูตรต่าง ๆ ดังนั้น **กระบวนการคุณภาพของ ABET ในส่วนของหลักสูตรจึงเป็นแบบกำหนดมาให้มาบางส่วน (partially prescriptive) ซึ่งช่วยให้มีความชัดเจนในการจัดทำหลักสูตรที่เหมาะสมตามความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย มิใช่ของสถาบันฯ หรืออาจารย์** โดยศึกษาเพิ่มเติมได้ที่ https://www.abet.org/accreditation/accreditation-criteria/criteria-for-accrediting-engineering-programs-2018-2019/#GC1

AUN-QA's Criterion 2, Programme Specification เป็นเกณฑ์ที่เปิดกว้างให้หลักสูตรดำเนินการในการให้ 2.1 มีการปรับปรุงข้อกำหนดของหลักสูตรที่ครอบคลุมและทันสมัย 2.2 มีการปรับปรุงข้อกำหนดของรายวิชาที่เปิดสอน เพื่อให้มีครอบคลุมและทันสมัย และ 2.3 มีการเผยแพร่ประชาสัมพันธ์ข้อกำหนดของหลักสูตรและข้อกำหนดของรายวิชาให้ผู้มีส่วนได้ส่วนเสียรับรู้ AUN-QA's Criterion 3, Programme Structure and Content เป็นเกณฑ์ที่ให้กรอบและแนวทางให้หลักสูตร 3.1 มีการจัดทำ Curriculum Mapping ให้โครงสร้างหลักสูตรและเนื้อหาของหลักสูตรสอดคล้องกับ Expected Learning Outcomes (ELOs) 3.2 มีการกระจายความรับผิดชอบของรายวิชาต่อ Program Expected Learning Outcome (PLOs) และ 3.3 มีโครงสร้างหลักสูตรมีความสมเหตุสมผล มีความทันสมัย และสอดคล้องสถานการณ์ปัจจุบัน และตามเป็นไปตามทางที่สมาคมวิชาการ/วิชาชีพที่เกี่ยวข้องกำหนด ซึ่งเกณฑ์ทั้งสองไม่ได้มีการกำหนดรายละเอียดของหมวดวิชาหรือรายวิชาที่หลักสูตรจะมีการจัดแบ่งเวลาและเนื้อหาที่สอดคล้องกับ ELOs และ PLOs **ดังนั้น กระบวนการคุณภาพของ AUN-QA ที่เกี่ยวข้องนี้จึงเป็นแบบเปิดกว้าง (Non-prescriptive) มากกว่าของ ABET ซึ่งอาจก่อให้เกิดปัญหาในการจัดทำหลักสูตรและรายวิชาระดับหนึ่ง หากอาจารย์ยังคงยึดติดกับรูปแบบการจัดทำหลักสูตรแบบเดิม ๆ**

3.5 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับคณาจารย์และผู้สนับสนุนการเรียนรู้

ABET's General Criteria 6: Faculty กำหนดให้หลักสูตรจะต้องมีจำนวนอาจารย์ที่เพียงพอ และมีสมรรถนะที่ครอบคลุมสาขาวิชาต่าง ๆ ของหลักสูตร จำนวนอาจารย์จะต้องเพียงพอรองรับการปฏิสัมพันธ์ต่าง ๆ ระหว่างอาจารย์และนักศึกษา การให้คำปรึกษา การให้คำแนะนำ กิจการนักศึกษา การพัฒนาทางวิชาชีพ และการปฏิสัมพันธ์กับอุตสาหกรรม และนายจ้าง อาจารย์จะต้องมีคุณสมบัติที่เหมาะสมและมีความสามารถเพียงพอมีศักยภาพที่จะนำทางหลักสูตรไปในทิศทางที่เหมาะสม และสามารถพัฒนาและดำเนินการกระบวนการประเมินผลและพัฒนาหลักสูตรอย่างต่อเนื่อง ซึ่งภาพรวมของสมรรถนะของคณาจารย์อาจจะวัดได้จากการศึกษา ความหลากหลายของภูมิหลัง ประสบการณ์ทำงาน ประสบการณ์และประสิทธิผลของการสอน ความสามารถในการสื่อสาร ความกระตือรือร้นในการพัฒนาหลักสูตรอย่างต่อเนื่อง ระดับความรอบรู้ ระดับการร่วมมือในสมาคมวิชาชีพ และระดับของใบประกอบวิชาชีพ (กว.) ของคณาจารย์ นอกจากนั้นแล้ว ABET ยังกำหนด Program Criteria (ตาม link ในหัวข้อ 3.4) ที่ระบุรายละเอียดที่เกี่ยวข้องกับความเชี่ยวชาญที่กำหนด เช่นในกรณีของ Civil and Similarly Named Engineering Programs ที่ ASCE เป็นผู้ดูแลนั้น หลักสูตรจะต้องแสดงให้เห็นว่า อาจารย์ผู้สอนในรายวิชาออกแบบมีคุณสมบัติที่เหมาะสม โดยพิจารณาจากระดับของใบประกอบวิชาชีพ หรือจากการศึกษาและประสบการณ์ในการออกแบบ และหลักสูตรจะต้องแสดงให้เห็นว่า การสอนดังกล่าวไม่ได้ขึ้นอยู่กับอาจารย์เพียงคนใดคนหนึ่งเท่านั้น ดังนั้น **กระบวนการคุณภาพของ ABET ในส่วนของคณาจารย์จึงเป็นแบบกำหนดมาให้มาบางส่วน (partially prescriptive) ช่วยให้การรับคณาจารย์ใหม่และการพัฒนาคณาจารย์เดิมมีความชัดเจนและเป็นรูปธรรมมากขึ้น**

AUN-QA's Criterion 6, Academic Staff Quality เป็นเกณฑ์ที่เปิดกว้างให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 6.1 การวางแผนพนักงานสายวิชาการที่มีความรู้ความสามารถ มีจำนวนเพียงพอ และสอดคล้องกับการจัดการศึกษา วิจัย และบริการวิชาการ 6.2 สัดส่วนจำนวนอาจารย์ต่อนักศึกษาที่เหมาะสมในการจัดการเรียนการสอนที่มีคุณภาพการศึกษาและได้มาตรฐานวิชาการและสมาคมวิชาชีพ 6.3 มีการกำหนดเกณฑ์การคัดเลือกอาจารย์ ที่รวมถึงมาตรฐานจรรยาบรรณและขอบเขตอิสระทางวิชาการ เพื่อการรับและการส่งเสริมอาจารย์และมีการสื่อสาร 6.4 มีการกำหนดสมรรถนะของอาจารย์และการประเมินปรับปรุง 6.5 มีระบบการพัฒนาอาจารย์ 6.6 มีระบบการบริหาร และส่งเสริมความสามารถของอาจารย์ ที่รวมถึงการให้รางวัลและการให้การยกย่อง เพื่อกระตุ้นและสนับสนุนการจัดการเรียนการสอน การวิจัย และการบริการวิชาการ และ 6.7 มีระบบการปรับปรุงชนิดและคุณภาพผลงานของกิจกรรมทางวิชาการและ/หรือการวิจัยของอาจารย์ โดย AUN-QA กำหนดแนวทางสำหรับอาจารย์ให้มีจำนวนที่เพียงพอต่อพันธกิจการจัดการศึกษา วิจัย และบริการวิชาการ โดยพิจารณาจากสัดส่วนจำนวนอาจารย์เทียบเท่าต่อจำนวนนักศึกษาเทียบเท่า (ตามมาตรฐานที่ประเทศนั้น ๆ กำหนด) และอาจารย์ต้องทำวิจัยตรงตามความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย ดังนั้น **กระบวนการคุณภาพของ AUN-QA ในส่วนของคณาจารย์จึงเป็นแบบเปิดกว้าง (Non-prescriptive) มากกว่าของ ABET** นอกจากนั้นแล้ว AUN-QA ยังให้ความสำคัญกับบุคลากรสนับสนุนการเรียนรู้ ตามหน่วยงานที่เกี่ยวข้องได้แก่ ห้องสมุด ห้องปฏิบัติการ ศูนย์คอมพิวเตอร์ และหน่วยงานให้บริการนักศึกษา โดยกำหนด AUN-QA's Criterion 7, Support Staff Quality โดยมีเกณฑ์ย่อยที่คล้ายคลึงกับ Criterion 6

3.6 เกณฑ์ที่เกี่ยวข้องกับสิ่งอำนวยความสะดวกและสาธารณูปโภค

ABET's General Criteria 7: Facilities กำหนดให้หลักสูตรจะต้องมีห้องเรียน สำนักงาน ห้องปฏิบัติการและอุปกรณ์เครื่องมือที่เกี่ยวข้องและเพียงพอที่จะสนับสนุนให้นักศึกษาบรรลุ SPs และเพื่อก่อให้เกิดบรรยากาศที่ส่งเสริมการเรียนรู้ อุปกรณ์เครื่องมือ ทรัพยากรคอมพิวเตอร์และห้องปฏิบัติการต้องมีความทันสมัยและเหมาะสมกับหลักสูตร มีความเพียงพอ สามารถเข้าใช้งานได้อย่างเหมาะสม มีระบบการดูแลบำรุงรักษาให้ทันสมัย เพื่อสนับสนุนให้นักศึกษาบรรลุ SOs และสนับสนุนความ

ต้องการอื่น ๆ ของหลักสูตร นักศึกษาจะต้องได้รับการอบรมอย่างเหมาะสมเกี่ยวกับอุปกรณ์เครื่องมือ ทรัพยากรคอมพิวเตอร์และห้องปฏิบัติการดังกล่าว การให้บริการห้องสมุดและบริการด้านคอมพิวเตอร์จะต้องเพียงพอในการสนับสนุนอาจารย์และนักศึกษาในการจัดการศึกษา วิจัย และบริการวิชาการ

AUN-QA's Criterion 9, Facilities and Infrastructure เป็นเกณฑ์ที่เปิดกว้างให้หลักสูตรดำเนินการได้แก่ 9.1 สิ่งอำนวยความสะดวกและเครื่องมือในการสนับสนุนการเรียนรู้ที่เพียงพอและทันสมัยเหมาะสมต่อการจัดการเรียนการสอนและวิจัย 9.2 ห้องสมุดและทรัพยากรมีความเพียงพอและทันสมัยสนับสนุนการศึกษาและการวิจัย 9.3 ห้องปฏิบัติการและเครื่องมือมีความเพียงพอและทันสมัย เพื่อสนับสนุนการศึกษาและการวิจัย 9.4 โครงสร้างพื้นฐานด้านเทคโนโลยีสารสนเทศ รวมถึง e-learning มีความเพียงพอและทันสมัย เพื่อสนับสนุนการศึกษาและการวิจัย และ 9.5 กำหนดมาตรฐานด้านความปลอดภัย สุขภาพ และ สิ่งแวดล้อม และการเข้าถึงของบุคคลที่มีความต้องการพิเศษและดำเนินการ **ซึ่งทั้งสองเกณฑ์ให้ความสำคัญกับสิ่งอำนวยความสะดวกและสาธารณูปโภคที่เพียงพอที่จะช่วยส่งเสริมและสนับสนุนให้นักศึกษาบรรลุ outcomes ตามที่กำหนด และเพื่อก่อให้เกิดบรรยากาศที่ส่งเสริมการเรียนรู้**

3.7 เกณฑ์ส่วนที่แตกต่างกันของ ABET และ AUN-QA

ABET's General Criteria 8: Institutional Support เป็นเกณฑ์ที่กำหนดให้ผู้บริหารและสถาบันฯ ให้การสนับสนุนหลักสูตรอย่างเพียงพอเพื่อให้หลักสูตรมีคุณภาพและดำเนินการอย่างต่อเนื่อง ได้แก่ บริการต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้อง ด้านการเงินและงบประมาณ และบุคลากรสายสนับสนุนวิชาการและสนับสนุนการเรียนรู้ ตามที่หลักสูตรต้องการ ทรัพยากรดังกล่าวจะต้องพอเพียงในการดึงดูด การคงอยู่ และก่อให้เกิดการพัฒนาวิชาชีพของคณาจารย์อย่างต่อเนื่อง ทรัพยากรดังกล่าวจะต้องพอเพียงในการดำเนินการและบำรุงรักษาสาธารณูปโภค สิ่งอำนวยความสะดวก เครื่องมือและอุปกรณ์อย่างเหมาะสม และก่อให้เกิดสภาวะแวดล้อมที่เหมาะสมต่อการสนับสนุนการบรรลุ SOs ของนักศึกษา **ซึ่ง AUN-QA's Criteria ไม่ได้กล่าวถึงการสนับสนุนของสถาบันอุดมศึกษาต่อการดำเนินการของหลักสูตรโดยตรง**

AUN-QA's Criterion 4, Teaching and Learning Approach เป็นเกณฑ์ที่กำหนดแนวทางการจัดการสอนและการเรียนรู้ โดยกำหนดให้ 4.1 ปรัชญาการจัดการศึกษาของหลักสูตรถูกกำหนดอย่างชัดเจนและสื่อสารถึงผู้มีส่วนได้ส่วนเสียทุกภาคส่วน ซึ่งปรัชญาการจัดการศึกษาของหลักสูตรเป็นชุดความเชื่อในการจัดการเรียนการสอนของสถาบันการศึกษาที่นำไปสู่การกำหนดวัตถุประสงค์ของการศึกษา บทบาทของผู้สอนและนักศึกษา สิ่งที่ควรถูกสอน และวิธีการสอน 4.2 กิจกรรมการจัดการเรียนการสอนสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกันอย่างสร้างสรรค์เพื่อให้บรรลุตาม ELOs และ 4.3 กิจกรรมการเรียนการสอนส่งเสริมการเรียนรู้ตลอดชีวิต ซึ่งแนวทางดังกล่าวมีประโยชน์ต่อคณาจารย์ใหม่และช่วยพัฒนาการจัดการเรียนการสอน **ซึ่ง ABET ไม่ได้กล่าวถึงวิธีการจัดการเรียนการสอนที่เฉพาะเจาะจง แต่ ABET เน้นว่าผู้สำเร็จการศึกษาจะต้องบรรลุ PEOs เป็นสำคัญ มิได้สนใจวิธีการฯ**

AUN-QA's Criterion 11, Output ได้กำหนดเกณฑ์ในส่วนมีการประเมินกระบวนการของการตรวจสอบผลลัพธ์ที่เกี่ยวข้องกับการจัดการเรียนการสอน เพื่อนำไปสู่การเทียบเคียง (benchmark) เพื่อการปรับปรุง ได้แก่ 11.1 กลไกการกำกับ ติดตาม และเทียบเคียงการคงอยู่และการตกออกของนักศึกษา เพื่อการปรับปรุงผล 11.2 กลไกการกำกับ ติดตาม และเทียบเคียงการจบการศึกษาตามระยะเวลาที่กำหนดของนักศึกษาเพื่อการปรับปรุงผลฯ 11.3 กลไกการกำกับ ติดตาม และเทียบเคียงการได้งานทำของบัณฑิตจบใหม่เพื่อการปรับปรุงผลฯ 11.4 กลไกการกำกับ ติดตาม และเทียบเคียงจำนวนและชนิดของงานวิจัยที่นักศึกษาได้จัดทำเพื่อการปรับปรุงผลฯ และ 11.5 กลไกการกำกับ ติดตาม และเทียบเคียงระดับความพึงพอใจของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย เพื่อการปรับปรุงผลฯ **ซึ่ง ABET ไม่ได้กล่าวถึงผลลัพธ์ที่เกิดจากการจัดการศึกษาในมุมมองเช่นทาง AUN-QA โดยตรง** โดยข้อมูลเกี่ยวกับการคงอยู่ การตกออก การจบการศึกษาตามระยะเวลาที่กำหนด การได้งานทำ ผลงานการวิจัย และความพึงพอใจของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย ไม่ได้ถูกนำมารายงานใน Self-study report โดยตรง แต่เป็นข้อมูลประกอบในการพิจารณาผลการดำเนินการของหลักสูตรในภาพรวม

4. บทสรุป

จากการดำเนินการประกันคุณภาพภายใน ทั้งในระบบ AUN-QA และในระบบ ABET พร้อมรับการ mock-up visit จากผู้ทรงคุณวุฒิจากประเทศสหรัฐอเมริกา รวม 2 ครั้ง พบประเด็นที่สำคัญคือ การประกันคุณภาพการศึกษาหลักสูตรตามระบบ AUN-QA ที่สถาบันอุดมศึกษาต่าง ๆ ที่เป็นสมาชิก ทปอ. ได้ดำเนินการในช่วงหลายปีการศึกษาที่ผ่านมาเป็นระบบที่สามารถพัฒนาต่อยอดเข้าสู่การประเมินเพื่อการรับรองโดย ABET ได้เป็นอย่างดีเช่นเดียวกับข้อสรุปของ Danielson, S. และทีมงานในเอกสารอ้างอิงที่ 4 โดยจักต้องได้รับการสนับสนุนจากสถาบันฯ อย่างดี และอีกหลักฐานหนึ่งคือ หลักสูตรของสถาบันอุดมศึกษาต่าง ๆ ที่เข้าโครงการฯ ขับเคลื่อนให้สถาบันอุดมศึกษาไทยได้รับการรับรองจาก ABETฯ ของ อว. เป็นหลักสูตรที่ใช้ระบบ AUN-QA มาก่อน และจากการเปรียบเทียบเกณฑ์ของ ABET และ AUN-QA ตามบริบทที่ผ่านมา พบข้อสังเกตที่ควรทราบดังนี้

1. ABET เป็นระบบประกันคุณภาพหลักสูตรที่ใช้ในการรับรองหลักสูตรของศาสตร์ทางด้านวิทยาศาสตร์ธรรมชาติและประยุกต์ ด้าน computing ด้านวิศวกรรมศาสตร์ และด้าน engineering technology ที่ได้รับการยอมรับในระดับสากล ส่วน AUN-QA เป็นระบบประกันคุณภาพของสถาบันอุดมศึกษาในกลุ่มประเทศอาเซียน เพื่อมุ่งปรับปรุงประสิทธิผลของของหลักสูตรให้มีมาตรฐานเทียบเท่าสากล ดังนั้น การลงทุนลงแรงในการพัฒนาระบบการจัดการเรียนการสอนและการเรียนรู้เพื่อรองรับการประเมินเพื่อการรับรองโดย ABET นอกจากหลักสูตรจักได้พัฒนาตนเองตามแนวทางที่เป็นสากลโดยผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ และเป็นการยกระดับหลักสูตรสู่สากล ตามนโยบายของรัฐบาลและสภาวิศวกรอีกด้วย

2. กระบวนการคุณภาพของ ABET เป็นแบบกำหนดมาให้ โดย ABET กำหนดให้ SOs ของหลักสูตรตาม SO1 ถึง SO7 โดยหลักสูตรสามารถเพิ่ม

SOs ได้ตามความเหมาะสม ซึ่งในทางปฏิบัติแล้ว สามารถนำมาผลการทบทวนและประชาพิจารณ์ความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียมาผนวกเข้าใน SOs ของ ABET ได้ ส่วนกระบวนการคุณภาพของ AUN-QA เป็นแบบไม่กำหนดมาให้โดย AUN-QA เปิดโอกาสให้หลักสูตรพัฒนา ELOs ตามความต้องการของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียทุกภาคส่วน (stakeholders) แล้วเชื่อมโยงไปยัง PLOs และ CLOs ตลอดจนเชื่อมโยงกับกระบวนการจัดการเรียนการสอนและการประเมินผลลัพธ์การเรียนรู้ของนักศึกษา ซึ่งการที่เปิดกว้างเช่นนี้และจากประสบการณ์พบว่า กระบวนการสำรวจความต้องการฯ ใช้เวลามาก การวิเคราะห์สังเคราะห์ข้อมูลทำได้ยากและต้องใช้ความเชี่ยวชาญจากนักครุศาสตร์มาช่วย ดังนั้น ระบบ ABET จึงชัดเจนและปฏิบัติง่ายกว่า

3. ระบบคุณภาพของ ABET สนใจในผลลัพธ์ “สิ่งที่นักศึกษาได้เรียนรู้” และ “ความรู้ที่นักศึกษาสามารถแสดงให้เห็นได้เมื่อจบการศึกษา” หรือการบรรลุ SOs และนำไปสู่การบรรลุ PEOs ของนักศึกษา โดยที่ ABET เน้นที่การปรับปรุงอย่างต่อเนื่องของหลักสูตรโดยการประเมินผลที่เกิดขึ้นกับนักศึกษาเทียบกับ SOs และใช้ผลดังกล่าวประกอบการตัดสินใจในการปรับปรุงการเรียนรู้ของนักศึกษา โดยข้อมูลการประเมินฯ นักศึกษา ที่เป็น “direct assessment” ของผลสัมฤทธิ์การเรียนรู้ของนักศึกษาในรายวิชาต่าง ๆ ที่เชื่อมโยงกับ SOs และต้องมีหลักฐานและการนำไปใช้ประโยชน์จริงที่เป็นข้อมูลเชิงประจักษ์ในการปรับปรุงคุณภาพอย่างต่อเนื่องที่ใช้ข้อมูลเปรียบเทียบย้อนหลังอย่างน้อย 3 ปี ประกอบการวิเคราะห์การปรับปรุงอย่างต่อเนื่องของหลักสูตรโดยผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ ซึ่งจะช่วยส่งเสริมให้นักศึกษาประสบความสำเร็จหลังจากจบการศึกษาได้ดีมากขึ้นและตรงจุดตรงประเด็นมากขึ้น อย่างไรก็ตาม กระบวนการเตรียมการสอนตาม มคอ. 3 และ 4 รวมถึงกระบวนการประเมินผลการศึกษาของนักศึกษาตาม มคอ.5 และ 6 ตามที่ สกอ (เดิม) กำหนดจะต้องถูกปรับเปลี่ยนให้รองรับการประเมินผลฯ ตาม SOs และ PEOs สุดท้าย การวิเคราะห์สังเคราะห์การปรับปรุงคุณภาพจะต้องนำมาสรุปเปรียบเทียบในแต่ละเทอมในแต่ละปีการศึกษาและนำมาเปรียบเทียบระหว่างปีต่อปี ซึ่งกระบวนการนี้ต้องการความเข้าใจระบบ ABET และความร่วมมือจากอาจารย์และผู้สนับสนุนการเรียนรู้ทุกภาคส่วน ส่วนระบบคุณภาพของ AUN-QA เน้นที่การประเมินระบบและกระบวนการในการจัดการเรียนการสอนและการประเมินนักศึกษา เช่น AUN-QA’s Criterion 5, Student Assessment ข้อย่อย 5.1 การประเมินผลนักศึกษาที่ต้องเชื่อมโยงและสอดคล้องกับ ELOs โดยข้อย่อย 5.3 กำหนดให้ใช้วิธีการประเมินที่ถูกต้อง น่าเชื่อถือ และยุติธรรม พร้อมมีการยกตัวอย่างวิธีการประเมิน rubrics และ marking schemes ซึ่งเมื่อพิจารณาร่วมกับ AUN-QA’s Criterion 10, Quality Enhancement ข้อย่อย 10.3 กำหนดให้มีการทบทวนและประเมินเพื่อรับรองกระบวนการจัดการเรียนการสอนและการประเมินผลนักศึกษาอย่างต่อเนื่องเพื่อให้เกิดความตรงจุดที่ต้องการและสอดคล้องกับ ELOs ด้วย ซึ่งระบบนี้เป็นระบบที่ดีเช่นกัน และต้องการความรู้ ความเข้าใจ และความร่วมมือในการดำเนินการตามระบบเช่นกัน และเป็นฐานที่ดีในการพัฒนาสู่ ABET ต่อไป

4. การปรับปรุงคุณภาพอย่างต่อเนื่องของ ABET ตาม Criterion 4 มีลักษณะเฉพาะที่ต้องการให้หลักสูตรใช้กระบวนการที่มีหลักฐานและที่เหมาะสมในการประเมินคุณภาพการจัดการเรียนการสอนของหลักสูตร เพื่อการเปรียบเทียบ และการประเมินเพื่อตัดสินในระดับการบรรลุ SOs ของนักศึกษาในแต่ละภาคการศึกษา โดยมุ่งเน้นในการปรับปรุงคุณภาพอย่างต่อเนื่องที่ 1.) “การเรียนรู้ มิใช่การสอน” 2.) “นักศึกษา มิใช่อาจารย์” และ (3) “ผลลัพธ์การเรียนรู้ ไม่ใช่ปัจจัยนำเข้าหรือความสามารถในการรับนักศึกษา” ซึ่งความก้าวหน้าในการปรับปรุงคุณภาพอย่างต่อเนื่องจะถูกประเมินฯ จากผู้เชี่ยวชาญในศาสตร์นั้น ๆ ส่วนการเพิ่มพูนคุณภาพของ AUN-QA ตาม Criterion 10 เป็นเกณฑ์ที่เปิดกว้าง โดยมีจุดมุ่งหมายในการปรับปรุงคุณภาพของการจัดการเรียนการสอนของหลักสูตร 3 ด้าน คือ 1.) ด้านความรู้ ด้านทักษะ และด้านการประยุกต์ใช้ความรู้และทักษะของนักศึกษาตามที่ ELOs กำหนด 2.) ด้านโอกาสและสภาวะแวดล้อมของการเรียนรู้ และ 3.) ด้านคุณภาพของหลักสูตรและสถาบันฯ โดยเป็นการดำเนินการตามกระบวนการ PDCA ที่มีการจัดทำแผนการเพื่อการประกันคุณภาพ และการปรับปรุงอย่างต่อเนื่อง ซึ่งจากประสบการณ์ที่ผ่านมา ผู้ประเมินภายใน AUN-QA ของไทยยังให้ข้อเสนอแนะในการพัฒนาหลักสูตรตามระดับการพัฒนาของหลักสูตร ซึ่งเป็นข้อเสนอแนะแบบกว้าง ๆ มากกว่าการเสนอแนะที่เจาะลึกในศาสตร์วิชาชีพที่ต้องการ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารีที่ส่งเสริมและสนับสนุนการดำเนินการตามระบบคุณภาพ ABET และ AUN-QA อันก่อให้เกิดการแลกเปลี่ยนเรียนรู้เพื่อการพัฒนาคุณภาพหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร์ต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] *Accreditation Policy and Procedure Manual (APPM), 2019-2020*. (2018). ABET. (https://www.abet.org/accreditation/accreditation-criteria/accreditation-policy-and-procedure-manual-appm-2019-2020/)

[2] *Guide to AUN-QA Assessment at Program Level v.3.0*. (2015). ASEAN University Network. (http://www.aunsec.org/pdf/Guide%20to%20AUN-QA%20Assessment%20at%20Program%20Level%20Version%203_2015.pdf)

[3] ABET Self-Study Report for the Bachelor of Engineering Program in Civil Engineering at Suranaree University of Technology. (2019). Suranaree University of Technology.

[4] Danielson, S., Nguyen, H.H.D. and Wigal, K.D. (2016). Comparison of AUN-QA and ABET Accreditation. ASEE’s 123rd Annual Conference and Exhibition. American Society for Engineering Education. New Orleans, LA. 26-29 June 2016. Paper ID #17428

[5] *คู่มือการประกันคุณภาพการศึกษา CUPT QA ฉบับปีการศึกษา 2558-2560*. (2558). ที่ประชุมอธิการบดีแห่งประเทศไทย.

(http://web.sut.ac.th/qa/CUPT_QA/590304-CUPT_QA_manual2558_60.pdf)

[6] *รายงานการประเมินตนเองระดับหลักสูตร หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา หลักสูตรนานาชาติ (หลักสูตรใหม่ พ.ศ. 2560) สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี ประจำปีการศึกษา 2561 (1 กรกฎาคม 2561 ถึง 30 มิถุนายน 2562).* (2562). มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาที่ส่งผลต่อการบริหารจัดการของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล

Graduate Scholarship Supportive Policies Influencing Curriculum Management of Master Program in Environmental and Water Resources Engineering (International Program), Mahidol University

สุลินดา นวลประสงค์[1*] อารียา ฤทธิมา[2] และ รันจนา จินดัล[3]

[1, 2, 3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล จ.นครปฐม*
**Corresponding author; E-mail address: sulinda.nua@mahidol.ac.th*

บทคัดย่อ

นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาเป็นหนึ่งในกลยุทธ์ที่ช่วยให้หลักสูตรสามารถวิเคราะห์และวางแผนยุทธศาสตร์ในการบริหารจัดการของหลักสูตรให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น โดยทุนการศึกษามีส่วนช่วยดึงดูดความสนใจและเพิ่มอัตรารับเข้าของนักศึกษาในแต่ละปี รวมทั้งเป็นการสนับสนุนผู้ที่มีผลการเรียนดีเยี่ยมและมีศักยภาพสูงให้เข้าศึกษาในหลักสูตร จึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ที่ต้องการทราบจุดแข็งของนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาที่สัมพันธ์กับจำนวนการรับเข้าและระยะเวลาการสำเร็จการศึกษา โดยได้รวบรวมข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติที่เข้าศึกษาในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ในช่วงปีการศึกษา 2553-2561 จำนวน 76 คน ของระบบฐานข้อมูลของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล และทำการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนนักศึกษาที่รับเข้าและข้อมูลระยะเวลาการสำเร็จการศึกษาทั้งในกรณีได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาและกรณีไม่ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษา การศึกษานี้ได้อ้างอิงข้อมูลจาก 2 แหล่งทุนหลักที่หลักสูตรได้เข้าร่วม ได้แก่ (1) โครงการทุนรัฐบาลนอร์เวย์ (Norwaygian Government Scholarship Program : Capacity Building for Institute in Myanmar, CBIM) และ (2) ทุนการศึกษาของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล (Mahidol University Postgraduate Scholarship, MU PostGrad) ผลการศึกษาพบว่า การให้การสนับสนุนทุน CBIM ไม่ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนนักศึกษารับเข้าของหลักสูตร เนื่องจากแหล่งทุนจำกัดจำนวนการให้ทุนและระบุการให้ทุนเฉพาะนักศึกษาสัญชาติเมียนมาเท่านั้น ในขณะที่การให้การสนับสนุนทุน MU PostGrad นั้นส่งผลต่อจำนวนรับเข้าของนักศึกษาที่เพิ่มขึ้นถึง 2.18 เท่า ในช่วงปี พ.ศ. 2560-2562 เนื่องจากพิจารณาการให้ทุนจากคุณสมบัติทางการศึกษาของผู้สมัครเป็นหลัก นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ยังชี้ให้เห็นว่าการให้ทุนสนับสนุนทั้ง 2 ประเภท ส่งผลต่อระยะเวลาการสำเร็จการศึกษาที่เร็วขึ้น กล่าวคือ ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของผู้รับทุน CBIM อยู่ในช่วงระหว่าง 2-2.5 ปี และอยู่ในช่วงระหว่าง 2.5-3.0 ปี สำหรับผู้รับทุน MU PostGrad

คำสำคัญ: การบริหารจัดการหลักสูตร, หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ)

Abstract

Graduate scholarship supportive policies is one of the program management strategies that helps the graduate program analyze and create the strategic plan in the curriculum management more efficiently. Supporting scholarship to students has attracted their study interest and has increased the number of students in the admission process each year. In addition, it has brought the best-qualified students with high academic performance to study in the program. It leads to this study that aims to examine the strength of providing scholarship and its relation to the number of students and graduation periods. This study collected sample data of 76 Thai and foreign students enrolled during academic year 2010-2018 in master program in Environmental and Water Resources Engineering (International Program) from the database system provided by the Faculty of Graduate Studies, Mahidol University. Number of students and gradation periods with scholarship and without scholarship were then analyzed. Two main types of scholarship; (1) Norwaygian Government Scholarship Program : Capacity Building for

Institute in Myanmar (CBIM) and (2) Mahidol University Postgraduate Scholarship (MU PostGrad) were considered and referred in this study. The results show that providing CBIM scholarship is not correlated with an increase in number of students admitted due to the limits of the number of scholarship and only providing for Myanmar students. However, providing MU PostGrad scholarship strongly influences the increasing number of students admitted during 2017-2019 of 2.18 times. This is because the criteria in supporting scholarship to applicants is mainly based upon their qualifications. Moreover, the result indicates that graduation periods taken by masters graduates who receive 2 types of scholarship; are shorter. The graduates who get support from CBIM scholarship spend 2-2.5 years to complete program study and take 2.5-3.0 years for the graduates who receive MU PostGrad scholarship.

Keywords: Curriculum Management, Master Program in Environmental and Water Resources Engineering (International Program)

1. คำนำ

หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ได้เริ่มจัดตั้งขึ้นในปี พ.ศ. 2551 ภายใต้การบริหารจัดการหลักสูตรของภาควิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล โดยมุ่งเน้นการสร้างองค์ความรู้ การวิจัย และนวัตกรรมที่ทันสมัยโดยบูรณาการศาสตร์ทางด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำร่วมกัน เพื่อผลิตมหาบัณฑิตที่มีศักยภาพเพื่อเป็นส่วนหนึ่งของแก้ปัญหาและพัฒนางานวิจัยทางด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำให้เป็นที่ยอมรับทั้งในประเทศและต่างประเทศ

ในปัจจุบัน หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ได้บริหารจัดการหลักสูตรโดยเปิดรับนักศึกษาทั้งนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติจากหลากหลายประเทศ ไม่ว่าจะเป็น เมียนมา อินโดนีเซีย เนปาล ภูฏาน บังคลาเทศ จีน เวเนซูเอลา อัฟกานิสถาน เป็นต้น รวมทั้งได้สร้างเครือข่ายความร่วมมือที่เข้มแข็งกับมหาวิทยาลัยชั้นดังทั่วโลก เช่น มหาวิทยาลัยอัลบอร์ก (Aalbourg University) ประเทศเดนมาร์ก มหาวิทยาลัยเกียวโต ประเทศญี่ปุ่น และมหาวิทยาลัยลิเวอร์พูล จอห์น มัวร์ส (Liverpool John Moores University) ประเทศอังกฤษ เป็นต้น ทั้งนี้เพื่อเปิดโอกาสให้นักศึกษาและอาจารย์ในหลักสูตรได้ไปแลกเปลี่ยนองค์ความรู้ และพัฒนางานวิจัยขั้นสูงที่เป็นประโยชน์และนำมาประยุกต์ใช้ในการแก้ปัญหาด้านสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำของประเทศ รวมทั้งยังรับนักศึกษาแลกเปลี่ยนจากต่างประเทศเข้ารับการศึกษาและทำวิจัยในหลักสูตรระยะสั้น ในปี พ.ศ. 2560 หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ได้พัฒนาเป็นหลักสูตร 2 ปริญญา (Double Master’s Degree Program) โดยร่วมมือกับหลักสูตรปริญญาโทของสถาบันบัณฑิตศึกษาด้านสิ่งแวดล้อมโลก มหาวิทยาลัยเกียวโต ประเทศญี่ปุ่น (Graduate School of the Global Environmental Studies, Kyoto University, Japan) เพื่อเพิ่มทางเลือกและเสริมสร้างทักษะอื่น ๆ ที่เป็นประโยชน์ให้นักศึกษาได้พัฒนาองค์ความรู้และงานวิจัยแบบสหวิทยาการจาก 2 สถาบันการศึกษาใน 2 ประเทศ

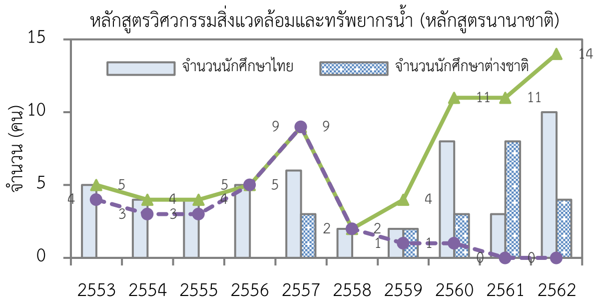
ในช่วงปี พ.ศ. 2557 เป็นต้นมา หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ได้เข้าร่วมโครงการสนับสนุนทุนภายใต้นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาโดยมหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโครงการขับเคลื่อนมหาวิทยาลัยไทยสู่มหาวิทยาลัยระดับโลก (World Class University) เพื่อช่วยดึงดูดความสนใจและเพิ่มอัตรารับเข้าของนักศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาทั้งในและต่างประเทศ รวมทั้งเป็นการสนับสนุนผู้ที่มีผลการเรียนดีเยี่ยมและมีศักยภาพสูงให้เข้าศึกษาในหลักสูตร ฯ จึงเป็นที่มาของการศึกษานี้ที่ต้องการทราบจุดแข็งของนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาเพื่อหาความสัมพันธ์กับจำนวนการรับเข้าและระยะเวลาการสำเร็จการศึกษา ทั้งนี้เพื่อช่วยให้หลักสูตร ฯ สามารถวิเคราะห์และวางแผนยุทธศาสตร์ในการบริหารจัดการของหลักสูตร ฯ ให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น

2. ภาพรวมการบริหารจัดการหลักสูตร ฯ

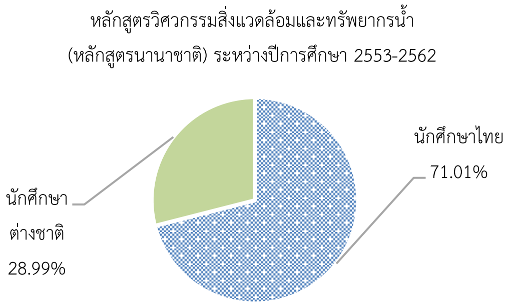
การบริหารจัดการของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ตั้งแต่ปีการศึกษา พ.ศ. 2553-2562 มีจำนวนนักศึกษาทั้งสิ้น 69 คน แยกเป็นนักศึกษาไทยจำนวน 49 คน หรือคิดเป็น 71.01% และนักศึกษาต่างชาติ 20 คน หรือคิดเป็น 28.99% และมีจำนวนมหาบัณฑิตที่สำเร็จการศึกษาจากหลักสูตรทั้งสิ้น 28 คน หรือคิดเป็น 40.48% ของจำนวนนักศึกษารับเข้าทั้งหมด ดังแสดงในตารางที่ 1 และรูปที่ 1-2 จากผลการดำเนินงานที่ผ่านมาพบว่า นักศึกษารับเข้าของหลักสูตรมีจำนวนเพิ่มขึ้นตามลำดับ โดยเห็นได้ชัดเจนจากจำนวนนักศึกษาต่างชาติที่เพิ่มขึ้นตั้งแต่ปี พ.ศ. 2557 เป็นต้นมา ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากหลักสูตร ฯ ได้เข้าร่วมโครงการสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาตามยุทธศาสตร์ของมหาวิทยาลัยมหิดล รวมทั้งทางหลักสูตร ฯ ได้ดำเนินการประชาสัมพันธ์และเผยแพร่ผลการดำเนินงานและกิจกรรมของหลักสูตร ฯ ผ่านช่องทางต่าง ๆ ที่หลากหลาย ทำให้เป็นที่รู้จักและได้การยอมรับทั้งในประเทศและต่างประเทศมากขึ้น

ตารางที่ 1 จำนวนนักศึกษารับเข้าของหลักสูตรและมหาบัณฑิตที่สำเร็จการศึกษาจากหลักสูตรฯ ระหว่างปีการศึกษา พ.ศ. 2553-2562

ปีการศึกษา	จำนวนนักศึกษารับเข้า			จำนวน มหาบัณฑิต ผู้สำเร็จการศึกษา
	นักศึกษาไทย	นักศึกษา ต่างชาติ	รวม	
2553	5	0	5	4
2554	4	0	4	3
2555	4	0	4	3
2556	5	0	5	5
2557	6	3	9	9
2558	2	0	2	2
2559	2	2	4	1
2560	8	3	11	1
2561	3	8	11	0
2562	10	4	14	0
รวม	49	20	69	28



รูปที่ 1 จำนวนนักศึกษารับเข้าและผู้สำเร็จการศึกษาในหลักสูตรฯ ระหว่างปีการศึกษา 2553-2562



รูปที่ 2 เปอร์เซ็นต์นักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติที่เข้าศึกษาในหลักสูตรฯ ระหว่างปีการศึกษา 2553-2562

3. นโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษา

การศึกษานี้ได้กำหนดขอบเขตการวิเคราะห์โดยพิจารณาเฉพาะ 2 แหล่งทุนหลักที่หลักสูตร ฯ ได้เข้าร่วมโครงการตามนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาของมหาวิทยาลัยมหิดล ได้แก่ (1) โครงการทุนรัฐบาลนอร์เวย์ (Norwaygian Government Scholarship Program : Capacity Building for Institute in Myanmar, CBIM) ในปี พ.ศ. 2557 และ (2) ทุนการศึกษาของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล (Mahidol University Postgraduate Scholarship, MU PostGrad) ในปี พ.ศ. 2560 โดยมีรายละเอียดที่สำคัญ ดังนี้

3.1 โครงการทุนรัฐบาลนอร์เวย์ (Norwaygian Government Scholarship Program : Capacity Building for Institute in Myanmar, CBIM)

โครงการทุนรัฐบาลนอร์เวย์ริเริ่มในปี พ.ศ. 2556 โดยสถานทูตนอร์เวย์ประจำประเทศไทยร่วมกับมหาวิทยาลัยมหิดลได้ให้การสนับสนุนทุนการศึกษาแก่นักศึกษาจากประเทศเมียนมา ภายใต้โครงการ "ทุน Capacity Building for Institutes in Myanmar" หรือที่เรียกว่าทุน CBIM เพื่อศึกษาต่อในมหาวิทยาลัยมหิดลทั้งระดับปริญญาเอกจำนวนปีละ 30 ทุน และปริญญาโทจำนวนปีละ 30 ทุน ประกอบด้วย 4 สาขาวิชา ได้แก่ (1) Life Science and Health (2) Environmental Science (3) Social and Population Science และ (4) Human Rights & Peace Studies ในลักษณะของ Co-funding ดังนี้ คือ

- สถานทูตนอร์เวย์ประจำประเทศไทยให้การสนับสนุนประมาณ 50 ล้านบาท ประกอบด้วย ค่าธรรมเนียมการศึกษา ค่าหน่วยกิตรายวิชา (สนับสนุน 70%) ค่าลงทะเบียนวิทยานิพนธ์ ค่าวิจัยสำหรับปริญญาเอก 250,000 บาท และปริญญาโท 100,000 บาท ค่าครองชีพ (Living Expenses) เดือนละ 15,000 บาท (ปริญญาเอก 36 เดือน และปริญญาโท 24 เดือน) ค่าสมัครและค่าขึ้นทะเบียนนักศึกษา 2,000 บาท และค่าใช้จ่ายอื่น ๆ 40,000 บาทต่อคน (เช่น ค่าตั๋วเครื่องบินไป-กลับ/ค่าทำวีซ่า/ค่าหนังสือ เป็นต้น)
- มหาวิทยาลัยมหิดลโดยส่วนงานที่สนับสนุนทุนให้การสนับสนุนทุนบางส่วน ซึ่งประกอบด้วย การลดค่าหน่วยกิต 30% ลดค่าทำวิจัย 50,000 บาทต่อคน และ Overhead 300,000 บาท

ทั้งนี้ รัฐบาลนอร์เวย์ได้กำหนดให้ผู้รับทุนระดับปริญญาเอกและระดับปริญญาโทต้องสำเร็จการศึกษาภายในเวลาที่กำหนด คือ 3 ปี และ 2 ปี ตามลำดับ [1]

3.2 ทุนการศึกษาของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล (Mahidol University Postgraduate Scholarship, MU PostGrad)

มหาวิทยาลัยมหิดลโดยความร่วมมือจากมหาวิทยาลัย บัณฑิตวิทยาลัย และหลักสูตรระดับบัณฑิตศึกษาของส่วนงานต่าง ๆ ในสังกัดได้เล็งเห็นความสำคัญของการเปิดโอกาสทางการศึกษาต่อในระดับบัณฑิตศึกษาในหลักสูตร/สาขาวิชาต่าง ๆ ของมหาวิทยาลัยมหิดล และเป็นการตอบสนองแผนยุทธศาสตร์ของมหาวิทยาลัยมหิดลจึงได้จัดให้มีทุนสนับสนุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาขึ้นในปี พ.ศ. 2559 โดยมีรูปแบบการให้ทุนสนับสนุนจำนวน 4 รูปแบบ ดังนี้ คือ (1) ทุนประเภทที่ 1 ทุนสนับสนุนเต็มรูปแบบ (Full Scholarship) และ (2) ทุนประเภทที่ 2.1, 2.2, และ 2.3 ทุนสนับสนุนบางส่วน (Partial Scholarship) โดยร่วมกันสนับสนุนทุนจาก 3 ฝ่าย ได้แก่ (1) บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล (2) หลักสูตร และ (3) นักศึกษา สำหรับรายละเอียดการร่วมสนับสนุนทุนการศึกษาได้แสดงการเปรียบเทียบไว้ในตารางที่ 2 [2]

ตารางที่ 2 รายละเอียดทุนการศึกษา CBIM และ MU PostGrad

Details	CBIM			MU PostGrad					
				Full scholarship			Type 2.1		
Funding Source	1*	2/	3/	1/	2/	3/	1/	2/	3/
Check-in Fee	X	-	-	X			X		
Education Fee	X			X			X		
Health Insurance	X			X			X		
Tuition Fee	X			X			X		
Living Allowance	X			X					X
Thesis Registration	X			X			X		
Research Supply Fee	X				X			X	
Other Fee	X				X			X	
Equipment & Facilities Fee	X					X			X
Landing Fee	X					X			X

ตารางที่ 2 (ต่อ)

Details	MU PostGrad					
	Type 2.2			Type 2.3		
Funding Source	1/	2/	3/	1/	2/	3/
Check-in Fee	50%		50%			X
Education Fee	50%		50%			X
Health Insurance	50%		50%	X		
Tuition Fee		50%	50%			X
Living Allowance			X			X
Thesis Registration		50%	50%			X
Research Supply Fee		X			X	
Other Fee		X			X	
Equipment & Facilities Fee			X			X
Landing Fee			X			X

1 แหล่งทุน-รัฐบาลนอร์เวย์*

1/ แหล่งทุน-บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล

2/ แหล่งทุน-หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ)

3/ แหล่งทุน-นักศึกษา

4. อุปกรณ์และวิธีการ

การศึกษานี้ได้อาศัยหลักสถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics) [3-5] เพื่อทำวิเคราะห์ถึงข้อมูลจำนวนนักศึกษาที่ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาตั้งแต่หลักสูตรฯ ได้รับการสนับสนุนทุน และวิเคราะห์ถึงนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาที่ส่งผลต่อจำนวนการรับเข้าและระยะเวลาการสำเร็จการศึกษา โดยรวบรวมข้อมูลจากกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติที่เข้าศึกษาในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ในช่วงระหว่างปีการศึกษา 2553-2562 จำนวน 69 คน ของระบบฐานข้อมูลของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล โดยทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบข้อมูลจำนวนนักศึกษาที่รับเข้าและข้อมูลระยะเวลาการสำเร็จการศึกษาก่อนและหลังดำเนินนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของมหาวิทยาลัย โดยพิจารณาเฉพาะ 2 แหล่งทุนหลัก ได้แก่ (1) โครงการทุนรัฐบาลนอร์เวย์ (Norwaygian Government Scholarship Program : Capacity Building for Institute in Myanmar, CBIM) และ (2) ทุนการศึกษาของบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล (Mahidol University Postgraduate Scholarship, MU PostGrad) โดยได้แบ่งชุดข้อมูลวิเคราะห์ตามรายละเอียดดังนี้

4.1 การวิเคราะห์นโยบายการสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad ต่อจำนวนนักศึกษารับเข้า

การศึกษานี้ได้ทำการจัดแบ่งชุดข้อมูลจำนวนนักศึกษารับเข้าในหลักสูตร ฯ ออกเป็น 2 ชุด คือ ชุดที่ 1 ระหว่างปีการศึกษา พ.ศ. 2553-2556 ก่อนการให้การสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad และ ชุดที่ 2 ระหว่างปีการศึกษา พ.ศ. 2557-2562 หลังการให้การสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad เพื่อศึกษาเปรียบเทียบจำนวนนักศึกษารับเข้าในหลักสูตรฯ ก่อนและหลังนโยบายการสนับสนุนทุน โดยอาศัยสถิติอย่างง่ายในรูปของค่าเฉลี่ยในการประเมิน

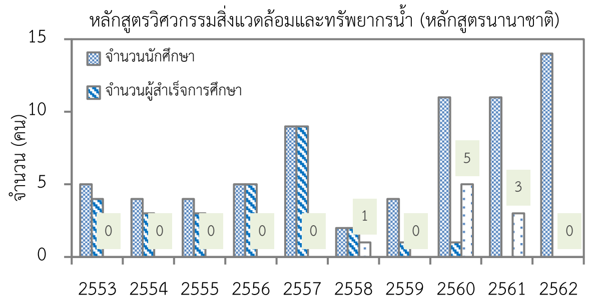
4.2 การวิเคราะห์นโยบายการสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad ต่อระยะเวลาสำเร็จการศึกษาเฉลี่ย

ทำการจัดแบ่งชุดข้อมูลระยะเวลาสำเร็จการศึกษาเฉลี่ยจากหลักสูตร ฯ ออกเป็น 2 ชุด คือ ชุดที่ 1 ระหว่างปี พ.ศ. 2553-2556 ก่อนการให้การสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad และ ชุดที่ 2 ระหว่างปี พ.ศ. 2557-2560 หลังการให้การสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad เพื่อศึกษาเปรียบเทียบระยะเวลาสำเร็จการศักษาในหลักสูตรฯ ก่อนและหลังนโยบายการสนับสนุนทุน โดยอาศัยสถิติอย่างง่ายในรูปของค่าเฉลี่ย ค่าต่ำสุดและค่าสูงสุดในการประเมิน

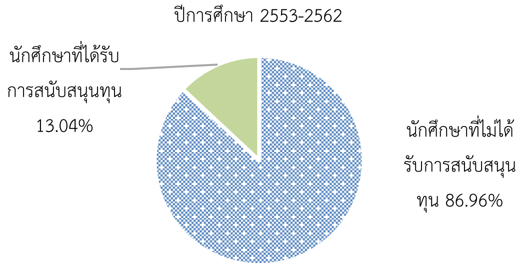
5. ผลการทดลองและวิจารณ์

5.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนนักศึกษาที่ได้รับการสนับสนุนทุน

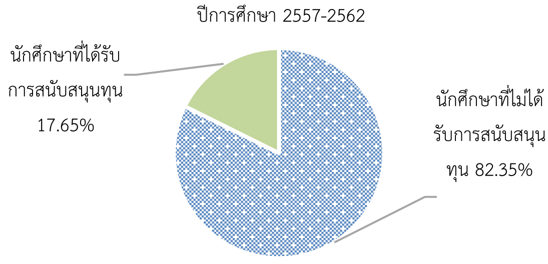
ผลการวิเคราะห์ข้อมูลจำนวนนักศึกษาที่ได้รับทุนการศึกษาในหลักสูตร ฯ พบว่า ช่วงตั้งแต่ปี พ.ศ. 2553-2562 มีจำนวนนักศึกษาได้รับทุน CBIM และ MU PostGrad จำนวนทั้งสิ้น 9 ทุน หรือคิดเป็น 13.09% ของจำนวนนักศึกษารับเข้าทั้งหมด และช่วงตั้งแต่ปี พ.ศ. 2557-2562 หลังมีนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาตามยุทธศาสตร์ของมหาวิทยาลัยพบว่ามีจำนวนนักศึกษาในหลักสูตร ฯ ได้รับทุนทั้ง 2 ประเภทนี้เพิ่มขึ้นเป็น 17.65% ของจำนวนนักศึกษารับเข้าทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 3-5



รูปที่ 3 จำนวนนักศึกษาในหลักสูตรฯ ที่ได้รับการสนับสนุนทุน CBIM และ MU PostGrad ระหว่างปีการศึกษา 2553-2562



รูปที่ 4 เปอร์เซ็นต์นักศึกษาที่ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาระหว่างปีการศึกษา 2553-2562



รูปที่ 5 เปอร์เซ็นต์นักศึกษาที่ได้รับการสนับสนุนทุนการศึกษาระหว่างปีการศึกษา 2557-2562

5.2 ผลการวิเคราะห์นโยบายการสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad ต่อจำนวนนักศึกษารับเข้า

ผลการวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ยของจำนวนนักศึกษารับเข้าก่อนและหลังมีนโยบายการสนับสนุนทุน CBIM พบว่าไม่มีความแตกต่างมากกัน กล่าวคือมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 5.50 และ 5.00 คน ตามลำดับ หรืออาจกล่าวได้ว่า นโยบายการสนับสนุนทุน CBIM ไม่ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนนักศึกษารับเข้าในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) เนื่องจากแหล่งทุนจำกัดจำนวนการให้ทุนและระบุการให้ทุนเฉพาะนักศึกษาสัญชาติเมียนมาเท่านั้น อย่างไรก็ดีนโยบายการสนับสนุนทุน MU PostGrad ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนนักศึกษารับเข้าในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) อย่างเห็นได้ชัดโดยมีจำนวนนักศึกษารับเข้าเฉลี่ยอยู่ที่ 12 คน หรือจำนวนรับเข้าของนักศึกษาที่เพิ่มขึ้นถึง 2.18 เท่า ในช่วงระหว่างปี พ.ศ. 2560-2562 เนื่องจากการให้การสนับสนุนทุนพิจารณาจากคุณสมบัติทางการศึกษาของผู้สมัครเป็นหลักรวมทั้งยังเป็นทุนการศึกษาสำหรับนักศึกษาต่างชาติทุกสัญชาติที่เข้ารับการศึกษา

ตารางที่ 3 จำนวนนักศึกษารับเข้าก่อนและหลังนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษา

ปีการศึกษา	จำนวนนักศึกษารับเข้าก่อนนโยบายสนับสนุนทุน	ปีการศึกษา	จำนวนนักศึกษารับเข้าหลังนโยบายสนับสนุนทุน
2553	4	2557	9
2554	4	2558	2
2555	5	2559	4
2556	9	2560	11
		2561	11
		2562	14
ค่าเฉลี่ย	5.50		
ค่าเฉลี่ยระหว่างปี 2557-2559			5.00[1/]
ค่าเฉลี่ยระหว่างปี 2557-2562			12.00[2/]

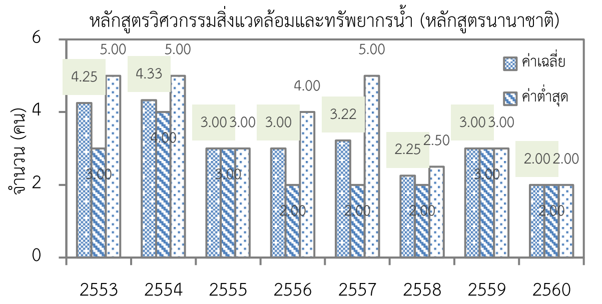
[1/] ในช่วงปีการศึกษา 2557-2559 มีการสนับสนุนเฉพาะทุน CBIM
[2/] ในช่วงปีการศึกษา 2560-2562 มีการสนับสนุนทั้งทุน CBIM และทุน MU PostGrad

5.3 ผลการวิเคราะห์นโยบายการสนับสนุนทุน CBIM และทุน MU PostGrad ต่อระยะเวลาสำเร็จการศึกษาเฉลี่ย

ผลการวิเคราะห์ข้อมูลระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของมหาบัณฑิตจากหลักสูตร ฯ ในรูปของระยะเวลาเฉลี่ย ระยะเวลาต่ำสุดและสูงสุดในการสำเร็จการศึกษาแสดงในตารางที่ 4 ซึ่งพบว่าในช่วงตั้งแต่ปี พ.ศ. 2553-2556 ก่อนนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาตามยุทธศาสตร์ของมหาวิทยาลัย ระยะเวลาเฉลี่ยในการสำเร็จการศึกษาอยู่ที่ 3.65 ปี และระยะเวลาต่ำสุดและสูงสุดในการสำเร็จการศึกษาเท่ากับ 3 ปี และ 4.25 ปี ตามลำดับ อย่างไรก็ดี หลังมีนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาตามยุทธศาสตร์ของมหาวิทยาลัย ในช่วงตั้งแต่ปี พ.ศ. 2557-2560 พบว่าระยะเวลาสำเร็จการศึกษาสั้นขึ้นกล่าวคือ ระยะเวลาเฉลี่ยในการสำเร็จการศึกษาอยู่ที่ 2.62 ปี และระยะเวลาต่ำสุดและสูงสุดในการสำเร็จการศึกษาเท่ากับ 2.25 ปี และ 3.13 ปี ตามลำดับ ดังแสดงรายละเอียดของข้อมูลในรูปที่ 6 นอกจากนี้ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของผู้รับทุน CBIM ใช้เวลาเพียงแค่ 2 ปี และอยู่ในช่วงระหว่าง 2.5-3.0 ปี สำหรับผู้รับทุน MU PostGrad

ตารางที่ 4 ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของมหาบัณฑิตก่อนและหลังนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษา

ปีการศึกษา	จำนวน		ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาเฉลี่ย		
	นักศึกษารับเข้า	ผู้สำเร็จการศึกษา	ต่ำสุด	เฉลี่ย	สูงสุด
(หน่วย)	(คน)	(คน)	(ปี)	(ปี)	(ปี)
ก่อนนโยบายสนับสนุนทุน					
2553	5	4	4.25	3.00	5.00
2554	4	3	4.33	4.00	5.00
2555	4	3	3.00	3.00	3.00
หลังนโยบายสนับสนุนทุน					
2556	5	5	3.00	2.00	4.00
2557	9	9	3.22	2.00	5.00
2558	2	2	2.25	2.00	2.50
2559	4	1	3.00	3.00	3.00
2560	11	1	2.00	2.00	2.00
2561	11	0	NA	NA	NA
2562	14	0	NA	NA	NA
ก่อนการสนับสนุนทุน 2553-2556			3.65	3.00	4.25
หลังการสนับสนุนทุน 2557-2560			2.62	2.25	3.13



รูปที่ 6 ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของมหาบัณฑิตระหว่างปีการศึกษา 2553-2560

จะเห็นได้ว่าค่าเฉลี่ยของระหว่างระยะเวลาสำเร็จการศึกษาก่อนและหลังมีนโยบายการสนับสนุนทุนทั้ง 2 ประเภท มีความแตกต่างกัน หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งคือ นโยบายการสนับสนุนทุนทั้ง 2 ประเภท ส่งผลต่อการลดลงของระยะเวลาสำเร็จการศึกษาเฉลี่ยในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ)

6. สรุปผลและเสนอแนะ

การศึกษานี้จัดทำขึ้นเพื่อศึกษานโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาของบัณฑิตศึกษาที่ส่งผลต่อการบริหารจัดการของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล เพื่อนำผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์มาใช้ในการกำหนดแผนการจัดสรรโควต้าทุนของหลักสูตรให้มีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น รวมทั้งผลักดันให้นักศึกษาที่มีคุณสมบัติสอดคล้องตามหลักเกณฑ์ของแต่ละประเภททุนยื่นสมัครขอรับการพิจารณาทุนสนับสนุนการศึกษาให้สอดคล้องตามแผนการรับเข้าของหลักสูตร ฯ สำหรับการศึกษานี้ผู้วิจัยได้รวบรวมข้อมูลนักศึกษาที่เข้าเรียนระหว่างปีการศึกษา 2553-2562 จากฐานข้อมูลของหลักสูตร ฯ และบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยมหิดล เช่น จำนวนนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติในแต่ละปีการศึกษา ระยะเวลาสำเร็จการศึกษา และรายละเอียดทุนการศึกษา ซึ่งผลการวิเคราะห์พบว่าการสนับสนุนทุน CBIM ไม่ส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของจำนวนนักศึกษารับเข้าของหลักสูตร ฯ เนื่องจากแหล่งทุนจำกัดจำนวนการให้ทุนและระบุการให้ทุนเฉพาะนักศึกษาสัญชาติเมียนมาเท่านั้น ในขณะที่การให้การสนับสนุนทุน MU PostGrad นั้น ส่งผลต่อจำนวนรับเข้าของนักศึกษาที่เพิ่มขึ้นถึง 2.18 เท่า ในช่วงปี พ.ศ. 2560-2562 เนื่องจากพิจารณาการให้ทุนจากคุณสมบัติทางการศึกษาของผู้สมัครเป็นหลัก และยังเป็นทุนการศึกษาสำหรับนักศึกษาต่างชาติทุกสัญชาติที่เข้าศึกษา นอกจากนี้ ผลการวิเคราะห์ยังชี้ให้เห็นว่าการให้ทุนสนับสนุนทั้ง 2 ประเภท ส่งผลต่อระยะเวลาการสำเร็จการศึกษาที่เร็วขึ้น กล่าวคือ ระยะเวลาสำเร็จการศึกษาของผู้รับทุน CBIM เพียงแค่ 2 ปี และอยู่ในช่วงระหว่าง 2.5-3.0 ปี สำหรับผู้รับทุน MU PostGrad ซึ่งแสดงให้เห็นว่าถึงการให้การสนับสนุนทุนการศึกษาประเภท CBIM มีส่งผลต่อกับระยะเวลาสำเร็จการศึกษา

กิตติกรรมประกาศ

บทความฉบับนี้ได้รับการผลักดันและความช่วยเหลือต่าง ๆ จนกระทั่งสามารถสำเร็จไปได้ด้วยดีจากอาจารย์ที่ปรึกษา ขอกราบขอบพระคุณคุณพ่อคุณแม่ และครอบครัวที่ให้กำลังใจและสนับสนุนมาโดยตลอด ขอขอบคุณผู้ทรงคุณวุฒิที่กรุณาให้ข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อการปรับปรุงบทความให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น ทั้งนี้ ผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยฉบับนี้จะเป็นประโยชน์สำหรับมหาวิทยาลัยมหิดลในการพัฒนากลยุทธ์ในด้านต่าง ๆ ไม่มากก็น้อย และหากมีข้อผิดพลาดประการใดในงานวิจัยฉบับนี้ผู้วิจัยกราบขออภัยมา ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ประกาศมหาวิทยาลัยมหิดล. 2558. *หลักเกณฑ์การบริหารจัดการโครงการทุน Mahidol-Norway Capacity Building Initiative for ASEAN 2015-2019*. มหาวิทยาลัยมหิดล.

[2] Faculty of Graduate Studies, Mahidol University. 2020. *2020 Mahidol Postgraduate Scholarships for International Students under "The 60th Year Supreme Reign of His Majesty King Bhumibol Adulyadek Scholarship" in Academic Year 2020*. Mahidol Announcement.

[3] ทรงศิริ แต้สมบัติ. 2539. *เทคนิคการพยากรณ์เชิงปริมาณ*. กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์ฟิสิกส์เซ็นเตอร์.

[4] สุทิน ชนะบุญ. 2549. *การวิเคราะห์ข้อมูลในงานวิจัยเบื้องต้น*. ขอนแก่น: วิทยาลัยการสาธารณสุขสิรินธร จังหวัดขอนแก่น.

[5] Dowdy, S., Weardon, S., & Chilko, D. 2003. *Statistic for Research*. US: Wiley-Interscience.

การประเมินผลการฝึกงานของนักศึกษาวิศวกรรมโยธา: มุมมองผู้ผลิตและผู้บริโภค

Assessment of Engineering Training for Civil Engineering Students: Producer and Consumer's Perspectives

ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว[1] สมชาย ปฐมศิริ[2*]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยมหิดล, จังหวัดนครปฐม*

**Corresponding author; E-mail address: tussanee.gli@mahidol.ac.th*

บทคัดย่อ

การฝึกงาน เป็นรายวิชาบังคับของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ในสถาบันอุดมศึกษาไทยทุกแห่ง บัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธาทุกคนจะต้องผ่านกระบวนการนี้ จึงจะสามารถสำเร็จการศึกษาได้ การฝึกงานมุ่งหวังให้นักศึกษาได้มีโอกาสเรียนรู้สภาพการทำงานจริงเพื่อเตรียมความพร้อมก่อนจะสำเร็จการศึกษาออกไปประกอบอาชีพเป็นวิศวกรโยธาในอนาคต สถาบันการศึกษาแต่ละแห่งจึงพยายามควบคุมคุณภาพของการฝึกงานทุกขั้นตอน ตั้งแต่การคัดเลือกสถานประกอบการ การตรวจเยี่ยม และการประเมินผล บทความนี้วิเคราะห์ผลการประเมินการฝึกงานของนักศึกษาเมื่อพิจารณามุมมองของทั้งผู้ผลิต (สถาบันการศึกษา) และมุมมองของผู้บริโภค (สถานประกอบการ) โดยศึกษาจากฐานข้อมูลการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ประจำปีการศึกษา 2561 จำนวน 67 ราย การประเมินโดยคณาจารย์ที่ไปตรวจเยี่ยมใช้เกณฑ์ 9 ข้อ ข้อละ 6 คะแนน รวม 54 คะแนน ส่วนการประเมินโดยพี่เลี้ยงของสถานประกอบการใช้เกณฑ์ 18 ด้าน ด้านละ 10 คะแนน จำนวน 2 ด้าน และด้านละ 5 คะแนน จำนวน 16 ด้าน คะแนนรวมทั้งสิ้น 100 คะแนน วิเคราะห์ข้อมูลด้วยวิธีการทางสถิติเชิงพรรณนา พบว่า คะแนนเฉลี่ยจากทั้งสองกลุ่มการประเมินมีค่าไม่ต่ำกว่า 80% ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ดี หมายความว่านักศึกษาฝึกงานผ่านเกณฑ์การประเมินทั้งหมด เมื่อนำคะแนนแต่ละเกณฑ์มาวาดกราฟเรดาร์ ทำให้ทราบได้ว่านักศึกษามีจุดเด่นและจุดด้อยในเกณฑ์ใด เมื่อพิจารณาคะแนนการประเมินจากทั้งสองกลุ่มตามเกณฑ์ที่มีความคล้ายคลึงกัน ทำให้สามารถทราบได้ว่าคณาจารย์ (ผู้ผลิต) และพี่เลี้ยงในสถานประกอบการ (ผู้บริโภค) มีมุมมองต่อคุณภาพของว่าที่บัณฑิตที่แตกต่างกัน ซึ่งเป็นประโยชน์ต่อการพัฒนาปรับปรุงหลักสูตร กระบวนการผลิตบัณฑิต วิธีการเรียนการสอนให้ทันสมัยสามารถตอบโจทย์ตรงตามความต้องการของผู้บริโภคได้

คำสำคัญ: การฝึกงาน, วิศวกรรมโยธา, การประเมิน, สถานประกอบการ, มหาวิทยาลัยมหิดล

Abstract

Engineering training is a mandatory course in civil engineering curriculum for all Thai universities. All civil engineering graduates must pass this process in order to complete the degree. Engineering training is aimed to expose students to real working condition in order to prepare them to be the future civil engineer. All individual universities put high effort to control the quality of each step in the engineering training including selection of training places, supervision, and assessment. This article analyzed the assessment from the perspectives of producer (university) and consumer (industry) by using the 2561 B.E. engineering training database of 67 records. The data shows that the producer used 9 criteria, 6 points each, total of 54 points to assess the engineering training process. Meanwhile the consumer used 18 criteria, 10 points for 2 criteria and 5 points for 16 criteria, total of 100 points to assess the engineering training process. The scores from both groups are well above 80% which pass the requirement. The plot on the spider chart indicates the strength and weakness of students. By comparing the scores between groups, it is learned that the producer and consumer may perceive the quality of students differently. The results are useful for the development or improvement of civil engineering curriculum, process and teaching method to response to the need of consumers.

Keywords: Engineering Training, Civil Engineering, Assessment, Industry, Mahidol University

1. คำนำ

"วิศวกรรมโยธา" หรือ Civil Engineering เป็นสาขาวิชาชีพเกี่ยวกับการนำหลักวิชาด้านวิศวกรรมไปประยุกต์ใช้เพื่อประโยชน์ต่อชีวิตความเป็นอยู่ของพลเรือนเป็นสำคัญ ผู้ที่สำเร็จการศึกษาด้านวิศวกรรมโยธา เพื่อไปประกอบอาชีพเป็นวิศวกรโยธารับใช้สังคม จึงควรต้องเป็นผู้มีความรู้

ความสามารถ ทักษะทางด้านวิศวกรรมโยธา เพราะภาระหน้าที่การงานนั้นเกี่ยวข้องและส่งผลกระทบต่อสาธารณะอย่างใหญ่หลวง

สภาวิศวกร เป็นสภาวิชาชีพ ซึ่งมีหน้าที่กำกับดูแลควบคุม ส่งเสริมและสนับสนุนให้เกิดการพัฒนาการประกอบวิชาชีพในสาขาวิชาชีพวิศวกรรมโยธาให้ทันต่อวิทยาการ และความก้าวหน้าทางเทคโนโลยี จึงมีการกำหนดให้หลักสูตรวิศวกรรมโยธาของประเทศไทยต้องจัดให้มีการฝึกงานวิศวกรรม เป็นการบังคับเพื่อสำเร็จการศึกษา และที่สำคัญคือต้องการเสริมทักษะให้นิสิตนักศึกษานำความรู้และการฝึกปฏิบัติที่เรียนมาแล้วมาใช้ควบคู่กับมาตรฐานงานทางวิศวกรรมภายใต้เงื่อนไขงานตามที่สถาบันการศึกษาได้กำหนดขึ้น ดังนั้น สถาบันการศึกษาจึงต้องมีการประเมินผลสัมฤทธิ์ของการฝึกงาน เพื่อนำมาใช้ประโยชน์ในการปรับปรุงคุณภาพการศึกษา ในแต่ละปีแต่ละสถาบันการศึกษาก็อาจจะจัดให้มีการประเมินผลที่แตกต่างกันไปบ้าง ซึ่งในบทความนี้จะกล่าวถึงการประเมินผลการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ในภาคการศึกษาฤดูร้อน ปีการศึกษา 2561 ของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งประกอบด้วยการประเมิน 2 ส่วนหลัก ส่วนที่ 1 จากวิศวกรพี่เลี้ยงหรือผู้ควบคุมดูแลการฝึกงานในสถานประกอบการ และส่วนที่ 2 จากอาจารย์ผู้ตรวจเยี่ยม ซึ่งความเห็นอาจจะแตกต่างกันหรือคล้ายคลึงกันก็เป็นได้ เนื่องจากเป็นมุมมองมาจากคนละด้าน กล่าวคือ ด้านบริโภค และด้านผู้ผลิต

2. ทบทวนวรรณกรรม

หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ของสถาบันอุดมศึกษาไทยมีหน่วยกิตรวมทั้งสิ้นประมาณ 140 – 160 หน่วยกิต สำหรับหลักสูตรของภาควิชาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ฉบับปรับปรุง พ.ศ. 2555 ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล มีจำนวนหน่วยกิตตลอดหลักสูตร 153 หน่วยกิต โครงสร้างหลักสูตรประกอบด้วย หมวดวิชาศึกษาทั่วไป และหมวดวิชาเฉพาะพื้นฐาน หมวดวิชาเฉพาะทางด้านวิศวกรรมโยธา และการฝึกงาน นักศึกษาที่มีสถานะเป็นนักศึกษาชั้นปีที่ 3 จะต้องลงทะเบียนการฝึกงานในภาคการศึกษาฤดูร้อน โดยจะต้องไปฝึกงานทางวิศวกรรมในบริษัท ห้างร้าน ภาคสนาม โรงงานหรือหน่วยงานต่าง ๆ ได้ทั้งของภาครัฐและเอกชน ตามที่ภาควิชาฯ เห็นชอบ นักศึกษาฝึกงานทุกคนมีระยะเวลาไม่น้อยกว่า 240 ชั่วโมง [1]

สภาวิศวกร [2] กำหนดว่าหลักสูตรฯ ต้องจัดให้มีการฝึกงานวิศวกรรม และหลังจากการฝึกงานต้องมีโครงงานวิศวกรรมในการแก้ไขปัญหาทางวิศวกรรมที่ซับซ้อนหรือการออกแบบทางวิศวกรรมในชั้นปีที่ 4 ที่กำหนดให้นิสิตนักศึกษานำความรู้และการฝึกปฏิบัติที่เรียนมาแล้วมาใช้ควบคู่กับมาตรฐานงานทางวิศวกรรมภายใต้เงื่อนไขและข้อกำหนดงานที่เกิดขึ้นในการปฏิบัติวิชาชีพ

การประเมินผลสัมฤทธิ์ของการฝึกปฏิบัติงานจึงเป็นสิ่งสำคัญต่อการจัดการเรียนการสอน พัชราวดี, ฑิตฐิตา และ สลิลา [3] ได้ทำการศึกษาความพึงพอใจของสถานประกอบการต่อนักศึกษาฝึกงานก่อนฝึกประสบการณ์วิชาชีพจริง โดยได้ให้ข้อเสนอแนะต่อหลักสูตรว่าควรปรับรูปแบบและกิจกรรมการเรียนการสอนในรายวิชาเตรียมฝึกประสบการณ์วิชาชีพเพื่อเตรียมความพร้อมของนักศึกษาให้มีคุณลักษณะที่ตรงตามความต้องการของสถานประกอบการ และปรับรูปแบบของกิจกรรมและกระบวนการจัดการเรียนการสอนในรายวิชาต่าง ๆ ของหลักสูตรเพื่อมุ่งพัฒนาความรู้ทางวิชาการ เสริมสร้างทักษะในการปฏิบัติงาน สอดแทรกคุณธรรม จริยธรรมและเจตคติต่อการทำงาน รวมทั้งพัฒนาบุคลิกภาพและมนุษยสัมพันธ์ เพื่อเพิ่มความมั่นใจ ความกล้าแสดงออก ทักษะการเข้าสังคมอันจะเป็นประโยชน์ในการทำงานต่อไปในอนาคต

วิไลวรรณ [4] ศึกษาความคิดเห็นของสถานประกอบการที่มีต่อนักศึกษาฝึกงานเกี่ยวกับการประเมินผลการเรียนรู้จากประสบการณ์จริงของแผนกวิชาคอมพิวเตอร์ธุรกิจ วิทยาลัยเทคนิคลพบุรี ภาคการเรียนที่ 1 ปีการศึกษา 2557 ได้กล่าวไว้ว่า การฝึกงานเป็นกระบวนการเพิ่มทักษะและประสบการณ์ที่เป็นประโยชน์แก่การประกอบอาชีพ ช่วยให้นักศึกษามีความรู้ มีความเข้าใจในการปฏิบัติงานจริง ทั้งในสถานประกอบการ และการประกอบอาชีพอิสระ นักศึกษายังมีโอกาสได้ใช้เครื่องมือใหม่ ๆ ในวงการธุรกิจเอกชนและเครื่องมืออุปกรณ์ทางราชการ ตลอดจนทราบถึงขั้นตอนการปฏิบัติงานและเทคนิคการทำงานของหน่วยงานที่ฝึกงาน การนำความรู้ทางวิชาการที่ได้ศึกษามาประยุกต์ใช้กับการปฏิบัติงาน จนสามารถมองเห็นวิธีการสร้างสรรค์และเทคนิคในการปฏิบัติงาน การมองจุดเป้าหมายของความสำเร็จขององค์กรตลอดจนผลผลิตที่มีประสิทธิภาพ การทำงานร่วมกับผู้อื่น การมีมนุษยสัมพันธ์ในการทำงาน นอกจากนั้นยังสร้างความเชื่อมั่นและเจตคติที่ดีต่อวิชาชีพ

เกวรินทร์, พิมลมาศ, และกิจปฏิภาณ [5] ได้ศึกษาปัญหาในการฝึกปฏิบัติงานและปัจจัยซึ่งส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพการฝึกปฏิบัติงานของนักศึกษา สาขาวิชาภาษาจีนธุรกิจ สถาบันการจัดการปัญญาภิวัฒน์ ซึ่งผลการวิจัยเชิงปริมาณบ่งชี้ว่าปัจจัยหลักที่มีผลต่อการฝึกปฏิบัติงานเกิดจากปัจจัยส่วนบุคคลของนักศึกษา และผลการวิจัยเชิงคุณภาพระบุว่านักศึกษามีทัศนคติต่อการฝึกปฏิบัติงานอยู่ในเชิงบวก ปัญหาที่พบจะเป็นปัญหาเกี่ยวกับความเบื่อหน่ายในการทำงาน และความแตกต่างในการบริหารจัดการพนักงานของหัวหน้างาน

จะเห็นได้ว่าการฝึกงานนั้น มีข้อบังคับในหลักสูตรต่าง ๆ หลากหลายสาขาจำนวนมาก และต้องมีการประเมินผลการฝึกงานอย่างจริงจัง เพื่อให้ทราบถึงผลสัมฤทธิ์ของการฝึกงาน นำข้อมูลมาปรับปรุงพัฒนาการฝึกงานในปีต่อไปให้ดียิ่งขึ้น

3. วิธีการศึกษา

3.1 กลุ่มประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

นักศึกษาทุกคนของหลักสูตรสาขาวิศวกรรมโยธาจะต้องลงทะเบียนรายวิชาฝึกงานภาคฤดูร้อน อีกทั้งทุกคนจะต้องผ่านการประเมิน ดังนั้นการศึกษานี้จึงไม่มีความจำเป็นต้องสุ่มตัวอย่าง (**Sample**) แต่สามารถใช้จำนวนประชากร (**Population**) ทั้งหมดของนักศึกษาที่ลงทะเบียนฝึกงานเป็นเป้าหมายในการสำรวจรวบรวมข้อมูลได้โดยตรง ซึ่งจากสถิติข้อมูลการ

ลงทะเบียนของฝ่ายการศึกษา คณะวิศวกรรมศาสตร์ พบว่ามีจำนวนนักศึกษาลงทะเบียนรายวิชาฝึกงานทั้งสิ้น 67 คน ในปีการศึกษา 2561

3.2 ข้อมูล

3.2.1 แหล่งข้อมูล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ควบคุมดูแลการประเมินผลสัมฤทธิ์ของการฝึกงานในภาพรวมระดับคณะฯ โดยเป็นผู้กำหนดแบบประเมินมาตรฐานสำหรับใช้ร่วมกันระหว่างนักศึกษาฝึกงานของทั้ง 6 ภาควิชาในสังกัดคณะวิศวกรรมศาสตร์ ได้แก่ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล ภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้า ภาควิชาวิศวกรรมชีวการแพทย์ และภาควิชาวิศวกรรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งไม่สามารถปรับปรุงเปลี่ยนแปลงแก้ไขได้ นอกจากจะต้องเป็นฉันทามติของการประชุมร่วมระหว่างคณะกรรมการของภาควิชาฯ ทั้ง 6 แห่ง และคณะวิศวกรรรมศาสตร์ การศึกษาวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของการพัฒนางานวิจัยจากงานประจำ (Routine to Research, R2R) จึงใช้ข้อมูลจากแบบสอบถามภาคบังคับมาเป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์ผล ทั้งนี้จะแสดงผลเพียงจำนวนนับ เปอร์เซ็นต์ และค่าสถิติพื้นฐานที่ไม่แสดงตัวตนของนักศึกษาและผู้ให้ข้อมูล เพื่อไม่เป็นการละเมิดสิทธิส่วนบุคคลแต่อย่างใด

3.2.2 ลักษณะของข้อมูล

ข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์จึงเป็นการใช้ฐานข้อมูลจากรายงานผลการฝึกงานภาคการศึกษาฤดูร้อน ประจำปีการศึกษา 2561 ของนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาชั้นปีที่ 3 คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน

ส่วนที่หนึ่งเป็นแบบประเมินผลการตรวจเยี่ยมนักศึกษาฝึกงานโดยคณาจารย์ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล เป็นผู้ประเมิน จำนวน 9 ด้าน ได้แก่ 1) การบรรลุผลสำเร็จตามข้อตกลงของการฝึกงาน 2) คุณภาพของงาน 3) ความสามารถในการเรียนรู้ 4) ความคิดริเริ่มและความสามารถในการสร้างสรรค์ 5) บุคลิกภาพส่วนตัว 6) เป็นผู้ที่ไว้วางใจได้ 7) ความตรงต่อเวลาของการฝึกงาน 8) ความสามารถร่วมงานกับองค์กร และ 9) ความรับผิดชอบต่องานที่ผู้บังคับบัญชามอบหมาย แต่ละด้านมีคะแนนเต็ม 6 คะแนน รวมทั้งหมด 9 ด้าน คะแนนเต็มรวม 54 คะแนน ในที่นี้จะเรียกการประเมินโดยคณาจารย์ว่าเป็นมุมมองของผู้ผลิตนักศึกษา

ส่วนที่สองเป็นแบบประเมินผลนักศึกษาฝึกงานโดยผู้ควบคุมของสถานประกอบการที่นักศึกษาได้เข้าไปฝึกงานภาคฤดูร้อนเป็นผู้ประเมิน ในที่นี้จะเรียกการประเมินโดยคณาจารย์ว่าเป็นมุมมองของผู้บริโภคหรือผู้ใช้บัณฑิตในอนาคต ประกอบด้วย 18 ด้าน ด้านละ 10 คะแนน จำนวน 2 ด้าน และด้านละ 5 คะแนน จำนวน 16 ด้าน คะแนนรวมทั้งสิ้น 100 คะแนน ด้านของการประเมิน ประกอบด้วย 1) ปริมาณงาน 2) คุณภาพงาน 3) ความรู้ 4) ความสามารถทางวิชาการ 5) ความสามารถในการเรียนรู้และประยุกต์วิชาการ 6) ความรู้ความชำนาญด้านปฏิบัติการ 7) วิจารณญาณและการตัดสินใจ 8) การจัดการและวางแผน 9) ทักษะการสื่อสาร 10) การพัฒนาด้านภาษาและวัฒนธรรมต่างประเทศ 11) ความเหมาะสมต่อตำแหน่งที่ได้รับมอบหมาย 12) ความรับผิดชอบและเป็นผู้ที่ไว้วางใจได้ 13) ความสนใจ อุตสาหะในการทำงาน 14) ความสามารถเริ่มต้นทำงานได้ด้วยตนเอง 15) การตอบสนองต่อการสั่งการ 16) บุคลิกภาพและการวางตัว 17) มนุษยสัมพันธ์ 18) ความมีระเบียบวินัย และ 19) การปฏิบัติตามวัฒนธรรมขององค์กร คุณธรรมและจริยธรรม

3.2.3 ช่วงเวลาการประเมินผลการฝึกงาน

จากฐานข้อมูลพบว่าคณาจารย์และผู้ควบคุมของสถานประกอบการประเมินผลการฝึกงานไว้ ระหว่างวันที่ 3 มิถุนายน พ.ศ. 2562 ถึงวันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ. 2562 จำนวน 67 ชุด (นักศึกษาฝึกงานทั้งสิ้น 67 คน)

3.2.4 วิธีการวิเคราะห์ข้อมูล

ฐานข้อมูลทั้งหมดถูกบันทึกด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และนำมาวิเคราะห์โดยใช้วิธีทางสถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics) แสดงผลในภาพรวมเป็นจำนวนนับ อัตราส่วน หรือเปอร์เซ็นต์ ไม่มีการระบุตัวตนของนักศึกษาและผู้ประเมินแต่อย่างใด ตัวอย่างของค่าสถิติที่ใช้ เช่น ค่าน้อยที่สุด ค่ามากที่สุด มัธยฐาน ค่าฐานนิยม ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และกราฟต่าง ๆ เป็นต้น

4. ผลการศึกษา

4.1 ลักษณะของกลุ่มประชากร

จำนวนประชากรทั้งหมดของนักศึกษาภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม ที่ลงทะเบียนวิชาฝึกงานและออกฝึกงานทั้งหมดประจำภาคการศึกษาฤดูร้อน ปีการศึกษา 2561 ซึ่งประกอบนักศึกษาชั้นปีที่ 3 เป็นส่วนมาก และมีนักศึกษาชั้นปีที่ 4 บางส่วน จำนวนรวมทั้งสิ้น 67 คน ตารางที่ 4.1 จำแนกกลุ่มประชากรออกได้เป็นเพศชาย 64.2 % และเพศหญิง 35.8 % มีข้อน่าสังเกตว่า ปัจจุบันผู้หญิงให้ความสนใจมาเรียนสาขาวิศวกรรมโยธาเป็นจำนวนมากขึ้นกว่าแต่ก่อน

ตารางที่ 4.1 กลุ่มประชากรนักศึกษาฝึกงานประจำปีการศึกษา 2561 จำแนกตามเพศ

เพศ	จำนวน (คน)	%
ชาย	43	64.2
หญิง	24	35.8
รวม	**67**	**100.0**

นักศึกษาส่วนมากเลือกฝึกงานกับบริษัทจำกัด (40%) และ บริษัทจำกัด (มหาชน) (39%) หมายความว่า บริษัทที่มีขนาดใหญ่ยังคงได้รับความนิยมจากนักศึกษาเลือกเป็นสถานที่ฝึกงาน อาจเป็นเพราะนักศึกษาคาดการณ์ว่าถ้าเลือกฝึกงานกับบริษัท จำกัด (มหาชน) หรือ บริษัท จำกัด จะทำให้ดูน่าเชื่อถือ และมีผลตอบแทนให้อย่างแน่นอน ซึ่งเป็นประเด็นน่าสนใจในการทำการศึกษาต่อไปให้ทราบแน่ชัดถึงเหตุผลที่เลือกฝึกงานกับ

บริษัทขนาดใหญ่ ส่วนราชการและรัฐวิสาหกิจได้รับความนิยมน้อยกว่า จากการสังเกตพบว่านักศึกษาเลือกเพราะว่าทำเลที่ตั้งอาจจะอยู่ในภูมิลำเนาใกล้บ้าน จึงวางแผนจะกลับไปฝึกงานในภูมิลำเนาของตนเองระหว่างช่วงฤดูร้อนด้วย ตารางที่ 4.2 แสดงผลกลุ่มประชากรจำแนกตามประเภทของสถานที่ฝึกงาน

ตารางที่ 4.2 กลุ่มประชาการจำแนกตามสถานที่ฝึกงาน

ประเภทของสถานที่ฝึกงาน	จำนวน (คน)	%
บริษัท จำกัด	26	40
บริษัท จำกัด (มหาชน)	30	39
ราชการ	10	15
รัฐวิสาหกิจ	1	6
รวม	67	100

จากฐานข้อมูล กลุ่มตัวอย่างนักศึกษา 67 คน พบว่านักศึกษาเลือกสถานที่ฝึกงานเป็นลักษณะธุรกิจประเภทรับเหมาก่อสร้าง 43% การพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ 24% ออกแบบและควบคุมงานก่อสร้างหรือบริหารโครงการ 6% และมีหน่วยงานของรัฐบาล 21% ส่วนธุรกิจขายวัสดุก่อสร้างหรือเครื่องมือไม่มีผู้ไปฝึกงานคิดเป็น 0% ไม่ทราบแน่ชัดว่าเหตุใดนักศึกษาจึงเลือกฝึกงานในธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง และพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ แต่เป็นไปได้ว่านักศึกษาเลือกเช่นนั้น คงเป็นเพราะว่าตรงกับสาขาวิศวกรรมโยธาที่เรียนมากที่สุด และคิดว่าจะสามารถฝึกงานได้ ส่วนธุรกิจประเภทออกแบบและควบคุมงานก่อสร้างหรือบริหารโครงการอาจจะมีความยากเกินไป หรือมีพื้นฐานความรู้ไม่เพียงพอ ทำให้มีนักศึกษาเลือกไปฝึกงานเป็นจำนวนค่อนข้างน้อย การเลือกลักษณะธุรกิจที่จะไปฝึกงานเป็นประเด็นที่น่าสนใจศึกษาต่อไปอีกเช่นกัน ซึ่งจะทำให้ทราบได้ว่าความสนใจของนักศึกษาเป็นอย่างไร เพราะเหตุใด

ตารางที่ 4.3 กลุ่มประชากรจำแนกตามลักษณะธุรกิจ

ลักษณะของธุรกิจ	จำนวน (คน)	%
รับเหมาก่อสร้าง	29	43
พัฒนาอสังหาริมทรัพย์	16	24
ออกแบบ	4	6
ควบคุมงานก่อสร้างหรือบริหารโครงการ	4	6
ขายวัสดุก่อสร้างหรือเครื่องมือ	0	0
หน่วยงานของรัฐบาล	14	21
รวม	**67**	**100**

4.2 คะแนนการประเมินโดยคณาจารย์

จากฐานข้อมูลรายงานผลการฝึกงาน ประจำภาคการศึกษาฤดูร้อน ปีการศึกษา 2561 บันทึกข้อมูลระหว่างวันที่ 3 มิถุนายน พ.ศ. 2562 ถึงวันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ. 2562 มีคณาจารย์ทำหน้าที่กรรมการตรวจเยี่ยมนักศึกษา เพื่อประเมินผลการฝึกงาน รวมทั้งสิ้น 14 คน ตามแบบฟอร์มมาตรฐานที่คณะวิศวกรรมศาสตร์กำหนดขึ้น จำนวน 9 ด้าน ด้านละ 6 คะแนน ดังที่อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 3.2.2 ผลลัพธ์คะแนนการประเมินแสดงไว้ในในตารางที่ 4.4

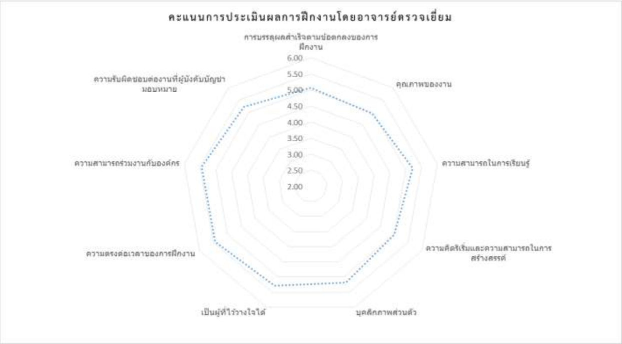
ตารางที่ 4.4 คะแนนการประเมินโดยอาจารย์ตรวจเยี่ยม

หัวข้อการประเมิน	น้อยที่สุด	มากที่สุด	ค่ามัธยฐาน	ค่าฐานนิยม	ค่าเฉลี่ย	% ค่าเฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
การบรรลุผลสำเร็จตามข้อตกลงของการฝึกงาน	4.00	6.00	5.00	5.00	5.06	84.33	0.76
คุณภาพของงาน	4.00	6.00	5.00	5.00	4.96	82.71	0.72
ความสามารถในการเรียนรู้	2.00	6.00	5.00	6.00	5.22	87.06	0.88
ความคิดริเริ่มและความสามารถในการสร้างสรรค์	4.00	6.00	5.00	4.00	5.00	83.33	0.86
บุคลิกภาพส่วนตัว	4.00	6.00	5.00	5.00	5.19	86.44	0.68
เป็นผู้ที่ไว้วางใจได้	4.00	6.00	5.00	5.00	5.29	88.18	0.69
ความตรงต่อเวลาของการฝึกงาน	2.00	6.00	6.00	6.00	5.45	90.80	0.90
ความสามารถร่วมงานกับองค์กร	4.00	6.00	6.00	6.00	5.46	91.04	0.62
ความรับผิดชอบต่องานที่ผู้บังคับบัญชามอบหมาย	2.00	6.00	5.00	6.00	5.23	87.19	0.92
รวม	**36**	**54**	**47**	**54**	**46.87**	**86.79**	**4.95**

หมายเหตุ: กลุ่มนักศึกษาจำนวน 67 คน ให้คะแนนเต็มข้อละ 6 คะแนน

ตารางที่ 4.4 คณาจารย์ประเมินว่านักศึกษาฝึกงานมีคะแนนเฉลี่ยสูงสุดในด้านความสามารถร่วมงานในองค์กร (5.45 คะแนน) และความตรงต่อเวลาของการฝึกงาน (5.45 คะแนน) ด้านที่ได้คะแนนประเมินเฉลี่ยจากคณาจารย์น้อยที่สุด คือ คุณภาพของงาน (4.96 คะแนน) และความคิดริเริ่มและความสามารถในการสร้างสรรค์ (5.00 คะแนน) อย่างไรก็ตาม นักศึกษาฝึกงานได้คะแนนเฉลี่ยทุกด้านสูงกว่า 80% และเมื่อสังเกตค่ามัธยฐานและค่าฐานนิยมของคะแนนการประเมินพบว่า นักศึกษาฝึกงานจากภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อมได้คะแนนไม่ต่ำกว่า 5 (จากคะแนนเต็ม 6 คะแนน) และได้คะแนนเต็ม 6 ในหลายด้าน

รูปที่ 1 นำคะแนนเฉลี่ยการประเมินทั้ง 9 ด้านมาวาด Radar Chart เพื่อแสดงผลให้จุดอ่อนและจุดแข็งแต่ละด้านได้ชัดเจนยิ่งขึ้น จะได้เห็นได้ว่ากลุ่มประชากรมีจุดแข็งได้คะแนนเฉลี่ยการประเมินเรื่องความตรงต่อเวลาและความสามารถร่วมงานกับองค์กรค่อนข้างสูงเกือบเต็มลดหลั่นกันลงมาคงเป็นเพราะนักศึกษาพยายามปฏิบัติตัวให้ถูกระเบียบข้อบังคับของสถานประกอบการที่ไปฝึกงาน เพื่อหวังว่าจะได้คะแนนประเมินระดับสูง และสามารถทำได้อย่างแน่นอน แต่นักศึกษายังขาดทักษะความรู้ในบางด้านเนื่องจากเพราะยังเรียนไม่ครบตามหลักสูตร ทำให้ได้คะแนนน้อยในส่วนของคุณภาพงาน และความคิดริเริ่มสร้างสรรค์ ซึ่งอาจถือว่าเป็นจุดอ่อนของนักศึกษาฝึกงานโดยทั่วไป



รูปที่ 1 Radar Chart คะแนนการประเมิน 9 ด้าน โดยคณาจารย์

4.3 คะแนนการประเมินโดยสถานประกอบการ

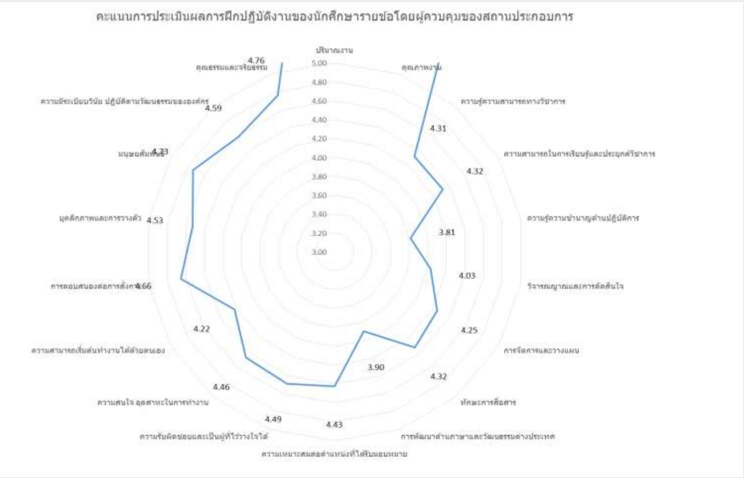
จากฐานข้อมูลรายงานผลการฝึกงาน ประจำภาคการศึกษาฤดูร้อน ปีการศึกษา 2561 วิศวกรพี่เลี้ยงหรือผู้ควบคุมการฝึกงานประจำสถานประกอบการประเมินผลการฝึกงาน ตามแบบฟอร์มมาตรฐานที่คณะวิศวกรรมศาสตร์กำหนดขึ้น จำนวน 18 ด้าน คะแนนรวมทั้งสิ้น 100 คะแนน ดังที่อธิบายอย่างละเอียดในหัวข้อ 3.2.2 ตารางที่ 4.5 แสดงผลคะแนนประเมินโดยสถานประกอบการ

ตารางที่ 4.5 คะแนนการประเมินโดยสถานประกอบการ

หัวข้อการประเมิน	คะแนนเต็ม	น้อยที่สุด	มากที่สุด	ค่ามัธยฐาน	ค่าฐานนิยม	ค่าเฉลี่ย	% ค่าเฉลี่ย	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
ปริมาณงาน	10	6	10	10	10	9.12	91.19	1.16
คุณภาพงาน	10	6	10	8	8	8.84	88.36	1.15
ความรู้ความสามารถทางวิชาการ	5	3	5	4	4	4.31	86.27	0.50
ความสามารถในการเรียนรู้และประยุกต์วิชาการ	5	3	5	4	4	4.32	86.42	0.61
ความรู้ความชำนาญด้านปฏิบัติการ	5	0	5	4	4	3.81	76.27	0.98
วิจารณญาณและการตัดสินใจ	5	3	5	4	4	4.03	80.60	0.60
การจัดการและวางแผน	5	3	5	4	4	4.25	85.07	0.64
ทักษะการสื่อสาร	5	3	5	4	4	4.32	86.42	0.66
การพัฒนาด้านภาษาและวัฒนธรรมต่างประเทศ	5	0	5	4	4	3.90	77.91	1.05
ความเหมาะสมต่อตำแหน่งที่ได้รับมอบหมาย	5	3	5	4	4	4.43	88.51	0.58
ความรับผิดชอบและเป็นผู้ที่ไว้วางใจได้	5	3	5	5	5	4.49	89.70	0.58
ความสนใจ อุตสาหะในการทำงาน	5	3	5	5	5	4.46	89.25	0.61
ความสามารถเริ่มต้นทำงานได้ด้วยตนเอง	5	3	5	4	4	4.22	84.48	0.67
การตอบสนองต่อการสั่งการ	5	3	5	5	5	4.66	93.13	0.51
บุคลิกภาพและการวางตัว	5	3	5	5	5	4.53	90.60	0.58
มนุษยสัมพันธ์	5	3	5	5	5	4.73	94.63	0.54
ความมีระเบียบวินัย ปฏิบัติตามวัฒนธรรมขององค์กร	5	3	5	5	5	4.59	91.79	0.58
คุณธรรมและจริยธรรม	5	3	5	5	5	4.76	95.22	0.46
รวม	**100**							

หมายเหตุ: กลุ่มนักศึกษาจำนวน 67 คน

เมื่อพิจารณาคอลัมน์เปอร์เซ็นต์ ค่าเฉลี่ย ในตารางที่ 4.5 จะเห็นว่าสถานประกอบการให้คะแนนประเมินต่ำกว่า 80% ในสองด้าน ได้แก่ ความรู้ความชำนาญด้านการปฏิบัติการ (76.27%) และการพัฒนาด้านภาษาและวัฒนธรรมต่างประเทศ (77.91 %) ซึ่งอาจจะถือได้ว่าเป็นจุดอ่อนของนักศึกษาฝึกงานที่ต้องพัฒนาต่อไป สถานประกอบการให้คะแนนเฉลี่ยค่อนข้างสูงในด้านคุณธรรมและจริยธรรม (95.22%) มนุษยสัมพันธ์ (94.63%) และการตอบสนองต่อการสั่งการ (93.13%)



รูปที่ 2 Radar Chart คะแนนการประเมิน 18 ด้าน โดยสถานประกอบการ

จากรูปที่ 2 Radar Chart จะได้เห็นได้ว่ากลุ่มนักศึกษาฝึกงานได้คะแนนเฉลี่ยการประเมินจากสถานประกอบการด้านคุณธรรมและจริยธรรม (95.22%) มนุษยสัมพันธ์ (94.63%) และการตอบสนองต่อการสั่งการ (93.13%) ค่อนข้างสูง ทักษะที่จำเป็นต่อการประกอบวิชาชีพ อาทิเช่น ความรู้ความชำนาญในการปฏิบัติงาน การพัฒนาด้านภาษาอังกฤษ วิจารณญาณการตัดสินใจ การวางแผนการทำงาน ได้คะแนนลดหลั่นลงมาตามลำดับ ซึ่งน่าจะเป็นเพราะว่านักศึกษาได้เรียนรู้เฉพาะทางด้านทฤษฎีเป็นหลัก ยังไม่มีประสบการณ์ภาคสนาม เป็นการออกไปฝึกงานภายนอกเป็นครั้งแรก

5. สรุปและข้อเสนอแนะ

จากการวิเคราะห์ข้อมูลต่าง ๆ ทั้งหมดนี้ สามารถสรุปได้ว่า ในมุมมองของทั้งอาจารย์ผู้ตรวจเยี่ยม ซึ่งเป็นฝ่ายผู้ผลิต และในมุมมองของสถานประกอบการซึ่งเป็นผู้บริโภค มีความคิดเห็นที่หลากหลาย จากผลการวิจัยพบว่านักศึกษาที่ต้องออกไปฝึกงานจะพยายามปฏิบัติตามกฎระเบียบของสังคมได้ดี มีมนุษย์สัมพันธ์ที่ดี สามารถปรับตัวเข้ากับสังคมภายนอกได้ แต่สิ่งที่อาจจะยังไม่สมบูรณ์ คือ ความรู้ ความชำนาญ ความเชี่ยวชาญในสายอาชีพ นั่นคงเป็นเพราะการเรียนการสอนในห้องเรียนจะเน้นด้านทฤษฎีเป็นส่วนใหญ่ นักศึกษาไม่ได้มีโอกาสได้ฝึกปฏิบัติงาน หรือเตรียมความพร้อมก่อนไปฝึกงานอาจจะยังไม่เพียงพอ ทำให้ผลการประเมินในส่วนของผู้บริโภคอาจจะยังด้อยอยู่ในด้านดังกล่าว

อย่างไรก็ตาม งานศึกษาวิจัยนี้อาจจะมีข้อมูลไม่มากนัก แต่ทำให้พอทราบได้ว่าภาควิชาฯ ในฐานะผู้ผลิตบัณฑิตวิศวกรรมโยธา ควรจะพัฒนานักศึกษาในด้านใดเพิ่มเติมขึ้นเป็นพิเศษบ้างเพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมให้นักศึกษามีความสามารถออกไปฝึกงานภาคสนามเรียนรู้จากการทำงานจริงได้อย่างมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้น และยังทำให้ทราบถึงความต้องการของสถานประกอบการในฐานะผู้ใช้บัณฑิต (ผู้บริโภค) ในอนาคตด้วยเช่นกัน เพื่อจะได้นำมาปรับปรุงกลยุทธ์วิธีการจัดการเรียนการสอนให้ทันสมัยตรงตามความต้องการของผู้บริโภคได้อย่างเหมาะสมต่อไป

6. กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้เป็นส่วนหนึ่งของผลงานวิจัยจากงานประจำ (Routine to Research) ที่ใช้ฐานข้อมูลสำเร็จรูปจากแบบประเมินมาตรฐานการฝึกงานของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ผลการวิเคราะห์เป็นเพียงตัวเลขภาพรวม จำนวนนับ และค่าเปอร์เซ็นต์ ไม่เปิดเผยตัวตนของผู้ประเมินและนักศึกษาฝึกงานอย่างใด ผู้วิจัยขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ผู้รวบรวมฐานข้อมูลรายงานผลการฝึกงานของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ทุกท่านที่กรุณาให้ข้อมูลอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งสำหรับการวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบพระคุณผู้ทรงคุณวุฒิสำหรับความคิดเห็นและข้อเสนอแนะอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อการปรับปรุงคุณภาพของบทความนี้ให้ดียิ่งขึ้น ความเห็นต่าง ๆ ในบทความนี้เป็นของผู้เขียนเท่านั้น ต้นสังกัดของผู้เขียนไม่จำเป็นต้องเห็นด้วย

7. เอกสารอ้างอิง

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม (2555). หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา หลักสูตรปรับปรุง พ.ศ. 2555 คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล.

[2] สภาวิศวกร (2558). เอกสารขั้นตอนและวิธีการรับรองมาตรฐานคุณภาพการศึกษาวิศวกรรมศาสตร์, Document Number: 01/2015, Revision Date: 7/08/2015, สภาวิศวกร, หน้า 23.

[3] พัชราวดี อักษรพิมพ์, ฑิตฐิตา สินรักษา, สลิลา วงศ์กระจ่าง (2550). ความพึงพอใจของสถานประกอบการต่อนักศึกษาฝึกงานก่อนฝึกประสบการณ์วิชาชีพจริง สาขาวิชาภาษาอังกฤษ คณะมนุษยศาสตร์และสังคมศาสตร์ มหาวิทยาลัยราชภัฏสงขลา, การประชุมวิชาการด้านมนุษยศาสตร์และสังคมศาสตร์ระดับชาติ ครั้งที่ 2, หอประชุมเฉลิมพระเกียรติ 80 พรรษา 5 ธันวาคม 2550 หน้า 359 – 371.

[4] วิไลวรรณ ศรีแสงอ่อน (2557). ศึกษาความคิดเห็นของสถานประกอบการที่มีต่อนักศึกษาฝึกงานเกี่ยวกับการประเมินผลการเรียนรู้จากประสบการณ์จริงของแผนกวิชาคอมพิวเตอร์ธุรกิจ วิทยาลัยเทคนิคลพบุรี ภาคการเรียนที่ 1 ปีการศึกษา 2557, ผลงานวิจัยของแผนกวิชาคอมพิวเตอร์ธุรกิจ วิทยาลัยเทคนิคลพบุรี.

[5] เกวรินทร์ ฉันทนะสุขศิลป์, พิมลมาศ เนตรมัย, และ กิจปฏิภาณ วัฒนประจักษ์ (2558). การศึกษาปัญหาในการฝึกปฏิบัติงานและปัจจัยซึ่งส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพการฝึกปฏิบัติงานของนักศึกษาสาขาวิชาภาษาจีนธุรกิจ สถาบันการจัดการปัญญาภิวัฒน์, Panyapiwat Journal Vol.7 No. 1 January – April 2015, หน้า 127-135.

ข้อสังเกตุเกี่ยวกับการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา กรณีศึกษาภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

Observations from Engineering Training of Civil Engineering Students A Case Study of Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University

ทัศนีย์ จันทร์เชื้อแถว[1] สมชาย ปฐมศิริ[2*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม, คณะวิศวกรรมศาสตร์, มหาวิทยาลัยมหิดล, จังหวัดนครปฐม
**Corresponding author; E-mail address: tussanee.gli@mahidol.ac.th*

บทคัดย่อ

การฝึกงานวิศวกรรม (Engineering Training) มีวัตถุประสงค์ที่จะให้นักศึกษาได้มีโอกาสเรียนรู้สภาพการทำงานจริงเพื่อเตรียมความพร้อมก่อนจะสำเร็จการศึกษาออกไปประกอบอาชีพเป็นวิศวกรโยธาในอนาคต หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ของสถาบันอุดมศึกษาไทยทุกแห่งจึงมีรายวิชาการฝึกงาน และเป็นไปตามข้อกำหนดของสภาวิศวกร บทความนี้จะดำเนินการศึกษาพฤติกรรมของนักศึกษาฝึกงานในแง่มุมต่างๆ เช่น สถานประกอบการที่เลือกไปฝึกงาน สถานที่ฝึกงานจริง ลักษณะของสถานประกอบการ ลักษณะของสถานที่ฝึกงานจริง ค่าตอบแทน เป็นต้น โดยวิเคราะห์ฐานข้อมูลการฝึกงานของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ประจำปีการศึกษา 2561 ผลการวิเคราะห์พบว่านักศึกษาส่วนใหญ่จะเลือกสถานประกอบการที่ตรงสาขา ส่วนมากนักศึกษาเป็นผู้สรรหาสถานประกอบการเอง นักศึกษามักไม่ทราบล่วงหน้าว่าสถานที่ฝึกงานจริงเป็นที่ใดและมักจะแตกต่างจากสถานประกอบการที่เลือกไว้ นักศึกษาส่วนมากฝึกงานโดยได้รับค่าตอบแทน และระบุว่าการเดินทางสะดวก ซึ่งอาจจะเป็นเพราะว่านักศึกษาได้พิจารณาเลือกสถานที่ฝึกงานเอง หรือย้ายทำเลที่ตั้งไปพักอาศัยอยู่ในพื้นที่ใกล้เคียงกับสถานที่ฝึกงานจริง ผลลัพธ์จากการศึกษา ทำให้ทราบถึงความต้องการของนักศึกษาในการเลือกสถานที่ฝึกงาน พฤติกรรมการฝึกงานของนักศึกษา ลักษณะของสถานประกอบการแต่ละแห่ง ซึ่งบอกเป็นนัยว่านักศึกษามีกระบวนการพิจารณาตัดสินใจเลือกสถานประกอบการสำหรับฝึกงานที่เหมาะสมที่สุดสำหรับตนเองโดยพิจารณาจากหลายปัจจัยประกอบกัน ผลการศึกษาวิจัยสามารถนำมาใช้ปรับปรุงกระบวนการเตรียมสถานประกอบการได้อย่างเหมาะสม เป็นการเพิ่มประสิทธิภาพการฝึกงานให้ดียิ่งขึ้น

คำสำคัญ: การฝึกงาน, นักศึกษาวิศวกรรมโยธา, สถานประกอบการ, มหาวิทยาลัยมหิดล

Abstract

Engineering training is aimed to provide students with opportunity to learn the real working condition in order to prepare them for the future career. All civil engineering curriculum in Thai universities have an engineering training course as required by the Thai Council of Engineers. This article studies the behavior of training students on many angles including the chosen organizations, the real training sites, characteristics of training organizations, characteristics of training sites and compensation. The data source is from the 2561 B.E. engineering training database, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University. The analysis results show that most students were trained in civil engineering-related organizations. They chose their own training organizations. Students did not know the training site in advance. They usually went to be trained at the different site from the chosen organization. Most students received compensation. The transportation was quite convenient, possibly because they chose their own training organizations or they relocated to stay near the training sites. The results implied that students optimizes the choice of training sites by considering combination of factors such as location and compensation. Having known the needs and behaviors of students, the study results are very useful for improving the preparation of training organizations to increase the efficiency of engineering training.

Keywords: Engineering Training, Civil Engineering Student, Industry, Mahidol University

1. บทนำ

การฝึกงานวิศวกรรม (Engineering Training) สำหรับนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา มีวัตถุประสงค์ที่จะเพิ่มพูนความรู้ทักษะการทำงานภาคสนามผสมผสานกับทฤษฎีที่เรียนรู้ได้ในห้องเรียนให้แก่นักศึกษา เป็นการเตรียมความพร้อมให้แก่นักศึกษาอย่างเป็นทางการก่อนจะสำเร็จการศึกษาออกไปประกอบอาชีพเป็นวิศวกรโยธา ดังนั้น การฝึกงานวิศวกรรมจึงเป็นสิ่งจำเป็นอย่างยิ่ง

สภาวิศวกร กำหนดให้การฝึกงานวิศวกรรม เป็นรายวิชาบังคับวิชาหนึ่งในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำหรับภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล กำหนดให้นักศึกษาชั้นปีที่ 3 จะต้องออกไปฝึกปฏิบัติการทางด้านสายงานวิศวกรรมโยธา อาทิเช่น งานวิเคราะห์คำนวณ งานออกแบบ งานควบคุมการก่อสร้าง เป็นต้น ตามสถานประกอบการ ในภาคฤดูร้อน เป็นระยะเวลาไม่น้อยกว่า 240 ชั่วโมง หรือในทางปฏิบัติใช้เวลาประมาณ 2 เดือน เพื่อเป็นการฝึกทักษะนอกชั้นเรียน เรียนรู้จากวิศวกรพี่เลี้ยงของสถานประกอบการ เป็นการเสริมประสบการณ์นอกตำราเรียน เพื่อจะได้นำไปใช้ประโยชน์ในการปฏิบัติวิชาชีพได้ต่อไปในอนาคต เมื่อสำเร็จการศึกษาไปจากภาควิชาฯ ความสำเร็จตามวัตถุประสงค์ของการฝึกงานวิศวกรรมจึงเป็นภาระความรับผิดชอบของทั้งนักศึกษา ภาควิชาฯ คณะวิศวกรรมศาสตร์ และมหาวิทยาลัย ร่วมกับสถานประกอบการ เป็นกิจกรรมที่ทำเป็นประจำทุกปี การศึกษาวิจัยนี้ จึงต้องการทราบว่ารายละเอียดของการฝึกงานที่เกิดขึ้น ในมุมมองต่างๆ เช่น นักศึกษาเลือกสถานที่ฝึกงานอย่างไร บริหารจัดการเรื่องการพักอาศัยและการเดินทางอย่างไร มีผลตอบแทนหรือไม่ ฯลฯ เพื่อที่จะได้นำผลการศึกษาวิจัยมาปรับปรุงประสิทธิภาพการฝึกงานให้สามารถตอบสนองความต้องการของนักศึกษา และสถานประกอบการ เป็นการสร้างความพึงพอใจด้วยกันทั้งสองฝ่าย

2. ทบทวนวรรณกรรม

2.1 ความสำคัญของการฝึกงาน

การฝึกงานเป็นการเสริมทักษะและประสบการณ์เพื่อเป็นการเตรียมความพร้อมสำหรับการทำงานทั้งในระหว่างการศึกษาและภายหลังจากสำเร็จการศึกษา ซึ่งความรู้และประสบการณ์ที่ได้รับในช่วงการฝึกงานจะช่วยให้นักศึกษาเห็นภาพที่แท้จริงในการทำงาน เปรียบเทียบกับทฤษฎีที่เรียนจากคณาจารย์ในห้องเรียน มีความตระหนักถึงภาระหน้าที่รับผิดชอบต่อตนเอง สาขาวิชาชีพและสถาบันการศึกษา เป็นการฝึกระเบียบวินัย ความรับผิดชอบต่อหน้าที่ที่ได้รับมอบหมาย และฝึกการทำงานร่วมกับผู้อื่น และฝึกการเข้าสังคม

2.2 ความต้องการของการฝึกงาน

ตามที่หลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา กำหนดให้นักศึกษาชั้นปีที่ 3 ทุกคนที่ผ่านการเรียนในรายวิชาบังคับที่สำคัญแล้วจะต้องออกไปฝึกปฏิบัติการตามสถานประกอบการ ในช่วงฤดูร้อน เป็นระยะเวลาประมาณ 2 เดือน หรือไม่น้อยกว่า 240 ชั่วโมง เพื่อให้ครบตามข้อบังคับของหลักสูตรฯ ทั้งนี้เป็นไปตามข้อกำหนดของสภาวิศวกร [1] ซึ่งกำหนดว่าหลักสูตรฯ ต้องจัดให้มีการฝึกงานวิศวกรรม และมีโครงงานวิศวกรรมในการแก้ไขปัญหาทางวิศวกรรมที่ซับซ้อน หรือการออกแบบทางวิศวกรรมในชั้นปีที่ 4 ที่กำหนดให้นิสิตนักศึกษานำความรู้และการฝึกปฏิบัติที่เรียนมาแล้วมาใช้ควบคู่กับมาตรฐานงานทางวิศวกรรมภายใต้เงื่อนไขและข้อกำหนดงานที่เกิดขึ้นในการปฏิบัติวิชาชีพ

2.3 ปัญหาและอุปสรรคของการฝึกงาน

ศิริพร [2] ได้ศึกษาปัจจัยในการตัดสินใจเลือกสถานประกอบการในการฝึกประสบการณ์วิชาชีพของนักศึกษา โดยได้ให้คำจำกัดความว่าฝึกงาน หมายถึง การที่นักศึกษาได้นำเอาวิชาการทั้งทางภาคทฤษฎี และภาคปฏิบัติต่างๆ ที่ได้ศึกษามาแล้วนำไปปฏิบัติงานในสถานประกอบการให้ได้ผลดี และเป็นโอกาสที่จะพัฒนาบุคลิกภาพ เจตคติ ความเจริญก้าวหน้าในสาขาวิชาชีพโดยเริ่มต้นอย่างถูกต้อง เหมาะสมและที่เห็นสมควรตามที่ได้ศึกษามา

ธนัญพร [3] ได้ให้นิยามศัพท์ไว้ว่า แรงจูงใจในการทำงาน (Work Motivation) หมายถึง ปัจจัยที่มีความเกี่ยวข้องกับการปฏิบัติงานซึ่งเป็นแรงผลักดัน หรือแรงกระตุ้นให้พนักงานแสดงพฤติกรรม หรือการกระทำในการปฏิบัติงานนั้นๆ ทำให้พนักงานเกิดความมุ่งมั่น เต็มใจทำงาน ตั้งใจในการทำงานและเกิดความกระตือรือร้นในการทำงานอย่างเต็มที่ เพื่อให้งานนั้นบรรลุเป้าหมาย

ศิริวรรณ [4] ได้เคยศึกษาเรื่องปัญหาการฝึกงานและทักษะในการทำงานของนักศึกษาสาขาวิชาภาษาญี่ปุ่น มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ พบว่าก่อนที่นักศึกษาจะฝึกงาน นักศึกษาจะมีความกังวลเกี่ยวกับการวางตัวและความสัมพันธ์กับผู้ร่วมงาน รองลงมาคือ กระบวนการและระเบียบข้อบังคับในการศึกษาวิชาฝึกงาน มารยาททางธุรกิจ และกฎหมายเกี่ยวกับการทำงาน

วาสิณี และ วิรังรอง [5] ได้ศึกษาเรื่องความคาดหวังและการรับรู้เรื่องการฝึกงาน โดยตั้งสมมติฐานไว้ว่า ปัจจัยส่วนบุคคลที่ต่างกันมีผลต่อความคาดหวังเรื่องการฝึกงานที่ต่างกัน อาทิเช่น เพศ สาขาวิชา ภูมิลำเนา ค่าตอบแทน สถานที่ฝึกงานที่แตกต่างกัน

เมธินี และ อภิสิทธิ์ [6] ศึกษาเกี่ยวกับผลการฝึกงานเพื่อเสริมสร้างพฤติกรรมความมุ่งมั่นในการทำงานของนิสิตในรายวิชาฝึกงาน โดยได้ให้คำนิยามศัพท์เฉพาะไว้ว่า พฤติกรรมความมุ่งมั่นในการทำงาน หมายถึง คุณลักษณะที่นิสิตแสดงออกถึงความตั้งใจอย่างแน่วแน่ในการทำงานที่ได้รับมอบหมาย โดยการทุ่มเทกำลังกายกำลังใจในการปฏิบัติงานต่างๆ ให้สำเร็จบรรลุวัตถุประสงค์และเป้าหมายในการทำงาน พฤติกรรมที่แสดงออกได้แก่ ตั้งใจปฏิบัติหน้าที่ในการทำงานอย่างเต็มกำลังและเต็มความสามารถ อดทนและไม่ย่อท้อในการแก้ไขปัญหาอุปสรรคต่างๆ อย่างเหมาะสม มีความสนใจตั้งใจในการทำงาน ปรับปรุงและพัฒนาตนเองอยู่เสมอ

จะเห็นได้ว่า ความสำเร็จของการฝึกงาน ขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายประการรวมถึงความมุ่งมั่นตั้งใจของนักศึกษาเอง การเลือกสถานที่ฝึกงาน ความคาดหวังจากการฝึกงาน และค่าตอบแทน

3. วิธีการศึกษา

3.1 กลุ่มประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

นักศึกษาทุกคนของหลักสูตรวิศวกรรมโยธาจะต้องลงทะเบียนรายวิชาฝึกงานภาคฤดูร้อน นักศึกษาต้องเสนอข้อมูลเกี่ยวกับสถานประกอบการให้กับคณะวิศวกรรมศาสตร์พิจารณาความเหมาะสมเสียก่อน เมื่อได้รับการอนุมัติ คณะวิศวกรรมศาสตร์จะทำหนังสือส่งตัวให้กับสถานประกอบการ ดังนั้น การศึกษานี้จึงไม่มีความจำเป็นต้องสุ่มตัวอย่าง (Sample) แต่สามารถใช้จำนวนประชากร (Population) ทั้งหมดของนักศึกษาที่ลงทะเบียนฝึกงานเป็นเป้าหมายการการสำรวจรวบรวมข้อมูลได้โดยตรง ซึ่งจากสถิติข้อมูลการลงทะเบียนของฝ่ายการศึกษา คณะวิศวกรรมศาสตร์ พบว่ามีจำนวนนักศึกษาลงทะเบียนรายวิชาฝึกงานทั้งสิ้น 67 คน

3.2 ข้อมูล

3.2.1 แหล่งข้อมูล

คณะวิศวกรรมศาสตร์ ควบคุมดูแลการฝึกงานในภาพรวมระดับคณะฯ โดยเป็นผู้กำหนดแบบฟอร์มมาตรฐานบันทึกการฝึกงาน สำหรับใช้ร่วมกันระหว่างนักศึกษาฝึกงานของทั้ง 6 ภาควิชา ในสังกัดคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ได้แก่ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม ภาควิชาวิศวกรรมเครื่องกล ภาควิชาวิศวกรรมอุตสาหการ ภาควิชาวิศวกรรมไฟฟ้า ภาควิชาวิศวกรรมชีวการแพทย์ และภาควิชาวิศวกรรมคอมพิวเตอร์ ซึ่งไม่สามารถปรับปรุงเปลี่ยนแปลงแก้ไขได้ นอกจากจะต้องเป็นฉันทามติของการประชุมร่วมระหว่างคณะกรรมการของภาควิชาฯ ทั้ง 6 แห่ง และคณะวิศวกรรรมศาสตร์ การศึกษาวิจัยนี้อันเป็นส่วนหนึ่งของการพัฒนางานวิจัยจากงานประจำ (Routine to Research, R2R) จึงใช้ข้อมูลจากแบบฟอร์มภาคบังคับมาเป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์ผล ทั้งนี้จะแสดงผลเพียงจำนวนนับ เปอร์เซ็นต์ และค่าสถิติพื้นฐานที่ไม่แสดงตัวตนของนักศึกษาและสถานประกอบการ เพื่อไม่เป็นการละเมิดสิทธิส่วนบุคคลหรือส่งผลกระทบต่อบุคคลแต่อย่างใด

3.2.2 ลักษณะของข้อมูล

ข้อมูลที่นำมาวิเคราะห์จึงเป็นฐานข้อมูลจากรายงานผลการฝึกงานภาคการศึกษาฤดูร้อน ประจำปีการศึกษา 2561 ของนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธาชั้นปีที่ 3 คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล จำนวน 67 ราย ระหว่างเดือนมิถุนายน พ.ศ. 2561 ถึงเดือนกรกฎาคม พ.ศ. 2561 ซึ่งคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ได้ทำการบันทึกข้อมูลไว้ โดยเลือกข้อมูลเกี่ยวกับสถานที่ฝึกงาน เช่น ประเภทสถานที่ฝึกงาน ลักษณะของธุรกิจ ภูมิลำเนาของสถานที่ฝึกงาน รายละเอียดที่พัก และการจ่ายค่าตอบแทน เป็นต้น มาวิเคราะห์ โดยไม่อ้างถึงข้อมูลส่วนบุคคลแต่อย่างใด

3.2.3 วิธีการวิเคราะห์ข้อมูล

ฐานข้อมูลทั้งหมดถูกบันทึกด้วยโปรแกรม Microsoft Excel และนำมาวิเคราะห์โดยใช้วิธีทางสถิติเชิงพรรณนา (Descriptive Statistics) แสดงผลในภาพรวมเป็นจำนวนนับ อัตราส่วน หรือเปอร์เซ็นต์ เป็นเพียงข้อมูลสถานประกอบการ ไม่มีการระบุตัวตนของนักศึกษาแต่อย่างใด ตัวอย่างของค่าสถิติที่ใช้ เช่น ค่าน้อยที่สุด ค่ามากที่สุด มัธยฐาน ค่าฐานนิยม ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และกราฟต่างๆ เป็นต้น

4. ผลการศึกษา

4.1 ลักษณะภาพรวมของกลุ่มประชากร

ข้อมูลการฝึกงานตามผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 1 เป็นของนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธาเพศชาย จำนวน 43 คน คิดเป็น 64.2 % และนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธาเพศหญิง จำนวน 24 คน คิดเป็น 35.8 % แสดงให้เห็นว่าในปัจจุบันนักศึกษาเพศชายก็ยังคงนิยมเรียนสายวิศวกรรมโยธามากกว่าเพศหญิง ซึ่งไม่น่าประหลาดใจนัก เนื่องจากงานวิศวกรรมโยธาเป็นงานหนักสมบุกสมบัน ต้องใช้ชีวิตกลางแจ้งเป็นส่วนมาก น่าสนใจศึกษาต่อไปว่าในอนาคตจะมีแนวโน้มว่าเพศหญิงจะให้ความสนใจศึกษาเรียนด้านวิศวกรรมโยธาเพิ่มมากขึ้นหรือไม่

ตารางที่ 1 ลักษณะของกลุ่มประชากรนักศึกษาฝึกงาน จำแนกตามเพศ

เพศ	จำนวน (คน)	%
ชาย	43	64.2
หญิง	24	35.8
รวม	**67**	**100.0**

4.2 ข้อสังเกตเกี่ยวกับการฝึกงานของนักศึกษา

ผลการวิเคราะห์พบว่าหน่วยงานที่นักศึกษาเลือกที่จะไปฝึกงานมีหลายประเภท ดังจำแนกไว้ในตารางที่ 2 โดยนักศึกษาเลือกไปฝึกงาน บริษัท จำกัด (มหาชน) เป็นอันดับ 1 คิดเป็น 44.8% และรองลงมาเป็น บริษัท จำกัด คิดเป็น 38.8% นั่นอาจเป็นเพราะว่านักศึกษามั่นใจว่าบริษัทฯ จะมีความมั่นคง และมีโครงการให้สามารถเลือกฝึกงานได้หลากหลายมากกว่า และอาจหมายรวมถึงค่าตอบแทนที่อาจจะได้รับในช่วงออกฝึกงานด้วย

ตารางที่ 2 ประเภทของสถานฝึกงาน

ประเภทของสถานประกอบการ	จำนวน (คน)	%
บริษัท จำกัด	26	38.8
บริษัท จำกัด (มหาชน)	30	44.8
ราชการ	10	14.9
รัฐวิสาหกิจ	1	1.5
รวม	**67**	**100.0**

จากผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 3 พบว่าส่วนมากนักศึกษาจะเลือกสถานที่ฝึกงานในพื้นที่จังหวัดกรุงเทพฯ คิดเป็น 89.4% และไปฝึกต่างจังหวัดคิดเป็น 7.6% เนื่องจากนักศึกษาส่วนมากมีที่พักอาศัยอยู่ในเขตจังหวัดกรุงเทพมหานคร เป็นส่วนใหญ่ อาจจะเป็นบ้านพักของตนเอง หรือ

บ้านเช่า จึงนิยมเลือกสถานที่ฝึกงานที่สะดวกในการเดินทาง ประหยัดเวลาและค่าใช้จ่าย เช่นเดียวกันกับนักศึกษาบางส่วนที่มีภูมิลำเนาเดิมอยู่ต่างจังหวัดก็จะเลือกกลับไปฝึกงานในเขตจังหวัดภูมิลำเนาของตัวเอง

ตารางที่ 3 ภูมิลำเนาของสถานฝึกงาน

ทำเลที่ตั้งของสถานฝึกงาน	จำนวน (คน)	%
กรุงเทพ	59	89.4
ปริมณฑล ปทุมธานี นนทบุรี สมุทรปราการ	2	3.0
จังหวัดอื่นๆ	5	7.6
รวม	**66**	**100.0**

หมายเหตุ มีนักศึกษาไปฝึกงานจังหวัดเดียวกัน 2 คน

ในแต่ละปี เมื่อใกล้ถึงเวลาของการออกฝึกงาน ภาควิชาฯ และคณะฯ จะมีฐานข้อมูลรายชื่อสถานประกอบการที่รวบรวมได้จากการฝึกงานในอดีตของนักศึกษารุ่นก่อนๆ ให้แก่นักศึกษาได้พิจารณาเลือกตามความสมัครใจ เพื่อเป็นการอำนวยความสะดวก อย่างไรก็ตาม นักศึกษามีอิสระที่จะหาสถานประกอบการด้วยตนเองได้ ผลการวิเคราะห์ข้อมูลพบว่า ส่วนมากนักศึกษาจะเลือกหาสถานที่ฝึกงานด้วยตนเอง คิดเป็น 73.1% อาจเป็นเพราะว่านักศึกษามีข้อมูลที่ดีมีความมั่นใจว่าจะได้สถานที่ฝึกงานใกล้บ้าน เดินทางสะดวก ไม่ต้องสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายในการเดินทาง ประหยัดเวลาในการเดินทาง และเลือกสถานที่ฝึกงานที่ได้รับเงินค่าตอบแทนได้ ส่วนนักศึกษาที่เลือกสถานที่ฝึกงานจากโควต้าของคณะฯ ก็อาจเป็นเพราะว่ามั่นใจว่าต้องได้ที่ฝึกงานอย่างแน่นอน ไม่ต้องเสียเวลาไปหาที่ฝึกงานเอง ถึงแม้จะไม่ได้ค่าตอบแทนก็ตาม ตารางที่ 4 แสดงพฤติกรรมการเลือกสถานที่ประกอบการสำหรับการฝึกงานของนักศึกษา

ตารางที่ 4 พฤติกรรมการเลือกสถานประกอบการสำหรับการฝึกงาน

การเลือกสถานประกอบการ	จำนวน (คน)	%
เลือกจากโควต้าของคณะ	18	26.9
นักศึกษาหาที่ฝึกงานเอง	49	73.1
รวม	**67**	**100.0**

อาจกล่าวได้ว่า ค่าตอบแทน เป็นปัจจัยสำคัญที่นักศึกษาใช้ตัดสินใจเลือกสถานที่ฝึกงาน เนื่องจากนักศึกษามักจะมีข้อมูลในอดีตมาจากนักศึกษารุ่นพี่ก่อนหน้านี้ว่าสถานประกอบการแห่งใดให้ค่าตอบแทนเท่าไร ตารางที่ 5 เป็นผลการวิเคราะห์การได้รับค่าตอบแทนจากการฝึกงาน ซึ่งนักศึกษาร้อยละ 73.1 % ได้รับค่าตอบแทนจากสถานประกอบการ คำนวณโดยค่าเฉลี่ย ได้รับวันละประมาณ 178 บาท ทั้งนี้เพราะนักศึกษาส่วนใหญ่มักเลือกสถานที่ฝึกงานเป็นบริษัทเอกชน ซึ่งมีผลกระกอบการดี สามารถจ่ายค่าตอบแทนให้นักศึกษาได้ และมีบางส่วนที่ไม่ได้รับค่าตอบแทนคิดเป็น 26.9% โดยมากจะเป็นฝึกงานกับหน่วยงานราชการ ซึ่งไม่มีงบประมาณสำหรับจ่ายค่าตอบแทนให้กับนักศึกษาฝึกงาน

ตารางที่ 5 ค่าตอบแทนจากการฝึกงาน

ค่าตอบแทนฝึกงาน	จำนวน (คน)	%	ค่าเฉลี่ย (บาท/วัน)
ได้รับ	49	73.1	178
ไม่ได้รับ	18	26.9	
รวม	**67**	**100.0**	

สถานที่ฝึกงานสาขาวิศวกรรมโยธามักจะเป็นหน่วยงานก่อสร้าง (Site) ซึ่งกระจัดกระจายโดยทั่วไป บางครั้งการเดินทางไปยังหน่วยงานก่อสร้างที่อยู่ห่างไกล เป็นปัญหาและอุปสรรคสำหรับนักศึกษา ผลการวิเคราะห์ในตารางที่ 6 พบว่าสถานที่พักระหว่างการฝึกงานของนักศึกษา ส่วนใหญ่จะพักที่บ้านของตัวเองเป็นอันดับแรก คิดเป็น 64.2% และรองลงมาคือพักอยู่หอพักเดิม คิดเป็น 17.9% อาจกล่าวได้ว่า นักศึกษาไม่จำเป็นต้องโยกย้ายที่พักอาศัยไปใกล้กับหน่วยงานก่อสร้าง แต่เลือกหน่วยงานก่อสร้างที่อยู่ใกล้กับที่พักอาศัยประจำของตนเอง ซึ่งคงเนื่องมาจากนักศึกษาได้วางแผนไว้ตั้งแต่ตอนเลือกสถานที่ที่จะไปฝึกงานตั้งแต่แรกแล้ว เพื่อจะได้ไม่ต้องกังวลเรื่องการเดินทางไป-กลับในระหว่างฝึกงาน และประหยัดค่าใช้จ่ายได้อีกด้วย มีส่วนน้อยสุด คิดเป็น 7.5% ที่มีความจำเป็นต้องไปหาที่พักเป็นบ้านเช่าใกล้กับหน่วยงานก่อสร้างเอง น่าจะเป็นเพราะว่าสถานประกอบการที่นักศึกษาเลือกไปฝึกงานบางแห่ง ไม่ได้แจ้งไว้ก่อนล่วงหน้าว่าจะให้ไปทำงานที่หน่วยงานก่อสร้างใด ทำให้นักศึกษาต้องไปหาที่พักที่ใกล้กับหน่วยงานก่อสร้างเอง และต้องยอมเสียค่าใช้จ่ายในส่วนนี้เองเพื่อให้การฝึกงานไม่มีปัญหาเรื่องการเดินทาง

ตารางที่ 6 ที่พักระหว่างการฝึกงาน

สถานที่พักระหว่างฝึกงาน	จำนวน (คน)	%
บ้านตัวเอง	43	64.2
พักที่บ้านเช่าใกล้หน่วยงาน	5	7.5
ที่พักของหน่วยงานที่ไปฝึก	7	10.4
หอพักเดิม	12	17.9
รวม	**67**	**100.0**

เมื่อพิจารณาข้อมูลเชิงคุณภาพที่บันทึกไว้ในระบบฐานข้อมูลเกี่ยวกับลักษณะงานที่นักศึกษาได้รับมอบหมายให้ทำระหว่างช่วงระยะเวลาที่ฝึกงานจากรายงานการฝึกงานประจำวัน พบว่า ความถี่ซึ่งพบบ่อยที่สุดเกือบทั้งหมดเป็นงานที่เกี่ยวข้องกับการควบคุมการก่อสร้างโครงการ รองลงมาคือ งานวิเคราะห์ออกแบบและคำนวณ ส่วนมากเป็นงานทางด้านวิศวกรรมการก่อสร้าง (Construction Engineering) และวิศวกรรมโครงสร้าง (Structural Engineering) มีนักศึกษาบางส่วนฝึกงานด้านวิศวกรรมปฐพีบ้าง เช่น งานเสาเข็ม และงานฐานราก

อาจกล่าวได้ว่า นักศึกษามีกระบวนการพิจารณาตัดสินใจที่เป็นระบบคำนึงถึงปัจจัยหลายประการประกอบกัน ก่อนสรุปตัดสินใจว่าจะไปฝึกงานวิศวกรรมโยธากับสถานประกอบการแห่งใด จึงปรากฏว่านักศึกษาส่วนมาก

เป็นฝ่ายเลือกสถานประกอบการด้วยตนเอง และมักจะได้รับค่าตอบแทนจากการฝึกงานด้วย อีกทั้งไม่ต้องโยกย้ายที่พัก ยังสามารถพักอาศัยอยู่ที่บ้านตนเอง หรือหอพักเดิมได้ ลักษณะงานที่ทำเป็นวิศวกรรมโยธาด้านวิศวกรรมการก่อสร้างและวิศวกรรมโครงสร้างเป็นส่วนมาก เป็นที่น่าดีใจว่านักศึกษาวิศวกรรมโยธาได้สถานที่ฝึกงานที่ดีในแง่ทำเลที่ตั้งและค่าตอบแทน

5. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

บทความนี้เป็นผลของการศึกษาวิเคราะห์ข้อมูลจากงานประจำนำไปสู่งานวิจัย (Routine to Research) อันเป็นประโยชน์ต่อการปรับปรุงการฝึกงานตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล โดยการใช้ข้อมูลที่บันทึกโดยแบบฟอร์มมาตรฐานของคณะวิศวกรรมศาสตร์เป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์ด้วยวิธีการทางสถิติรายงานผลจำนวนนับและค่าเปอร์เซ็นต์ที่สำคัญ จากการวิเคราะห์ข้อมูลต่างๆ ทั้งหมด สามารถสรุปได้ว่านักศึกษาส่วนใหญ่จะค้นหาสถานประกอบการเพื่อการฝึกงานเอง และนักศึกษาจะไม่สามารถทราบล่วงหน้าว่าสถานที่ฝึกงานจริงเป็นที่ใด และจะได้รับค่าตอบแทนหรือไม่ ดังนั้นนักศึกษาจึงมีความพยายามในการที่จะค้นหาที่ฝึกงานให้ได้ตรงตามความต้องการของแต่ละคน ทั้งด้านสายงาน ที่พัก ค่าตอบแทนที่คุ้มค่า และก็มีบางส่วนที่ไม่ได้คำนึงถึงเรื่องนี้ หากแต่เต็มใจที่จะเลือกสถานที่ฝึกงานซึ่งทางคณะฯ ได้เตรียมรายชื่อไว้ให้ เนื่องจากมั่นใจว่าจะต้องได้ที่ฝึกงานแน่นอนกว่า

ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่านักศึกษาฝึกงานของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยมหิดล ประจำปีการศึกษา 2561 มีกระบวนการตัดสินใจที่รอบคอบ ศึกษาข้อมูลเบื้องต้นมาพอสมควรคำนึงถึงประโยชน์สูงสุดให้กับตนเอง ผลบวกที่เห็นได้ชัดเจนคือ ทำเลที่ตั้งของสถานที่ฝึกงานที่ไม่ไกลจากที่พักอาศัย และฝึกงานโดยได้รับค่าตอบแทน เฉลี่ยวันละ 178 บาท

แม้ว่างานศึกษาวิจัยนี้ ใช้ข้อมูลการฝึกงานประจำปีการศึกษา 2561 เพียงปีเดียว แต่ก็เพียงพอจะช่วยให้ทราบได้ว่านักศึกษามีความต้องการอย่างไรบ้างสำหรับเรื่องการออกฝึกงานวิศวกรรม ทำให้สามารถนำมาปรับปรุงและพัฒนากระบวนการจัดการเรียนการสอนรายวิชาฝึกงานวิศวกรรมเพื่อให้ตรงตามความต้องการของนักศึกษาได้ต่อไปในอนาคต

6. กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้เป็นส่วนหนึ่งของผลงานวิจัยจากงานประจำ (Routine to Research) ที่ใช้ฐานข้อมูลสำเร็จรูปจากแบบประเมินมาตรฐานการฝึกงานของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ผลการวิเคราะห์เป็นเพียงตัวเลขภาพรวม จำนวนนับ และค่าเปอร์เซ็นต์ ไม่เปิดเผยตัวตนของผู้ประเมินและนักศึกษาฝึกงานแต่อย่างใด ผู้วิจัยขอขอบคุณเจ้าหน้าที่ผู้รวบรวมฐานข้อมูลรายงานผลการฝึกงานของคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ทุกท่านที่กรุณาให้ข้อมูลอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งสำหรับการวิจัยในครั้งนี้ ขอขอบคุณผู้บังคับบัญชาของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม และเพื่อนร่วมงานที่กรุณาให้การสนับสนุนและส่งเสริมการทำวิจัยนี้อย่างดีเยี่ยม และขอขอบพระคุณผู้ทรงคุณวุฒิสำหรับความคิดเห็นและข้อเสนอแนะอันเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อการปรับปรุงคุณภาพของบทความนี้ให้ดียิ่งขึ้น ความเห็นต่างๆ ในบทความนี้เป็นของผู้เขียนเท่านั้น ต้นสังกัดของผู้เขียนไม่จำเป็นต้องเห็นด้วย

7. เอกสารอ้างอิง

[1] สภาวิศวกร (2558). เอกสารขั้นตอนและวิธีการรับรองมาตรฐานคุณภาพการศึกษาวิศวกรรมศาสตร์, Document Number: 01/2015, Revision Date: 7/08/2015, สภาวิศวกร, หน้า 23.

[2] ศิริพร เจริญศรีวิริยะกุล (2559). การศึกษาปัจจัยในการตัดสินใจเลือกสถานประกอบการในการฝึกประสบการณ์วิชาชีพของนักศึกษาคณะเทคโนโลยีคหกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี, รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์, หน้าที่ 5.

[3] ธนัญพร สุวรรณคาม (2559). ปัจจัยด้านแรงจูงใจในการทำงาน ความพึงพอใจในงาน ที่ส่งผลต่อความผูกพันต่อองค์การของพนักงานธนาคารพาณิชย์แห่งหนึ่ง, วิทยานิพนธ์ (ศศ.ด. สาขาวิชาจิตวิทยาอุตสาหกรรมและองค์การ) มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[4] ศิริวรรณ มุนินทรวงศ์ (2561). ปัญหาการฝึกงานและทักษะในการทำงานของนักศึกษาสาขาวิชาภาษาญี่ปุ่น มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, วารสารเครือข่ายญี่ปุ่นศึกษา ฉบับพิเศษ ปีที่ 8, ฉบับที่ 3, หน้า 206-218.

[5] วาสินี มหาพีราภรณ์ และ วิรงรอง มีศรีสุข (2555). ความคาดหวังและการรับรู้เรื่องการฝึกงานของนักศึกษาในหลักสูตรสาขาวิชาการจัดการธุรกิจทั่วไป มหาวิทยาลัยศิลปากร, วิทยานิพนธ์ บธ.บ. (การจัดการ) มหาวิทยาลัยศิลปากร.

[6] เมธินี วงศ์วานิช รัมภกาภรณ์ และอภิสิทธิ์ เวชชาชีวะ (2558), ผลการฝึกงานเพื่อเสริมสร้างพฤติกรรมความมุ่งมั่นในการทำงานของนิสิตในรายวิชาฝึกงานของสาขาวิชาธุรกิจและคอมพิวเตอร์ศึกษาคณะศึกษาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, วารสารศึกษาศาสตร์ปริทัศน์ ปีที่ 32 ฉบับที่ 2, หน้า 55-64.

ผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

Effectiveness of the Production of Master Graduates in Environmental Engineering and Water Resources (International Program) at the Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University

สุลินดา นวลประสงค์[1,*] และ สมชาย ปฐมศิริ[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล จ.นครปฐม
**Corresponding author; E-mail address: sulinda.nul@mahidol.ac.th*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันมีหลากหลายสถาบันทั้งในและต่างประเทศเปิดสอนระดับปริญญาโท สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ รวมทั้งมหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งเปิดการเรียนการสอนมาตั้งแต่ปีการศึกษา 2548 การศึกษานี้ต้องการศึกษาประเมินผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านนี้ โดยใช้ข้อมูลกลุ่มตัวอย่างมหาบัณฑิตซึ่งสำเร็จการศึกษาระหว่างปีการศึกษา 2553 – 2562 จากหลักสูตรวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล วิเคราะห์โดยใช้วิธีสถิติเชิงพรรณา ผลการวิเคราะห์พบว่า มหาบัณฑิตเกือบทั้งหมดไม่สามารถสำเร็จการศึกษาได้ภายในระยะเวลา 2 ปี ตามเกณฑ์ที่กำหนดไว้ในหลักสูตร กลุ่มนักศึกษาต่างชาติมีผลการเรียนดีกว่าและใช้ระยะเวลาการศึกษาสั้นกว่ากลุ่มนักศึกษาไทย ซึ่งอาจจะเป็นเพราะนักศึกษาต่างชาติผ่านการคัดกรองมากกว่า หรือมีข้อจำกัดมากกว่า หรือมีแรงจูงใจให้เร่งสำเร็จการศึกษาโดยเร็ว ไม่สามารถพักอาศัยอยู่ในประเทศไทยได้ตลอดไป ผลการศึกษาสามารถบ่งบอกได้ถึงศักยภาพของนักศึกษากลุ่มเป้าหมายต่างๆ โดยหลักสูตรวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ สามารถนำผลลัพธ์ที่ได้มาไปพัฒนาศักยภาพการผลิตมหาบัณฑิตด้านนี้ให้เกิดผลสัมฤทธิ์ได้ดียิ่งขึ้น

คำสำคัญ: ปริญญาโท, วิศวกรรมสิ่งแวดล้อม, วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ, มหาวิทยาลัยมหิดล, มหาบัณฑิต, ผลสัมฤทธิ์

Abstract

Currently, many Thai and foreign academic institutions are offering master’s degree in environmental engineering and water resources Including Mahidol University which opened in 2005. This study is aimed to assess the production effectiveness of the master graduates in this discipline. The data is from the database of master students who studied during 2552 – 2562 B.E. from the Environmental Engineering and Water Resources program, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University. The descriptive statistics are analyzed. The analysis results showed that most master graduates could not complete the degree within two years as written in the curriculum. Foreign students tend to perform academically better than Thai counterparts and spent shorter average time to complete the degree. Possibly, it is because foreign students went through more rigorous selection process or had more constraints or has higher motivation to speed up their graduation for not being to reside in Thailand forever. The study results may indicate the potential of various target student groups. The master programs in environmental engineering and water resources can benefit from this finding for improving the effectiveness of their master graduate production.

Keywords: Environmental engineering, Water resources engineering, Master’s degree, Master graduate, Effectiveness

1. บทนำ

สังคมปัจจุบันมีการแข่งขันกันสูงมาก มีความเจริญก้าวหน้าในหลากหลายด้าน หน่วยงานหรือองค์กรต่างๆ มีการขยายตัวและเจริญเติบโตอย่างรวดเร็ว จึงมีความจำเป็นที่หน่วยงานเหล่านั้นต้องพิจารณาคัดสรรบุคคลากรที่มีความรู้ ความสามารถ และประสิทธิภาพการทำงานเข้าไปร่วมงานภายในองค์การ เพื่อเป็นส่วนหนึ่งในการขับเคลื่อนองค์กรไปสู่ความเจริญก้าวหน้า การศึกษาในระดับที่สูงขึ้นจึงเป็นสิ่งสำคัญที่ทำให้มนุษย์มีความรู้และศักยภาพเพิ่มขึ้น จึงเป็นที่มาของงานวิจัยนี้ที่ต้องการจะทราบถึงผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) พร้อมทั้งจุดอ่อนและจุดแข็งของกลุ่มเป้าหมาย เนื่องจากในขณะนี้ประเทศไทยและทั่วโลกต่างเผชิญปัญหาและผลกระทบจากหลากหลายวิกฤตการณ์ทางด้านสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ อาทิเช่น ปัญหาทรัพยากรธรรมชาติและคุณภาพสิ่งแวดล้อมของประเทศกำลังเสื่อม

โทรม และกลายเป็นจุดอ่อนในการรักษาพื้นฐานของการผลิต, บริการ และการใช้ชีวิตอย่างยั่งยืน มีการใช้ต้นตอทรัพยากรธรรมชาติจำนวนมากเพื่อการพัฒนา ส่งผลให้เกิดการกร่อนสลายอย่างต่อเนื่อง ป่าได้หมดลง และความหลากหลายทางชีวภาพถูกคุกคาม ในขณะที่แสดงความเสี่ยงต่อการขาดแคลนน้ำในอนาคต การจัดหาน้ำที่มีอยู่ไม่สามารถตอบสนองความต้องการของภาคส่วนต่าง ๆ ได้ ความขัดแย้งในการใช้ทรัพยากรธรรมชาติเกิดจากการจัดสรรของการเข้าถึงและการใช้ประโยชน์ที่ไม่เป็นธรรม ยิ่งไปกว่านั้นปัญหาสิ่งแวดล้อมได้เพิ่มขึ้นพร้อมกับการเติบโตทางเศรษฐกิจและการทำให้กลายเป็นเมือง ปัญหาทั้งหมดเหล่านี้ส่งผลกระทบต่อคุณภาพชีวิตและเพิ่มความเสียหายทางเศรษฐกิจมากขึ้น ด้วยปัจจัยดังกล่าววิศวกรสิ่งแวดล้อมจึงเป็นต้องการในตลาดแรงงานเพิ่มสูงขึ้นอย่างทวีคูณในทั่วโลก หลักสูตรจึงควรต้องเตรียมความพร้อมในการรองรับการผลิตบัณฑิตที่มีความสามารถและมีคุณภาพเพื่อให้มีประสิทธิภาพและมีมาตราฐานทัดเทียมกันนานาชาติ ประกอบกับสามารถผลิตบัณฑิตให้มีคุณภาพและศักยภาพ สามารถนำความรู้ที่ได้ไปประยุกต์ใช้ได้จริงเพื่อให้เป็นกำลังสำคัญในหน่วยงานหรือองค์กรต่างๆ ของออกไปพัฒนาบ้านเมืองและประเทศภูมิลำเนาต่อไป

2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

กระบวนการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษาของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิตสาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล มีหน่วยงานกลางที่คอยช่วยประสานงานในขั้นตอนต่างๆ คือ บัณฑิตวิทยาลัย โดยจะทำหน้าที่เป็นผู้ดูแลในทุกขั้นตอนของการขออนุมัติสำเร็จการศึกษา โดยนักศึกษาที่มีความพร้อมในการขอสอบป้องกันวิทยานิพนธ์จะสามารถดำเนินการขอสอบผ่านระบบออนไลน์ โดยมีเจ้าหน้าที่ของบัณฑิตวิทยาลัยเป็นผู้ตรวจสอบคุณสมบัติของนักศึกษาว่าเป็นตามข้อบังคับที่ได้กำหนดไว้ หากข้อมูลครบถ้วนจะได้รับการอนุมัติจากคณบดีบัณฑิตให้มีวันสอบตามที่นักศึกษากำหนด โดยขั้นตอนต่างๆ จะมีอธิบายไว้อย่างชัดเจนใน

สมพร [1] ศึกษาองค์ประกอบที่เกี่ยวข้องกับผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของผู้สำเร็จการศึกษาของคณะพัฒนาการเศรษฐกิจ สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์สาขาวิชาและสถาบันการศึกษาที่สำเร็จการศึกษาในระดับปริญญาตรีไม่มีความสัมพันธ์กับผลสัมฤทธิ์ทางการเรียน และยังพบว่าระยะเวลาที่ใช้ในการศึกษาจนสำเร็จการศึกษาในระดับปริญญาโทมีความสัมพันธ์ทางลบกับผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนในระดับปริญญาโท โดยผู้สำเร็จการศึกษาใช้เวลาในการศึกษา 2 - 2 ปีครึ่ง มีเพียงร้อยละ 49.1 และมีผู้ที่สำเร็จการศึกษาใช้เวลามากกว่า 2 ปีครึ่ง มีมากกว่าร้อยละ 60.0 ที่มีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนเมื่อสำเร็จการศึกษาอยู่ในระดับต่ำ

วิโรจน์ [2] ได้ศึกษาเรื่อง การศึกษาเปรียบเทียบผลิตภาพและสัมฤทธิผลทางการศึกษาของมหาบัณฑิต สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์ ที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีในสาขาวิชาที่แตกต่างกัน พบว่า ระยะเวลาในการสำเร็จการศึกษามีความสัมพันธ์กับคะแนนเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาโทอย่างมีนัยสำคัญ และหลักสูตรที่สาขาวิชาในระดับปริญญาตรีมีความสัมพันธ์กับคะแนนเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาโท มีจำนวน 4 หลักสูตร ได้แก่ หลักสูตรรัฐประศาสนศาสตร์ หลักสูตรบริหารธุรกิจ (หลักสูตรภาษาไทย) หลักสูตรพัฒนาสังคม และหลักสูตรการจัดการสิ่งแวดล้อม ทั้งนี้ มีนักศึกษาในหลักสูตรบริหารธุรกิจ (หลักสูตรภาษาไทย) ที่สำเร็จการศึกษาสาขาวิศวกรรมศาสตร์และช่างอุตสาหกรรมในระดับปริญญาตรี มีสัมฤทธิผลทางการศึกษาในระดับปริญญาโทสูงกว่านักศึกษาที่สำเร็จการศึกษาสาขาวิชาพาณิชยศาสตร์และการบริหารธุรกิจในระดับปริญญาตรี

สมศรี [3] ได้ศึกษาผลงานวิจัยเรื่อง การศึกษาความสัมพันธ์ของคุณสมบัตินักศึกษาแรกเข้ากับผลการศึกษาของผู้สำเร็จการศึกษาหลักสูตรปริญญาโททางบริหารธุรกิจสำหรับนักบริหารรุ่นใหม่ คณะบริหารธุรกิจ พบว่า ผู้สมัครเข้าศึกษาในโครงการปริญญาโททางบริหารธุรกิจ สำหรับนักบริหารธุรกิจรุ่นใหม่ ที่มีคุณสมบัติเหมาะสม และเป็นแนวทางในการพิจารณาคัดเลือกนักศึกษาได้เป็นอย่างดี จะมีอายุเฉลี่ยอยู่ในช่วง 25 - 27 ปี มหาวิทยาลัยที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรี เป็นสถาบันของรัฐ สาขาวิชาที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีเป็นศิลปศาสตรบัณฑิต คะแนนเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรีอยู่ระหว่าง 3.36 - 3.76 คะแนน และผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนอยู่ระหว่าง 3.25 - 3.49 ซึ่งในคะแนนเฉลี่ยในหมวดวิชาหลักและผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่มีความสัมพันธ์เชิงบวกอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติสูง

สัมพันธ์ [4] ได้ศึกษาวิจัยเรื่อง ความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบกับลักษณะการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษามหาวิทยาลัยภูมิภาค: การเปรียบเทียบระหว่างมหาวิทยาลัยขอนแก่นและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ พบว่าเพศมีความสัมพันธ์กับลักษณะการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษา โดยนักศึกษาหญิงมีโอกาสสำเร็จการศึกษาตามกำหนดเวลามากกว่านักศึกษาชาย

เสาวณีย์ [5] ได้ศึกษาวิจัยเรื่อง โอกาสสำเร็จการศึกษาของนิสิตจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่ มีภูมิหลังต่างกัน: การเปรียบเทียบ พบว่า นิสิตหญิงมีโอกาสสำเร็จการศึกษาตามกำหนดเวลามากกว่านิสิตชาย นิสิตชายมีโอกาสสำเร็จการศึกษาหลังกำหนดเวลา และออกกลางคันสูงกว่านิสิตหญิง

นันทนา [6] ศึกษาผลงานวิจัยเรื่อง ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการสำเร็จการศึกษาตามกำหนดเวลาและหลังกำหนดเวลา ของหลักสูตรครุศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พบว่า เกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรีไม่มีความสัมพันธ์กับลักษณะการสำเร็จการศึกษาอย่างมีนัยสำคัญทุกภาควิชา แต่พบว่า เกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรีมีความสัมพันธ์กับเกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาโทในบางภาควิชา จากการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องผู้วิจัยจึงได้ตั้งสมมติฐานว่า เกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรี มีผลต่อผลสัมฤทธิ์ของการเรียนในระดับปริญญาโท เนื่องจากพื้นฐานความรู้เดิมดีก็ย่อมจะสอบเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรที่ตนเองมีความสนใจและต้องการเข้าศึกษา นักศึกษาที่มีเกรดเฉลี่ยสะสมระดับปริญญาตรีสูงย่อมมีโอกาสประสบความสำเร็จในการเรียน โดยแสดงให้ปรากฏชัดเจนในรูปของเกรดเฉลี่ยสะสม สูงกว่านักศึกษาที่มีเกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรีต่ำ จะเห็นได้ว่าปัจจัยที่บ่งบอกถึงความสำเร็จของการศึกษาตามหลักสูตรขึ้นกับลักษณะของนักศึกษา กลุ่มเป้าหมายของหลักสูตรจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อความสำเร็จของการจัดการเรียนการสอนของหลักสูตรปริญญาโททั้งหลาย

3. ระเบียบวิธีวิจัย

ประชากร คือ นักศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

กลุ่มตัวอย่าง เลือกจากฐานข้อมูลนักศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล จากบัณฑิตวิทยาลัยที่มีข้อมูลครบถ้วนสมบูรณ์สามารถนำมาวิเคราะห์ผลต่อได้ จำนวน 63 ตัวอย่าง โดยแบ่งเป็นกลุ่มนักศึกษาที่สำเร็จการศึกษาทั้งสิ้นจำนวน 30 คน จัดเป็นข้อมูลทุติยภูมิ ตรวจสอบความถูกต้องด้วยข้อมูลปฐมภูมิ ระหว่างปีการศึกษา 2553 - 2562

วิธีวิเคราะห์ข้อมูล บันทึกข้อมูลลงในฐานข้อมูล Excel วิเคราะห์ค่าทางสถิติเชิงพรรณนา เช่น ความถี่ เปอร์เซ็นต์ ค่ามากที่สุด น้อยที่สุด ค่ามัธยฐาน ค่าฐานนิยม ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน เป็นการรายงานผลในภาพรวมเป็นหมวดหมู่ กลุ่มใหญ่ และไม่ระบุรายละเอียดของนักศึกษาแต่ละคนโดยเด็ดขาด

การแสดงผล แสดงผลด้วยตารางและรูปภาพเป็นอัตราส่วน เปอร์เซ็นต์ ไม่เจาะจงนักศึกษาคนใดคนหนึ่ง ไม่อาจจะทราบได้ว่าผลลัพธ์ที่แสดงมาจากนักศึกษาคนใด

4. ผลลัพธ์และการอภิปราย

กระบวนการรับนักศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล มีหน่วยงานกลาง คือ บัณฑิตวิทยาลัย ทำหน้าที่ประสานงานเป็นส่วนติดต่อกับนักศึกษาผู้สนใจสมัครเข้าเรียน ดูแลทุกขั้นตอนของการรับสมัคร รวมทั้งเป็นผู้กรองคุณสมบัติเบื้องต้นของนักศึกษาว่ามีคุณสมบัติเป็นตามเกณฑ์การรับเข้าของหลักสูตรฯ หรือไม่ หลังจากนั้นจะนำส่งข้อมูลผู้สมัครมายังหลักสูตรฯ เพื่อดำเนินการพิจารณารับเข้าโดยแบ่งรอบการรับสมัคร เป็น 4 รอบ สำหรับนักศึกษาไทย และในส่วนของนักศึกษาต่างชาติสามารถสมัครออนไลน์จากประเทศภูมิลำเนาได้ตลอดช่วงระยะเวลาเปิดรับ ข้อมูลจะถูกส่งมายังหลักสูตรเพื่อพิจารณาและส่งกลับไปยังบัณฑิตวิทยาลัยเพื่อประกาศรายชื่อนักศึกษาที่มีสิทธิ์และมีคุณสมบัติครบถ้วนเพื่อสอบสัมภาษณ์จากคณะกรรมการบริหารหลักสูตร จากนั้นหลักสูตรจะรายงานผลกลับไปยังบัณฑิตวิทยาลัยเพื่อดำเนินการประกาศรายชื่อผู้มีสิทธิ์เข้าศึกษาต่อไป

หลักสูตรฯ กำหนดคุณสมบัติของผู้มีสิทธิ์สมัครเข้าศึกษาต่อเป็นภาษาอังกฤษ ดังนี้

1) Hold a Bachelor’s degree in any field of Engineering or Science

2) Have a cumulative GPA of at least 2.50.

3) Pass the English Proficiency Examination offered by the Faculty of Graduate Studies, Mahidol University

4) Exceptions to the items 1 and 2 may be made by the Program Administrative Committee and the Dean of Faculty of Graduate Studies.

หลักสูตรฯ กำหนดจำนวนหน่วยกิจอย่างน้อย 36 หน่วย ใช้ระยะเวลาเรียน 2 ปี แต่อาจขยายระยะเวลาได้อีกตามที่อาจารย์ที่ปรึกษาและกรรมการบริหารเห็นสมควร โดยบัณฑิตวิทยาลัยจะเป็นผู้อนุมัติในขั้นสุดท้าย

4.1 ลักษณะของกลุ่มตัวอย่าง

ตารางที่ 1 แสดงลักษณะของกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาปริญญาโท จำแนกตามเพศของนักศึกษาทั้งไทยและต่างชาติ นักศึกษาส่วนมากที่เข้าเรียนในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล เป็นเพศหญิงสูงถึงร้อยละ 68.25 โดยมีเกรดเฉลี่ยสะสมในระดับปริญญาตรีอยู่ในระดับ 3.00 - 3.50 มากที่สุด ทั้งนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติ

ตารางที่ 1 ลักษณะของกลุ่มนักศึกษา จำแนกตามเพศและผลการเรียนแรกเข้าในระดับปริญญาตรี

ลักษณะ	นักศึกษาไทย	จำนวน	ร้อยละ
เพศ	ชาย	12	28.57
	หญิง	30	71.43
	รวม	42	66.67
GPA	2.01 - 2.50	8	19.05
	2.51 - 3.00	14	33.33
	3.01 - 3.50	18	42.86
	3.51 - 4.00	2	4.76
	รวม	42	66.67

ตารางที่ 1 ลักษณะของกลุ่มนักศึกษา จำแนกตามเพศและผลการเรียนแรกเข้าในระดับปริญญาตรี (ต่อ)

ลักษณะ	นักศึกษาต่างชาติ	จำนวน	ร้อยละ
เพศ	ชาย	8	38.1
	หญิง	13	61.9
	รวม	21	33.33
GPA	2.01 - 2.50	2	10.53
	2.51 - 3.00	4	21.05
	3.01 - 3.50	10	52.63
	3.51 - 4.00	3	15.79
	รวม	19	30.16

เมื่อพิจารณาเมื่อพิจารณาถึงแหล่งที่มาของนักศึกษาในตารางที่ 1 พบว่า หลักสูตรฯ มีนักศึกษาที่มีผลการดี (GPA 3.01 – 3.50) เข้ามาศึกษาในหลักสูตรฯ ถึงร้อยละ 42.86 อาจเนื่องมาจากว่าหลักสูตรมีนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาและนโยบายลดหย่อนค่าธรรมเนียมการศึกษาให้กับ

นักศึกษาที่มีผลการเรียนดีเยี่ยม จึงทำให้หลักสูตรมีนักศึกษาที่มีศักยภาพที่จะผลิตงานวิจัยที่มีคุณภาพต่อไป

4.2 ระยะเวลาในการศึกษาของนักศึกษา

ตารางที่ 2 ระยะเวลาที่ใช้ในการสำเร็จการศึกษา

ระยะเวลาในการศึกษา (ปี)	นักศึกษาไทย		นักศึกษาต่างชาติ	
	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
2	12	28.57	7	33.33
3	6	14.29	0	0
4	4	9.52	0	0
5	1	2.38	0	0
กำลังศึกษา	19	45.24	14	66.67
รวมจำนวนนักศึกษาที่สำเร็จการศึกษา	23	76.67	7	23.33
รวมจำนวนนักศึกษาในหลักสูตร ฯ	42	66.67	21	33.33
ระยะเวลาในการศึกษาเฉลี่ย (ปี)	2.74		2	

ตารางที่ 2 แสดงถึงระยะเวลาที่ใช้ในการสำเร็จการศึกษาจะเห็นได้ชัดเจนว่านักศึกษาไทยมีระยะเวลาในการศึกษาเฉลี่ย 2.74 ปี แต่นักศึกษาต่างชาติมีระยะเวลาในการศึกษาเฉลี่ย 2 ปี อาจเนื่องมาจาก นักศึกษาต่างชาติจะมีข้อจำกัดเรื่องเงินเยอะกว่า โดยมีค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นระหว่างมาเรียนมา ได้แก่ ค่าที่พัก ค่าใช้จ่ายส่วนตัว ที่นักศึกษาจะต้องเป็นผู้รับผิดชอบเองทั้งหมด การห่างไกลจากครอบครัวและประเทศภูมิลำเนา โดยอีกสาเหตุที่นักศึกษาใช้เวลาเรียนยาวออกไป เนื่องจากนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติบางส่วนได้มีโอกาสเดินทางไปแลกเปลี่ยนงานวิจัยกับสถาบันที่หลักสูตรได้มีความร่วมมือทางด้านวิชาการและงานวิจัย อาทิเช่น Kyoto University ประเทศญี่ปุ่น Aalborg University ประเทศเดนมาร์ก และ L'Institut Polytechnique Unilasalle สาธารณรัฐฝรั่งเศส เป็นระยะเวลาตั้งแต่ 2 สัปดาห์ไปจนถึง 6 เดือน เป็นต้น

4.3 เกรดเฉลี่ยสะสมตอนจบการศึกษาของนักศึกษา

ตารางที่ 3 แสดงถึงเกรดเฉลี่ยสะสมตอนจบการศึกษาของนักศึกษาไทยและนักศึกษาต่างชาติ จะเห็นได้ว่านักศึกษาไทยร้อยละ 47.83 มีเกรดเฉลี่ยสะสม 3.51 – 4.00 ซึ่งนักศึกษาต่างชาติร้อยละ 71.43 มีเกรดเฉลี่ยสะสม 3.01 – 3.50 อาจเนื่องมาจากนักศึกษาต่างชาติไม่คุ้นชินกับระบบการการเรียน-การสอนของประเทศไทย ซึ่งนักศึกษาไทยส่วนมีพื้นฐานมาจากระดับปริญญาตรีในประเทศไทยจึงมีความคุ้นชินกับระบบการการเรียน-การสอนมากกว่านักศึกษาต่างชาติ

ตารางที่ 3 เกรดเฉลี่ยสะสมตอนจบการศึกษา

ลักษณะ	นักศึกษาไทย	จำนวน	ร้อยละ
เพศ	ชาย	7	30.43
	หญิง	16	69.57
	รวม	23	76.67
GPA	3.00 - 2.50	3	13.04
	2.51 - 3.00	3	13.04
	3.01 - 3.50	6	26.09
	3.51 - 4.00	11	47.83
	รวม	23	76.67
ลักษณะ	นักศึกษาต่างชาติ	จำนวน	ร้อยละ
เพศ	ชาย	2	28.57
	หญิง	5	71.43
	รวม	7	23.33
GPA	2.01 - 2.50	0	0
	2.51 - 3.00	0	0
	3.01 - 3.50	5	71.43
	3.51 - 4.00	2	28.57
	รวม	7	23.33

4.4 การสำเร็จการศึกษาของนักศึกษา

ตารางที่ 4 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามการสำเร็จการศึกษา

ปีการศึกษา	สำเร็จการศึกษา	กำลังศึกษา	รวม
2553	4	0	4
2554	3	0	3
2555	3	0	3
2556	5	0	5
2557	10	0	10
2558	1	0	1
2559	1	1	2
2560	3	8	11
2561	0	11	11
2562	0	13	13
รวม	30	33	63

นักศึกษาของหลักสูตรมีแนวโน้มว่าจะไม่สามารถสำเร็จการศึกษาในระยะเวลา 2 ปีตามที่หลักสูตรฯ กำหนดไว้ พิจารณาจากตารางที่ 4 นักศึกษาที่เข้าศึกษาในปีการศึกษา 2560 สำเร็จการศึกษาแล้วเพียง 3 คน และยังไม่สำเร็จการศึกษาสูงถึง 8 คน ดูเหมือนว่า การไม่สามารถสำเร็จการศึกษาภายในระยะเวลาที่หลักสูตรกำหนดเป็นปัญหาร่วมที่สำคัญของการศึกษา

ระดับบัณฑิตศึกษาทั่วประเทศไทย ควรที่จะศึกษาให้ถ่องแท้ว่าอะไรคือสาเหตุที่ทำให้นักศึกษาไม่สามารถสำเร็จการศึกษาตามหลักสูตรได้ เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงานหลักสูตร

4.5 เกรดเฉลี่ยสะสมตอนจบการศึกษาของนักศึกษา

ทุนการศึกษาเป็นอีกหนึ่งปัจจัยที่มีผลต่อผลสัมฤทธิ์ของการเรียนของนักศึกษา ในที่นี้ ทุนการศึกษาหมาย หมายถึง เงินสนับสนุนทางการศึกษาหลากหลายรูปแบบ โดยอาจจะมาในรูปแบบของการยกเว้นค่าหน่วยกิตและค่าธรรมเนียมการศึกษาทั้งหมดหรือบางส่วน จากการเป็นผู้ช่วยนักวิจัยของอาจารย์ที่ปรึกษาบางท่าน เงินทุนการศึกษาจากหน่วยงานของภาครัฐเพื่อสนับสนุนนักศึกษาในการทำวิจัยร่วมกับอาจารย์ที่ปรึกษา ทุนผลการเรียนดีจากหน่วยงานต่างๆ ทุนการศึกษาของรัฐบาล และทุนการศึกษาจากมหาวิทยาลัยมหิดลเอง ทุนการศึกษามักจะจัดสรรออกมาเพื่อให้การส่งเสริมนักศึกษาที่มีคุณภาพ และดึงดูดนักเรียนที่มีผลการเรียนดีและนักเรียนที่หวังจะทำงานต่อในประเทศนั้นๆ หลังจากสำเร็จการศึกษา ในสภาวะตลาดแข่งขันเช่นปัจจุบัน บางสถาบันการศึกษาเสนอทุนการศึกษาที่ครอบคลุมค่าใช้จ่ายอย่างกว้างขวาง ตั้งแต่ค่าลงทะเบียน ค่าธรรมเนียมการศึกษา และค่าใช้จ่ายส่วนตัวรายเดือน เพื่อช่วยให้นักเรียนต่างชาติที่ประสงค์จะศึกษาต่อในประเทศไทยสามารถใช้ชีวิตอยู่อย่างสะดวกสบายมากขึ้น รวมทั้งสถาบันนั้นเองจะได้นักศึกษาที่มีผลการเรียนดีเด่น มีความสามารถผลิตผลงานวิจัยที่มีคุณภาพสูง

ตารางที่ 5 ทุนการศึกษากับระยะเวลาสำเร็จการศึกษา

กลุ่มนักศึกษา	ระยะเวลาสำเร็จ (ปี)	มีทุนการศึกษา	ไม่มีทุนการศึกษา
ไทย	เร็วที่สุด	2	2
	ช้าที่สุด	2	5
	เฉลี่ย	2	3.5
ต่างชาติ	เร็วที่สุด	2	2
	ช้าที่สุด	2	2
	เฉลี่ย	2	2

จากผลวิเคราะห์ในตารางที่ 5 น่าจะพอสรุปได้บ้างว่าทุนการศึกษามีผลต่อระยะเวลาการศึกษา โดยกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาทั้งไทยและต่างชาติผู้ได้รับทุนการศึกษาจะสำเร็จการศึกษาเฉลี่ยเร็วกว่าผู้ที่ไม่ได้รับทุนสนับสนุน ผลการวิเคราะห์ยังพบอีกว่า การได้รับทุนการศึกษามีผลต่อผลสัมฤทธิ์ทางการศึกษาที่แตกต่างกัน นักศึกษาที่ได้รับทุนการศึกษามีแนวโน้มที่จะมีผลการเรียนดีกว่านักศึกษาที่ไม่ได้รับทุนการศึกษา ดังนั้น ทุนการศึกษามีผลต่อผลสัมฤทธิ์ของการศึกษา ในแง่มุมของการกระตุ้นให้นักศึกษาตั้งใจที่จะพัฒนาการเรียน และมีแนวโน้มที่จะตั้งใจเรียนเพื่อให้ได้รับการพิจารณารับทุนการศึกษา มหาวิทยาลัย คณะ ภาควิชา หรือหลักสูตรฯ ควรจะมีแนวทางในการขยายจำนวนทุนการศึกษาให้เพียงพอกับความต้องการของนักศึกษา และควรต้องมีข้อตกลงกับนักศึกษาที่ได้ขอรับทุนว่าจะต้องมีการตอบแทนทุกการศึกษาในทางวิชาการและการวิจัยรูปแบบต่างๆ เช่น เป็นผู้ช่วยวิจัยในโครงการการวิจัย การตีพิมพ์เผยแพร่ผลงานวิจัยในวารสารที่มีคุณภาพสูง ซึ่งจะทำให้นักศึกษาที่ได้รับทุนการศึกษามีความตื่นตัวมากขึ้น ในปัจจุบันหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล มีนโยบายสนับสนุนทุนการศึกษาทั้งจากหน่วยงานในต่างประเทศ ภาครัฐ มหาวิทยาลัย และหลักสูตรฯ โดยได้ร่วมกันสนับสนุนในหลากหลายรูปแบบ อาทิเช่น Full Scholarships ทุนสนับสนุนทุนการศึกษาพร้อมทั้งมีค่าใช้จ่ายรายเดือนให้กับนักศึกษา การลดหย่อนค่าธรรมเนียมการศึกษาบางส่วน การลดหย่อนค่าหน่วยกิต ให้กับนักศึกษาที่ผลการเรียนอยู่ในเกณฑ์ดีไปจนถึงระดับดีเยี่ยม รวมทั้งทุนการศึกษาสำหรับนักศึกษาที่ช่วยงานกิจการในการประชาสัมพันธ์หลักสูตรทางระบบ Social Media เพื่อเป็นการส่งเสริมผู้มีศักยภาพสูงให้มีโอกาสศึกษาต่อในระดับที่สูงขึ้น รวมถึงผลิตผลงานวิจัยที่มีคุณภาพต่อไป

4.6 สภาวะการมีงานทำหลังสำเร็จการศึกษา

ตารางที่ 6 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามหน่วยงาน

กลุ่มนักศึกษาไทย	จำนวน	ร้อยละ
หน่วยงานภาครัฐ/รัฐวิสาหกิจ	10	43.48
บริษัทเอกชน	8	34.78
ศึกษาต่อในระดับปริญญาเอก	2	8.7
อื่น ๆ	3	13.04
รวมกลุ่มนักศึกษาไทย	23	100
กลุ่มนักศึกษาต่างชาติ	จำนวน	ร้อยละ
หน่วยงานภาครัฐ/รัฐวิสาหกิจ	2	28.57
บริษัทเอกชน	2	28.57
ศึกษาต่อในระดับปริญญาเอก	1	14.29
อื่น ๆ	2	28.57
รวมกลุ่มนักศึกษาต่างชาติ	7	100

ผลในตารางที่ 6 แสดงสภาวะการมีงานทำของมหาบัณฑิตหลังจากสำเร็จการศึกษาไปจาหลักสูตรแล้ว พบว่ามีงานรองรับจากหน่วยงานชั้นนำทั้งในและต่างประเทศ อาทิเช่น การประปานครหลวง การไฟฟ้าฝ่ายผลิต และ ปตท. อาจเนื่องมาจากนักศึกษาจบมหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งเป็นมหาวิทยาลัยชั้นนำของประเทศ ที่มีความโดดเด่นทางด้านวิชาการและงานวิจัยในระดับโลก ประกอบกับหลักสูตรมีการจัดการเรียนการสอนเป็นหลักสูตรนานาชาติ นักศึกษาทุกคนจึงมีพื้นฐานทางภาษาอังกฤษอยู่ในเกณฑ์ดี และเป็นทำให้มหาบัณฑิตส่วนใหญ่มีโอกาสเข้าร่วมงานกับหน่วยงานชั้นนำได้ไม่ยากนัก

5. สรุปและข้อเสนอแนะ

การศึกษาวิจัยนี้ทำขึ้นเพื่อศึกษาและวิเคราะห์ผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิตด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) เพื่อนำผลลัพธ์ที่ได้มาปรับใช้ในกระบวนการปรับปรุงหลักสูตรฯ ในอนาคต จากการศึกษาพบว่า หลักสูตรฯ มีนักศึกษาที่มีผลการดี (GPA 3.01 – 3.50)

เข้ามาศึกษาในหลักสูตรฯ ถึงร้อยละ 42.86 ซึ่งนักศึกษาไทยมีระยะเวลาในการศึกษาเฉลี่ย 2.74 ปี และนักศึกษาไทยร้อยละ 47.83 มีเกรดเฉลี่ยสะสม 3.51 – 4.00 แต่นักศึกษาต่างชาติมีระยะเวลาในการศึกษาเฉลี่ย 2 และนักศึกษาต่างชาติร้อยละ 71.43 มีเกรดเฉลี่ยสะสม 3.01 – 3.50 ผลสัมฤทธิ์ของการผลิตมหาบัณฑิต ด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ ของหลักสูตรนานาชาตินี้ อาจกล่าวได้ว่าประสบความสำเร็จในระดับหนึ่ง และยังมีบางสิ่งบางอย่างที่ต้องปรับปรุงต่อไปอย่างต่อเนื่อง

ความสำเร็จที่เห็นได้ชัดคือ หลักสูตรนานาชาตินี้ สามารถมีนักศึกษาจากต่างชาติเป็นจำนวนมากเข้ามาศึกษา ทำให้มีความเป็นนานาชาติได้สมดังวัตถุประสงค์ที่วางไว้ นักศึกษาต่างชาติเหล่านี้ มีแนวโน้มที่มีผลการศึกษาดี ในเชิงของเกรดเฉลี่ยสะสม และระยะเวลาสำเร็จการศึกษาที่สั้น นักศึกษาต่างชาติจึงถือได้ว่าเป็นกลุ่มเป้าหมายที่มีคุณภาพสูง อย่างไรก็ตาม การรับสมัครนักศึกษาต่างชาติที่มีคุณภาพสูงเข้ามาศึกษาในหลักสูตร มักต้องมีทุนการศึกษาสนับสนุนอยู่เสมอ

สิ่งที่ต้องปรับปรุง ที่เห็นได้ชัดเจนคือ การที่นักศึกษาส่วนมากไม่สามารถสำเร็จการศึกษาได้ภายในระยะ 2 ปีตามที่กำหนดไว้ในหลักสูตร ซึ่งอาจกล่าวได้ว่า เป็นปัญหาร่วมของหลักสูตรจำนวนมากในประเทศไทย ปัญหาดังกล่าว อาจแก้ไขปรับปรุงได้โดยการมีนักศึกษาที่มีคุณภาพดี และมีการเตรียมความพร้อมให้กับนักศึกษา ทั้งในแง่เงินทุนการศึกษา อาจารย์ที่ปรึกษาที่มีความพร้อม งานวิจัยที่น่าสนใจ เพื่อให้นักศึกษาเริ่มต้นทำวิจัยได้อย่างรวดเร็วและไม่ติดขัดตลอดระยะเวลาที่ศึกษาอยู่ในหลักสูตร

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้ได้รับการผลักดันอย่างมหาศาลและความช่วยเหลือต่างๆ จนกระทั่งสามารถสำเร็จไปได้ด้วยดี จากอาจารย์ที่ปรึกษา คุณพ่อ คุณแม่ ครอบครัวที่ให้กำลังใจและสนับสนุนมาโดยตลอด ทั้งนี้ ผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยฉบับนี้ จะเป็นประโยชน์สำหรับนักวิจัยทั่วไป หรือสถาบันการศึกษาทั้งในและต่างประเทศ ซึ่งเปิดสอนในระดับบัณฑิตศึกษาไม่มากก็น้อย ความคิดเห็นต่างๆ ที่ปรากฏในบทความนี้เป็นของผู้เขียนไม่ใช่ของต้นสังกัดแต่อย่างใด หากมีข้อผิดพลาดประการใดในงานวิจัยฉบับนี้ผู้วิจัยขออภัยมา ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] สมพร ศิลป์สุวรรณ์. 2535. องค์ประกอบที่เกี่ยวกับผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของผู้สำเร็จการศึกษา ของคณะพัฒนาการเศรษฐกิจ สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์. เสนอต่อคณะกรรมการส่งเสริมงานวิจัย สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์ ลำดับที่ 1771

[2] วิโรจน์ ลิ่วคงสถาพร. 2544. การศึกษาเปรียบเทียบผลิตภาพและสัมฤทธิผลทางการศึกษาของมหาบัณฑิต สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์ที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีในสาขาวิชาที่ต่างกัน. เอกสารเสนอต่อคณะกรรมการส่งเสริมงานวิจัย สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์ ลำดับที่ 3337.

[3] สมศรี ผลพานิชเจริญ. 2549. รายงานการวิจัยเรื่อง การศึกษาความสัมพันธ์ของคุณสมบัตินักศึกษาแรกเข้ากับผลการศึกษาของผู้สำเร็จการศึกษาหลักสูตรปริญญาโททางบริหารธุรกิจ สำหรับนักบริหารรุ่นใหม่ คณะบริหารธุรกิจ. เสนอต่อคณะกรรมการส่งเสริมงานวิจัย สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์ ลำดับที่ 3421

[4] สัมพันธ์ พันธ์พฤกษ์. 2520. ความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบกับลักษณะการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษามหาวิทยาลัยภูมิภาค: มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์

[5] เสาวณีย์ ดิสวัฒน์. 2521. โอกาสสำเร็จการศึกษาของนิสิตจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่มีภูมิหลังต่างกัน: การเปรียบเทียบ. วิทยานิพนธ์ครุศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[6] นันทนา รัตนอาภา. 2526. ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการสำเร็จการศึกษาตามกำหนดเวลาและหลังกำหนดเวลาของหลักสูตร ครุศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. วิทยานิพนธ์ครุศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

ลักษณะของกลุ่มเป้าหมายนักศึกษาระดับปริญญาโท สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ณ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

Characteristics of target students of the Master of Environmental and Water Resources Engineering (International Program), at the Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University

สุลินดา นวลประสงค์[1,*] และ สมชาย ปฐมศิริ[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล จ.นครปฐม
**Corresponding author; E-mail address: sulinda.nul@mahidol.ac.th*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบัน หลักสูตรบัณฑิตศึกษามีการแข่งขันสูงมาก ทั้งจากภายในมหาวิทยาลัยเดียวกัน จากต่างมหาวิทยาลัย และจากต่างประเทศ การกำหนดกลุ่มเป้าหมายนักศึกษาจึงเป็นสิ่งสำคัญสำหรับหานักศึกษาที่มีคุณภาพเข้ามาเรียน การศึกษานี้วิเคราะห์ลักษณะของกลุ่มนักศึกษาระดับปริญญาโทที่เข้าศึกษาในหลักสูตรวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) ซึ่งเปิดสอนภายใต้ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ระหว่างปีการศึกษา 2553 – 2562 โดยวิเคราะห์จากฐานข้อมูลของหลักสูตรฯ และบัณฑิตวิทยาลัย จำนวนทั้งสิ้น 63 ตัวอย่าง ใช้สถิติเชิงพรรณนา ผลการวิเคราะห์พบว่า นักศึกษาส่วนมากอายุระหว่าง 22 – 30 ปี สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีมาไม่เกิน 2 ปี เป็นผู้หญิงมากกว่าผู้ชาย นักศึกษาต่างชาติมีสัดส่วนร้อยละ 33.33 นักศึกษาต่างชาติส่วนใหญ่มาจากภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ และได้รับทุนสนับสนุนการศึกษา หลักสูตรฯ มีนักศึกษาที่มีพื้นฐานปริญญาตรีหลากหลาย โดยที่มีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิตสาขาวิศวกรรมโยธาเข้าเรียนร้อยละ 22.22 เกือบทั้งหมดเป็นศิษย์เก่าของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อมเอง ผลการศึกษาสื่อให้เห็นว่า ศิษย์เก่าสาขาวิศวกรรมโยธาเป็นกลุ่มเป้าหมายที่สำคัญของหลักสูตรวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ และทุนสนับสนุนการศึกษาเป็นเครื่องมือในการสรรหานักศึกษาที่มีความสำคัญในตลาดแข่งขันอุดมศึกษา ซึ่งช่วยให้หลักสูตรสามารถวางแผนกลยุทธ์ในการรับนักศึกษาได้ตรงตามกลุ่มเป้าหมายมากขึ้น

คำสำคัญ: ปริญญาโท, วิศวกรรมสิ่งแวดล้อม, วิศวกรรมทรัพยากรน้ำ, มหาวิทยาลัยมหิดล, กลุ่มเป้าหมาย

Abstract

Presently, graduate study programs in Thailand are facing high competition, from inside the same university, other universities and abroad. The identification of target market is therefore especially important for recruiting incoming qualified students. This study is aimed to analyze the samples of students who attended the master study program in environmental and water resources engineering at the Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University during 2553 – 2562 B.E. school years. The database from the program and the Graduate School were used for the analysis. The results show that majority of student age is between 22 – 30 years old. Most of them are recently graduates less than 2 years. There are more male than female students. The program has about 33.33% international students. Most of them were from the Southeast Asian countries and received some form of financial scholarship. Their bachelor's degrees are diversified. About 22.22% of them have a civil engineering degree. Almost all of them are our civil engineering alumni. The results imply that alumni is an important target market for the program and financial scholarship is an effective recruiting tool. This study helps the program to strategically plan its recruitment.

Keywords: Master's degree, Environmental Engineering, Water Resources Engineering, Mahidol University

1. บทนำ

ปัจจุบันสถาบันการศึกษาทั้งในและต่างประเทศต่างก็เผชิญกับการแข่งขันในการรับนักศึกษาที่มีศักยภาพเข้าเรียนในสถาบันของตน ซึ่งเป็นไปตามก้าวหน้าของเทคโนโลยี ที่มีการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วในด้านข้อมูลข่าวสาร และการสื่อสาร สิ่งเหล่านี้เชื่อมโยงเข้ากับชีวิตประจำวันมนุษย์ ทำให้คนในยุคสมัยนี้ต้องมีความรู้ ความสามารถในการคิดวิเคราะห์ เพื่อให้สามารถเลือกใช้ข้อมูลข่าวสารในการตัดสินใจได้อย่างถูกต้อง สามารถนำพไปแก้ไขปัญหาได้อย่างเท่าทันกับการเปลี่ยนแปลงของกระแสในปัจจุบันและอนาคต ทั้งนี้ เพื่อนำไปสู่การปรับตัวและการใช้ชีวิตอย่างมีความสุขแน่นอนที่สุดว่าสิ่งสำคัญและจำเป็นที่ทุกคนควรได้รับและบ่มเพาะอย่างต่อเนื่อง คือ การศึกษา เพื่อนำมาประยุกต์ใช้ในการแก้ไขปัญหาและสถานการณ์ใหม่ ๆ ที่เกิดขึ้นประจำวันทั้งกับตนเองและผู้คนรอบข้าง นอกจากนี้ การศึกษาสามารถยกระดับการพัฒนาด้านจิตใจและคุณธรรมของมนุษย์ได้ ดังนั้น การเรียนรู้อย่างต่อเนื่องตลอดชีวิตจะช่วยให้คนและสังคมสามารถกำหนดทิศทางการพัฒนาตนเองได้อย่างเหมาะสม อาจกล่าวได้ว่า การศึกษานั้นเป็นกระบวนการและเนื้อหาในการพัฒนาคนให้เป็นมนุษย์ที่สมบูรณ์ สร้างภูมิปัญญาให้แก่สังคม และเป็นการถ่ายทอดวัฒนธรรมการศึกษา ซึ่งเป็นรากฐานและเครื่องมือสำคัญในการพัฒนาเศรษฐกิจ สังคม วัฒนธรรม และการเมืองของประเทศ ทั้งนี้ การที่จะใช้การศึกษาให้เป็นเครื่องมือในการพัฒนาประชากรและประเทศชาติให้บรรลุเป้าหมายดังกล่าวนั้น จำเป็นต้องพัฒนาระบบการจัดการศึกษาให้มีคุณภาพมาตรฐาน และมีประสิทธิภาพสูง ก้าวหน้าทันต่อการเปลี่ยนแปลงอย่างรวดเร็วในปัจจุบัน

วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมเป็นการบูรณการหลักการทางวิทยาศาสตร์และทางวิศวกรรมสำหรับปรับปรุงสภาพแวดล้อมทางธรรมชาติเพื่อให้มีน้ำ มีอากาศคุณภาพดีสำหรับการอยู่อาศัยของมนุษย์และสิ่งมีชีวิต นอกจากนี้วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมยังถูกอธิบายว่าเป็นสาขาหนึ่งของวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีประยุกต์ที่เกี่ยวกับประเด็นการอนุรักษ์พลังงาน, สินทรัพย์และการควบคุมการผลิตของเสียจากกิจกรรมของมนุษย์และสัตว์ การจัดการน้ำเสียและการควบคุมมลพิษทางอากาศ, การรีไซเคิล, การกำจัดของเสีย การป้องกันรังสี สุขศาสตร์อุตสาหกรรม ความยั่งยืนด้านสิ่งแวดล้อม และปัญหาสุขภาพของประชาชนรวมทั้งความรู้เกี่ยวกับกฎหมายวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม นอกจากนี้มันยังรวมถึงการศึกษาทั้งหลายเกี่ยวกับผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมของโครงการก่อสร้างที่มีการนำเสนอ วิศวกรสิ่งแวดล้อมจะศึกษาผลกระทบจากความก้าวหน้าทางเทคโนโลยีที่มีต่อสิ่งแวดล้อม เพื่อดำเนินการศึกษาการจัดการขยะอันตรายเพื่อประเมินความสำคัญของอันตรายดังกล่าว โดยจะให้ให้คำแนะนำในการบำบัดและการเก็บกัก, และพัฒนากฎระเบียบเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดอุบัติเหตุ. วิศวกรสิ่งแวดล้อมยังออกแบบน้ำประปาเทศบาลและระบบบำบัดน้ำเสียอุตสาหกรรม เช่นเดียวกับการพูดถึงปัญหาสิ่งแวดล้อมในท้องถิ่นและทั่วโลกเช่นผลกระทบของฝนกรด, ภาวะโลกร้อน, การสูญเสียโอโซน, มลพิษทางน้ำและมลพิษทางอากาศจากไอเสียรถยนต์และ แหล่งอุตสาหกรรมด้วยเหตุผลดังกล่าว จึงได้เกิดการเรียนการสอนด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม เกิดขึ้นครั้งแรกในปี พ.ศ. 2495 มีการจัดตั้งแผนกวิชาวิศวกรรมสุขาภิบาล (ภาควิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมในปัจจุบัน) คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เปิดสอนวิชาวิศวกรรมสุขาภิบาลในระดับปริญญาโทขึ้นเป็นครั้งแรก โดยมี ศาสตราจารย์ อรุณ สรเทศน์ เป็นผู้นำในการดำเนินการ ต่อมาในประเทศไทยก็เริ่มมีสถาบันการศึกษาที่รองรับหลักสูตรทางวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมมากมาย รวมทั้งหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล ซึ่งเปิดสอนในระดับปริญญาโท หลากหลายสาขาและรองรับนักศึกษาจากทั่วโลกและผลิตบัณฑิตที่มีคุณภาพของออกไปพัฒนาบ้านเมืองและประเทศภูมิลำเนาต่อไป

2. เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

กระบวนการรับนักศึกษาของหลักสูตรวิศวกรรมศาสตร มหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล มีหน่วยงานกลางที่คอยช่วยประสานงานในขั้นตอนต่างๆ คือ บัณฑิตวิทยาลัย โดยจะทำหน้าที่เป็นผู้ดูแลในทุกขั้นตอนของการรับสมัคร และนำส่งข้อมูลผู้สมัครมายังหลักสูตรฯ เพื่อดำเนินการพิจารณารับเข้า แบ่งรอบการรับสมัคร เป็น 4 รอบ สำหรับนักศึกษาไทย สำหรับนักศึกษาต่างชาติสามารถสมัครออนไลน์จากประเทศภูมิลำเนาได้ตลอดช่วงระยะเวลาเปิดรับ ข้อมูลจะถูกส่งมายังหลักสูตรฯ เพื่อพิจารณาและส่งกลับไปยังบัณฑิตวิทยาลัยเพื่อประกาศรายชื่อนักศึกษาที่มีสิทธิ์และมีคุณสมบัติครบถ้วนเพื่อสอบสัมภาษณ์จากคณะกรรมการบริหารหลักสูตรฯ จากนั้นหลักสูตรฯ จะรายงานผลเพื่อประกาศรายชื่อผู้มีสิทธิ์เข้าศึกษาต่อไป โดยผู้สมัครจะต้องมีคุณวุฒิระดับปริญญาตรีในสาขาด้านสิ่งแวดล้อมและสาขาด้านวิทยาศาสตร์สิ่งแวดล้อม หรือด้านวิทยาศาสตร์ที่เกี่ยวข้อง โดยนักศึกษาไทยจะต้องดำเนินการสอบสัมภาษณ์ภาษาอังกฤษเบื้องต้นกับคณะกรรมการบริหารหลักสูตรฯ เพื่อวัดระดับทักษะทางด้านการใช้ภาษาในอีกระดับหนึ่ง ซึ่งต่างจากนักศึกษาต่างชาติที่จะไม่มีการสัมภาษณ์ข้อมูลเบื้องต้นใดๆ เพียงแต่พิจารณาคุณสมบัติจากเอกสารการสมัครและหลักฐานต่างๆ ที่นักศึกษาส่งมาเท่านั้น ซึ่งนักศึกษาไม่มากนักที่จะมีเอกสารรับรองการสอบภาษาอังกฤษมาเพื่อประกอบการพิจารณาโดยสมบูรณ์

ธีรวรรณ [1] และสมฤทัย [2] พบว่าการเลือกสาขาที่จบเช่นเดียวกับที่ศึกษาในระดับปริญญาตรีมีความสัมพันธ์ต่อการตัดสินใจต่อการศึกษาต่อในระดับปริญญาโท เนื่องจากว่าส่วนใหญ่มักจะเลือกสาขาเดิมที่เคยศึกษาในระดับชั้นปริญญาตรีและเป็นสาขาที่เกี่ยวข้องกับงานที่ทำอยู่ เพราะทำให้ไม่ต้องเสียเวลาปรับตัวมากนัก

พาชิตชนัต และอุปภัมภ์ [3] ได้ทำการศึกษาและพบขั้นตอนและเงื่อนไขในการรับนักศึกษา ซึ่งขั้นตอนการคัดเลือกได้แก่ การสอบคัดเลือกโดยข้อเขียนหรือสัมภาษณ์ มีความสัมพันธ์โดยตรงต่อการตัดสินใจต่อการศึกษาต่อในระดับปริญญาโทอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติ เนื่องจากกลุ่มตัวอย่างคิดว่ามหาวิทยาลัยที่ตนตั้งใจศึกษาต่อมีเงื่อนไขในการรับสมัครยุ่งยากก็จะทำให้การตัดสินใจในการศึกษาต่อระดับปริญญาโทน้อยลง

สุดารา [4] ได้ทำการศึกษาพบว่า ลักษณะของงานไม่มีผลต่อการตัดสินใจศึกษาต่อในระดับปริญญาโท เนื่องจากลักษณะงานโดยส่วนใหญ่ของสำนักงานปฏิรูปที่ดินอาจไม่ค่อยมีความแตกต่างอย่างชัดเจนในแต่ละกอง แต่จากการที่ผู้วิจัยได้สัมภาษณ์กลุ่มประชากรผู้ที่สำเร็จการศึกษาระดับปริญญาตรีและกำลังตัดสินใจศึกษาต่อในระดับปริญญาโทซึ่งอาศัยอยู่ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล บางส่วนพบว่า ลักษณะงานมีผลต่อการตัดสินใจศึกษาต่อในระดับปริญญาโท เนื่องจากสามารถนำความรู้ที่ได้รับจากการศึกษาต่อมาใช้พัฒนางานและคาดหวังที่จะก้าวหน้าในสายอาชีพของงานที่ทำ

สัมพันธ์ [5] ได้ศึกษาวิจัยเรื่อง ความสัมพันธ์ระหว่างตัวประกอบกับลักษณะการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษามหาวิทยาลัยภูมิภาค: การเปรียบเทียบระหว่างมหาวิทยาลัยขอนแก่นและมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ พบว่าเพศมีความสัมพันธ์กับลักษณะการสำเร็จการศึกษาของนักศึกษา โดยนักศึกษาหญิงมีโอกาสสำเร็จการศึกษาตามกำหนดเวลามากกว่านักศึกษาชาย

จะเห็นได้ว่าปัจจัยที่บ่งบอกถึงความสำเร็จของการศึกษาตามหลักสูตรขึ้นกับลักษณะของนักศึกษา กลุ่มเป้าหมายของหลักสูตรจึงมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อความสำเร็จของการจัดการเรียนการสอนของหลักสูตรปริญญาโททั้งหลาย

3. ระเบียบวิธีวิจัย

<u>ประชากร</u> คือ นักศึกษาหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล

<u>กลุ่มตัวอย่าง</u> เลือกจากฐานข้อมูลนักศึกษาในหลักสูตรจากบัณฑิตวิทยาลัยที่มีข้อมูลครบถ้วนสมบูรณ์สามารถนำมาวิเคราะห์ผลต่อได้ จำนวน 63 ตัวอย่าง จัดเป็นข้อมูลทุติยภูมิ ตรวจสอบความถูกต้องด้วยข้อมูลปฐมภูมิ ช่วงเวลาที่เก็บข้อมูล ระหว่างปีการศึกษา 2553 - 2562

<u>วิธีวิเคราะห์ข้อมูล</u> บันทึกข้อมูลลงในฐานข้อมูล Excel วิเคราะห์ค่าทางสถิติเชิงพรรณนา เช่น ความถี่ เปอร์เซ็นต์ ค่ามากที่สุด น้อยที่สุด ค่ามัธยฐาน ค่าฐานนิยม ค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน เป็นการรายงานผลในภาพรวม เป็นหมวดหมู่ กลุ่มใหญ่ และไม่ระบุรายละเอียดของนักศึกษาแต่ละคนโดยเด็ดขาด

<u>การแสดงผล</u> แสดงผลด้วยตารางและรูปภาพเป็นอัตราส่วน เปอร์เซ็นต์ ไม่เจาะจงนักศึกษาคนใดคนหนึ่ง ไม่อาจจะทราบได้ว่าผลลัพธ์ที่แสดงมาจากนักศึกษาคนใด

4. ผลลัพธ์และการอภิปราย

4.1 ลักษณะของกลุ่มตัวอย่าง

ตารางที่ 1 แสดงลักษณะของกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาปริญญาโท จำแนกตามเพศของแต่ละปีการศึกษา นักศึกษาส่วนมากที่เข้าเรียนในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) มหาวิทยาลัยมหิดล เป็นเพศหญิงสูงถึงร้อยละ 68.25 โดยเพศชายมีจำนวนน้อยกว่าประมาณ 2 เท่า อายุเฉลี่ยของนักศึกษาอยู่ระหว่าง 21 - 25 ปี ซึ่งโดยส่วนใหญ่เป็นนักศึกษาที่เพิ่งจบการศึกษาในระดับปริญญาตรี จะเห็นได้ว่า สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ มีแนวโน้มจะเป็นที่นิยมสำหรับผู้หญิงมากกว่าผู้ชาย และคนหนุ่มสาวให้ความสนใจเรียนกันมาก

ตารางที่ 1 ลักษณะของกลุ่มนักศึกษาที่เข้าศึกษาต่อ จำแนกตามเพศ

ปีการศึกษา	เพศ				
	ชาย	ร้อยละ	หญิง	ร้อยละ	รวม
2553	0	0.00	4	100.00	4
2554	1	33.33	2	66.67	3
2555	1	33.33	2	66.67	3
2556	3	60.00	2	40.00	5
2557	2	22.22	7	77.78	9
2558	1	100.00	0	0.00	1
2559	0	0.00	0	0.00	0
2560	6	42.86	8	57.14	14
2561	3	27.27	8	72.73	11
2562	3	23.08	10	76.92	13
รวม	20	31.75	43	68.25	63

4.2 แหล่งที่มาของนักศึกษา

ตารางที่ 2 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามพื้นฐานการศึกษา

ปี การศึกษา	สาขาทางด้านวิทยาศาสตร์และสาขาอื่น ๆ	สาขาทางด้านวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม	สาขาวิศวกรรมโยธา	รวม
2553	2	1	1	4
2554	0	2	1	3
2555	1	2	0	3
2556	2	3	0	5
2557	4	1	4	9
2558	1	0	0	1
2559	0	0	0	0
2560	10	2	2	14
2561	6	2	3	11
2562	5	5	3	13
รวม	31	18	14	63
ร้อยละ	49.21	28.57	22.22	100

ตารางที่ 2 แสดงถึงพื้นฐานการศึกษาของนักศึกษาในหลักสูตรที่ผ่านมา จะเห็นได้ชัดเจนว่านักศึกษาที่เข้าศึกษาในหลักสูตรฯ มีพื้นฐานการศึกษาระดับปริญญาตรีในสาขาทางด้านวิทยาศาสตร์และสาขาอื่น ๆ เป็นส่วนใหญ่ รองลงมา ได้แก่ สาขาทางด้านสิ่งแวดล้อม และสาขาวิศวกรรมโยธา ตามลำดับ

เมื่อพิจารณาถึงแหล่งที่มาของนักศึกษาในตารางที่ 3 พบว่า กลุ่มนักศึกษาไทยส่วนมากจำนวน 30 คน หรือร้อยละ 71.43 คือ ศิษย์เก่าของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยมหิดลเอง มีนักศึกษาไทยที่สำเร็จการศึกษาจากต่างประเทศเข้าศึกษาต่อบ้างจำนวน 2 คน หรือร้อยละ 4.76 สำหรับกลุ่มนักศึกษาต่างชาติทั้งหมดมาจากภูมิภาคเอเชีย โดยที่ส่วนมากมาจากภูมิภาคเอเชียตะวันออกเฉียงใต้

ตารางที่ 3 แหล่งที่มาของนักศึกษากลุ่มตัวอย่าง

กลุ่มนักศึกษาไทย	จำนวน	ร้อยละ	ร้อยละ
ศิษย์เก่ามหาวิทยาลัยมหิดล	30	71.43	66.67
มหาวิทยาลัยรัฐบาลในประเทศไทย	10	23.81	
มหาวิทยาลัยในต่างประเทศ	2	4.76	
รวมกลุ่มนักศึกษาไทย	42	100	
กลุ่มนักศึกษาต่างชาติ	จำนวน	ร้อยละ	ร้อยละ
อาเซียน (กัมพูชา, เมียนมา, อินโดนีเซีย)	14	66.67	33.33
เอเชีย (จีน, ญี่ปุ่น, เนปาล, บังคลาเทศ, ภูฏาน, ศรีลังกา, อินเดีย)	7	33.33	
รวมกลุ่มนักศึกษาต่างชาติ	21	100	
รวมจำนวนนักศึกษาในหลักสูตรฯ	63	100	100

เมื่อพิจารณาในรายละเอียด ผลจากตารางที่ 3 ในกลุ่มนักศึกษาไทย คือ เป็นศิษย์เก่ามหาวิทยาลัยมหิดล จากหลายหลายสาขาวิชา ซึ่งถือเป็นกลุ่มเป้าหมายหลัก มีจำนวนมากถึง 30 คน จากทั้งหมด 42 คน คิดเป็นร้อยละ 71.43 มีนักศึกษาบางส่วนที่มาจากมหาวิทยาลัยรัฐบาลในประเทศไทย อาจเป็นเพราะว่า มหาวิทยาลัยรัฐบาลในประเทศไทยอื่น ๆ ต่างก็มีหลักสูตรนานาชาติทั้งสิ้น และไม่มีนักศึกษาจากกลุ่มมหาวิทยาลัยราชภัฏหรือมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลมาเรียน อาจจะเป็นไปได้ว่า ไม่คุ้นเคยกับการเรียนในระบบภาษาอังกฤษ และสังเกตได้ว่าไม่มีนักศึกษาจากมหาวิทยาลัยเอกชนเลย

สำหรับกลุ่มนักศึกษาต่างชาติ พบว่าส่วนใหญ่มาจากประเทศในอาเซียน ได้แก่ กัมพูชา เมียนมา อินโดนีเซีย และอีกส่วนหนึ่งมาจากประเทศในภูมิภาคเอเชีย ได้แก่ เนปาล บังคลาเทศ ภูฏาน ศรีลังกา และอินเดีย มีเพียงส่วนน้อยที่มาจากภูมิภาคเอเชียเหนือ เช่น จีน และญี่ปุ่น อาจกล่าวได้ว่าแทบจะเป็นไม่ได้ที่จะมีนักศึกษามาจากกลุ่มประเทศยุโรป ออสเตรเลีย คงเป็นเพราะว่าอยู่ห่างไกลจากประเทศไทยมาก และที่สำคัญประเทศเหล่านี้มีมาตรฐานการศึกษาที่สูงกว่าประเทศไทย ผลลัพธ์การวิจัยจากฐานข้อมูลที่มีอยู่ในปัจจุบัน มีประโยชน์ต่อการวางแผนประชาพันธ์หลักสูตรฯ ให้ตรงกับกลุ่มเป้าหมาย เช่น ควรจะพยายามโน้มน้าวและสร้างแรงจูงใจให้เกิดขึ้นกับนักศึกษาในระดับปริญญาตรีชั้นปีที่ 4 ของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม ที่กำลังจะสำเร็จการศึกษา เนื่องจากเป็นกลุ่มใหญ่ที่สุด และประชาสัมพันธ์ได้ง่ายที่สุด

4.3 สาขาที่นักศึกษาเลือกทำวิจัย

หลักสูตรฯ มีทางเลือกให้นักศึกษาทำงานวิจัยในด้านสิ่งแวดล้อม หรือด้านทรัพยากรน้ำ ผลการวิเคราะห์ที่แสดงในตาราง 4 สรุปได้ว่านักศึกษาในหลักสูตรส่วนใหญ่เลือกทำวิจัยในหัวข้อที่เกี่ยวข้องกับสาขาวิชาสิ่งแวดล้อม สูงสุดถึง 50 คน หรือร้อยละ 79.37 อาจกล่าวได้ว่านักศึกษามีความสนใจและตั้งเป้าในการเข้ามาทำงานวิจัยในสาขาดังกล่าว เนื่องจากในปัจจุบันทั่วโลกต้องพบภาวะวิกฤตจากปัญหามลพิษทางด้านสิ่งแวดล้อมอย่างหนัก รวมทั้งปัจจุบันประเทศไทยได้เกิดปัญหามลภาวะทางอากาศที่รุนแรงมากขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัญหาฝุ่น PM2.5 ซึ่งทุกฝ่ายร่วมกันออกมาแก้ไขปัญหาดังกล่าว เพราะปัญหาดังกล่าวอาจเป็นอันตรายและส่งผลเสียต่อสุขภาพร่างกายอย่างมากในภายหลัง อาจส่งผลถึงการปัจจัยในการหางาน เนื่องจากงานทางด้านสิ่งแวดล้อมเป็นที่ต้องการในตลาดแรงงานอย่างมากในขณะนี้

ตารางที่ 4 สาขาการทำวิจัยของกลุ่มตัวอย่างนักศึกษา

สาขางานวิจัย	จำนวน	ร้อยละ
สิ่งแวดล้อม	50	79.37
ทรัพยากรน้ำ	6	9.52
อื่น ๆ	7	11.11
รวม	63	100

4.4 ผลการสอบภาษาอังกฤษของนักศึกษา

ตารางที่ 5 และ 6 แสดงคะแนนผลสอบภาษาอังกฤษในภาพรวม ของนักศึกษาไทย และของนักศึกษาต่างชาติ ตามลำดับ เมื่อหลักสูตรฯ ได้รับผลคะแนนจากนักศึกษา

ตารางที่ 5 คะแนนภาษาอังกฤษของนักศึกษาไทย

ประเภทของการสอบ	จำนวน	คะแนนเต็ม	น้อยที่สุด	มากที่สุด	คะแนนเฉลี่ย
TOEFL-ITP	1	677	507	507	507.00
IELTS	3	9	5	7	6.17
MU GRAD TEST	32	100	36	92	57.13
รวม	36				

ตารางที่ 6 คะแนนภาษาอังกฤษของนักศึกษาต่างชาติ

ประเภทของการสอบ	จำนวน	คะแนนเต็ม	น้อยที่สุด	มากที่สุด	คะแนนเฉลี่ย
TOEFL-ITP	2	677	507	580	543.50
IELTS	6	9	5.5	7	6.08
MU GRAD TEST	12	100	59	81	57.08
รวม	20				

เมื่อพิจารณาคุณสมบัติด้านภาษาอังกฤษ ซึ่งเป็นความต้องการอย่างหนึ่งของหลักสูตรนานาชาติ หลักสูตรฯ กำหนดมาตรฐานภาษาอังกฤษไว้ โดยนักศึกษาจะต้องสอบภาษาอังกฤษมาตรฐานแรกเข้าให้มีคะแนนสอบ TOEFL-ITP, IELTS หรือ MU GRAD Plus ไม่ต่ำกว่า 400, 3.0 และ 36 ตามลำดับ จึงจะเข้าเรียนได้ เมื่อพิจารณาตารางที่ 5 และ 6 จะเห็นได้ว่า อัตราการสอบภาษาอังกฤษก่อนเข้ามาเรียนของนักศึกษาไทย จะมีต่ำกว่านักศึกษาต่างชาติอย่างเห็นได้ชัด อนึ่งในทางปฏิบัติ หลักสูตรฯ อาจผ่อนผันให้นักศึกษาที่สอบภาษาอังกฤษไม่ผ่านสามารถเข้าเรียนก่อนได้ แต่จะสำเร็จการศึกษาออกไปได้ ก็ต่อเมื่อคะแนนสอบภาษาอังกฤษผ่านเกณฑ์ที่บัณฑิตวิทยาลัยกำหนดคะแนนสอบ TOEFL-ITP, IELTS หรือ MU GRAD Plus ไว้ ไม่ต่ำกว่า 480, 5.0 และ 60 ตามลำดับ

4.5 การสำเร็จการศึกษาของนักศึกษา

ตารางที่ 7 กลุ่มตัวอย่างจำแนกตามการสำเร็จการศึกษา

ปีการศึกษา	สำเร็จการศึกษา	กำลังศึกษา	รวม
2553	4	0	4
2554	3	0	3
2555	3	0	3
2556	5	0	5
2557	10	0	10
2558	1	0	1
2559	1	1	2
2560	3	8	11
2561	0	11	11
2562	0	13	13
รวม	30	33	63

นักศึกษาของหลักสูตรมีแนวโน้มว่าจะไม่สามารถสำเร็จการศึกษาในระยะเวลา 2 ปีตามที่หลักสูตรฯ กำหนดไว้ พิจารณาจากตารางที่ 7 นักศึกษาที่เข้าศึกษาในปีการศึกษา 2560 สำเร็จการศึกษาแล้วเพียง 3 คน และยังไม่สำเร็จการศึกษาสูงถึง 8 คน ดูเหมือนว่า การไม่สามารถสำเร็จการศึกษาภายในระยะเวลาที่หลักสูตรกำหนดเป็นปัญหาร่วมที่สำคัญของการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาทั่วประเทศไทย ควรที่จะศึกษาให้ถ่องแท้ว่าอะไรคือสาเหตุที่ทำให้นักศึกษาไม่สามารถสำเร็จการศึกษาตามหลักสูตรได้ เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารงานหลักสูตร

5. สรุปและข้อเสนอแนะ

การศึกษาวิจัยนี้ทำขึ้นเพื่อศึกษาและวิเคราะห์ลักษณะของกลุ่มเป้าหมายที่จะเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำ (หลักสูตรนานาชาติ) เพื่อนำผลลัพธ์ที่ได้มาปรับใช้ในกระบวนการรับนักศึกษาให้มีมาตรฐานทัดเทียมระดับสากล รวมทั้งการเห็นข้อดีและข้อเสียของระบบในปัจจุบัน บัณฑิตศึกษาด้านวิศวกรรมวิ่งแวดล้อมและทรัพยากรน้ำเปิดสอนมากมาย นักศึกษามีทางเลือกมาก การแข่งขันมีมากขึ้นทั้งจากสถาบันในประเทศด้วยกันเองและจากสถาบันต่างประเทศ การวิจัยในครั้งนี้จึงเป็นจุดเริ่มต้นให้เล็งเห็นถึงศักยภาพ เราจึงสนใจศึกษาว่ากลุ่มนักศึกษามหาบัณฑิตที่เข้ามาศึกษาว่ามีลักษณะอย่างไร ในแง่ของพื้นฐานการศึกษา อายุ วุฒิการศึกษาระดับปริญญาตรี แหล่งที่มา คะแนนภาษาอังกฤษ ฯลฯ โดยใช้ฐานข้อมูลการรับสมัครนักศึกษาของบัณฑิตวิทยาลัยมาวิเคราะห์

จากการศึกษาพบว่า กลุ่มเป้าหมายของหลักสูตรฯ คือ นักศึกษาไทยร้อยละ 66.67 เป็นเพศหญิงร้อยละ 68.25 และส่วนมากเป็นศิษย์เก่าของภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยมหิดล สูงถึงร้อยละ 71.43 เนื่องจากหลักสูตรฯ ได้มีการผ่อนผันให้นักศึกษาที่สอบภาษาอังกฤษไม่ผ่านสามารถเข้าเรียนก่อนได้ แต่จะสำเร็จการศึกษาออกไปได้ ก็ต่อเมื่อคะแนนสอบภาษาอังกฤษผ่านเกณฑ์ที่บัณฑิตวิทยาลัยกำหนดคะแนนสอบ TOEFL-ITP, IELTS หรือ MU GRAD Plus ไว้ ไม่ต่ำกว่า 480, 5.0 และ 60 ตามลำดับ ทำให้อัตราการสอบภาษาอังกฤษก่อนเข้ามาเรียนของนักศึกษาไทย ต่ำกว่านักศึกษาต่างชาติ ถึงร้อยละ 9.53 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าหลักสูตร ฯ ได้รับความสนใจจากนักศึกษาไทย ถึงแม้ว่าจะเป็นหลักสูตรนานาชาติก็ตาม อาจเป็นเพราะว่าเป็นการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาในประเทศไทย จึงทำให้ค่าใช้จ่ายที่เกิดขึ้นระหว่างเรียนน้อยกว่าการศึกษาระดับบัณฑิตศึกษาในต่างประเทศ

6. ข้อสังเกตุและข้อเสนอแนะการปรับปรุงกระบวนการรับสมัคร

การศึกษาครั้งนี้ มีข้อสังเกตเกี่ยวกับกระบวนการคัดเลือกนักศึกษาเข้าเรียนในหลักสูตรฯ ที่สำคัญ 2 ประการ ได้แก่

1) หลักฐานในการสมัครเรียนกรณีที่เป็นนักศึกษาชาวต่างชาติ ที่นำมาใช้สำหรับกลั่นกรองน่าจะต่ำกว่ามาตรฐานสากล เช่น เอกสารรับรองการตรวจสุขภาพซึ่งตรวจแค่โรคเพียงเบื้องต้นเท่านั้น แตกต่างจากในประเทศตะวันตกที่จะต้องมีรายงานผลการฉีดวัคซีนประกอบด้วย และนักศึกษาไม่ต้องแสดงเอกสารรับรองฐานะทางการเงิน (Financial statement) ซึ่งยืนยันว่ามีเงินทุนสนับสนุนการศึกษาเพียงพอตลอดหลักสูตรฯ

2) คะแนนสอบภาษาอังกฤษ เกณฑ์ขั้นต่ำของมหาวิทยาลัยมหิดล ค่อนข้างต่ำกว่าเกณฑ์ขั้นต่ำของระดับสากล เช่น ประเทศสหรัฐอเมริกา

มักจะกำหนดให้คะแนน TOEFL ITP ขั้นต่ำ 520 แต่มหาวิทยาลัยมหิดลกำหนดขั้นต่ำเพียง 480 และนักศึกษาจำนวนมากเข้ามาเรียนได้โดยมีคะแนนสอบภาษาอังกฤษต่ำกว่าเกณฑ์โดยการผ่อนผันของหลักสูตรฯ การปรับปรุงคุณภาพด้านทักษะภาษาอังกฤษของนักศึกษา จึงยังเป็นประเด็นที่ต้องการได้รับการพัฒนาต่อไป เพื่อคุณภาพที่ดีขึ้นของการจัดการเรียนการสอนหลักสูตรนานาชาติ

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยฉบับนี้ได้รับการผลักดันอย่างมหาศาลและความช่วยเหลือต่างๆ จนกระทั่งสามารถสำเร็จไปได้ด้วยดี จากอาจารย์ที่ปรึกษา คุณพ่อ คุณแม่ ครอบครัวที่ให้กำลังใจและสนับสนุนมาโดยตลอด ทั้งนี้ ผู้วิจัยหวังเป็นอย่างยิ่งว่างานวิจัยฉบับนี้ จะเป็นประโยชน์สำหรับนักวิจัยทั่วไป หรือสถาบันการศึกษาทั้งในและต่างประเทศ ซึ่งเปิดสอนในระดับปริญญาโทไม่มากก็น้อย และหากมีข้อผิดพลาดประการใดในงานวิจัยฉบับนี้ผู้วิจัยขออภัยมา ณ ที่นี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ธีรวรรณ วิริยะรัตนพร (2546). พฤติกรรมการตัดสินใจของบัณฑิตในการเข้าศึกษาต่อหลักสูตรเศรษฐศาสตร์มหาบัณฑิต กรณีศึกษามหาวิทยาลัยเอกชน. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิตคณะเศรษฐศาสตร์ธุรกิจ, มหาวิทยาลัยหอการค้าไทย.

[2] สมฤทัย ไทยนิยม (2547). แรงจูงใจในการศึกษาต่อระดับปริญญาโทของข้าราชการรัฐสภา : กรณีศึกษาสำนักงานเลขาธิการสภาผู้แทนราษฎร การศึกษาค้นคว้าอิสระมหาบัณฑิต คณะสังคมศาสตร์, มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[3] พาชิตชนัต ศิริพานิช และอุปภัมภ์ สายแสงจันทร์ (2532). การสำรวจความต้องการเพื่อศึกษาต่อระดับปริญญาโท คณะสถิติประยุกต์ สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์. ผลงานวิจัยของคณะสถิติประยุกต์, สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์.

[4] อัครชิต ทีฆทิพย์สกุล (2530). การวิเคราะห์มูลเหตุจูงใจของนิสิตบัณฑิตศึกษาต่อการเข้าศึกษาในระดับปริญญามหาบัณฑิต คณะครุศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, ภาควิชาวิจัยการศึกษา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[5] นิตยา วัฒนาภรณ์ (2531). เหตุจูงใจในการศึกษาต่อระดับปริญญาโทภาคพิเศษ คณะรัฐประศาสนศาสตร์. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ,ภาควิชารัฐประศาสนศาสตร์, สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์.

[6] กฤษณีย์ อุทุมพร (2527). องค์ประกอบที่สัมพันธ์กับสัมฤทธิผลทางการศึกษาของนิสิตมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย. วิทยานิพนธ์ครุศาสตรมหาบัณฑิต จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[7] ชวนชัย เชื้อสาธุชน และคณะ (2545). ความต้องการศึกษาต่อระดับปริญญาโทในสถาบันราชภัฏอุบลราชธานีของบุคลากรในจังหวัดอุบลราชธานี ยโสธร อำนาจเจริญ และศรีสะเกษ. จังหวัดอุบลราชธานี, สถาบันราชภัฏอุบลราชธานี.

[8] วราภรณ์ ผ่องสุวรรณ (2550). ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจเข้าศึกษาในระดับปริญญาโทของคณะรัฐศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์. ผลงานวิจัยของคณะรัฐศาสตร์,มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์.

[9] สุดารา ดิษฐกรณ์ (2535). ปัจจัยที่มีผลต่อการตัดสินใจศึกษาต่อของข้าราชการ ตามแผนพัฒนาทรัพยากรบุคคลของสานักงานการปฏิรูปที่ดินเพื่อเกษตรกรรม.การศึกษาค้นคว้าอิสระมหาบัณฑิต,คณะสังคมศาสตร์ สาขาพัฒนาชุมชน,มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[10] ทองหล่อ นาคหอม (2535). แรงจูงใจในการศึกษาต่อระดับปริญญาโทของนิสิตวิชาเอกการบริหารการศึกษา มหาวิทยาลัยนเรศวร ปีการศึกษา 2533 – 2534. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต, คณะศึกษาศาสตร์, มหาวิทยาลัยนเรศวร.

การพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล สำหรับนักศึกษาวิศวกรรมโยธา มทร.ศรีวิชัย

Development of Online Skill Training Package on Force System and Equilibrium for Engineering Students of RUTS

จุฑามาศ ลักษณะกิจ[1,*] จำรูญ สมบูรณ์[2] และ นฤมล แสงดวงแข[3]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย จ.สงขลา
[3] คณะวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย จ.นครศรีธรรมราช
**Corresponding author; E-mail address: chuthamat.L@rmutsv.ac.th*

บทคัดย่อ

การวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล (ชุดฝึกทักษะฯ) รายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 เพื่อศึกษาและวัดผลสัมฤทธิ์ทางการเรียน กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการวิจัยสุ่มแบบเฉพาะเจาะจง เป็นนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ชั้นปีที่ 1 และ 2 คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย แบ่งเป็น 2 กลุ่ม คือ กลุ่มทดลอง จำนวน 33 คน และกลุ่มควบคุม จำนวน 27 คน เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัยประกอบด้วย แบบทดสอบก่อนเรียน แบบทดสอบหลังเรียน และชุดฝึกทักษะฯ วิเคราะห์ข้อมูลด้วยค่าร้อยละ คะแนนค่าเฉลี่ย ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน และ t-test dependent ผลการศึกษาพบว่า 1) ชุดฝึกทักษะฯ ที่พัฒนาขึ้นมีรูปแบบให้นักศึกษาเลือกคำตอบ (Selection Type) แบบจับคู่ (Matching) จำนวน 40 ข้อ 2) ชุดฝึกทักษะมีประสิทธิภาพเท่ากับ 83.6/63.0 เป็นไปตามเกณฑ์มาตรฐาน 80 เฉพาะตัวแรกที่กำหนดไว้ 3) กลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะฯ มีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนสูงกว่าก่อนเรียน แต่ความแตกต่างของผลสัมฤทธิ์ไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ .05 ในทางกลับกันกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติมีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนต่ำกว่าก่อนเรียน และ 4) กลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะฯ มีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนสูงกว่ากลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ แต่ความแตกต่างของผลสัมฤทธิ์ไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ .05

คำสำคัญ: ชุดฝึกทักษะ, ออนไลน์, ระบบแรงและการสมดุล, วิศวกรรมโยธา , มทร.ศรีวิชัย

Abstract

The purpose of this research was to develop the online skill training package on Force system and Equilibrium in subject code 04-411-101 Engineering Mechanics 1 and to study and assess learning achievement. The samples selected by purposive random sampling comprised 2 groups of the 1st and 2nd year of civil engineering students, Faculty of Engineering, Rajamangala University of Technology Srivijaya divided into 2 groups; 33 students in experimental group and 27 students in control group. Research instruments for the study consisted of a Pre-test, a Post-test and an online skill training package. The collection data were analyzed by percentage, mean, standard deviation and t-test dependent. The results showed that, 1) the developed online skill training package included 44 questions of selection type and matching questions. 2) The developed online skill training package was an efficiency 83.6/63.0, which meets the 80/80 standard only the first set. 3) The experimental group had higher learning achievement than before learning at, but the achievement was not statistically significant different at the level .05 on the other hand, the control group studied by normal methods had lower post-learning achievement than that of pre-learning at. 4) The experimental group had higher post-learning achievement than the control group studied by normal methods, but the statistically significant different at the level .05.

Keywords: skill training package, online, force system and equilibrium, civil engineering, RUTS

1. บทนำ

การผลิตบุคลากรด้านวิศวกรรมมีความสำคัญอย่างยิ่งต่อการพัฒนาประเทศ โดยฉพาะอย่างยิ่งบุคลาการด้านวิศวกรรมโยธาจัดเป็นทรัพยากรมนุษย์ที่จำเป็นต่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานให้กับสังคมและประเทศชาติ วิศวกรที่มีศักยภาพย่อมมีความได้เปรียบภาคการผลิต สามารถสร้าง

นวัตกรรม และพึ่งพาตนเองได้ การส่งเสริมและสร้างกระบวนการคิดอย่างต่อเนื่องและยั่งยืนให้ผู้ศึกษาในสาขาวิศวกรรมโยธาจำเป็นต้องมีความรู้ความเข้าใจ หลักการพื้นฐานอย่างท่องแท้ ศาสตร์พื้นฐานที่มีความสำคัญลำดับต้นคือวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม วิชานี้เป็นศาสตร์ที่ประยุกต์หลักการคณิตศาสตร์และฟิสิกส์เข้าด้วยกัน เป็นวิชาในหมวดพื้นฐานที่นักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ทุกคนต้องผ่านการเรียน สภาพปัจจุบันการจัดการเรียนการสอนวิชากลศาตร์วิศวกรรม ระดับปริญญาตรีสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาตร์ มทร.ศรีวิชัย ในช่วง 5 ปีที่ผ่านมา นักศึกษาที่มีผลการเรียนในระดับ F มีแนวโน้มสูงขึ้น จากปีการศึกษา 2558 ถึง 2560 คิดเป็นร้อยละ 20 29 และ 39 ตามลำดับ จึงส่งผลกระทบต่อเนื่องทำให้นักศึกษาไม่สามารถสำเร็จการศึกษาได้ตามหลักสูตร 4 ปี

งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับชุดฝึกทักษะ ดังการศึกษาของ [1] [2] และ [3] หรือโปแกรมฝึกทักษะ ดังการศึกษาของ [4] หรือชุดการเรียนรู้ดังการศึกษาของ [5] หรือชุดกิจกรรมการเรียนการสอนดังการศึกษาของ [6] หรือบทเรียนมัลติมีเดียดังการศึกษาของ [7] งานวิจัยเหล่านี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาชุดฝึกทักษะให้ได้ประสิทธิภาพตามเกณฑ์มาตรฐานที่กำหนด และศึกษาผลสัมฤทธิ์ของการเรียนหรือผลสัมฤทธิ์ด้านพฤติกรรมจากการใช้สื่อหรือชุดการสอนเหล่านี้ โดยงานวิจัยส่วนใหญ่มีการประเมินความพึงพอใจของการใช้สื่อหรือชุดการสอนควบคู่กัน

ดังนั้นนำเทคโนโลยีมาใช้ในการพัฒนาและส่งเสริมการเรียนการสอนให้แก่ผู้เรียนจึงเป็นทางเลือกที่เหมาะสมกับการสอนที่เน้นผู้เรียนเป็นสำคัญ ผู้วิจัยเห็นว่าการเรียนการสอนรายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 จำเป็นอย่างยิ่งที่ต้องมีการพัฒนาและสร้างสรรค์ชุดฝึกทักษะที่ดึงดูดความสนใจ ตอบสนองความต้องการของผู้เรียน และเข้าถึงได้ทุกที่ทุกเวลาด้วยระบบออนไลน์ นักศึกษาสามารถทบทวนเนื้อหาเพิ่มเติมได้ด้วยตนเองโดยการฝึกทำชุดฝึกทักษะที่มีระบบตรวจสอบคำตอบได้อย่างทันทีทันใด ช่วยพัฒนาความรู้ ความเข้าใจ และสามารถทำซ้ำจนเกิดความเชี่ยวชาญในองค์ความรู้พื้นฐานทางวิศวกรรมได้อย่างไร้ข้อจำกัด ผู้วิจัยคาดหวังว่าการจัดการเรียนการสอนรายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 ของสาขาวิศวกรรมโยธา ปีการศึกษา 2562 โดยใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ช่วยให้นักศึกษามีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนรายวิชาเรื่องระบบแรงและสมดุลดีขึ้น

2. ระเบียบวิธีวิจัย

2.1 วัตถุประสงค์

(1) เพื่อพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล รายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 ให้มีคุณภาพและประสิทธิภาพตามเกณฑ์ 80/80

(2) เพื่อศึกษาและวัดผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนวิชากลศาสตร์วิศวกรรม 1 เรื่องระบบแรงและการสมดุล ของกลุ่มตัวอย่างนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา ชั้นปีที่ 1 จากการเรียนรู้ด้วยชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล

(3) เพื่อเปรียบเทียบผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ และกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ

2.2 ขอบเขต

ประชากรที่ใช้ในการวิจัยนี้เป็นนักศึกษาคณะวิศวกรรมศาสตร์ ชั้นปีที่ 1-4 จำนวน 2,441 คน ที่ลงทะเบียนเรียนวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 ในภาคการศึกษาที่ 2 ปีการศึกษา 2562 จำนวน 224 คน

กลุ่มตัวอย่างเป็นนักศึกษาคณะวิศวกรรมศาสตร์ สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ชั้นปีที่ 1 หรือสูงกว่าที่ลงทะเบียนเรียนวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 จำนวน 2 กลุ่ม คือ กลุ่มเรียน 3 (กลุ่มทดลอง) จำนวน 34 คน และกลุ่มเรียน 4 (กลุ่มควบคุม) จำนวน 27 คน ใช้วิธีการสุ่มตัวอย่างแบบเฉพาะเจาะจงยกชั้น (Purposive sampling) เนื่องจากผู้วิจัยคำนึงถึงเวลาในการจัดการเรียนการสอนและความพร้อมของผู้เรียน เพื่อไม่ให้มีผลกระทบต่อการจัดการเรียนการสอนตามปกติที่มีอยู่ตามตารางสอน และกลุ่มตัวอย่างนี้สามารถเป็นตัวแทนของประชากรทั้งหมดได้ เนื่องจากผ่านการสอบคัดเลือกเข้ามาด้วยหลักเกณฑ์เดียวกันกับประชากรทุกประการ

2.3 กรอบแนวคิดและสมมุติฐานการวิจัย

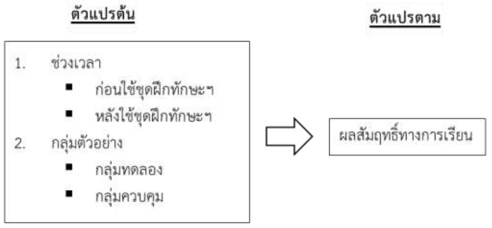
จากรูปที่ 1 แสดงกรอบแนวคิดการวิจัย ตัวแปรต้นที่มีผลต่อผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของนักศึกษาที่เรียนโดยการใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่องระบบแรงและการสมดุล (ชุดฝึกทักษะฯ) ประกอบด้วย ช่วงเวลาก่อนและหลังใช้ชุดฝึกทักษะฯ และการสร้างการเรียนรู้ของกลุ่มทดลองผ่านการใช้ชุดฝึกทักษะฯ และกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ

การวิจัยนี้มีสมมุติฐาน ดังนี้

(1) ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและสมดุล มีประสิทธิภาพตามเกณฑ์มาตรฐาน 80/80

(2) กลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและสมดุล มีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียน เรื่อง ระบบแรงและสมดุล หลังเรียนสูงกว่าก่อนเรียน

(3) กลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะ เรื่อง ระบบแรงและสมดุล มีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนเรื่อง ระบบแรงและสมดุล หลังเรียนสูงกว่ากลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ



รูปที่ 1 กรอบแนวคิดการวิจัย

2.4 เครื่องมือ

เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย มีดังนี้

(1) ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล บนระบบ LMS ของมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย รายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 ภาคเรียนที่ 2 ปีการศึกษา 2562 (http://lms59.rmutsv.ac.th/course/view.php?id=5987) โดยใช้เนื้อหารายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล สำหรับนักศึกษาสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา ตามหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) ซึ่งมีทั้งหมด 3 เรื่อง ดังนี้

การหาขนาดและทิศทางของหรือองค์ประกอบของแรงย่อยในแนวแกน (พิกัดฉาก) การหาขนาดและทิศทางของแรงลัพธ์ในแนวแกน (พิกัดฉาก) การหาขนาดของแรงลัพธ์โดยใช้กฎของไซน์ ครอบคลุมเนื้อหาเฉพาะระบบแรงและการสมดุลใน 2 มิติเท่านั้น

(2) ชุดทดสอบก่อนเรียน (Pre-test) เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล เป็นแบบทดสอบแบบปรนัย 5 ตัวเลือก จำนวน 30 ข้อ ออกแบบมาเพื่อวัดระดับความรู้ความเข้าใจเรื่องคณิตศาสตร์พื้นฐานและเรื่องระบบแรงและการสมดุล ครอบคลุมเนื้อหาเฉพาะระบบแรงและการสมดุลใน 2 มิติเท่านั้น

(3) ชุดทดสอบหลังเรียน (Post-test) เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล เป็นแบบทดสอบแบบปรนัย 5 ตัวเลือก จำนวน 30 ข้อ ออกแบบมาเพื่อวัดระดับความรู้ความเข้าใจเรื่องระบบแรงและการสมดุล ครอบคลุมเนื้อหาเฉพาะระบบแรงและการสมดุลใน 2 มิติเท่านั้น

การตรวจสอบคุณภาพของเครื่องมือวิจัยใช้การตรวจสอบความเที่ยงตรงตามเนื้อหา (Content validity) โดยให้ผู้ทรงคุณวุฒิจำนวน 3 ท่าน ประเมินค่า IOC (Index of Item-objective Congruence) เช่นเดียวกับการศึกษาของ [8] และ [9] และการตรวจสอบความเชื่อมั่น (Reliability) ในการวิจัยนี้เลือกใช้วิธีการทดสอบตามวิธีคูเดอร์-ริชาร์ดสัน (Kuder-Richardson) โดยวิธีหาความคงที่ภายในโดยใช้สูตร KR-20 เช่นเดียวกับงานวิจัยของ [8] [10] และ [11] เนื่องจากแบบทดสอบก่อนเรียนและหลังเรียนมีความยากง่ายไม่เท่ากัน

2.5 วิธีการดำเนินงานวิจัย

การวิจัยนี้เป็นการวิจัยกึ่งการทดลอง (Quasi-Experimental Research) ซึ่งได้ดำเนินตามขั้นตอนดังนี้

(1) ศึกษาขอบข่ายและเนื้อหารายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 เรื่อง ระบบแรงและการ โดยคัดเลือกแบบฝึกหัดท้ายบทจากหนังสือ “Engineering Mechanics : Statics", 13th –ed โดย [12] ซึ่งเป็นเอกสารหลักและตำราหลัก

(2) รวบรวมข้อผิดพลาดที่มีความถี่สูงสุดจากแบบฝึกหัดและข้อสอบในอดีต เพื่อนำมาเป็นแนวทางในการกำหนดเนื้อหาของชุดฝึกทักษะฯ

(3) กำหนดแบบแผนการทดลอง การวิจัยครั้งนี้เป็นการวิจัยกึ่งทดลอง คือ ใช้กลุ่มตัวอย่างที่มีอยู่ตามสภาพธรรมชาติ มีกลุ่มทดลองและกลุ่มควบคุม โดยกำหนดตัวแปรทดลองเป็นผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนเรื่องระบบแรงและการสมดุล

(4) สร้างเครื่องมือในการวิจัย ประกอบด้วย ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล แบบทดสอบก่อนเรียน และแบบทดสอบหลังเรียน

(5) ตรวจสอบคุณภาพของเครื่องมือวิจัยและปรับปรุงตามข้อเสนอแนะของผู้ทรงคุณวุฒิ

(6) ทดสอบความรู้ของกลุ่มตัวอย่างและกลุ่มควบคุม โดยใช้แบบทดสอบก่อนเรียน

(7) นำชุดฝึกทักษะฯ ให้กลุ่มตัวอย่างใช้ จากนั้นวัดผลสัมฤทธิ์ของกลุ่มตัวอย่างและกลุ่มควบคุมโดยใช้แบบทดสอบหลังเรียน

(8) วิเคราะห์และสรุปผลการวิจัย

3. ผลการวิจัย

3.1 ผลการพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล

ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล (ชุดฝึกทักษะฯ) ที่สร้างขึ้นมีลักษณะเป็นชุดฝึกทักษะที่ให้นักศึกษาเลือกคำตอบ (Selection type) แบบจับคู่ (Matching) ถึงแม้ว่าการเรียนการสอนในระบบห้องเรียนโดยทั่วไปมักให้นักศึกษาทำแบบฝึกหัดหรือชุดฝึกทักษะฯ แบบเขียนคำตอบ (Supply type) ซึ่งมีความเหมาะสมกับรายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 มากกว่ารูปแบบอื่น เพราะสามารถตั้งคำถามได้ครอบคลุมและลดการเดาได้ แต่ข้อดีของชุดฝึกทักษะฯ ในระบบออนไลน์แบบจับคู่คือสร้างได้ง่าย ใช้งานสะดวก และลดความผิดพลาดในการพิมพ์คำตอบที่มีสัญลักษณ์พิเศษ

ชุดฝึกทักษะฯ ที่สร้างขึ้นกำหนดการให้คะแนนเป็นตอบถูกได้ 1 คะแนน และตอบผิดได้ 0 คะแนน จำนวน 2 ตอน ตอนที่ 1 จำนวน 26 ข้อ ตอนที่ 2 จำนวน 14 ข้อ รวมทั้งสิ้น 40 ข้อ คะแนนรวมทั้งฉบับ 222 คะแนน

3.2 ผลการตรวจสอบคุณภาพเครื่องมือวิจัย

ความเที่ยงตรง หรือ ความเหมาะสม หรือ ความสอดคล้องของเครื่องมือวิจัย เป็นคุณสมบัติที่ต้องปรากฏในเครื่องมือวิจัยทุกประเภท แบ่งออกเป็นความเที่ยงตรงเชิงโครงสร้างและความเที่ยงตรงเชิงเนื้อหา กระบวนการทางสถิติที่นิยมใช้ตรวจสอบความเที่ยงตรงเชิงเนื้อหา คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความสอดคล้อง (Index of Item-Objective Congruence, IOC) ในงานวิจัยนี้ใช้ค่า IOC ตรวจสอบความเที่ยงตรงเชิงเนื้อหาของเครื่องมือวิจัย โดยผู้เชี่ยวชาญจำนวน 3 ท่าน ได้ผลดังแสดงในตารางที่ 1 พบว่าความเห็นเกี่ยวกับความเที่ยงตรงเชิงเนื้อหาของเครื่องมือวิจัยทั้ง 4 ด้าน คือ ด้านเนื้อหา ด้านวัตถุประสงค์ ด้านการใช้ภาษา และด้านการสอบ/ประเมินผล มีค่า ICO ระหว่าง 0.7-1.0 ซึ่งอยู่ในเกณฑ์ที่เหมาะสม

ตารางที่ 2 แสดงผลการตรวจสอบความเชื่อมั่นของเครื่องมือวิจัย พบว่าค่า KR-20 ของแบบทดสอบก่อนและหลังเรียนเท่ากับ 0.912 และ 0.902 ตามลำดับ มีความเชื่อมั่นระดับสูง

ตารางที่ 1 ค่าสัมประสิทธิ์ความสอดคล้องของเครื่องมือวิจัย

ที่	รูปแบบและเนื้อหา	IOC			ความหมาย
		แบบทดสอบก่อนเรียน	แบบทดสอบหลังเรียน	ชุดฝึกทักษะฯ	
1	ด้านเนื้อหา	0.9	0.8	0.7	สอดคล้อง
2	ด้านวัตถุประสงค์	1.0	0.9	1.0	สอดคล้อง
3	ด้านการใช้ภาษา	0.9	1.0	1.0	สอดคล้อง
4	ด้านการสอบ / ประเมินผล	0.9	0.8	0.8	สอดคล้อง

ตารางที่ 2 ค่าความเชื่อมั่นของเครื่องมือวิจัย

เครื่องมือวิจัย	KR-20	ความหมาย
แบบทดสอบก่อนเรียน	0.912	ระดับสูง
แบบทดสอบหลังเรียน	0.902	ระดับสูง

3.3 ผลการหาประสิทธิภาพของชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล

จากตารางที่ 3 พบว่าประสิทธิภาพด้านกระบวนการ (E1) ของชุดฝึกทักษะฯ คิดจากร้อยละของคะแนนเฉลี่ยจากการทำชุดฝึกทักษะฯ ของนักศึกษากลุ่มทดลองจำนวน 34 คน ในภาพรวมมีค่าเท่ากับ 83.6 มีประสิทธิภาพตามเกณฑ์ที่กำหนด 80 ตัวแรก สำหรับประสิทธิภาพด้านผลลัพธ์ (E2) ของชุดฝึกทักษะฯ คิดจากร้อยละของคะแนนเฉลี่ยจากการทำแบบทดสอบหลังเรียนเพื่อวัดผลสัมฤทธิ์จากการเรียน พบว่าประสิทธิภาพด้านผลลัพธ์ของชุดฝึกทักษะฯ เท่ากับ 63.0 มีประสิทธิภาพต่ำกว่าเกณฑ์ 80 ตัวหลัง

ตารางที่ 3 ประสิทธิภาพของชุดฝึกทักษะออนไลน์

รายการ	จำนวน นศ.	ร้อยละคะแนนเฉลี่ยรวม	S.D	ความหมาย
E_1	33	83.6	19.8	มีประสิทธิภาพตามเกณฑ์
E_2	34	63.0	21.7	มีประสิทธิภาพต่ำกว่าเกณฑ์

3.4 ผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มตัวอย่าง

จากตารางที่ 4 พบว่าก่อนการใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล นักศึกษากลุ่มทดลองมีร้อยละคะแนนเฉลี่ยจากการทำทดสอบก่อนเรียนเท่ากับ 60.1 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 21.1 หลังจากใช้ชุดฝึกทักษะฯ และทำการทดสอบหลังเรียนมีร้อยละคะแนนเฉลี่ยเท่ากับ 63.0 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 21.1 อาจกล่าวได้ว่าชุดฝึกทักษะฯ มีส่วนช่วยส่งเสริมการเรียนรู้ ทำให้นักศึกษามีผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนเรื่องระบบแรงและการสมดุล หลังเรียนสูงกว่าก่อนเรียน อย่างไรก็ตามเมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบเพื่อหาค่าความแตกต่างทางสถิติระหว่างคะแนนก่อนเรียนและหลังเรียนโดยใช้ t-test Dependent พบว่าค่า t-test เท่ากับ -1.41 และค่า Sig. เท่ากับ 0.08 มากกว่า .05 แสดงว่าผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มทดลองหลังเรียนและก่อนเรียนไม่แตกต่างอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับสถิติ .05

จากตารางที่ 5 พบว่ากลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ มีร้อยละคะแนนเฉลี่ยจากการทำทดสอบก่อนเรียนเท่ากับ 64.0 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 19.1 และคะแนนจากการทำการทดสอบหลังเรียนมีร้อยละคะแนนเฉลี่ยเท่ากับ 56.1 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 24.4 เมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบเพื่อหาค่าความแตกต่างทางสถิติระหว่างคะแนนก่อนเรียนและหลังเรียนโดยใช้ t-test dependent พบว่าค่า t-test เท่ากับ 0.93 และค่า Sig. เท่ากับ 0.18 มากกว่า .05 แสดงว่าผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มควบคุมหลังเรียนและก่อนเรียนไม่แตกต่างอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับสถิติ .05

ตารางที่ 4 ผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มทดลอง

รายการ	จำนวน นศ.	ร้อยละคะแนนเฉลี่ยรวม	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	t-test	Sig.
แบบทดสอบก่อนเรียน	33	60.1	21.1	-1.41	0.08
แบบทดสอบหลังเรียน	34	63.0	21.7		

* นัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

ตารางที่ 5 ผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มควบคุม

รายการ	จำนวน นศ.	ร้อยละคะแนนเฉลี่ยรวม	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	t-test	Sig.
แบบทดสอบก่อนเรียน	26	64.0	19.1	0.93	0.2
แบบทดสอบหลังเรียน	23	56.1	24.4		

* นัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

3.5 ผลการเปรียบเทียบผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มทดลองและกลุ่มควบคุม

จากตารางที่ 6 พบว่าการทำแบบทดสอบหลังเรียนของกลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะฯ และกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ มีร้อยละคะแนนเฉลี่ยเท่ากับ 63.0 และ 56.1 ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 21.1 และ 24.4 ตามลำดับ กลุ่มทดลองมีร้อยละคะแนนเฉลี่ยสูงกว่ากลุ่มควบคุม เมื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบเพื่อหาค่าความแตกต่างทางสถิติระหว่างจากการทำแบบทดสอบหลังเรียนระหว่างกลุ่มทดลองและกลุ่มควบคุมโดยใช้ t-test dependent พบว่าค่า t-test เท่ากับ 1.10 และค่า Sig. เท่ากับ 0.14 มากกว่า .05 แสดงว่าผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนของกลุ่มทดลองไม่แตกต่างกับกลุ่มควบคุมอย่างมีนัยสำคัญที่ระดับสถิติ .05

ตารางที่ 6 ผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนของกลุ่มทดลองและกลุ่มควบคุม

รายการ	จำนวน นศ.	ร้อยละคะแนนเฉลี่ยรวม	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	t-test	Sig.
แบบทดสอบก่อนเรียน	26	64	19.1	0.93	0.2
แบบทดสอบหลังเรียน	23	56.1	24.4		

* นัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

4. สรุปผลการวิจัย

(1) จากวัตถุประสงค์ของการพัฒนาชุดฝึกทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล สำหรับนักศึกษาสาขาวิศวกรรมโยธา ชั้นปีที่ 1 หรือชั้นปีที่สูงกว่า ที่ลงทะเบียนเรียนรายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 โดยกำหนดสมมติฐานให้ชุดฝึกทักษะฯ ที่สร้างขึ้นมีประสิทธิภาพตามเกณฑ์มาตรฐาน 80/80 นั้น พบว่าชุดฝึกทักษะฯ ที่พัฒนาขึ้นมีประสิทธิภาพอยู่ที่ 83.6/63.0 ซึ่งเป็นไปตามเกณฑ์เฉพาะประสิทธิภาพตัวแรก แต่ประสิทธิภาพตัวหลังต่ำกว่าเกณฑ์มาตรฐาน หากคะแนนของเกณฑ์ประสิทธิภาพตัวแรก E1 สูงกว่าตัวหลัง E2 และต่างกันเกินร้อยละ 5 แสดงว่าชุดฝึกทักษะฯ ง่ายกว่าแบบทดสอบหลังเรียน ซึ่งเป็นไปในทิศทางเดียวกับที่ชัยยงค์ พรหมวงศ์ [13] ได้เสนอแนวคิดไว้ว่าหากประสิทธิภาพตัวหลังต่ำกว่าตัวแรกแสดงให้เห็นว่าการปรับเปลี่ยนพฤติกรรมสุดท้ายก่อนทดสอบหลังเรียนของกลุ่มทดลองไม่อยู่ในระดับที่เหมาะสม

(2) จากวัตถุประสงค์ของการศึกษาและวัดผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนรายวิชา รหัสวิชา 04-411-101 ชื่อวิชา กลศาสตร์วิศวกรรม 1 เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล ซึ่งผลจากการเรียนรู้ด้วยชุดฝึกทักษะฯ พบว่ากลุ่มทดลองมีคะแนนจากการทำแบบทดสอบหลังเรียน คิดเป็นร้อยละ 63.0 ของคะแนนเต็ม สูงกว่าคะแนนทดสอบก่อนเรียน คิดเป็นร้อยละ 60.1 ของคะแนนเต็ม เมื่อนำคะแนนการวัดผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนมาวิเคราะห์เปรียบเทียบเพื่อหาความแตกต่างทางสถิติระหว่างคะแนนก่อนและหลังการทดสอบโดยใช้ t-test dependent พบว่าผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนสูงกว่าก่อนเรียนอย่างไม่มีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 เมื่อสังเคราะห์ผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนด้านความรู้ความเข้าใจรายประเด็นจากการทำแบบทดสอบหลังเรียนของกลุ่มทดลองพบข้อสังเกตุว่ากลุ่มทดลองมีความรู้ความเข้าใจในเนื้อหาเรื่องการหาขนาดและทิศทางของแรงย่อยในแนวแกน (พิกัดฉาก) และการหาขนาดและทิศทางของแรงลัพธ์ในแนวแกน (พิกัดฉาก) อยู่ในระดับดี เพราะมีผู้ได้คะแนนจากการทำแบบทดสอบหลังเรียนได้โดยเฉลี่ยสูงกว่าร้อยละ 70 แต่กลุ่มทดลองยังคงมีความเข้าใจเนื้อหาเรื่องกฎของไซน์อยู่ในระดับต่ำ เพราะมีผู้ได้คะแนนจากการทำแบบทดสอบหลังเรียนที่วัดผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนในประเด็นเรื่องกฎของไซน์โดยเฉลี่ยประมาณร้อยละ 30 ต่ำกว่าเกณฑ์ความยากง่ายทั่วไปที่กำหนดคือร้อยละ 50 ดังที่ปราณี หลำเบ็ญสะ [14] ได้กล่าวไว้ว่าข้อสอบที่ดีควรมีความยากง่ายพอเหมาะ ถ้าคะแนนเฉลี่ยต่ำกว่าร้อยละ 50 แสดงว่าเป็นข้อสอบค่อนข้างยาก เนื่องจากแบบทดสอบหลังเรียนมีความยากง่ายรายประเด็นไม่เหมาะสม จึงส่งผลต่อเนื่องถึงภาพรวมของผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนหลังเรียนที่ยังไม่สูงกว่าก่อนเรียนอย่างมีนัยสำคัญ

(3) จากผลการวิเคราะห์เปรียบเทียบผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนก่อนเรียนและหลังเรียนของกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ ไม่ใช้ชุดฝึกทักษะทักษะออนไลน์ เรื่อง ระบบแรงและการสมดุล พบว่าคะแนนเฉลี่ยจากการทำแบบทดสอบหลังเรียน คิดเป็นร้อยละ 56.1 ของคะแนนเต็ม ต่ำกว่าคะแนนจากแบบทดสอบก่อนเรียน คิดเป็นร้อยละ 64.0 ของคะแนนเต็ม ผลจากการวิเคราะห์แบบทดสอบหลังเรียนในเชิงลึกพบว่าโดยภาพรวมกลุ่มควบคุมประมาณร้อยละ 50 ทำแบบทดสอบหลังเรียนได้คะแนนต่ำกว่าร้อยละ 50 ของคะแนนทั้งหมด มีเพียงร้อยละ 5 ที่ทำคะแนนได้สูงกว่าร้อยละ 80 แสดงให้เห็นว่าสมาชิกส่วนใหญ่ของกลุ่มควบคุมยังมีความรู้ความเข้าใจในภาพรวมอยู่ในระดับต่ำถึงปานกลาง เนื่องจากกลุ่มควบคุมไม่ได้รับการส่งเสริมให้ทบทวนเนื้อหาและเพิ่มพูนทักษะความรู้ความเข้าใจและการสร้างประสบการณ์การคิดวิเคราะห์โดยการใช้ชุดฝึกทักษะฯ หรือทำแบบฝึกหัด

(4) จากวัตถุประสงค์ของการศึกษาเพื่อเปรียบเทียบผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของกลุ่มทดลองที่เรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะออนไลน์ และกลุ่มควบคุมที่เรียนด้วยวิธีปกติ พบว่ากลุ่มทดลองมีคะแนนจากการทำแบบทดสอบหลังเรียน คิดเป็นร้อยละ 63.0 ของคะแนนเต็ม สูงกว่าคะแนนของกลุ่มควบคุมคิดเป็นร้อยละ 56.1 ของคะแนนเต็ม อย่างไรก็ตามผลการทดสอบโดยใช้ t-test dependent พบว่าผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนของทั้งสองกลุ่มไม่แตกต่างอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

5. กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลศรีวิชัย สำหรับโครงการทุนวิจัยงบประมาณเงินรายได้ ประจำปีงบประมาณ 2562 ที่ได้สนับสนุนทุนสำหรับงานวิจัยในครั้งนี้ จนงานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

6. เอกสารอ้างอิง

[1] พรธณา เจือจารย์. (2560). การพัฒนาผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนโดยใช้ชุดฝึกทักษะ เรื่อง การใช้เครื่องมือโปรแกรม Microsoft Word 2016 วิชาคอมพิวเตอร์ในงานธุรกิจ สำหรับนักศึกษาระดับประกาศนียบัติวิชาชีพชั้นปีที่ 3 สาขาวิชาคอมพิวเตอร์ธุรกิจ วิทยาลัยเทคโนโลยีอรรถวิทย์พณิชยการ. วิทยาลัยเทคโนโลยีอรรถวิทย์พณิชยการ , กรุงเทพฯ.

[2] สุรศักดิ์ ลิ้มวีระประจักษ์. (2559). ชุดฝึกทักษะการประมาณการขันอัดแป้นเกลียวและสลักเกลียว. *วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ*, ปีที่ 7, ฉบับที่ 2 กรกฎาคม-ธันวาคม, หน้า 123-131.

[3] สุระไกร เทพเดช, สมาน เอกพิมพ์, และ สมบัติ ฤทธิเดช. (2558). การพัฒนาชุดฝึกทักษะ เรื่อง การใช้มัลลิมิเตอร์ของนักเรียนระดับประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นปีที่ 2. *วารสารการบริหารและพัฒนา มหาวิทยาลัยมหาสารคาม*, ปีที่ 7, ฉบับที่ 1 มกราคม-เมษายน, หน้า 174-182.

[4] สุชาดา เกตุดี, จรัญ แสนราช, และ ทิวาพร เทศสวัสดิ์วงศ์. (2559). นวัตกรรมโปรแกรมฝึกทักษะการวินิจฉัยโรคด้วยการแปลผลภาพทางจุลพยาธิวิทยาของนักศึกษาแพทย์. *วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ*, ปีที่ 7, ฉบับที่ 2 กรกฎาคม-ธันวาคม, หน้า 142-150.

[5] นุชนารถ ผ่องพุฒิ. (2558). การศึกษาผลการใช้ชุดการเรียนรู้เพื่อเพิ่มสมรรถนะด้านการจัดการเรียนรู้กับความเป็นครูสำหรับผู้ขอใบอนุญาตประกอบวิชาชีพครู. *วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกร*

รม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ, ปีที่ 6, ฉบับที่ 2 กรกฎาคม-ธันวาคม, หน้า 97-106.

[6] นันทน์ธร บรรจงปรุ, พัชรี ปรีดาสุริยะชัย, และ ขวัญคณิฐ แซ่อึ้ง. (2560). การพัฒนาชุดกิจกรรมการเรียนการสอนเพื่อส่งเสริมทักษะการคิดขั้นสูง ในหมวดวิชาศึกษาทั่วไป มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ. *สุทธิปริทัศน์*, ปีที่ 31, ฉบับที่ 99, หน้า 16-27.

[7] อินทิรา รอบรู้. (2559). การพัฒนาบทเรียนมัลติมีเดียเพื่อสาธิตการใช้โปรแกรมประยุกต์เรื่องการผลิตสื่อเสียง. *วารสารวิชาการครุศาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ*, , ปีที่ 7, ฉบับที่ 2 กรกฎาคม-ธันวาคม, หน้า 250-258.

[8] กิตติศักดิ์ นิวรัตน์. (2554). การประมาณค่าความเชื่อมั่นของแบบทดสอบโมเดลคะแนนจริงสัมพันธ์และโมเดลโลจีสติก 3 พารามิเตอร์. กรุงเทพฯ.

[9] กัลยาณี หนูพัด. (2559). การพัฒนาความสามารถในการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ เรื่อง ฟังก์ชั่นเอกซ์โพเนนเชียลและฟังก์ชั่นลอการิทึม โดยการจัดกิจกรรมการเรียนรู้ด้วยวิธีการสอนแบบแลกเปลี่ยนบทบาทและใช้กระบวนการแก้ปัญหาทางคณิตศาสตร์ของนักเรียนมัธยมศึกษาปีที่ 5, วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตรมหาบัณฑิต มหาวิทยาลัยบูรพา, ประเทศไทย.

[10] กรรณิการ์ ภิรมย์รัตน์ . (2553). การเปรียบเทียบผลสัมฤทธิ์ทางการเรียนสาระการเรียนรู้ภูมิศาสตร์ เรื่อง ทวีปยุโรป ก่อนและหลังเรียนของนักเรียนชั้นมัธยมศึกษาปีที่ 3 โรงเรียนสาธิตมหาวิทยาลัยราชภัฏสวนสุนันทา โดยใช้แบบฝึกเสริมทักษะ. กรุงเทพฯ.

[11] มีนกาญจน์ แจ่มพงษ์. (2559). การพัฒนาชุดฝึกทักษะแบบสตีมศึกษาเพื่อการสร้างสรรค์ชิ้นงาน เรื่อง พลังงานรอบตัวเรา. กรุงเทพฯ.

[12] Hibbeler, R. (2013). *Engineering Mechanics: STATICS (13 ed.)*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.

[13] ชัยยงค์ พรหมวงศ์. (2520). *ระบบสื่อการสอน*. กรุงเทพฯ: สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.

[14] ปราณี หลำเบ็ญสะ. (2561). *การวัดและประเมินผลการศึกษา*. กรุงเทพฯ: สหมิตรพัฒนาการพิมพ์ (1992).

บทความ
สาขาวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและพลังงาน
(ENV)

Journey of Offshore Wellhead Platform Reuse Project

Nontiwat Hutangkura[1] and Witthayakom Putchakarn[2,*]

[1] MPG Installation Manager: Chevron Thailand Exploration and Production

[2] Facilities Engineer: Chevron Thailand Exploration and Production

**Corresponding author; E-mail address: wipa@chevron.com*

Abstract

Several Wellhead Platforms (WHPs) operated by Chevron Thailand Exploration and Production., Ltd. (CTEP) in the Gulf of Thailand are approaching the end of well depletion life. With effective asset integrity management program, most of WHPs are still in good condition. Therefore, an initiative of reused existing WHP topsides, jacket and partial pile sections instead of new procurement and fabrication the whole WHP becomes attractive opportunity as it can enable marginal economic projects, support energy conservation and minimize waster from decommissioning. The 1st pilot project on Topsides reuse was successfully performed in 2017 by relocating pre-cut Topsides from its jacket and placing on top of new jacket executed by a heavy lifting barge. In 2018, the 2nd campaign for 3 Topsides reuses was executed successfully.

After topside reuse project has been executed successfully. The total reuse concept was continued to explore the opportunity and expand the scope of Reuse project. With this initiative challenge, it would be the first ever conventional fixed WHP to be totally reused and relocated to continue its production at the new site which may create more alternatives and opportunities on reuse of existing assets in oil & gas industry. To overcome unforeseen challenges, a conceptual study following with FEED was performed starting in Q2'17 to test on operational constraints, engineering concept, constructability and high-level commercial evaluation. A fatigue analysis is another key study apart from other constructability analyses. Referring to FEED results in Q1'18 with project assurance process from internal Subject Matter Experts and external 3rd party engineering consultant, it can be concluded that total WHP reuse innovation is "technically feasible" and "commercially attractive" without any major project risk.

Keywords: Offshore, Wellhead Platform, Total Reuse, Topsides

1. Introduction

The preliminary conceptual configuration for the reuse of the existing WHP includes removing the Topsides, removing soil plug in existing piles, cutting the piles below mudline and subsequently lifting the Jacket clear of the seabed allowing it to be relocated, in its vertical position, to the new field location. Once reach at the new field location the Jacket will be lowered down on seabed, re-piled by utilizing the section of piles presenting inside the jacket legs as the first pile section. The Topsides are then reinstalled, hooked-up and commissioned.

With this CTEP's initiative challenge, it would be the first ever conventional fixed WHP to be totally reused and relocated to continue its production at the new location which may create more alternatives and opportunities on reuse of existing assets in oil & gas industry. To overcome unforeseen challenges, a conceptual study was commenced in Q2'17 by collecting data, screening all 250+ WHPs with remaining designed life and types of platforms, verifying latest inspection results from integrity management program and mapping various platform water depths. In addition, those available WHPs should be in the list of the Asset Retirement (AR) program which are claimed to be less economic value to invest further on well production and ready for decommissioning. The conceptual study was performed to test on operational constraints, engineering concept, constructability and high-level commercial evaluation. With expectation to utilize the reused WHPs at new location for another 15 years, one of the screening criteria for the selected WHPs (called as 'donors') is their service life should be less than 15 years. Therefore, a combined fatigue analysis considering damage and fatigue life of existing and new locations together with recalculation of anode depletion are the key studies to be considered apart from other constructability analyses in Front End Engineering Design (FEED).

2. Typical Chevron Wellhead Platform (WHP)

With water depth range of 55-75m, the typical Chevron wellhead platform in Gulf of Thailand (GOT) considered in this Total WHP reuse study consists of a 4-legged Jacket with through leg piles, a boatlanding and Topsides with platform crane and vent boom. The original platform installation involved lifting the Jacket off a cargo barge horizontally, placing it into the water for free flotation prior to flooding the jacket legs and upending to the vertical position with a heavy lift vessel (HLV) crane. The tubular piles with diameter of 36” or 42” are then inserted thru jacket legs and piled to target penetration approx. 100-120m below mudline. The piles are welded to connect with top of Jacket and the boatlanding is installed separately to suit the final water depth and platform levels. The Topsides is then lifted to install via the HLV on top of those four (4) piles.

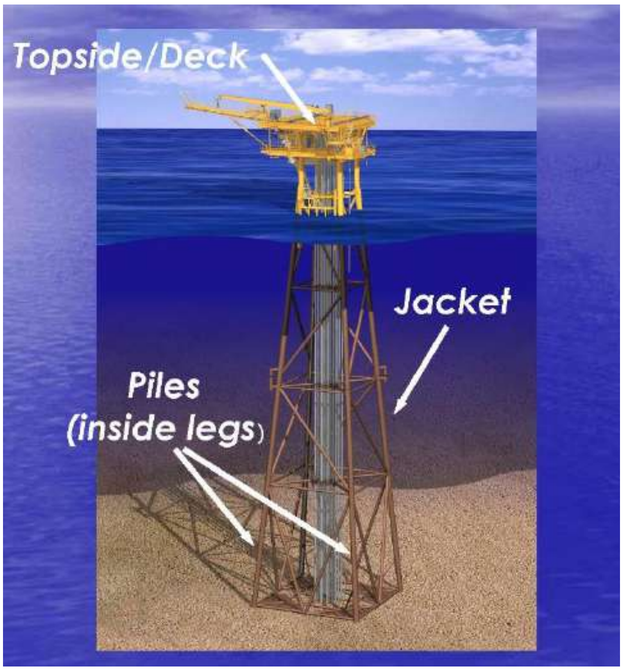


Figure 1: Typical WHP Arrangement

3. Journey of offshore Wellhead Platform Reuse

In 2018, this project was one of CTEP’s Business Objective supporting “Step Change Campaign”. The FEED study was performed in Q1’18 to ensure that the total WHP reuse is feasible in all technical aspects and constructability by capturing all potential risks, water depth limitation, work schedule and other concerns including commercial attractiveness compared with budgetary of new WHP installation and Topsides reuse. With more than 8 months of engineering study, various of structural analyses were performed such as Topsides removal, jacket with partial pile sections removal, lifting, transportation and installation (T&I), on-bottom stability, in-place, fatigue, weight control report (WCR), material take-off (MTO), etc.

To deal with different water depth issue between existing and new locations, miscellaneous calculations of additional subsea template, Topsides pup pieces and/or boat landing adjustment were evaluated for flexibility of WHP mapping criteria.

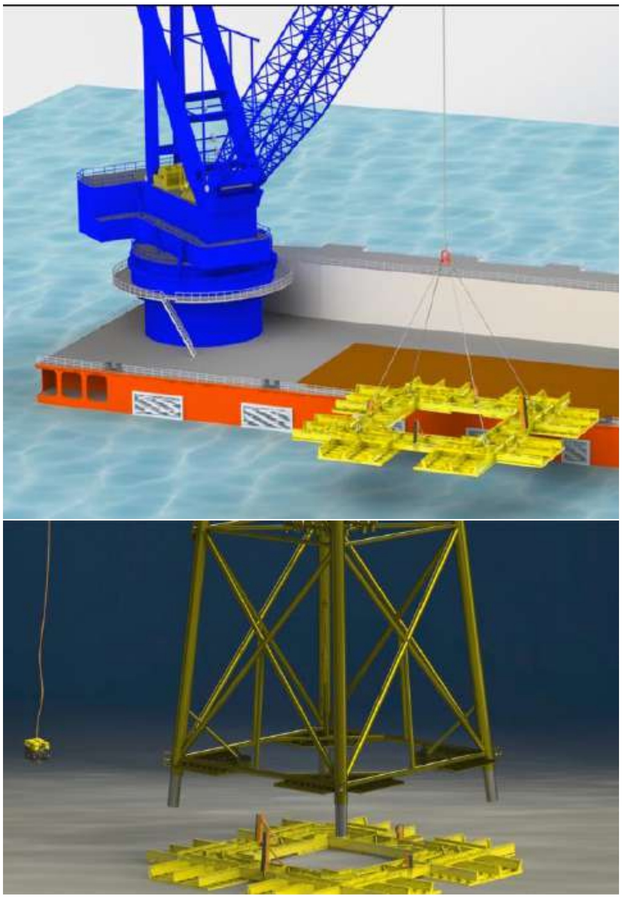


Figure 2 & 3: Additional Subsea Template installation

In engineering study, the Topsides will be cut and lifted on to the barge similar as reverse engineering for new topsides installation. After disconnecting pipelines from WHP risers, the soil plug in existing piles will be removed to achieve at least 5m below mudline, then Jacket and partial pile sections will be removed by cutting piles approx. 5m below mudline. Both jacket and attached remaining piles will be lifted from seabed and wet towed a substructure vertically 20m above seabed to new location to ensure enough clearance for crossing over any live pipeline.

Referring to FEED results together with project assurance process on engineering reviews from internal structural Subject Matter Experts (SMEs) and 3rd party engineering consultant from classification societies [1-11], it can be concluded that this total WHP reuse innovation is "technically feasible" and "commercially attractive" without any major project risk or concern.

4. Major Sequences of Wellhead Platform Reuse

4.1 Topsides removal

Prior to removing Topsides, the preparation shall be done to ensure that no hydrocarbon and/or chemical liquid remain onboard which may lead to any potential spillage during T&I including, all movable parts are secured in place and all Topsides piping, well, and stairs are disconnected separately from jacket part. Topsides and jacket lifting padeyes inspection and strengthening shall be performed in advance to minimize spending time of HLV.

4.1.1 Remove and lift Topsides from Jacket Piles

Topsides will be rigged up with lifting slings connected to HLV crane hook. After that, Topsides' legs with diameter of 36" or 42" tubular will be cut off from top of four (4) piles. The Topsides with approx. lift weight in range of 500-1000MTon will be lifted vertically to clear jacket structure approx. 8m above MSL.

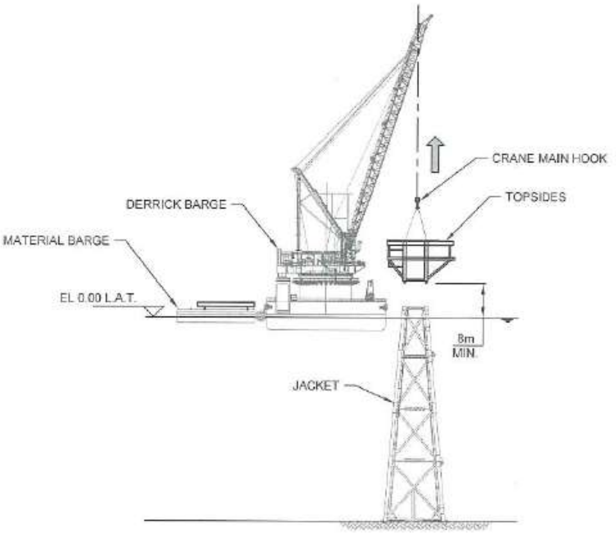


Figure 4: Lift Topsides from Jacket Piles

4.1.2 Set down Topsides on material barge

The grillage, pre-fabricated seafastening members and load transfer beams shall be engineered and prepared on the material barge. The material barge will be towed to alongside with HLV. The HLV crane will revolve to lift Topsides above material barge and lower its down to rest on the load transfer beams. Welders will install the seafastening as tie down members to secure Topsides against barge motions during transportation.

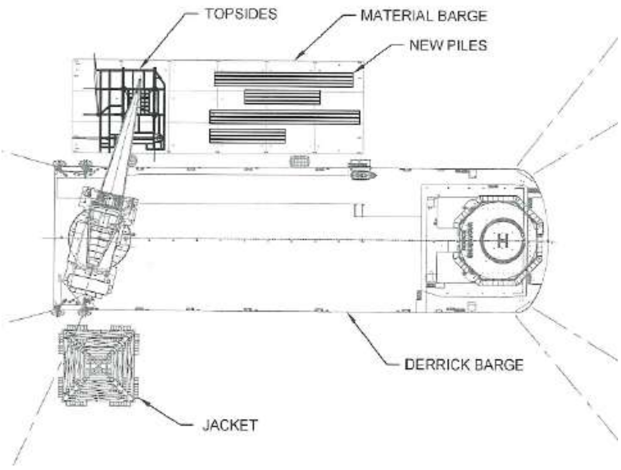


Figure 5: Revolve Topsides to material barge

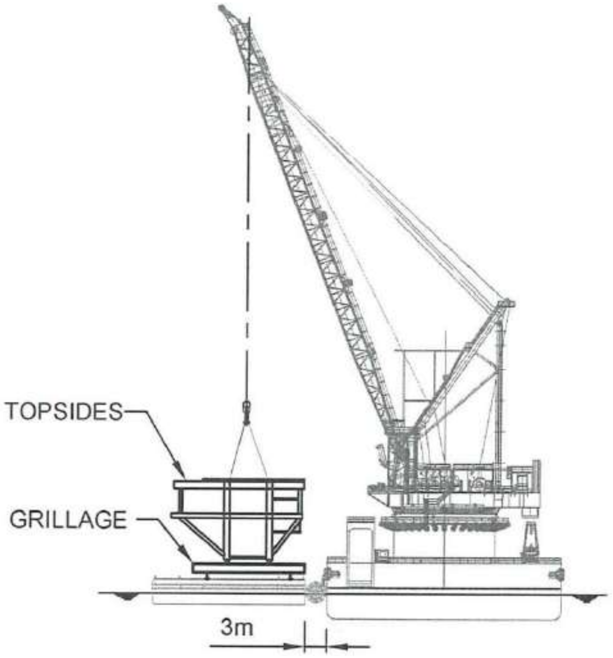


Figure 6: Secure Topsides on material barge

4.2 Jacket removal

Prior to removing Jacket, the preparation shall be done also such as disconnect subsea riser from pipeline spool which need to be performed by diver to disconnect and install the riser/spool blind flanges, temporarily secure boatlanding and not stable part, inspect and/or strengthen existing padeyes in case of reuse requirement, grind smooth pile top to make elevation and build up profile for future pile stabbing or installation of lifting trunnion, etc.

4.2.1 Cut piles and Lift Jacket free of seabed

The soil plug in existing piles shall be removed to achieve at least 5m. below mudline (if any) by special tool sitting top of pile. The piles will be cut at 5m. below mudline by inserting high water jetting equipment thru the piles in Jacket. The prefabricated lifting trunnion could be installed on top of pile in case existing Jacket padeyes can't support lifting off weight.

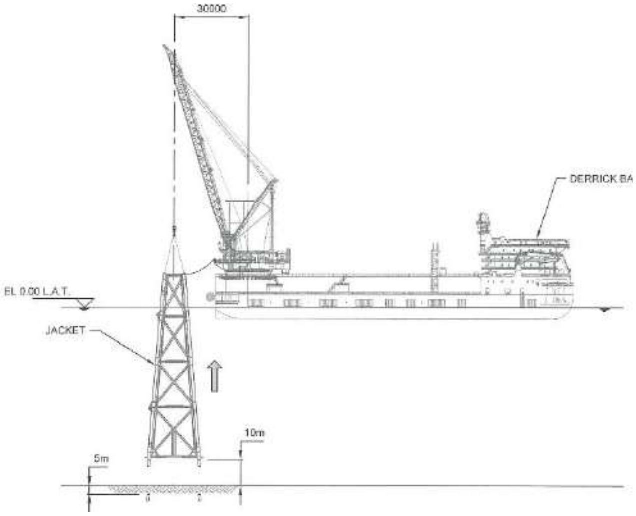


Figure 7: Cut piles and lift jacket free of seabed

4.2.2 Jacket retrieval to vessel stern

The lifting gear will be installed to jacket and connect to main hook of HLV crane. The initial lift off weight (stage 1) of the Jacket together with partial of piles inside could be in range of 1000-1300MTon depending on the water depth, marine growth weight, remaining pile skin friction, mudmat suction pressure, and Jacket appurtenances weight. The Jacket will be lifted vertically up 20m off seabed (stage 2) and pull to secure at HLV stern. These two (2) lifting stages will be derived to get the critical hook load and sling loads to cover in rigging design and selection.

Vertical load of Jacket and heave motion will be taken care by HLV hook and horizontal loads which Jacket may experience from seastate and vessel motion during transportation will be transferred to vessel stern fenders (horizontal and transverse). The attached slings from deck tuggers to two (2) nearside jacket legs will also assist to reduce Jacket movement and prevent top of jacket to hit HLV crane boom during transportation.

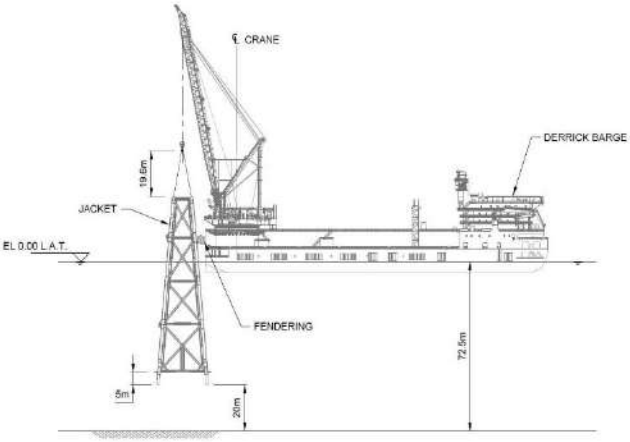


Figure 8: Lift Jacket up and secure to vessel stern

4.2.3 Recover vessel anchors and wet tow to new site

Once jacket is secured to vessel stern, it needs to be transported to the new site location by still having the jacket hanged vertically by HLV main hook and restrained horizontally by HLV stern fenders. As mentioned in 4.2.2, the structure of stern fenders will be prefabricated to HLV vessel attached to main deck and stern hull prior to mobilizing to work offshore.

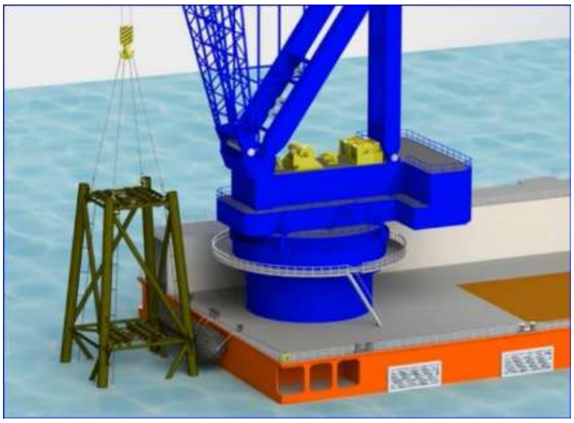


Figure 9: Jacket positioning during wet tow

All anchors of HLV will be recovered and the AHT tug will moor to tow HLV to new position. The Jacket will be wet tow to new position with speed range of 3-4 knot. In transportation, the interface loads transferring to main hook and stern fenders including deflected shape of jacket caused by barge motion and towing seastate will be analysed to assist on rigging design and selection, stern fenders design, seastate limitation for wet towing, towing speed selection, etc. MOSES simulation software was used to analyze on vessel motion responding with wet towing seastate and hydrodynamic part. The hydrostatic forces on jacket, HLV crane and stern fenders and other relevant objects will be extracted and applied in jacket model in SACS structural analysis program. In the SACS model, Jacket and suspended slings will be determined on their integrities during wet towing transportation while considering the maximum Hook loading from the MOSES simulations.

In addition, crane utilization was assessed against allowable hook load for a regional vessel at the required lift radius, as well as allowable side lead angle due to relative motion between Jacket and crane vessel. The analysis results verified that the Jacket has adequate global structural integrity to sustain all design seastate conditions up to the 10-year return period operating storm within Chevron field.

4.2.4 Lower down Jacket - subsea template option

Upon arriving the new site, vessel to set up approx. 30m. from the lowering position. Reposition vessel for the final lowering position. Slack and disconnect all mooring lines that secure the jacket at stern. Only control tugger lines remain on the jacket for jacket lowering. Slew crane to position jacket on starboard side of the vessel

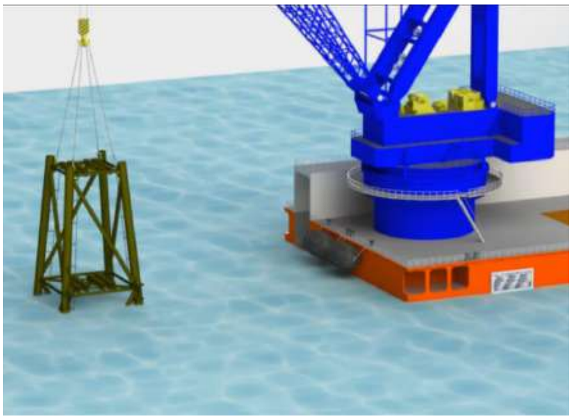


Figure 10: Disconnect all mooring lines from Jacket at stern

Figure 11: Revolve crane to starboard to lower jacket

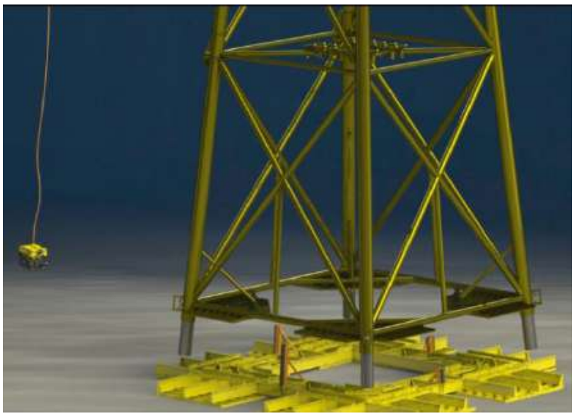


Figure 12: Lower jacket onto template

4.2.5 Jacket Installation - subsea template option

The Jacket will be installed by using the partial sections of the piles in the jacket legs. The material barge with new fabricated piles will be alongside vessel port side. The preparation of the top of pile end to be completed prior to Stabbing the new pile section on top of existing pile and weld out. The existing crown shim will be removed to allow pile to

self-penetrate and/or drive the piles. Pile sequence subject to stack up and on bottom stability assessment. The Jacket will be levelled and welded out on new crown shims to connect between Jacket and piles.

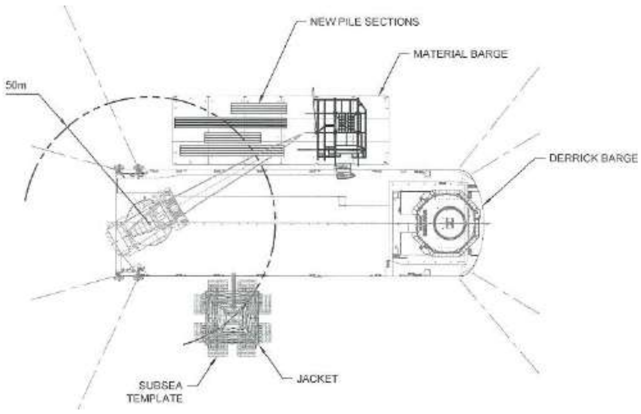


Figure 13: Alongside Material barge with new piles

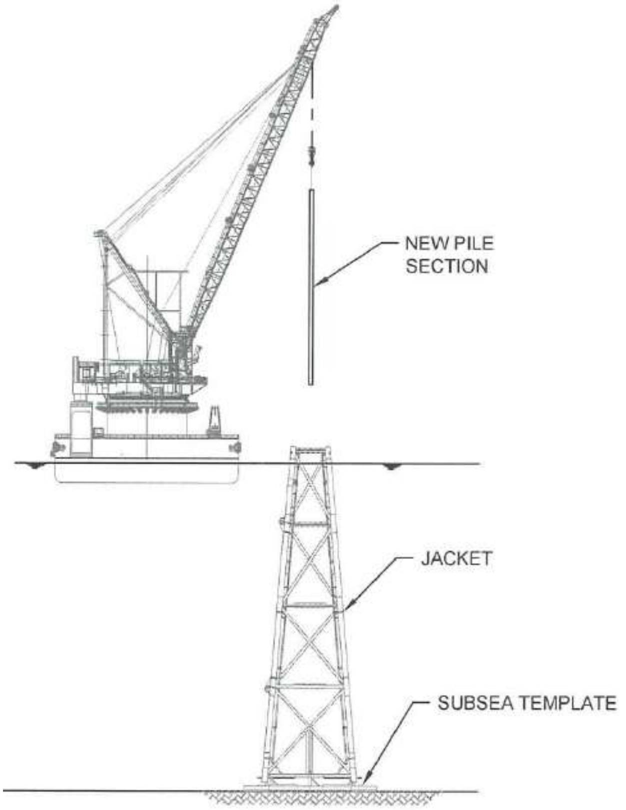


Figure 14: Stabbing the new pile section on the existing pile

4.2.6 Topside Installation

After completion of Jacket installation, the topside will be installed by using the conventional methodology.

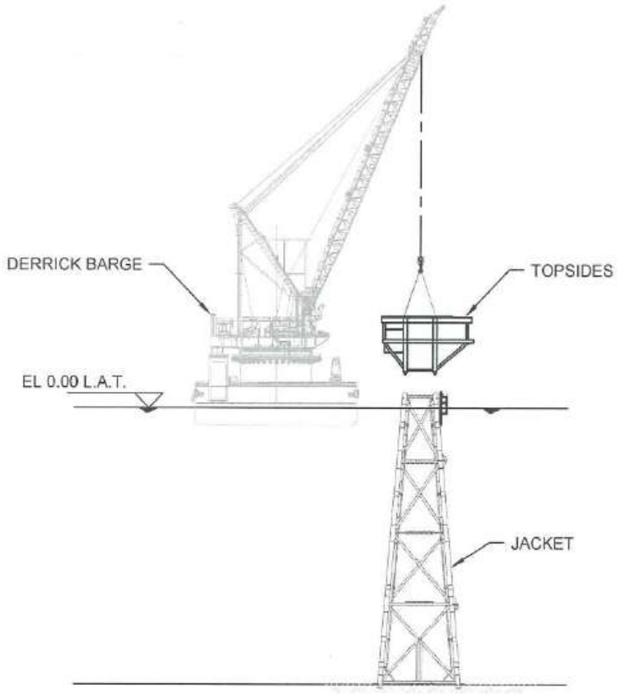


Figure 15: Topside Installation

5. Impact on Thailand

This total WHP reuse challenge will be a starting point of big step change in Thailand offshore Oil & Gas industry. The benefit is not only for Chevron Thailand which aims to safely develop and deliver the affordable, reliable and cleaner energy that is necessary for social and economic progress, but it will also advantage to kingdom of Thailand and enabler opportunity for other stakeholders in:

- **Enhance country reputation for promoting green policy:** With reuse of WHP topsides, jacket and partial of pile segments, it could reduce waste generation of approximate 1,600MT of structural steel per platform. All reusable pressure vessels, valves and some major equipment as remote compressor and platform crane will also lead an environmental benefit to decrease the contaminated waste to shore.
- **Support energy conservation:** As less steel production from the mill, it will reduce Carbon dioxide (CO_2) emission from furnace to environment in range of 1,800-2,000 kg CO_2/Ton Steel [12]. In this case it could saving CO2 emission of 2,880 Ton of CO_2 per reuse platform.
- **Be environmentally friendly:** With saving of tonnage of steel to be casted, it will also good for environment including reduce number of decontamination process at

onshore. This reuse also aligns with UN Sustain Development Goal No. 12 on responsible to consumption and production.

- **Minimize waster from decommissioning:** The total WHP reuse will minimize decommissioning waste which need to be decontaminated and brought back to steel furnace for recycling.
- **Enable opportunities to other Oil & Gas operators:** As this total reuse of conventional WHP has never been done before in the this industry, it will enable this reuse opportunity to other Oil & Gas operators.
- **Bring in innovation and add more alternative to Thailand Oil & Gas industry:** As mentioned above, Thailand could be a leader on the reuse innovation and in line with the principles of circulation economy. This will open more alternatives and opportunities not only to Thailand Oil & Gas, but also to other industries.
- **Reduce import materials for new WHP and its facilities:** Various of special steel grades, equipment and consumables which need to be imported form outer country can be reduced and save spending within Thailand.

6. Conclusion

Based on effective asset integrity management program on offshore facilities, the opportunity to reuse existing WHP at new location instead of new procurement and fabrication the whole WHP becomes more attractive as it can enable marginal economic projects, support energy conservation and minimize waster from decommissioning. And this total WHP reuse can also add values to fully utilize the whole design life cycle of WHP and its facilities.

With confirmation on "technically feasible" and "commercially attractive" from internal Chevron peer teams, engineering consultant and 3rd parties on the FEED results, this great innovative can lead a reduction of whole EPCI duration (engineering design, procurement, fabrication, transportation and installation) on repetitive conventional way from 20-24 months for new WHP cycle and 18-20 months for Topsides reuse cycle to 12-14 months for Total WHP reuse cycle. The estimated cost saving of this total WHP reuse could be around 35% compared with a new WHP cost.

In overall, project benefit from this engineering study could lead high impact to economic and flexibility not only for CTEP on minimizing waster from decommissioning, reducing CAPEX investment and decreasing import material and facilities for new WHP construction, but also Thailand Oil & Gas industry on enhancing country reputation on promoting green policy, enabling opportunities to other Oil & Gas operators, bringing in innovative to Thailand Oil & Gas industry, etc.

Acknowledgement

Authors really appreciate Chevron management on supporting opportunity and funding this step change study. In addition to the final results and quality assurance, all internal chevron working teams, peer review from Chevron global teams, external engineering consultant, offshore installation contractor, and 3rd party as classification societies certified this study are highly recognized as key functions to drive this quality FEED study to be ready for future implementation.

Special thank you to government sector as Department of Mineral Fuels (DMF) on providing guidance and supporting this total WHP reuse project initiative.

References

[1] CTEP: FEED for SPWB Topside Re-use, Summary Report, October 2015
[2] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Configuration Study Report, December 2018
[3] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Basic of Design, August 2018
[4] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Inplace Analysis Design Report, May 2018
[5] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) On-Bottom Stability Analysis Design Report, August 2018
[6] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Lift Analysis Design Report, July 2018
[7] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Transportation Analysis Design Report, December 2018
[8] CTEP: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Subsea Template Design Report, November 2018
[9] ABS (Task T-1869071) reviewed and certified documents against ABS Rules for Building and Classing Offshore Installation 1997: Platform Relocation (Total WHP Reuse) Basis of Design, Platform Relocation Lift Analysis Design

Report, Platform Relocation On-bottom Stability Analysis and Mudmat Design Report and the drawing details, May 2019

[10] API RP 2A: Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design; Twenty-Second Edition, November 2014.

[11] API RP 2SIM: Structural Integrity Management of Fixed Offshore Structures; First Edition, November 2014.

[12] International Journal of Green Energy: Comprehensive Study Regarding Greenhouse Gas Emission from Iron Ore Based Production at the Integrated Steel Plant SSAB Tunnplåt AB; Mikael Larsson ET. AL., Luleå University of Technology, Division of Energy Engineering; April 2006

การผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและการมูลหมัก ด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ

Co – composting Production from Elephant Fodder with Elephant Dung and Fermented Slurry using Anaerobic Digestion.

เก่งกาจ จันทร์กวีกูล[1*] และ ฐนียา รังษีสุริยะชัย[2]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: kengkad_c@mail.rmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษาการผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและกากมูลหมักด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ โดยทำการทดลองในระดับห้องปฏิบัติการในชุดการทดลองการหมักไร้อากาศแบบขั้นตอนเดียวที่มีการควบคุมอุณหภูมิที่ 55 องศาเซลเซียส โดยทำการหมักในอัตราส่วนหญ้าเนเปียร์ : เหง้าสับปะรด : มูลช้าง : กากมูลหมักจากกระบวนการหมักแก๊สชีวภาพ เท่ากับ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาคุณลักษณะของปุ๋ยหมักแบบไร้อากาศที่เกิดขึ้นจากการหมักปุ๋ยด้วยวัสดุผสมระหว่าง เศษหญ้าเนเปียร์ เหง้าสับปะรด กากมูลหมัก และมูลช้าง จากผลการทดลองพบว่าที่ระยะเวลาการทดลอง 45 วัน ปุ๋ยที่ได้มีลักษณะทางกายภาพคือมีลักษณะเป็นปุ๋ยของแข็งกึ่งเหลว สีน้ำตาล กลิ่นของปุ๋ยมีลักษณะเป็นกลิ่นเปรี้ยว ปัจจัยควบคุมต่าง ๆ ได้แก่ ค่าความเป็นกรด-ด่างอยู่ในช่วง 5-6 ค่าความชื้นอยู่ในช่วงร้อยละ 70-80 และค่าอุณหภูมิอยู่ในช่วง 50-55 องศาเซลเซียส ในส่วนของค่าธาตุอาหารที่จำเป็นต่อพืช ได้แก่ ไนโตรเจน ฟอสฟอรัส และโพแทสเซียม ในวันสุดท้ายของการหมัก มีค่าเท่ากับร้อยละ 0.42 0.57 และ 0.035 ตามลำดับ พบว่ามีค่าที่เป็นไปตามค่ามาตรฐานปุ๋ยอินทรีย์ของกรมวิชาการเกษตร ยกเว้นโพแทสเซียมที่มีค่าต่ำกว่ามาตรฐาน ซึ่งผลผลิตจากการหมักนี้สามารถใช้ฟื้นฟูดินที่เสื่อมโทรมให้มีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้นได้

คำสำคัญ: ปุ๋ยหมัก, เศษวัสดุอาหารช้าง, กากมูลหมัก, มูลช้าง, การหมักแบบไร้อากาศ

Abstract

This research performed to investigate the compost production from elephant fodder with elephant dung and fermented slurry using anaerobic digestion. Lab scale experiment was conducted with a one-stage anaerobic digestion by controlling the temperature at 55 °C. Raw materials were mixed at the ratio of Napier grass: pineapple stalk: elephant dung: fermented slurry from biogas digester equal to 2.5: 2.5: 3.5: 1.5 by volume. The objective of this research aims to evaluate the anaerobic compost characteristics from these materials. After the end of experiment (45 days), the results showed that the physical properties of compost were a brown semi-liquid solid and rancid odor. Control parameters as pH, moisture content, and temperature were in the range of 5 – 6, 70 – 80 %, and 50 – 55 °C, respectively. For the important nutrients as nitrogen, phosphorus, and potassium at the end of experiment were 0.42 %, 0.57 %, 0.035 % respectively. They meet the requirement of Department of Agriculture standard except for potassium which is lower than the standard. This product can be used as soil amendment for soil rehabilitation.

Keywords: Compost, Elephant fodder, Fermented slurry, Elephant dung, Anaerobic digestion

1. คำนำ

ประเทศไทยในปัจจุบันถือเป็นเป็นประเทศที่มีพื้นในการทำการเกษตรขนาดใหญ่โดยคิดจากสถิติการใช้พื้นที่ในการเกษตรและการส่งออกสินค้าทางการเกษตรประจำปี 2562 มีการใช้พื้นที่ทำการเกษตรมากถึง 149,244,274 ไร่ และมีการส่งออกสินค้าทางการเกษตรจากสินค้าทั้งหมดอยู่ที่ร้อยละ 14.15 ในการทำการเกษตรนั้น เกษตรกรส่วนใหญ่นิยมใช้สารเคมีและปุ๋ยเคมีเพื่อช่วยให้พืชผลทางการเกษตรเจริญงอกงามดีและมีผลผลิตสูงด้วยระยะเวลาที่สั้น ทำให้มีการใช้สารเคมีในการเพาะปลูกในปริมาณมาก[1] จากการใช้สารเคมีดังกล่าวส่งผลให้เกิดปัญหาทางด้านมลพิษจากสารเคมีที่ใช้ในการเพาะปลูกจากการประเมินความเสี่ยงในการใช้สารเคมีทางเกษตรก่อให้เกิดผลกระทบ 3 ด้าน 1) ผลกระทบต่อเกษตรกรผู้ใช้โดยตรง 2) ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม ทั้งทางอากาศ ทางบก และทางน้ำ และ 3) ผลกระทบต่อสังคมและชุมชน[2]

นอกจากปัญหาเกี่ยวกับมลพิษจากสารเคมีในการทำการเกษตรนั้น การทำการเกษตรยังส่งผลให้มีปัญหาขยะทางการเกษตรด้วยเช่นกัน จากสถิติการสำรวจพบว่าในปี 2561 มีปริมาณขยะอินทรีย์จากการเกษตรและครัวเรือนอยู่ที่ร้อยละ 34 หรือประมาณ 9 ล้านตันจากปริมาณขยะทั้งหมด ซึ่งเพิ่มขึ้นจากปี 2560 อยู่ที่ร้อยละ 13 และมีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นอีกในอนาคต[3] จึงเป็นปัญหาที่สำคัญอย่างยิ่งทั้งในระดับชุมชน ประเทศ ไปจนถึงระดับโลกในการจัดการกับขยะที่เกิดขึ้น การนำของเสียหรือขยะเหล่านี้ไปใช้ประโยชน์เป็นวิธีการที่ได้รับความนิยมและช่วยเพิ่มมูลค่าให้กับขยะเหล่านี้ โดยมีหลายวิธีการด้วยกัน เช่น การหมักแก๊สชีวภาพ การนำไปเป็นเชื้อเพลิง และการทำปุ๋ย เป็นต้น โดยการทำปุ๋ยนั้นเป็นวิธีการที่ง่ายและสามารถลดปริมาณขยะได้เป็นจำนวนมาก รวมถึงขยะส่วนมากเป็นวัสดุอินทรีย์ซึ่งสามารถย่อยสลายได้ทั้งจุลินทรีย์แบบใช้อากาศและไม่ใช้อากาศ[4] การย่อยสลายแบบใช้อากาศสามารถเปลี่ยนวัสดุอินทรีย์กลายเป็นปุ๋ยหมัก(ฮิวมัส) โดยจุลินทรีย์จะอาศัยออกซิเจนในการย่อยสลาย[5] แต่ก็ยังประสบปัญหาของการสูญเสียไนโตรเจนในรูปแบบแอมโมเนียจากการปล่อยก๊าซไนตรัสออกไซด์[6] ที่หายไประหว่างการหมักซึ่งอาจทำให้เกิดความไม่สมบูรณ์แก่ปุ๋ย[7] ซึ่งต่างจากการย่อยสลายแบบไม่ใช่อากาศเนื่องจากเป็นระบบปิดการหมุนเวียนของก๊าซไนโตรเจนจึงเกิดขึ้นภายในระบบ ไม่เพียงแต่จะช่วยรักษาสภาพของไนโตรเจนในปุ๋ยได้ถึงร้อยละ 70 แต่ยังช่วยลดการปลดปล่อยแอมโมเนียไนโตรเจนที่ออกไปสู่อากาศได้ถึงร้อยละ 90[8] นอกจากนี้การย่อยสลายแบบไม่ใช่อากาศยังช่วยในเรื่องการเพิ่มแร่ธาตุไนโตรเจนที่มีประโยชน์ต่อพืชที่สูงขึ้นเมื่อเทียบกับการย่อยสลายแบบใช้อากาศ[9] นอกจากปุ๋ยที่ได้แล้วการย่อยสลายแบบไม่ใช้อากาศยังมีผลิตภัณฑ์เป็นก๊าซชีวภาพที่สามารถนำกลับไปใช้ประโยชน์ได้อีกด้วย[10]

การทำปุ๋ยหมักแบบไม่ใช้อากาศนั้นจำเป็นต้องมีแหล่งจุลินทรีย์ที่เหมาะสม รวมถึงอุณหภูมิที่ใช้ในการหมักจะต้องมีความเหมาะสมในการทำปฏิกิริยาจึงจะทำให้เกิดการหมักที่สมบูรณ์และรวดเร็วขึ้น ซึ่งอุณหภูมิในการย่อยสลายแบบไม่ใช้อากาศโดยทั่วจะอยู่ที่ 50 – 60 องศาเซลเซียส[11] จุลินทรีย์ที่ดีในการหมักจะพบได้ในมูลสัตว์เป็นหลักซึ่งมูลสัตว์ที่นิยมนำมาใช้มากจากมูลสุกร มูลวัว และมูลไก่[12] [13] [14] อย่างไรก็ตามในเขตพื้นที่จังหวัดพระนครศรีอยุธยาได้มีสถานที่เลี้ยงช้างขนาดใหญ่ซึ่งมีช้างประมาณ 70 เชือก ในแต่ละวันช้างจะบริโภคอาหารวันละ 200 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 5-10 ของน้ำหนักตัวเฉลี่ยต่อเชือก ช้างจะถ่ายมูลวันละ 15 – 20 ครั้ง ครั้งละประมาณ 5-8 ก้อน น้ำหนักมูลช้างอยู่ที่ 1-2.5 กิโลกรัม โดยในแต่ละวันจะมีมูลช้าง 150 กิโลกรัมต่อตัวต่อวัน (มูลนิธิช้างแห่งประเทศไทย,2553) ทำให้มีมูลช้างเป็นปริมาณมากที่ก่อให้เกิดปัญหาขยะซึ่งรวมไปถึงเศษอาหารช้างซึ่งเป็นวัสดุทางการเกษตร เช่น สับปะรด หญ้าเนเปียร์ เป็นต้น

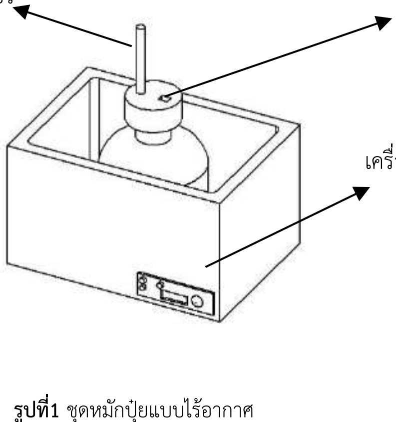
ดังนั้นงานวิจัยนี้ได้มีจุดมุ่งหมายในการศึกษาการผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและกากมูลหมักจากการผลิตแก๊สชีวภาพด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ โดยวัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้ คือ เพื่อศึกษาคุณลักษณะปุ๋ยหมักเปรียบเทียบกับมาตรฐานของกรมวิชาการเกษตร ซึ่งผลผลิตที่ได้จะช่วยในการลดการใช้สารเคมี และการนำของเสียกลับมาใช้ให้เกิดประโยชน์แก่เกษตรกร

2. อุปกรณ์และวิธีการดำเนินงาน

2.1 อุปกรณ์และวัสดุหมัก

วัสดุที่ใช้ในการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศรวบรวมมากจากหมู่บ้านช้างเพนียดหลวง อำเภอพระนครศรีอยุธยา จ.พระนครศรีอยุธยา (14° 21′ 8.3046″, 100° 33′ 32.2014″) ประกอบไปด้วย 1) หญ้าเนเปียร์ที่ใช้เป็นสายพันธุ์ปากช่อง 1 ที่ตัดในช่วงอายุระหว่าง 30-45 วัน ส่วนของหญ้าที่ใช้ในการหมักเป็นส่วนของใบและลำต้น 2) เหง้าสับปะรดเป็นเศษเหง้าที่เหลือจากการกินของช้างซึ่งเป็นส่วนยอดแข็งด้านบนของลูกสับปะรด 3) มูลช้างที่รวบรวมมาเป็นมูลช้างเปียก และ 4) กากมูลหมักเป็นส่วนที่เหลือในกระบวนการหมักก๊าซชีวภาพจากมูลช้างและเศษอาหารช้างที่สิ้นสุดการหมักแล้ว โดยทำการหมักในอัตราส่วนหญ้าเนเปียร์ : เหง้าสับปะรด : มูลช้าง : กากมูลหมัก เท่ากับ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร

อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลองการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศทำจากขวดแก้วใสขนาด 1 ลิตร มีฝาปิด โดยทำการเจาะช่องที่ส่วนฝา จำนวน 2 ช่อง ประกอบไปด้วย 1) ช่องสำหรับติดตั้งเทอร์โมมิเตอร์รัศมีขนาดประมาณ 0.5 เซนติเมตร 2) ช่องสำหรับเก็บตัวอย่างวัสดุหมัก ขนาดประมาณ 1 × 1 เซนติเมตร โดยควบคุมอุณหภูมิเครื่องอังไอน้ำตามที่แสดงดังรูปที่ 1 ก่อนการหมักทำการเช็คความพร้อมของอุปกรณ์ต่าง ๆ ให้เรียบร้อย เมื่อเริ่มต้นการหมักปุ๋ย ได้ทำการวัดอุณหภูมิภายในขวดหมักและภายนอกขวดหมักโดยใช้เทอร์โมมิเตอร์ขวดหมักแล้วปิดฝาให้สนิทเพื่อไม่ให้อากาศเข้า รวมถึงการควบคุมอุณหภูมิผ่านเครื่องอังไอน้ำที่ 55 องศาเซลเซียสตลอด 24 ชั่วโมง ระยะเวลาในการหมักจะอยู่ที่ 45 วัน



รูปที่1 ชุดหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศ

2.2 ขั้นตอนการดำเนินงาน

ในการดำเนินงานการผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและกากมูลหมักด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศได้ทำการรวบรวมวัสดุหมักทั้ง 4 ชนิด ได้แก่ หญ้าเนเปียร์ เหง้าสับปะรด มูลช้าง และกากมูลหมักจากกระบวนการหมักแก๊สชีวภาพ มาทำการเตรียมวัสดุก่อนการหมักให้มีขนาดเล็กลงโดยทำการตัดหญ้าเนเปียร์ให้มีขนาดเล็กโดยร่อนผ่านตะแกรงเบอร์ 40 และทำการอบแห้งที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียสเป็นเวลา 2 วัน เหง้า

สับปะรดทำการอบเช่นเดียวกับหญ้าเนเปียร์แล้วนำมาตัดให้มีขนาดประมาณ 1-2 ซม. และนำมูลช้างและกากมูลหมักจากหมู่บ้านช้างเพนียดหลวงมาทำการผสมกับวัสดุหมักอื่นๆ โดยทำการผสมวัสดุหมักในอัตราส่วนหญ้าเนเปียร์ : เหง้าสับปะรด : มูลช้าง : กากมูลหมัก เท่ากับ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร ก่อนการผสมวัสดุและหลังจากผสมวัสดุเรียบร้อยแล้ว ได้สุ่มตัวอย่างวัสดุหมักแต่ละชนิดไปวิเคราะห์หา ค่าคาร์บอนทั้งหมด ค่าไนโตรเจนทั้งหมด และอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจน (C/N ratio) เมื่อนำวัสดุหมักใส่ลงในชุดการทดลอง จะดำเนินการหมักปุ๋ยด้วยระยะเวลาทั้งหมด 45 วัน ในระหว่างการหมักจะทำการวิเคราะห์ค่าความเป็นกรด-ด่าง (pH) และอุณหภูมิทุกวัน รวมถึงวิเคราะห์หาค่าคาร์บอนทั้งหมด ไนโตรเจนทั้งหมด และความชื้นทุกสัปดาห์ หลังจากนั้นเมื่อสิ้นสุดการหมักปุ๋ยโดยกระบวนการไร้อากาศ จะเก็บตัวอย่างปุ๋ยไปสังเกตลักษณะทางกายภาพและนำไปวิเคราะห์คุณลักษณะของปุ๋ยหมักไปตามมาตรฐานปุ๋ยหมักของกรมวิชาการเกษตร[15]

ตารางที่ 1 วิธีวิเคราะห์ตัวอย่างปุ๋ยตามพารามิเตอร์ต่าง ๆ

พารามิเตอร์	วิธีการวิเคราะห์
อุณหภูมิ	วิเคราะห์โดยเครื่องเทอร์โมมิเตอร์
ค่าความชื้น	วิเคราะห์โดยวิธี Oven-drying method
ค่าความเป็นกรด-ด่าง	วิเคราะห์โดยเครื่องพีเอชมิเตอร์
คาร์บอนทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Walkley-Black method
ไนโตรเจนทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Kjeldahl method
ฟอสฟอรัสทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Spectrophotometric Molybdovanadophosphate method

3. ผลการทดลอง

3.1 คุณสมบัติของวัสดุหมัก

ก่อนเริ่มการหมักได้ทำการวิเคราะห์ผลเบื้องต้นเพื่อหาค่าพารามิเตอร์เบื้องต้นได้แก่ ค่าคาร์บอนทั้งหมด ค่าไนโตรเจนทั้งหมด ของวัสดุหมักโดยแต่ละชนิดจะประกอบไปด้วย หญ้าเนเปียร์ เหง้าสับปะรด มูลช้าง และกากมูลหมัก ซึ่งผลการวิเคราะห์จะแสดงในตารางที่ 2 เมื่อวัสดุหมักทั้งหมดมาผสมกันที่อัตราส่วน หญ้าเนเปียร์ : เหง้าสับปะรด : มูลช้าง : กากมูลหมัก เท่ากับ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร จากการสุ่มวิเคราะห์ตัวอย่างที่ผสมตามอัตราส่วนของวัสดุหมักแต่ละชนิด พบว่าได้อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนของวัสดุหมักที่นำไปทำการหมักเท่ากับ 65.07 : 1

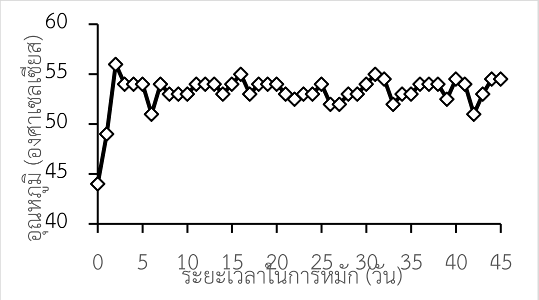
ตารางที่ 2 ค่าพารามิเตอร์ของวัสดุหมักและแบบผสมก่อนการหมัก

วัสดุหมัก	คาร์บอนทั้งหมด(%)	ไนโตรเจนทั้งหมด(%)	อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจน
หญ้าเนเปียร์	55.17	0.43	128.3 : 1
เหง้าสับปะรด	9.83	0.43	22.86 : 1
มูลช้าง	8.15	0.36	22.02 : 1
กากมูลหมัก	9.83	0.37	27.30 : 1

3.2 ปัจจัยในการควบคุมสภาวะการหมัก (อุณหภูมิ ความชื้น และค่ากรด - ด่าง)

3.2.1 อุณหภูมิ

อุณหภูมิในการหมักถือเป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญสำหรับการหมักปุ๋ยในสภาวะไร้อากาศ เป็นปัจจัยที่ใช้ในการควบคุมสภาวะของการหมักและใช้ในการสังเกตความผิดปกติของการหมักด้วยเช่นกัน แบคทีเรียในการหมักแบบไร้อากาศมีอยู่หลายชนิดด้วยกัน โดยปกติแบคทีเรียที่ผลิตมีเทนจะไม่สามารถทนอยู่ในอุณหภูมิที่ต่ำมากหรือสูงมากได้ นอกจากนี้อุณหภูมิยังบ่งบอกความเสถียรและความสามารถในการผลิตก๊าซมีเทนได้ เพราะในแต่ละช่วงอุณหภูมิจะมีแบคทีเรียคนละกลุ่มกันในการทำงาน และนอกจากนี้การศึกษาเรื่องของอุณหภูมิจะบอกช่วงของการหมักได้เนื่องจากอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นในกองปุ๋ยหมักนั้นมีผลมาจากการย่อยสลายวัสดุจากจุลินทรีย์ ในทางทฤษฎีพบว่าในช่วงอุณหภูมิที่ 50 – 60 องศาเซลเซียส จะเป็นช่วงที่จุลินทรีย์มีการเจริญเติบโตได้ดี และหากยิ่งอุณหภูมิสูงขึ้น 60 – 70 ก็จะส่งผลให้เกิดการย่อยสลายวัสดุได้ไวขึ้น[16] ดังนั้นแนวโน้มการเปลี่ยนของอุณหภูมิในการหมักปุ๋ยนั้นมีปัจจัยมาจากหลายปัจจัยด้วยกัน เช่น ชนิดของวัสดุ ขนาดและของวัสดุที่ใช้ในการหมัก ชนิดของแบคทีเรีย เป็นต้น โดยในการทดลองได้ควบคุมอุณหภูมิไว้ในช่วงเทอร์โมฟิลิกโดยทำการควบคุมอุณหภูมิไว้ที่ 55 องศาเซลเซียส อุณหภูมิตลอดระยะเวลาการทดลองแสดงในรูปที่ 2



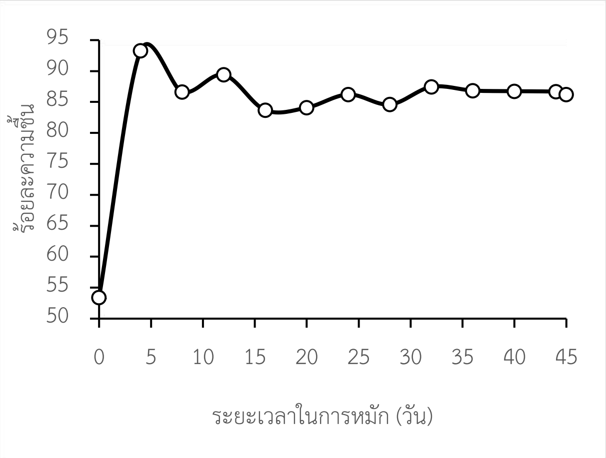
รูปที่ 2 อุณหภูมิในการหมักแบบไร้อากาศตลอดระยะเวลาการทดลอง

รูปที่ 2 แสดงให้เห็นว่าอุณหภูมิตลอดระยะเวลาการทดลองอยู่ในช่วง 44 – 56 องศาเซลเซียส โดยจากการหมักพบว่าอุณหภูมิที่ได้คตลอดระยะเวลาในการหมักนั้นจะมีค่าสูงที่สุดไม่เกิน 56 องศาเซลเซียส อันเนื่องมาจากปฏิกิริยาในการหมักนั้นอยู่ในขั้นตอนการเปลี่ยนแปลงกรด (Acid forming) ซึ่งเป็นกระบวนการในช่วงระยะของเทอรโมฟิลิก (Thermophilic phase) จะมีผลทำให้จุลินทรีย์ในระบบนั้นจะแปรสภาพวัสดุมหมักภายในขวดให้เกิดการย่อยสลายได้เร็วขึ้น[17]

3.2.2 ความชื้น

ความชื้นเป็นอีกหนึ่งปัจจัยที่มีผลโดยตรงต่อการทำงานของจุลินทรีย์ หากมีค่าความชื้นในระบบต่ำเกินกว่าช่วงร้อยละ 8 - 12 หรือแห้งเกินไปจะส่งผลต่อการย่อยสลายของจุลินทรีย์ โดยจุลินทรีย์จะหยุดการทำงานทำให้เกิดการหมักที่ไม่สมบูรณ์ ซึ่งโดยทั่วไปแล้วค่าความชื้นที่เหมาะสมในการ

หมักจะอยู่ที่ช่วงร้อยละ 50 – 60 โดยค่าความชื้นตลอดระยะเวลาการทดลองแสดงในรูปที่ 3

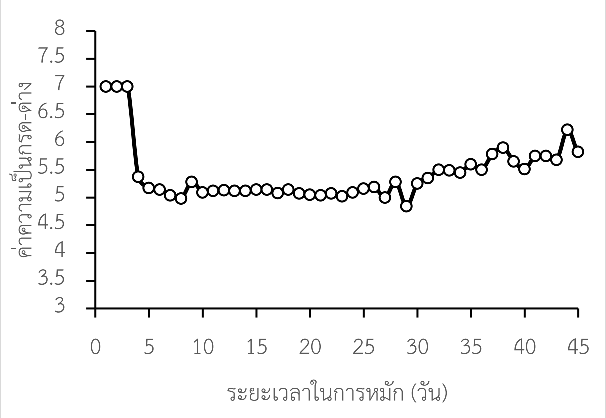


รูปที่ 3 ความชื้นในการหมักแบบไร้อากาศตลอดระยะเวลาการทดลอง

รูปที่ 3 แสดงค่าความชื้นตลอดระยะเวลาการทดลอง พบว่าค่าความชื้นที่พบในระหว่างการหมักมีค่าที่สูงเกินกว่าร้อยละ 70 เนื่องจากวัสดุที่ใช้ในการหมักนั้นส่วนใหญ่เป็นวัสดุที่มีลักษณะเป็นเส้นใยและความหนาแน่นต่ำ โดยความชื้นที่เหมาะสมต่อการย่อยสลายของวัสดุประเภทเส้นใยจะอยู่ในช่วง 80 – 85 %[18] ซึ่งเนื่องจากวัสดุทีนำมาในใช้การหมักนั้น มักจะมีความชื้นที่ค่อนข้างที่สูง[19]

3.2.3 ค่าความเป็นกรด - ด่าง

ค่าความเป็นกรดกรด – ด่าง (pH) มีความสำคัญต่อจุลินทรีย์ในการย่อยสลายสารอินทรีย์เป็นอย่างมาก โดยช่วงค่า pH ที่เหมาะสมในการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศจะมีค่าไม่น้อยกว่า 5 และไม่สูงเกิน 9 ค่า pH ในถังหมักขึ้นอยู่กับช่วงของการหมักด้วย โดยในช่วงเริ่มต้นของการหมัก จุลินทรีย์จะทำหน้าที่ย่อยสลายสารอินทรีย์อย่างรวดเร็ว และทำให้เกิดกรดในระบบ จึงส่งผลให้มีค่า pH ในการหมักปุ๋ยลดลงอยู่ที่ 5 – 5.5 และไม่ควรต่ำกว่า pH 5 เพราะจะทำให้จุลินทรีย์ในระบบตายและหยุดการย่อยสลายและการหมัก เมื่อเข้าสู่ระยะอุณหภูมิปานกลางจนถึงระยะอุณหภูมิสูง จุลินทรีย์ในระบบจะทำการย่อยสลายโดยใช้กรดอินทรีย์ที่เกิดขึ้นมาเป็นแหล่งธาตุอาหารคาร์บอน จึงส่งผลให้ค่า pH ในช่วงระยะอุณหภูมิปานกลางและระยะอุณหภูมิสูงนั้น มีค่า pH ในปุ๋ยหมักเพิ่มขึ้นสูงถึง 8 – 9 เมื่อปุ๋ยหมักเข้าระยะสุดท้ายของการหมักค่า pH ในระบบมีค่าที่เป็นกลาง ซึ่งอยู่ระหว่าง 6.8 – 8 โดยค่าความเป็นกรด-ด่าง ตลอดระยะเวลาการทดลองแสดงในรูปที่ 4



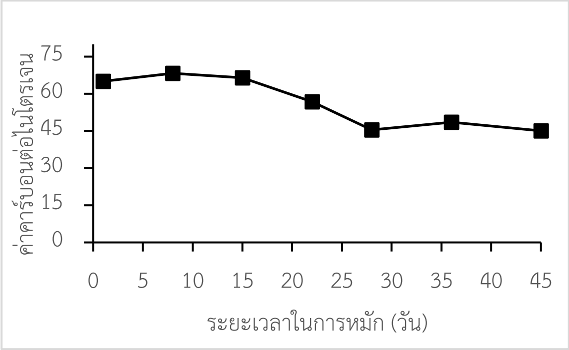
รูปที่ 4 ค่าความเป็นกรด-ด่างในการหมักแบบไร้อากาศตลอดระยะเวลาการทดลอง

รูปที่ 4 แสดงค่าความเป็นกรด-ด่างตลอดระยะเวลาการทดลองพบว่าในช่วงแรกของการหมักค่า pH เริ่มต้นมีค่าอยู่ที่ประมาณ 7 เนื่องจากค่าที่เป็นกลางส่งผลให้เกิดการย่อยสลายที่รวดเร็วกว่าค่าความเป็นกรดด่างที่สูง และลดลงอย่างรวดเร็วในช่วงวันที่ 3 ของการทดลองโดยมีค่า pH อยู่ที่ 5.37 อันเนื่องมากจากวัสดุในการหมักนั้นมีส่วนผสมของเศษอาหารจากช้างที่เป็นส่วนของเหง้าสับปะรดและมีเนื้อสับปะรดติดปนมาด้วย ซึ่งสัปปะรดมีความเป็นกรดและย่อยสลายได้รวดเร็วรวมถึงกากมูลหมักจากกระบวนการก๊าซชีวภาพซึ่งเป็นจุลินทรีย์ที่มีสภาวะเหมาะสำหรับการหมักแบบไร้อากาศอยู่แล้ว จึงทำให้เกิดสภาพในการเป็นกรดได้เร็วขึ้น ในระยะเวลาการหมักจำนวน 45 วัน แนวโน้มของปุ๋ยหมักนั้นมีสภาพที่เป็นกรด จนถึงช่วงวันที่ 30 ของการทดลอง ค่า pH มีแนวโน้มสูงขึ้นและยังคงมีสภาพเป็นกรดอยู่จนกระทั่งเสร็จสิ้นการทดลอง ซึ่งอาจสรุปได้ว่ากระบวนการการทำงานของจุลินทรีย์ยังไม่สิ้นสุดการหมัก เนื่องจากกระบวนการหมักที่ใช้เป็นแบบไร้อากาศจำเป็นต้องใช้ระยะเวลาในการหมักที่นาน และอาจมีสาเหตุมาจากวัสดุหมักที่ใช้เป็นวัสดุประเภทลิกโนเซลลูโลสที่มีโครงสร้างของผนังเซลล์ที่ซับซ้อนซึ่งมีลิกนินเป็นตัวขัดขวางการเข้าทำงานของเอนไซม์ในการย่อยสลายและการหมัก ทำให้การย่อยสลายวัสดุประเภทนี้ต้องใช้เวลาในการเข้าถึงของเอนไซม์ที่นานขึ้น ดังนั้นก่อนการหมักวัสดุประเภทนี้ควรมีการปรับสภาพก่อนจึงจะทำให้เกิดการหมักที่เร็วขึ้น

3.2.4 อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจน

อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนมีความสำคัญในกระบวนการทางชีวภาพซึ่งจะมีผลโดยตรงต่อจุลินทรีย์ในปุ๋ยหมัก หากวัสดุในการหมักที่มีค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนสูง จะมีผลต่อการย่อยสลายสารอินทรีย์ที่ช้า แต่ถ้าหากอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนมีค่าที่ต่ำก็จะส่งผลให้เกิดการสูญเสียไนโตรเจนในรูปของก๊าซแอมโมเนีย ซึ่งอาจจะส่งผลให้เกิดการยับยั้งการทำงานของจุลินทรีย์ในระบบ เพราะฉะนั้นจุลินทรีย์จะเจริญเติบโตได้ดีนั้นจึงต้องการคาร์บอน และไนโตรเจนที่เหมาะสมในการเผาผลาญในระหว่างการหมัก ในกระบวนการหมักทางชีวภาพคาร์บอนและไนโตรเจนจะเป็นสารอาหารที่สำคัญสำหรับการสังเคราะห์โปรตีน และกรดนิวคลีอิกโดยทั่วไปค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนที่เหมาะสมในการหมักจะมี

C/N ratio ที่ 20 – 30 ถือว่าเป็นอัตราส่วนที่เหมาะสมสำหรับการหมักปุ๋ย [20] แต่ในบางการทดลองนั้นพบว่าใช้ค่า C/N ratio เพียง 10 – 20 ซึ่งมีผลที่ดีต่อการย่อยสลายทางชีวภาพของคาร์บอน[21] จากผลการทดลองค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนเริ่มต้นในการหมักมีค่าประมาณ 65.07 : 1 และในช่วงสิ้นสุดการหมักในระยะเวลา 45 วัน พบว่าปุ๋ยหมักมีค่าร้อยละคาร์บอนต่อไนโตรเจนเท่า 45.04 : 1 ซึ่งแนวโน้มของอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนมีแนวโน้มลดลงตลอดระยะการทดลองแต่ยังคงมีอัตราส่วนที่สูงกว่ามาตรฐานของปุ๋ยหมักที่ควรมีค่าคาร์บอนต่อไนโตรเจนที่ต่ำกว่า 20:1 โดยแสดงอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนระหว่างการหมักจนสิ้นสุดดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนระหว่างการหมัก

3.2.5 คุณลักษณะปุ๋ยหมัก

ลักษณะทางกายภาพของปุ๋ยหมักหลังสิ้นสุดจากผ่านการหมักในระยะเวลา 45 วัน พบว่าลักณะปุ๋ยที่พบเป็นของแข็งกึ่งเหลว สีน้ำตาล กลิ่นของปุ๋ยมีลักษณะเป็นกลิ่นเปรี้ยวเล็กน้อย และคุณลักณะทางเคมีนั้นมีค่าตามพารามิเตอร์ ดังตารางที่ 4

จากค่าธาตุอาหารในปุ๋ยร้อยละไนโตรเจน ฟอสฟอรัส โพแทสเซียม และค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนของปุ๋ยหมักหลังสิ้นสุดสามารถบ่งบอกได้ว่าปุ๋ยที่ได้นั้น ยังไม่ผ่านตามมาตรฐานปุ๋ยกรมวิชาการเกษตร เนื่องจากค่าธาตุอาหารค่าร้อยละโพแทสเซียมที่ได้ยังนั้นต่ำกว่ามาตรฐาน รวมถึงอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนก็สูงกว่าค่าที่กำหนดเช่นกัน[22] อย่างไรก็ตามวัสดุหมักที่ได้นั้นสามารถใช้ในเป็นสารในการปรับปรุงดินได้เนื่องจากมีค่าอื่นๆ ที่ผ่านมาตรฐาน ซึ่งหลังจากสิ้นสุดจากการหมักพบว่ามีค่า C/N ratio ที่ได้มีค่าสูงถึง 45.04 : 1 ซึ่งในทางทฤษฎีแล้วค่าอัตราส่วน C/N ratio ที่มากกว่า 30 นั้นจะอยู่ในกลุ่มของอินทรีย์วัตถุประเภทของสารคลุมดิน ซึ่งเหมาะสมต่อการรักษาหน้าดิน[23] เนื่องจากวัสดุที่ใช้ในการหมักนั้นเป็นพืชที่มีเส้นใย ในกระบวนการหมักแบบไร้อากาศจึงจำเป็นต้องใช้เวลาในการหมักที่ค่อนข้างมากจึงทำให้คุณลักษณะทางกายภาพของปุ๋ยที่ได้หลังจากหมักเสร็จมีลักษณะที่ยังคงเป็นเส้นใยเนื่องจากการแปรสภาพนั้นยังไม่สมบูรณ์ดี

ตารางที่ 3 ค่าพารามิเตอร์ของปุ๋ยหมักหลังสิ้นสุดเมื่อเทียบกับมาตรฐานของปุ๋ยหมัก

พารามิเตอร์(ร้อยละ)	ชุดปุ๋ยหมักที่ 45 วัน	ค่ามาตรฐาน
ค่าไนโตรเจนทั้งหมด (Total Nitrogen)	0.42	ไม่น้อยกว่าร้อยละ 1.0 โดยน้ำหนัก
ค่าคาร์บอน(Carbon)	18.95	-
ค่าคาร์บอนต่อไนโตรเจน (C/N ratio)	45.04 : 1	ไม่เกิน 20 : 1
ค่าฟอสฟอรัสทั้งหมด (Total Phosphorus)	0.57	ไม่น้อยกว่าร้อยละ 0.5 โดยน้ำหนัก
ค่าโพแทสเซียมทั้งหมด(Total Potassium)	0.035	ไม่น้อยกว่าร้อยละ 0.5 โดยน้ำหนัก
ค่าความชื้น (Moisture content)	86	ไม่เกินร้อยละ 40 – 70 โดยน้ำหนัก
ค่าความเป็นกรด - ด่าง (pH)	5.94	5.5 - 8.5

4. บทสรุปและข้อเสนอแนะ

การผลิตปุ๋ยหมักจากเศษอาหารช้างร่วมกับมูลช้างและกากมูลหมักด้วยวิธีการหมักแบบไร้อากาศ เมื่อสิ้นสุดการหมักที่ 45 วัน พบว่าปุ๋ยที่ได้มีลักษณะทางกายภาพคือมีลักษณะเป็นปุ๋ยของแข็งกึ่งเหลว สีน้ำตาล กลิ่นของปุ๋ยมีลักษณะเป็นกลิ่นเปรี้ยว และผลการทดลองค่าธาตุอาหารหลังจากสิ้นสุดการหมัก มีค่าพารามิเตอร์บางตัว ได้แก่ ไนโตรเจน โพแทสเซียม อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจน และความชื้น ที่ค่าไม่ผ่านมาตรฐานตามกรมวิชาการเกษตร แต่ส่วนใหญ่นั้นค่ายังอยู่ในเกณฑ์ ซึ่งสามารถนำไปใช้ในการปรับปรุงดินได้ และควรมีการเพิ่มวัสดุหมักชนิดอื่นที่มีค่าโพแทสเซียมสูงในการหมัก จึงจะทำให้ผลิตภัณฑ์ที่ได้นั้นสามารถใช้เป็นปุ๋ยได้ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรีที่สนับสนุนการศึกษาวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบพระคุณท่านผศ.ดร.ฐนียา รังษีสุริยะชัย ที่ได้ให้การสนับสนุนงานวิจัย และอุปกรณ์ในการทดลอง ตลอดจนให้คำปรึกษาในการศึกษางานวิจัยในครั้งนี้ได้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักงานเศรษฐกิจการเกษตร, สถิติการเกษตรของประเทศไทย ปี 2562, กระทรวงเกษตรและสหกรณ์, 2562, หน้า 162 – 179.

[2] ปาริชาติ วิสุทธิสมาจารย์ และภัทรพงษ์ เกริกสกุล. “โครงการประเมินความเสี่ยงการใช้สารเคมีกำจัดศัตรูพืชภาคใต้ กรณีศึกษาตำบลบางเหรียง อำเภอควนเนียง จังหวัดสงขลา. สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสร้างเสริมสุขภาพ(สสส.), 2553.

[3] กรมควบคุมมลพิษ, สรุปสถานการณ์มลพิษของประเทศไทย ปี 2561, กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม, พ.ศ. 2562, หน้า 35 – 38.

[4] Arun Kanti Biswas, Sunil Kumar, and S. Satheesh Babu. “Studies on environmental quality in and around municipal

solid waste dumpsite". Resources, Conservation and Recycling, 55, pp. 129 – 134, 2010.

[5] Xiaojun Wang, Songqing Pan, Zhaoji Zhang, Xiangyu Lin, Yuzhen Zhang, and Shaohua Chen. "Effects of the feeding ratio of food waste on fed – batch aerobic composting and its microbial community". Bioresource Tecnology, 2016.

[6] E. Sagoo, and J.R. Williams. "Integrated management practices to minimize losses and maximise crop nitrogen value of broller litter". Gaseous Emissions and Odours, 2007

[7] Jiahuan Tang, Xiang Li, and Wenqi Zhao. "Electric field inuces electron flow to simultaneously enhance the maturity of aerobic composting and mitigate greenhouse gas emissions". Bioresource Technology, pp. 234 - 242, 2019.

[8] G.M. Shah, G.A. Shah, J.C.J. Groot, and O.Oenema. "Effect of storage conditions on losses and crop utilization of nitrogen from solid cattle manure". The Journal of Agricultural Science, pp. 58 – 71, 2016.

[9] G.M. Shah, N. Tufail, and H.F. Bakhat. "Anaerobic fegradation of municipal organic wast among oters composting techniques improves N cycling through waste – soil – plant continuum". Journal of Soil Science and Plant Nutrition, pp. 529 – 542, 2017.

[10] Yangyang Li, Wenhai Luo, and Jiaxin Zhang. "Effects of digestion time in anaerobic digestion on subsequent digestate composting". Bioresource Technology, pp. 117 – 125, 2018.

[11] Yixuan Chu, Chengran Fang, Hua Wang, Xinkai Wu, Yijie Gu, and Ji Shu. "Effects of anaerobic composting on tetracycline degradation in swine manure". Chinese Journal of chemical engineering, 2017.

[12] G.F. Huang, J.W.C. Wong, Q.T. Wu, and B.B. Nagar. "Effect of C/N on composting of pig manure with sawdust". Waste Management, pp. 805 – 813, 2004.

[13] Tanmoy Karak, Indira Sonar, and Ranjit K. Paul. "Composting of cow dung and crop residues using termite mounds as bulking agent". Bioresource Technology, pp. 731 - 741, 2014.

[14] B. Vandecasteele, B. Reubens, Kwillekens, and S. De Neve. "Composting for Increasing the Fertilizer Value of Chicken Manure: Effects of Feedstock on P Availability". Waste Biomass, pp. 491 – 503, 2014.

[15] กรมวิชาการเกษตร, กำหนดเกณฑ์ปุ๋ยอินทรีย์ พ.ศ. 2557, กระทรวงเกษตรและสหกรณ์, 2557.

[16] Luc De Baere, and Bruno Mattheeuwes. "Anaerobic Digestion of the Organic Fraction of Municipal Solid Waste in Europe". Waste Management, 2012.

[17] Long Lin, Fuqing Xu, Xumeng Ge, and Yebo Li. "Biological treatment of organic materials for energy and nutrients production: Anaerobic digestion and composting". Advances in Bioenergy, 2019.

[18] Gaur, A.C., etal, "Rỏle of mesophilic fungi in composting". Pp 453 – 460, 1982.

[19] Nana O.K. Mainoo, Suzelle Barrington, and Joann K. Whalen. "Pilot – scale vermicomposting of pineapple wastes with earthworms native to Accra, Ghana". Bioresource Technology, pp. 5872 - 5875, 2009.

[20] Long Lin, Fuqing Xu, Xumeng Ge, and Yebo Li. "Biological treatment of organic materials for energy and nutrients production: Anaerobic digestion and composting". Advances in Bioenergy, 2019.

[21] D. Brown, J. Shi, and Y. Li. "Solid state anaerobic co – digestion of yard waste and food waste for biogas production". Bioresource Technology, pp. 275 – 280, 2013.

[22] กรมวิชาการเกษตร, กำหนดเกณฑ์ปุ๋ยอินทรีย์ พ.ศ. 2557, กระทรวงเกษตรและสหกรณ์, 2557.

[23] สุนทรี ยิ่งชัชวาลย์. "ใช้อินทรีย์วัตถุให้ถูกประเภท". คณะศิลปศาสตร์และวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กำแพงแสน, 2554.

การเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพด้วยการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์โดยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร

Evaluation of biogas production potential from combination of food waste with Pre-treatment of Napier grass by NaOH

คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์[1,*] และ ฐนียา รังษีสุริยะชัย[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: khathapon_p@rmutt.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาปริมาณก๊าซชีวภาพที่เกิดขึ้นในการหมักร่วมระหว่างหญ้าเนเปียร์และเศษอาหารและทำการเปรียบเทียบปริมาณก๊าซชีวภาพก่อนและหลังการปรับสภาพด้วยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ 4% w/v ใช้ระยะเวลาในการปรับสภาพเท่ากับ 0.5 และ 1 ชั่วโมง ตามลำดับ โดยใช้ถังปฏิกรณ์แบบไร้อากาศขนาด 1.5 ลิตร ทำการเติมวัสดุหมักเพียงครั้งเดียวระยะเวลาทำการทดลอง 45 วัน โดยผสมวัสดุหมักระหว่างหญ้าเนเปียร์และเศษอาหารที่อัตราส่วน 25:75 โดยหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านการปรับสภาพ พบว่าผลการทดลอง เซลลูโลสเท่ากับร้อยละ 36.21 เฮมิเซลลูโลส เท่ากับร้อยละ 6.64 และมีปริมาณลิกนินเท่ากับร้อยละ 15.66 และเมื่อทำการปรับสภาพหญ้าด้วยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 0.5 ชั่วโมง และ 1.0 ชั่วโมง พบว่าปริมาณของเซลลูโลสเพิ่มขึ้น โดยเท่ากับร้อยละ 3.94 และ 4.38 ตามลำดับ เฮมิเซลลูโลสมีอัตราการลดลงเท่ากับร้อยละ 3.94 และ 4.37 และ ลิกนินเท่ากับร้อยละ 6.28 และ 8.05 ตามลำดับ ดังนั้นจึงเลือกใช้หญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพด้วยการแช่ด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ ที่ความเข้มข้นร้อยละ 4 w/v เป็นเวลา 1 ชั่วโมง ในกระบวนการหมักร่วมกับเศษอาหารเพื่อผลิตก๊าซชีวภาพ เนื่องจากสามารถสลายพันธะของลิกนินและเฮมิเซลลูโลสได้สูงสุด และเมื่อสิ้นสุดระยะเวลาการทดลองทำการวัดปริมาณก๊าซชีวภาพ พบว่าในถังที่ทำการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ 4% w/v ที่ระยะเวลา 1 ชั่วโมง มีปริมาณก๊าซชีวภาพสะสมสูงกว่าถังที่ไม่มีการปรับสภาพ โดยมีประสิทธิภาพเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 37.37 แสดงให้เห็นว่าเทคโนโลยีกระบวนการปรับสภาพด้วยด่างนั้นใช้ในการกำจัดลิกโนเซลลูโลสในหญ้าเนเปียร์เพื่อเพิ่มศักยภาพในการผลิตก๊าซชีวภาพ

คำสำคัญ: ก๊าซชีวภาพ, เศษอาหาร, หญ้าเนเปียร์, กระบวนการปรับสภาพ, กระบวนการย่อยสลายแบบไร้อากาศ

Abstract

This research aimed to find the amount of biogas produced by the co-fermentation of Napier grass and food waste and to compare the amount of biogas before and after pretreatment with 4% w/v sodium hydroxide solution for 0.5 and 1 hour, respectively. The 1.5-liter anaerobic reactor was used. The ferment materials were filled in the reactor for a single time. The experiment period was 45 days. The ferment materials were Napier grass mixed with food waste at the ratio of 25:75. The results showed that Napier grass without pretreatment contained cellulose content equal to 36.21%, hemicellulose content equals 6.64% and lignin content equal to 15.66%. When the grass were treated with sodium hydroxide solution at the concentration of 4% for 0.5 and 1 hour, it found out that the amount of cellulose content increased to 3.94% and 4.38%, respectively. The amount of Hemicellulose content decreased to 3.94 and 4.37% and lignin was 6.28 and 8.05%, respectively. Therefore, pretreated Napier grass with 4% w/v sodium hydroxide solution for 1 hour was selected for co-fermentation process with food waste for biogas production. This is because it demonstrated the most effective lignin and hemicellulose bond dissociation. The amount of biogas was measured at the end of the experiment and It found out that the amount of biogas in the reactor with 4% w/v sodium hydroxide pretreatment for 1 hour is higher than the amount of biogas of the reactor without pretreatment with the increased efficiency of 37.37%, indicating that the alkaline pretreatment technology is used to eliminate lignocellulose in Napier grass to enhance the potential for biogas production.

Keywords: Biogas, Food waste, Napier grass, Pretreatment, Anaerobic digestion

1. คำนำ

ในปัจจุบันความต้องการใช้ด้านพลังงานมีปริมาณที่เพิ่มมากขึ้นตามจำนวนประชากรที่มีการเติบโตอย่างรวดเร็ว ส่งผลทำให้เกิดปัญหาทางด้านพลังงานโดยเฉพาะพลังงานที่จำเป็นในชีวิตประจำวันคือพลังงานที่ก่อให้เกิดความร้อนที่ได้จากการเผาไหม้ ไม่ว่าจะเป็น ก๊าซธรรมชาติ น้ำมัน หรือถ่านหิน ที่เป็นทรัพยากรทางธรรมชาติที่ใช้แล้วหมดไปซึ่งสวนทางกับปริมาณการใช้พลังงานของประชากรในการดำรงชีพที่มีการใช้พลังงานในปริมาณที่เพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ ดังนั้นคณะกรรมการนโยบายพลังงานแห่งชาติ (กพช.) ได้ทำการปรับเป้าหมายของแผนพลังงานทดแทนและพลังงานทางเลือกในระยะเวลา 10 ปี (พ.ศ. 2555 - 2564) [1] ของประเทศไทย ที่มีเป้าหมายเพื่อเปลี่ยนการใช้ทรัพยากรธรรมชาติที่ใช้แล้วหมดไปเป็นพลังงานทดแทนโดยนำวัสดุที่เหลือทิ้งจากการทำการเกษตรมาผลิตเป็นพลังงานชีวภาพ การเลือกใช้หญ้าเนเปียร์จึงเป็นทางเลือกหนึ่งเนื่องจากเป็นกลุ่มพืชพลังงาน ที่ได้รับความนิยมให้เป็นอาหารแก่สัตว์แต่เพราะเป็นพืชที่มีกากใยสูงจึงจำเป็นที่จะต้องคัดเฉพาะบางส่วนให้สัตว์กิน อีกทั้งหญ้าเนเปียร์ยังเป็นพืชที่สามารถทนต่อสภาพแวดล้อม มีผลผลิตสูง และยังมีองค์ประกอบทางเคมีที่เหมาะสมต่อการผลิตก๊าซชีวภาพ แต่เนื่องจากหญ้าเนเปียร์เป็นพืชที่มีลิกโนเซลลูโลส ซึ่งมีเซลลูโลส เฮมิเซลลูโลส และลิกนิน เป็นองค์ประกอบหลัก ทำให้จุลินทรีย์ที่ใช้ในกระบวนการหมักย่อยสลายได้ยาก จึงได้ทำการทดลองโดยการทำการปรับสภาพเบื้องต้น (Pretreatment) [2-3] เนื่องจากวัตถุดิบกลุ่มจำพวกลิกโนเซลลูโลสประกอบด้วย เฮมิเซลลูโลส (hemicellulose) เซลลูโลส (cellulose) และลิกนิน (lignin) นั้น เซลลูโลสเป็นสายโพลีแซคคาไรด์ของนตาลน้ำตาล D-glucose เชื่อมต่อด้วยพันธะ β-1,4 glycosidic ซึ่งประกอบด้วยตัวกลูโคสมากกว่า 10,000 หน่วย ส่วนเฮมิเซลลูโลสเป็นโพลิแซคคาไรด์ประกอบด้วย น้ำตาลหลายชนิดเชื่อมต่อกันเป็นกิ่งโซ่สาขา ได้แก่ น้ำตาลเฮกโซส (กลูโคส กาแลคโตส และแมนโนส) น้ำตาลเพนโตส (ไซโลส และอะราบิโนส) และลิกนินเป็นสารอินทรีย์โพลีเมอร์ของฟีนิลโพรเพน (phenylpropane) มากกว่า 10,000 หน่วย และเป็น องค์ประกอบหลักของผนังในเซลล์ของพืช โดยทำหน้าที่ห่อหุ้ม เส้นใยของเซลลูโลสและเฮมิเซลลูโลสเข้าด้วยกันซึ่งทนต่อการย่อยสลายมาก ดังนั้นจึงควรที่จะต้องมีการปรับสภาพวัตถุดิบเหล่านี้ก่อน ที่จะนำไปผลิตเป็นก๊าซชีวภาพ เพื่อทำการลดหรือทำลายโครงสร้างที่แข็งของลิกโนเซลลูโลส ส่งผลให้เอนไซม์หรือจุลินทรีย์สามารถเข้าถึงและย่อยได้ง่ายขึ้น เป็นวิธีที่จะช่วยทำให้โครงสร้างของหญ้าแตกสลายก่อนที่จะผ่านกระบวนการย่อยสลายแบบไม่ใช้ออกซิเจน ซึ่งจะช่วยให้การผลิตก๊าซชีวภาพมีประสิทธิภาพมากขึ้น โดยการปรับสภาพนั้นสามารถแบ่งออกเป็นการปรับสภาพด้วยสารเคมี (กรด-ด่าง) การปรับสภาพทางชีวภาพ การปรับสภาพด้วยความร้อน และการปรับสภาพร่วม ซึ่งการปรับสภาพทางเคมี (กรด-ด่าง) เป็นวิธีการปรับสภาพที่มีการสลายของโครงสร้างได้รวดเร็ว โดยเฉพาะอย่างยิ่งการปรับสภาพด้วยด่างที่มีประสิทธิภาพ โดยใช้โซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ร้อยละ 4 [4] ในการทำลายโครงสร้าง ก่อนนำหญ้าที่ผ่านการปรับสภาพแล้วนำไปทำการหมักเพื่อผลิตก๊าซชีวภาพในลำดับต่อไป

ของเสียที่นิยมนำมาหมักร่วมกับเศษที่เหลือจากการทำการเกษตร คือ เศษอาหาร ซึ่งเป็นหนึ่งในปัจจัยที่มีผลต่อสิ่งแวดล้อมในปัจจุบันเป็นอย่างมาก ประเทศไทยซึ่งมีปริมาณขยะมูลฝอยเพิ่มขึ้นทุกปี มีรายงานว่าปริมาณขยะมูลฝอยกว่า 26.77 ล้านตัน ซึ่งในปริมาณนี้มีขยะอาหารมากถึงร้อยละ 45-70 ของขยะที่เกิดขึ้น [5] ซึ่งการกำจัดต้องต้องมีค่าใช้จ่ายสูง มีขั้นตอนและเกี่ยวข้องกับคนหลายฝ่าย ทั้งในแง่ของการมาตรฐานการกำจัด และการขออนุญาตให้ถูกต้อง การหาพื้นที่ที่เหมาะสม การเตรียมพื้นที่ การดูแลผลกระทบที่เกิดขึ้นจากขยะและคนในชุมชนใกล้เคียง เป็นต้น ในส่วนการจัดการขยะของประเทศไทย รัฐบาลได้ดำเนินการแก้ไขปัญหาขยะโดยใช้แนวคิด 3R คือ Reduce Reuse และ Recycle เพื่อเป็นกรอบและทิศทางการดำเนินการแก้ไขปัญหาการจัดการขยะ หากเราจัดการกับของเสียไม่ถูกวิธี อาจส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม เช่น เป็นแหล่งเชื้อโรค ส่งกลิ่นเหม็น ทำลายทัศนียภาพ และเป็นสาเหตุหนึ่งที่ก่อให้เกิดการปล่อยก๊าซเรือนกระจกในชั้นบรรยากาศ เพราะขยะอินทรีย์จะปล่อยก๊าซมีเทนที่รุนแรงกว่าก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ถึง 14 เท่า กองขยะที่มีปริมาณขยะอาหารมากจะยิ่งเป็นกองขยะที่ปล่อยมลพิษร้ายแรงที่สุด ดังนั้นการกำจัดของเสียหากใช้วิธีการที่เหมาะสมจะช่วยลดปัญหาดังกล่าวได้เป็นอย่างดี เศษอาหารมีองค์ประกอบ เช่น คาร์โบไฮเดรต ไขมัน โปรตีน และยังมีความชื้นสูง เหมาะต่อการนำไปใช้ผลิตเป็นก๊าซชีวภาพโดยกระบวนการย่อยสลายแบบไร้อากาศ การจัดการกับเศษอาหารด้วยระบบก๊าซชีวภาพ จึงเป็นทางเลือกหนึ่งที่น่าสนใจ นอกจากจะลดปริมาณเศษอาหารที่เกิดขึ้นแล้ว เมื่อนำไปหมักร่วมกับหญ้าเนเปียร์ยังได้ก๊าซมีเทน โดยก๊าซมีเทนสามารถนำไปใช้เป็นเชื้อเพลิงหรือนำไปผลิตเป็นกระแสไฟฟ้าได้

ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบหญ้าเนเปียร์ก่อนและหลังที่ผ่านการปรับสภาพทางเคมีด้วยสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร ที่อัตราส่วน 25ต่อ75 [6-7] โดยศึกษาปริมาณก๊าซชีวภาพที่เกิดขึ้น เพื่อเป็นการเพิ่มศักยภาพและเป็นอีกหนึ่งแนวทางในการเพิ่มมูลค่าของหญ้าเนเปียร์ โดยสามารถใช้เป็นวัตถุดิบในการผลิตพลังงานทดแทนในอนาคต

2. อุปกรณ์และวิธีการดำเนินงาน

2.1 อุปกรณ์และวัสดุหมัก

ถังหมักก๊าซชีวภาพทำจากอะคริลิคใสรูปทรงกระบอก ปริมาตร 1.5 ลิตร ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 120 มิลลิเมตร สูง 240 มิลลิเมตร ฝาถังเจาะรูบนแผ่นอะครีริคเพื่อติดตั้งวาว์ล ได้แก่บอลวาล์วขนาด 4 หุนพร้อมชุดสายยางและเกจบาร์วัดแรงดัน ที่ตำแหน่งกลางฝาด้านบน โดยสายยางจะต่อเข้ากับขวดพลาสติกขนาด 0.6 ลิตร ท้ายขวดจะถูกตัดออก 2.5 เซนติเมตร (นับจากด้านล่าง) นำไปขีดเป็นเส้นวัดระดับ เพื่อใช้ในการวัดปริมาณก๊าซชีวภาพที่เกิดขึ้น ส่วนขอบหน้าแปลนติดประกบประเกนยางสีดำ และเจาะรูขนาด 10 มิลลิเมตร จำนวน 6 รู พร้อมยึดน็อตโดยรอบเพื่อ

ป้องกันการรั่วไหลของก๊าซชีวภาพภายในถังหมัก ด้านล่างเป็นหน้าแปลนติดตายด้วยการเชื่อม ดังแสดงในรูปที่ 1

รูปที่ 1 ชุดถังหมักก๊าซชีวภาพ ขนาด 1.5 ลิตร

วัสดุหมักที่ใช้ในการหมักจะประกอบไปด้วย 1) หญ้าเนเปียร์ สายพันธุ์ปากช่องหนึ่ง เป็นหญ้าสดที่ใช้หญ้าส่วนลำต้น และใบ 2) เศษอาหาร ที่ได้จากการรวบรวมจากโรงอาหารภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี โดยวัสดุหมักทั้งที่นำมาใช้ในการหมักก๊าซชีวภาพจะมีอัตราส่วน 25 ต่อ75 โดยมีสัดส่วนดังนี้ หญ้าเนเปียร์ 2.25 กิโลกรัม เศษอาหาร 6.75 กิโลกรัมโดยน้ำหนัก และทำการผสมให้เข้ากัน ซึ่งวัสดุหมักที่ได้จะมีน้ำหนัก 0.9 กิโลกรัม

รูปที่ 2 หญ้าเนเปียร์ สายพันธุ์ปากช่องหนึ่ง

รูปที่ 3 เศษอาหารจากโรงอาหาร มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

2.2 ขั้นตอนการดำเนินงาน

ในการศึกษาการเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพด้วยการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์โดยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร มีขั้นตอนการดำเนินงานวิจัยดังนี้

2.2.1 จัดทำชุดถังหมักก๊าซชีวภาพ ดังรูปที่ 1 และก่อนทำการหมักก๊าซชีวภาพทำการตรวจสอบรอยรั่วในจุดต่าง ๆ โดยการใช้น้ำสบู่ทาในส่วนที่เป็นข้อต่อต่าง ๆ หรือในจุดอื่น ๆ ที่คาดว่าจะมีการรั่วซึม จากนั้นอัดก๊าซไนโตรเจนเข้าไปในขวดหมัก หากมีรอยรั่วฟองของน้ำสบู่ที่ทาไว้จะขยายตัว

2.2.2 รวบรวมวัสดุหมัก โดยเศษอาหารนำไปแยกส่วนที่เป็นกระดูกไม้จิ้มฟัน กระดาษชำระ และวัสดุอื่น ๆ ที่ย่อยสลายยากออกก่อน แล้วนำไปปั่นให้ละเอียด และใช้หญ้าส่วนลำต้น และใบ ที่ถูกบด ตัดแล้ว ให้มีขนาด 5 มิลลิเมตร นำมาตากแดด เป็นเวลา 3 วัน (เพื่อป้องกันการเกิดเชื้อรา) แล้วจึงนำไปอบในตู้อบที่อุณหภูมิ 70-80 องศาเซลเซียส เป็นระยะเวลา 1-2 ชั่วโมง

2.2.3 หญ้าเนเปียร์ที่ทำการปรับสภาพ สามารถปรับสภาพโดยชั่งหญ้า 100 กรัม และสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยชั่งโซเดียมไฮดรอกไซด์ตามความเข้มข้น 4% ละลายในน้ำ 1,000 มิลลิลิตร จากนั้น ผสมหญ้ากับสารละลายโซเดียมไฮดรอกไซด์เข้าด้วยกัน นำไปเข้าหม้อนึ่งความดันไอน้ำ (autoclave) ตามเวลาที่กำหนด ที่ระยะเวลา 0.5 ชั่วโมง และ 1.0 ชั่วโมงตามลำดับ ทำการล้างหญ้าด้วยน้ำสะอาดจนมีค่าพีเอชเป็นกลาง แล้วนำไปอบให้แห้งที่อุณหภูมิ 103 องศาเซลเซียส เป็นเวลา 6 ชั่วโมง เมื่ออบเสร็จนำหญ้ามาเก็บใส่ไว้ในถุงซิปล้อค

2.2.4 ก่อนทำการหมักหญ้าเนเปียร์ทั้งที่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 4 w/v และไม่ผ่านการปรับสภาพ พร้อมกับเศษอาหาร ที่ผ่านการคัดแยกส่วนที่ย่อยสลายยากออก และปั่นอย่างละเอียดแล้ว นำมาคลุกเคล้าให้เข้ากันตามอัตราส่วนหญ้าเนเปียร์ต่อเศษอาหาร 25ต่อ75 โดยใช้เป็นอัตราส่วนแบบน้ำหนัก ปรับพีเอชด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ให้เป็น 7.5 ในกรณีที่วัสดุหมักที่คลุกเคล้าแล้ว มีค่าพีเอชที่ต่ำ กำหนดให้วัสดุหมักในแต่ละชุดมีน้ำหนักสุทธิที่ 900 กรัม ในการเติมวัสดุหมักจะเติมเพียงครั้งเดียวเท่านั้น

2.2.5 ทำการทดลองหาค่าลิกโนเซลลูโลสก่อนเข้าระบบ โดยวิเคราะห์เฮมิเซลลูโลส เซลลูโลส (ด้วยวิธีมาตรฐาน TAPPI 203 om-88) และลิกนิน (ด้วยวิธีมาตรฐาน TAPPI 222 om-88) [8-9]

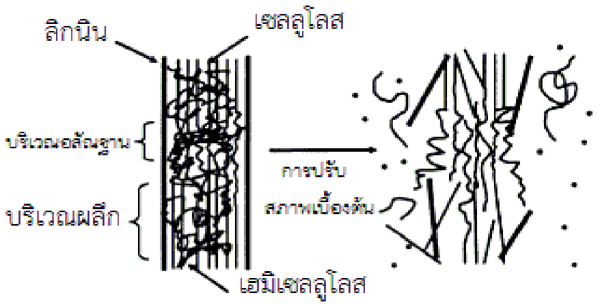
2.2.6 นำวัสดุหมักที่คลุกเคล้ากันแล้วตามอัตราส่วนต่าง ๆ ใส่ลงในถังหมักจำนวน 2 ชุด ได้แก่ ถังหมักที่ไม่ผ่านการปรับสภาพ และถังหมักที่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ โดยทำการหมักขนานคู่กันไปเป็นระยะเวลา 45 วัน ในทุก ๆ 3 วันของการหมักจะทำการวิเคราะห์ปริมาณก๊าซสะสม, อุณหภูมิ, และความเป็นกรด-ด่าง (pH)

3. ผลการทดลอง

3.1 องค์ประกอบทางเคมีของหญ้าเนเปียร์ก่อนและหลังการปรับสภาพ

เนื่องจากหญ้าเนเปียร์เป็นกลุ่มลิกโนเซลลูโลสซึ่งมีองค์ประกอบหลัก 3 ชนิดคือ เฮมิเซลลูโลส เซลลูโลส และลิกนิน ดังรูปที่ 4 โดยเฉพาะลิกนิน ซึ่ง

ย่อยสลายได้ยาก เนื่องจากลิกนินเป็นสารอินทรีย์โพลีเมอร์ของฟีนิลโพรเพน (phenylpropane) และเป็นองค์ประกอบหลักของผนังในเซลล์ของพืช ที่ทำหน้าที่ห่อหุ้มปกป้องเส้นใยของเซลลูโลสและเฮมิเซลลูโลสเข้าด้วยกันซึ่งมีความคงทนต่อการย่อยสลายมาก ส่งผลให้เป็นตัวขัดขวางการเข้าไปย่อยสลายของจุลินทรีย์และการเกิดปฏิกิริยาทางเคมี ดังนั้นในการหมักเพื่อให้ได้ก๊าซชีวภาพ จึงทำการแช่ปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 0.5 ชั่วโมง และ 1 ชั่วโมง [3] ดังแสดงผลการทดลองตารางที่ 1



รูปที่ 4 แผนภาพจุดประสงค์การปรับสภาพเบื้องต้นของวัสดุลิกโนเซลลูโลส [10]

ตารางที่ 1 องค์ประกอบทางเคมีของหญ้าเนเปียร์ก่อนและหลังการปรับสภาพ

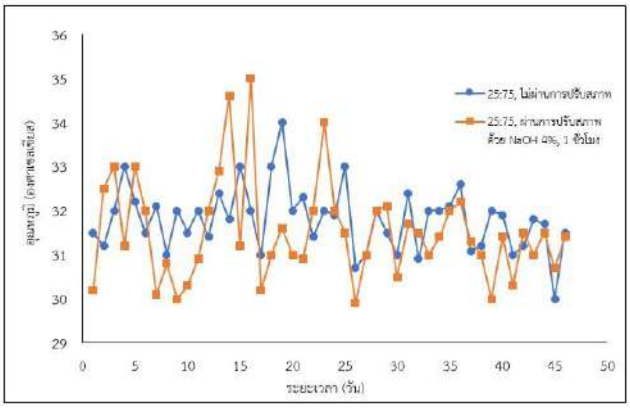
การปรับสภาพ เวลา- ร้อยละความเข้มข้น	องค์ประกอบทางเคมี (ร้อยละ)			
	เซลลูโลส	เฮมิ เซลลูโลส	ลิกนิน	อื่นๆ
ไม่ผ่านการปรับสภาพ	36.21	6.64	15.66	41.49
0.5 ชั่วโมง , 4 %	40.15	2.70	9.38	47.77
1.0 ชั่วโมง , 4 %	40.59	2.27	7.61	49.53

จากตารางที่ 1 พบว่าก่อนการปรับสภาพองค์ประกอบทางเคมีของหญ้าเนเปียร์ ซึ่งประกอบไปด้วยเซลลูโลสเท่ากับร้อยละ 36.21 เฮมิเซลลูโลสเท่ากับร้อยละ 6.64 และมีปริมาณลิกนินเท่ากับร้อยละ 15.66 อื่นๆ ได้แก่ เถ้า สารแทรกต่างๆ [11] เท่ากับร้อยละ 41.49 ซึ่งเมื่อ ทำการปรับสภาพหญ้าด้วยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ที่ความเข้มข้นร้อยละ 4 และระยะเวลาที่ต่างกัน คือ 0.5 ชั่วโมง และ 1.0 ชั่วโมง พบว่าปริมาณของเซลลูโลสเพิ่มขึ้นในทุกสภาวะของการทดลองปรับสภาพในสภาวะต่าง ๆ โดยอัตราการเพิ่มขึ้นของเซลลูโลสเท่ากับร้อยละ 3.94 และ 4.38 ตามลำดับ และพบว่าปริมาณของเฮมิเซลลูโลส และลิกนินลดลงในทุกสภาวะของการทดลอง โดยเฮมิเซลลูโลสมีอัตราการลดลงเท่ากับร้อยละ 3.94 และ 4.37 ลิกนินเท่ากับร้อยละ 6.28 และ 8.05 ตามลำดับแสดงให้เห็นว่าการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์ด้วยวิธีโซเดียมไฮดรอกไซด์สามารถทำลายพันธะของลิกนินและเฮมิเซลลูโลส และลดความเป็นพอลิเมอไรเซชัน (Polymerization) ลงได้ ส่งผลให้ปริมาณเซลลูโลสเพิ่มขึ้น [12] โดยการปรับสภาพเบื้องต้นนี้ทำให้โครงสร้างลิกโนเซลลูโลสอ่อนแอลง และเป็นการทำลายโครงสร้างของผลึก ช่วยเพิ่มพื้นที่ผิวที่เอนไซม์ในจุลินทรีย์สามารถเข้าถึงได้ ซึ่งทำให้ง่ายต่อการย่อยสลายสารอินทรีย์ของจุลินทรีย์กลุ่ม methanogen ให้เกิดเป็นก๊าซชีวภาพได้ง่ายและมากขึ้น ซึ่งส่งผลต่อกระบวนการผลิตก๊าซชีวภาพ [2] ดังนั้นจึงเลือกใช้หญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพด้วยการแช่ด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ ที่ความเข้มข้นร้อยละ 4 w/v เป็นเวลา 1 ชั่วโมง ในกระบวนการหมักร่วมกับเศษอาหารเพื่อผลิตก๊าซชีวภาพ เนื่องจากสามารถสลายพันธะของลิกนินและเฮมิเซลลูโลสได้สูงสุด โดยสามารถสลายได้ถึงร้อยละ 65.81 และร้อยละ 51.14 ตามลำดับ

3.2 ผลการวิเคราะห์หญ้าเนเปียร์ที่ผ่านและไม่ผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร

3.2.1 อุณหภูมิ

อุณหภูมิถือเป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญในการควบคุมประสิทธิภาพของกระบวนการผลิตก๊าซชีวภาพ เพราะการเติบโตของจุลินทรีย์ก่อให้เกิดความร้อนจากการเผาผลาญปริมาณมาก และยังเป็นการบ่งชี้ถึงการย่อยสลายวัตถุดิบโดยจุลินทรีย์ ทำให้อุณหภูมิเป็นตัวชี้วัดอีกตัวหนึ่งที่แสดงถึงกิจกรรมของจุลินทรีย์ภายในระบบด้วยเช่นกัน จากรูปที่ 5

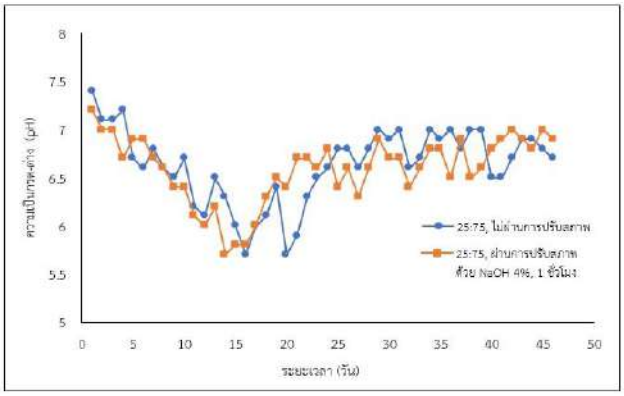


รูปที่ 5 อุณหภูมิของหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านและผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร

โดยพบว่าอุณหภูมิตลอดระยะเวลาการหมักมีอุณหภูมิเฉลี่ยอยู่คงที่ โดยในแต่ละถังหมักมีแนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิแต่ละถังนั้นมีความใกล้เคียงกันอยู่ในช่วง 30-35 องศาเซลเซียส มาซึ่งในกระบวนการหมักและปริมาณการผลิตก๊าซชีวภาพขึ้นกับการเติบโตของจุลินทรีย์ภายในระบบ จึงต้องให้ความสนใจที่อุณหภูมิ เพราะอาจทำให้เซลล์จุลินทรีย์สามารถตายได้ โดยทั้งสองชุดการทดลองนั้นเป็นอุณหภูมิช่วงเมโซฟิลิก คือ ทำงานในช่วงประมาณ 20 – 45 องศาเซลเซียส ทำให้แบคทีเรียกลุ่มมีโซฟิลิกเป็นกลุ่มหลักที่สามารถดำรงชีวิตอยู่ได้ โดยสำหรับกระบวนการผลิตก๊าซชีวภาพ การทำงานของแบคทีเรียจะต้องอยู่ในช่วง มีโซฟิลิก ซึ่งเป็นอุณหภูมิที่จุลชีพทำงานภายใต้ออกซิเจนต่ำจะทำงานได้ดี โดยแบคทีเรียจะมีประสิทธิภาพในการย่อยสลายสารอินทรีย์และการผลิตก๊าซชีวภาพ [13]

3.2.2 ค่าความเป็นกรด-ด่าง

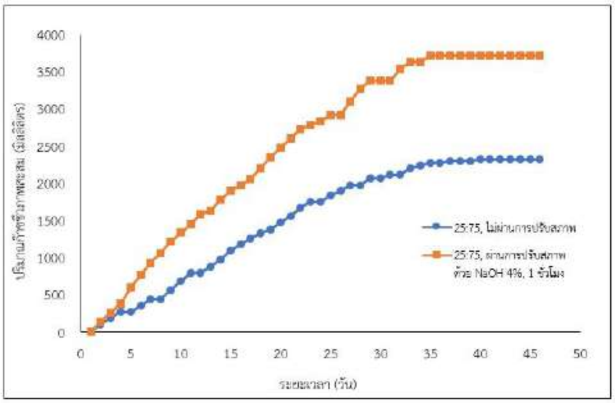
ค่าความเป็นกรด-ด่าง (pH) สามารถใช้เป็นตัวบ่งชี้ถึงสภาวะการหมักแบบไร้อากาศ โดยการเติบโตของจุลินทรีย์และกิจกรรมต่างๆ อาจเกิดการเปลี่ยนแปลงในพีเอชของวัสดุหมัก ซึ่งระบบจะสามารถทำงานได้ดีในช่วงค่าความเป็นกรด-ด่าง ระหว่าง 6.6-7.6 และที่เหมาะสมที่สุดสำหรับการผลิตก๊าซชีวภาพ คือระหว่างในช่วง 7.0-7.2 [14] ดังนั้นค่าความเป็นกรด-ด่างเริ่มต้น ควรควบคุมไว้ที่ประมาณ 7.2-7.4 ซึ่งสูงกว่าความต้องการภายในระบบเล็กน้อย เนื่องจากในกระบวนการผลิตก๊าซชีวภาพนั้น จุลินทรีย์จะมีกระบวนการสร้างกรด (Acidogemesis) ทำให้ค่าความเป็นกรด-ด่าง ภายในระบบลดลง ซึ่งถ้าหาก pH ลดลงต่ำกว่า 5.0 ก็จะหยุดกระบวนการย่อยและการหมักทั้งหมด หรือก็คือจุลินทรีย์หรือแบคทีเรียตาย แบคทีเรียที่สร้างมีเทนนั้นอ่อนไหวมากต่อความเป็นกรดเป็นด่าง จากรูปที่ 6 จะเห็นได้ว่าถังหมักทั้งสองชุด ค่าความเป็นกรด-ด่าง มีการลดลงในช่วงแรก โดยพบว่าถังหมักหญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร มีการลดลงและปรับเพิ่มขึ้นของพีเอชได้ดีกว่า เกิดจากการที่เอนไซม์ในจุลินทรีย์สามารถเข้าถึงได้ง่ายต่อการย่อยสลายวัสดุลิกโนเซลลูโลส โดยสาเหตุการลดลงของพีเอชในระบบช่วงแรก เนื่องจากกระบวนการไฮโดรไลซิส (Hydrolysis) ซึ่งเป็นปฏิกิริยาที่เปลี่ยนสารอินทรีย์ที่ซับซ้อน เช่น คาร์โบไฮเดรต โปรตีน และไขมันอยู่ในรูปที่ไม่ซับซ้อนและสามารถละลายได้ ได้แก่ น้ำตาลกลูโคส กรดอะมิ และกรดไขมัน และกระบวนการสร้างกรด (Acidogenesis) โดยผลผลิตหลักในปฏิกิริยานี้คือ คือ กรดโพรไพโอนิก (Propionic acid) กรดบิวทิริก(Butyric acid) และสารตั้งต้นโดยตรงของมีเทน (Direct methane precursors) ได้แก่ กรดอะซีติก (Acetic acid) และก๊าซไฮโดรเจน ซึ่งส่งผลให้พีเอชภายในระบบช่วงแรกนั้นมีการลดลง เพราะเกิดกรดชนิดต่างๆภายในระบบขึ้น และหลังจากนั้น ในช่วงท้ายกระบวนการหมัก ประมาณตั้งแต่ช่วงวันที่ 20 มีการย่อยสลายไนโตรเจนที่เพิ่มขึ้น เนื่องจากการสลายแอมโมเนียออกมาหรือเอมีน จึงส่งผลทำให้ค่า pH ในระบบเพิ่มขึ้น [11]



รูปที่ 6 ค่าความเป็นกรด-ด่างของหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านและผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร

3.2.3 ปริมาณก๊าซชีวภาพสะสม

ปริมาณก๊าซชีวภาพสะสมที่ผลิตได้จากการหมักหญ้าเนเปียร์ร่วมกับเศษอาหารด้วยอัตราส่วน 25ต่อ75 โดยพบว่าหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ มีปริมาณก๊าซชีวภาพสะสมเท่ากับ 2,330 มิลลิลิตร ในขณะที่หญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 1 ชั่วโมง มีปริมาณก๊าซชีวภาพสะสม เท่ากับ 3,720 มิลลิลิตร ซึ่งแสดงให้เห็นว่า หญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 1 ชั่วโมง มีประสิทธิภาพสูงกว่าหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านการปรับสภาพ สูงถึงร้อยละ 37.37 ซึ่งด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์จะทำให้ปริมาณของเซลลูโลสเพิ่มขึ้นในขณะที่ปริมาณเฮมิเซลลูโลสและลิกนินลดลง ทำให้จุลินทรีย์สามารถย่อยสลายและผลิตก๊าซชีวภาพได้ดียิ่งขึ้น [3] ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 ปริมาณก๊าซชีวภาพสะสมของหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านและผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร

4. บทสรุป

จากการศึกษาการเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพด้วยการปรับสภาพหญ้าเนเปียร์โดยสารละลายด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์หมักร่วมกับเศษอาหาร พบว่าหญ้าเนเปียร์ที่ไม่ผ่านการปรับสภาพหมักร่วมกับเศษอาหาร มีศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพอยู่ที่ 2,330 มิลลิลิตร และเมื่อหญ้าเนเปียร์ที่ผ่านการปรับสภาพด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ ร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 1 ชั่วโมง หมักร่วมกับเศษอาหาร มีศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพอยู่ที่ 3,720 มิลลิลิตร คิดเป็นประสิทธิภาพเพิ่มขึ้นถึงร้อยละ 37.37 แสดงให้เห็นว่ากระบวนการปรับสภาพเบื้องต้นด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ ร้อยละ 4 ที่ระยะเวลา 1 ชั่วโมง ช่วยเพิ่มศักยภาพการผลิตก๊าซชีวภาพได้ดียิ่ง และเพิ่มประสิทธิภาพในการย่อยสลายชีวมวล ช่วยในการกำจัดลิกนินและเฮมิเซลลูโลสที่ขัดขวางการทำงานของเอนไซม์ทำให้ประสิทธิภาพลดลง เพิ่มการเข้าถึงพื้นที่ผิวของจุลินทรีย์ อีกทั้งกระบวนการปรับสภาพเบื้องต้นด้วยด่างโซเดียมไฮดรอกไซด์ เป็นกระบวนการที่ง่ายไม่ซับซ้อน ทำให้สามารถเลือกใช้เป็นอีกทางเลือกหนึ่งได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรีที่ได้ให้โอกาสและให้ทุนสนับสนุนงบประมาณกองทุนส่งเสริมงานวิจัย ทุนนักวิจัยรุ่นใหม่ประจำปีงบประมาณ 2562 ทำให้งานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน (พพ.) กระทรวงพลังงาน. [ออนไลน์] เข้าถึงได้จาก :http://webkc.dede.go.th/testmax/node/149. (20 เมษายน 2563)

[2] นิลวรรณ ไชยทนุ, ร่มไทร มุกเมืองทอง, วรุฒ ชมเจริญ และ อนุพันธ์ วรรณภิระ (2559). ศักยภาพการผลิตก๊าซมีเทนของหญ้าเนเปียร์พันธุ์แคระภายใต้การปรับสภาพเบื้องต้นด้วยสารละลายด่าง. *วารสารวิศวกรรมศาสตร์ มทร.ล้านนา*, ปีที่ 1, ฉบับที่ 1, หน้า 32-36.

[3] สุภาวดี ผลประเสริฐ (2557). การปรับสภาพวัตถุดิบพวกลิกโนเซลลูโลสสำหรับการผลิตเอทานอล. *วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี*, ปีที่ 22, ฉบับที่ 5, หน้า 641-649.

[4] เดชา โฉมงามดี, รัตนชัย ไพรินทร์ และ เก้ากันยา สุดประเสริฐ (2558). การปรับสภาพฟางข้าวเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพอัตราการเกิดแก๊สมีเทน. *การประชุมวิชาการแห่งชาติ มหาวิทยาลัยราชภัฏเพชรบูรณ์ ครั้งที่ 2*, เพชรบูรณ์, 14 กุมภาพันธ์ 2558, หน้า 237-241.

[5] วรรณกุล บำรุงสาลี (2554). ถังหมักขยะเศษอาหารจากครัวเรือน. มีเทน. *การประชุมวิชาการนานาชาติวิศวกรรมเคมีและเคมีประยุกต์แห่งประเทศไทย ครั้งที่ 21*, สงขลา, 10-11 พฤศจิกายน 2554, หน้า 1-5.

[6] อัจฉราวดี ขาวโสม, เฉลิมชัย สังข์สุวรรณ์ และ ศักดา คงจันทร์ (2561). *การศึกษาอัตราส่วนที่เหมาะสมระหว่างหญ้าเนเปียร์กับเศษอาหารในการผลิตก๊าซชีวภาพ*. ปริญญาวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี, ประเทศไทย.

[7] Owamah H.I. and Izinyon O.C., (2015). Optimal combination of food waste and maize husk for enhancement of biogas production: Experimental and modelling study. *Environmental Technology & Innovation*, 4, pp. 311-315.

[8] TAPPI 203 om-88, (1988). Test Method for Determination of Alpha, Beta and Gamma Cellulose in Pulp. Technical Association of Pulp and paper industry, Atlanta, USA.

[9] TAPPI 222 om-88, (1988). Test Method for Determination of Acid-Insoluble lignin in Pulp. Technical Association of Pulp and paper industry, Atlanta, USA.

[10] Balat M., (2011). Production of bioethanol from lignocellulosic materials via the biochemical pathway : A review. Energy Conversion and Management, 52, pp. 858-875.

[11] ปุณณวิทย์ หาญไพบูลย์, สมเกียรติ งามประเสริฐสิทธิ์ และ เรืองวิทย์ สว่างแก้ว (2559). การปรับสภาพเบื้องต้นแบบต่อเนื่องของฟางข้าวและกากมันสำปะหลังด้วยน้ำภาวะใต้วิกฤต. *วารสารวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยเชียงใหม่*, ปีที่ 23, ฉบับที่ 3, หน้า 44-55.

[12] นันทิกา คล้ายชม, เพ็ญจิตร ศรีนพคุณ และ อนุสิษฐ์ ธนะพิมพ์เมธา (2554). การผลิตน้ำตาลรีดิวส์จากซางข้าวฟางหวานโดยกระบวนการไฮโดรลิซิสด้วยกรด. *วิศวกรรมสารมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์*, ปีที่ 24, ฉบับที่ 75, หน้า 91-102.

[13] อัจฉรา พิเลิศ, รัตนชัย ไพรินทร์, โกวิท ยอดมงคล, ธีระธนธร นนทะภา, ภัทราวดี ศรีปัญญา และ กาญจนา สุริยนต์ (2555). ผลกระทบของอุณหภูมิต่อการผลิตแก๊ซชีวภาพ. *วารสารวิทยาศาสตร์เกษตร*, ปีที่ 43, ฉบับที่ 2, หน้า 57-60.

[14] ทวินันท์ สเลอาด (2554). *ผลของเวลาการกวนและการเวียนตะกอนต่อการผลิตก๊าซชีวภาพจากเศษอาหารโดยระบบหมักไร้อากาศแบบแห้งในขนาดใช้งานจริง*. ปริญญาวิทยาศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิทยาศาสตร์สิ่งแวดล้อม, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, ประเทศไทย.

การประเมินประสิทธิภาพต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ผลิตจากวัสดุไวนิล
The Evaluation Performance Base of the Vinyl Noise Barrier Prototype

ธราดล หงส์อติกุล[1,*] เกื้อกูล เอี่ยมชูแสง[2] นันทวรรณ พิทักษ์พานิช[3] และ เทพฤทธิ์ รัตนปัญญากร[4]

[1,2,3,4] กองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: titharadon@gmail.com*

บทคัดย่อ

ปัจจุบันอัตราการขยายตัวของสังคมเมืองกรุงเทพมหานครที่เพิ่มสูงขึ้น พื้นที่ว่างเปล่าได้ถูกพัฒนาให้เป็นที่อยู่อาศัย คอนโดมิเนียม และอาคารสำนักงาน โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณพื้นที่โดยรอบโครงข่ายทางพิเศษ ซึ่งการขยายตัวดังกล่าวทำให้พื้นที่โดยรอบทางพิเศษได้รับผลกระทบด้านมลภาวะทางเสียงจากการจราจรบนทางพิเศษ จึงเป็นที่มาของการกำหนดมาตรการในการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงบนทางพิเศษเพื่อช่วยลดทอนเสียงการจราจรให้ลดน้อยลง อย่างไรก็ตามในการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงอาจมีการเสื่อมประสิทธิภาพตามอายุการใช้งาน จึงจำเป็นต้องมีการประเมินประสิทธิภาพ ปรับปรุง และพัฒนากำแพงกั้นเสียงอย่างสม่ำเสมอ เพื่อให้สามารถกั้นเสียงได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุด ซึ่งในงานวิจัยนี้จะประเมินประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงที่ได้ออกแบบและพัฒนาจากวัสดุไวนิลและใช้ยางพารามาเป็นส่วนประกอบภายใน ซึ่งง่ายต่อการติดตั้งและบำรุงรักษา มีความแข็งแรง ทนทานต่อสภาพแวดล้อม เหมาะสำหรับการนำไปใช้ในการติดตั้งใหม่และการติดตั้งทดแทนกำแพงกั้นเสียงเดิมที่เสื่อมสภาพหรือชำรุดเสียหาย โดยผลจากการประเมินประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดนี้สามารถลดทอนเสียงได้มากกว่ากำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงจากวัสดุแผ่นกระเบื้องและแบบไฟเบอร์แผ่นเรียบเดิมที่เคยติดตั้งใช้งาน

คำสำคัญ: กำแพงกั้นเสียง, สะท้อนเสียง, มลภาวะทางเสียง

Abstract

In the present, the growth rate of urban society in Bangkok is increasing. Some space had developed to be a residence, condominium and office building. Especially, there are so many of residence around an expressway area. Which had been affected the sound pollution from the traffic on expressway. It was important to specify preventive measurement policy in order to reduce the noise pollution from the traffic by using "noise barrier". However, the noise barrier that was installed on expressway previously was deteriorated by lifetime. Therefore, It is always needed an efficiency evaluation, improve and develop the noise barrier for an over standard. In this research, it is about the efficiency evaluation of the noise barrier reflection panel type that it was designed and developed by using materials from vinyl and natural rubber. It was improved the quality to be stronger, resistance to the environment, suitable for a new installation and replacement and easy to maintenance, so that the noise pollution can be reduced by the noise barrier from the traffic on expressway efficiently. An efficiency evaluation results show that, the noise barrier reflection panel type which made from vinyl and natural rubber materials can be reduced the noise pollution more than the noise barrier reflection panel type which made from fibre cement (Onduline) and fibre materials that installed previously.

Keywords: Noise Barrier, Reflection Panel, Noise Pollution

1. บทนำ

จากปัญหามลภาวะทางเสียงที่มีสาเหตุมาจากการจราจรในทางพิเศษที่อาจส่งผลกระทบต่อชุมชนที่ตั้งอยู่ใกล้บริเวณพื้นที่ทางพิเศษ จึงจำเป็นต้องมีการกำหนดมาตรการในการลดผลกระทบจากปัญหาดังกล่าวด้วยการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงบนทางพิเศษในบริเวณพื้นที่ชุมชน โดยปัจจุบันกำแพงกั้นเสียงที่ติดตั้งบนทางพิเศษมีหลายรูปแบบและใช้วัสดุที่แตกต่างกันเพื่อให้เหมาะสมกับการใช้งานในแต่ละสภาพแวดล้อมและสามารถลดผลกระทบด้านเสียงได้อย่างมีประสิทธิภาพสูงสุด

งานศึกษานี้เป็นการพัฒนาต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงโดยพัฒนาขึ้นจากวัสดุที่มีส่วนประกอบของพลาสติกพอลิเอทิลีน หรือ พีวีซี และใช้ยางพารามาเป็นส่วนประกอบที่มีคุณสมบัติผ่านตามข้อกำหนดของกำแพงกั้นเสียงบนทางพิเศษ เพื่อสนับสนุนนโยบายของรัฐบาลที่ส่งเสริมการใช้ยางพาราในประเทศเพื่อสร้างมูลค่าเพิ่มของผลผลิตทางการเกษตรให้แก่เกษตรกรไทย เพื่อให้มีความทนทานต่อสภาพแวดล้อม เหมาะสำหรับใช้ในการติดตั้งใหม่และการติดตั้งทดแทนกำแพงกั้นเสียงเดิมที่เสื่อมสภาพหรือ ชำรุดเสียหาย ดังแสดงในรูปที่ 1 และ 2

รูปที่ 1 ต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง

รูปที่ 2 กำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบเดิมที่เคยติดตั้ง

ในการทดสอบประสิทธิภาพและคุณสมบัติในการกั้นเสียงจะทดสอบโดยการติดตั้งอุปกรณ์ เพื่อตรวจวัดระดับเสียงที่สามารถลดทอนได้ โดยเปรียบเทียบระหว่างการตรวจวัดเสียงบริเวณที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียง และบริเวณที่ติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียง โดยอ้างอิงวิธีการทดสอบ FHWA Highway Noise Barrier Design Handbook February 2000 [1]

2. วัตถุประสงค์และประโยชน์ที่ได้รับ

2.1 วัตถุประสงค์

1) เพื่อศึกษาและพัฒนาต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงที่ผลิตจากพลาสติกพอลิเอทิลีน หรือ พีวีซี และใช้ยางพารามาเป็นส่วนประกอบ

2) เพื่อประเมินประสิทธิภาพ และเปรียบเทียบคุณสมบัติกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงที่ผลิตจากวัสดุที่แตกต่างกัน

2.2 ประโยชน์ที่ได้รับ

1) สามารถประเมินประสิทธิภาพในการกั้นเสียงของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ได้พัฒนาขึ้น เพื่อพิจารณาถึงความเหมาะสมในการติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียงสำหรับใช้งานทดแทนกำแพงกั้นเสียงเดิมที่มีการเสื่อมสภาพลง

2) เพิ่มความหลากหลายของวัสดุกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงให้เหมาะสมกับสภาพแวดล้อมเพื่อใช้เป็นต้นแบบในการพัฒนากำแพงกั้นเสียงในรูปแบบอื่นๆ ต่อไปในอนาคต

3. ข้อมูลทั่วไปและทฤษฎีที่เกี่ยวข้องในการตรวจสอบประสิทธิภาพของกำแพงกั้นเสียง

3.1 ชนิดของกำแพงกั้นเสียง

กำแพงกั้นเสียง ใช้เพื่อป้องกันเสียงจากแหล่งกำเนิดเสียงไปยังจุดรับเสียง โดยอาศัยหลักของการกั้นเสียงให้ส่งผ่านกำแพงออกไปน้อยที่สุด ดังนั้น การกั้นเสียงจะขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่ใช้กั้น และความหนาของวัสดุนั้นๆ โดยกำแพงกั้นเสียงจะต้องหนาพอที่จะกั้นคลื่นเสียงไม่ให้ทะลุผ่านได้ เนื่องจากปัจจัยในการออกแบบมีผลต่อการออกแบบความหนาของกำแพง

การติดตั้งกำแพงกั้นเสียงบนทางพิเศษมีวัตถุประสงค์เพื่อลดผลกระทบด้านเสียงจากการจราจรบนทางพิเศษสู่อาคารที่พักอาศัยและชุมชนที่อยู่ในบริเวณรอบทางพิเศษ โดยการติดตั้งต้องคำนึงถึงรายละเอียดของวัสดุที่ใช้จะต้องเหมาะสมกับสภาพแวดล้อมในแต่ละพื้นที่ โดยสามารถแบ่งประเภทของกำแพงกั้นเสียงตามคุณสมบัติ ดังนี้

3.1.1 กำแพงกั้นเสียงชนิดดูดซับเสียง (Absorption Panel)

กำแพงกั้นเสียงชนิดนี้ใช้วัสดุดูดกลืนเสียงบรรจุอยู่ภายใน ซึ่งเมื่อเสียงมากระทบกำแพงจะถูกดูดกลืนเสียง และป้องกันเสียงทะลุผ่านกำแพงไป ประโยชน์คือช่วยป้องกันเสียงออกไปภายนอกและช่วยลดเสียงที่อยู่ภายใน กำแพงกั้นเสียงชนิดนี้จะนิยมใช้ในโรงงาน หรือโรงไฟฟ้า วัสดุดูดกลืนเสียงส่วนใหญ่จะมีความบอบบางซึ่งไม่ทนทานต่อสภาพภายนอก (ปัจจุบันในเมืองไทยนิยมใช้ใยแก้วกับใยหินเป็นตัวดูดเสียง) ดังแสดงในรูปที่ 3

วัสดุ Metal Sheet

วัสดุ Metal Sheet

วัสดุ Glass Reinforced Cement

วัสดุ Fiberglass Reinforced Plastic

รูปที่ 3 กำแพงกั้นเสียงชนิดดูดซับเสียง (Absorption Panel)

3.1.2 กำแพงกั้นเสียงชนิดกระจายเสียง (Dispersive Panel)

กำแพงกั้นเสียงชนิดกระจายเสียงและชนิดสะท้อนเสียงมีหลักการทำงานใกล้เคียงกัน จะแตกต่างกันที่รูปแบบการออกแบบการตกกระทบของเสียง โดยที่กำแพงกั้นเสียงชนิดกระจายเสียงจะใช้วัสดุที่มีผิวมันขรุขระเพื่อช่วยให้มีประสิทธิภาพในการกระจายเสียงที่ดี ซึ่งการทำงานของกำแพงประเภทนี้คือ พยายามป้องกันเสียงจากแหล่งกำเนิดเสียงไปยังจุดรับเสียง โดยทำให้เสียงเกิดการสะท้อนกลับเมื่อเสียงตกกระทบบนพื้นผิวของกำแพงไปยังทิศทางที่กำหนด เพื่อป้องกันเสียงที่ทะลุผ่านตัวกำแพงไป (เกณฑ์ทั่วไปคือเมื่อเสียงผ่านกำแพงไปแล้วความดังจะต้องลดลงอย่างน้อย 25 เดซิเบล) โดยทั่วไปในการออกแบบจะนิยมออกแบบให้มีเหลี่ยมมุมเพื่อให้เกิดการสะท้อนเสียงไปในทิศทางที่ไม่ทำให้เสียงเกิดการสะท้อนแล้วกลับมารวมกันอีก ซึ่งเป็นชนิดที่นิยมใช้บนทางพิเศษ ดังแสดงในรูปที่ 4

วัสดุ Glass Reinforced Cement วัสดุ Fiberglass Reinforced Plastic

รูปที่ 4 กำแพงกั้นเสียงชนิดกระจายเสียง (Dispersive Panel)

3.1.3 กำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง (Reflection Panel)

กำแพงกั้นเสียงชนิดนี้จะใช้วัสดุที่มีผิวเรียบมัน เพื่อช่วยให้มีประสิทธิภาพในการสะท้อนเสียงที่ดี เพื่อป้องกันเสียงจากแหล่งกำเนิดเสียงไปยังจุดรับเสียง โดยอาศัยหลักของการกั้นเสียงให้ส่งผ่านกำแพงออกไปน้อยที่สุด ดังนั้นประสิทธิภาพในการกั้นเสียงของกำแพงจึงขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุที่ใช้กั้นเสียง และความหนากำแพง ซึ่งขึ้นอยู่กับการออกแบบกำแพงให้มีความหนาที่เพียงพอสำหรับกั้นคลื่นเสียงไม่ให้ทะลุผ่านได้ ดังแสดงในรูปที่ 5

วัสดุ กระเบื้อง วัสดุ คอนกรีต

วัสดุ โปร่งใส วัสดุ เหล็ก

วัสดุ ไฟเบอร์ แผ่นเรียบ วัสดุ แผ่นหลังคา (Onduline)

รูปที่ 5 กำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง (Reflection Panel)

3.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้องในการตรวจสอบประสิทธิภาพของกำแพงกั้นเสียง

การตรวจสอบประสิทธิภาพของกำแพงกั้นเสียงมีทฤษฎีที่ใช้เป็นหลักเกณฑ์ในการพิจารณาประสิทธิภาพในการกั้นเสียงดังนี้

3.2.1 การพิจารณาการลดลงของระดับเสียง (Insertion Loss, IL)

การติดตั้งกำแพงกั้นเสียงชนิดต่าง ๆ จะส่งผลให้เกิดผลต่างระหว่างระดับเสียงก่อนและหลังการติดตั้งกำแพงกั้นเสียง ซึ่งการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงจะเกิดการสูญเสียระดับเสียง เนื่องจากพลังงานเสียงจะถูกดูดซับเสียงโดยวัสดุ หรือ อาจเกิดการหักเหของคลื่นเสียงเมื่อมีการเปลี่ยนทิศทางให้สูงขึ้นจากพื้น หรือ อาจเกิดจากการสะท้อนเสียง ดังนั้น IL จึงเป็นผลรวมสุทธิในทุกๆ ด้านของการกั้นเสียงที่ทำให้เกิดการลดระดับเสียงทั้งการดูดซับ การหักเหและการกระจาย เป็นต้น โดยสามารถหาค่า Insertion Loss ตามทฤษฎี ดังนี้

$$IL = (LAref + Ledge - LArec) - (LBref - LBrec) \quad (1)$$

เมื่อ IL คือ ค่าการลดทอนเสียงที่ตำแหน่งหนึ่งๆ ของผู้รับเสียง (เดซิเบล)

LAref คือ ระดับเสียงอ้างอิงที่ถูกวัดค่าหลังจากติดตั้งกำแพงกั้นเสียง (เดซิเบล)

LArec คือ ระดับเสียงอ้างอิงจากผู้รับหลังติดตั้งกำแพงกั้นเสียง (เดซิเบล)

LBref คือ ระดับเสียงอ้างอิงที่ถูกวัดค่าก่อนติดตั้งกำแพงกั้นเสียง (เดซิเบล)

LBrec คือ ระดับเสียงอ้างอิงจากผู้รับก่อนติดตั้งกำแพงกั้นเสียง (เดซิเบล)

Ledge คือ ตัวประกอบการปรับแก้ (correction factor) ของการหักเหของเสียงจากด้านบนของกำแพงกั้นเสียงโดยปกติมีค่า 0.5 เดซิเบล

(LBref - LBrec) เท่ากับ 5 เดซิเบล*

<u>หมายเหตุ</u> กฎตายตัว (rule-of-thumb) สำหรับการประเมินค่าการลดทอนเสียงของกำแพงกั้นเสียง ระบุไว้ว่า ถ้าเส้นทางที่ปราศจากสิ่งกีดขวาง (line-of-sight) หรือเส้นเสียงถูกขวางด้วยกำแพงกั้นเสียงระหว่างแหล่งกำเนิดเสียงกับผู้รับเสียง ค่าการลดทอนจะมีค่าเท่ากับ 5 เดซิเบล และจะมีค่าเพิ่มขึ้น 1.5 เดซิเบล ในทุกๆ ความสูง 1 เมตร เช่นถ้าความสูงของกำแพงกั้นเสียงเพิ่มขึ้น 2 เมตร ค่าการลดทอนเสียงจะเพิ่มขึ้นเป็น 3 เดซิเบล เป็นต้น ตามหลักวิชาการ โดยปกติกำแพงกั้นเสียงจะถูกออกแบบให้มีการลดทอนเสียงอย่างน้อย 10 เดซิเบล อย่างไรก็ตามกำแพงกั้นเสียงที่มีการออกแบบใช้งานจริงจะสามารถลดทอนเสียงได้ 6 - 8 เดซิเบลเท่านั้น นอกจากนี้ค่าการลดทอนเสียงอาจเกิดจากอาคารที่อยู่ระหว่างจุดกำเนิดเสียงและจุดรับเสียง โดยจะมีค่าการลดทอนเสียงขึ้นอยู่กับช่องว่าง หรือช่องเปิดระหว่างอาคารที่อยู่ในแนวเดียวกัน ซึ่งโดยปกติระดับ

เสียงจะลดลง 4.5 เดซิเบล ในแถวแรกของอาคาร และจะลดลงอีก 1.5 เดซิเบลในแถวถัดไปของอาคาร จนถึงค่าการลดทอนเสียงสูงสุดที่ 10 เดซิเบล อ้างอิงจาก FHWA Highway Noise Barrier Design Handbook [1]

3.2.2 การวัดค่าการสูญหายของเสียง (Transmission Loss, TL)

การวัดค่าพลังงานเสียง (TL) ที่หายไปเมื่อตกกระทบลงบนกำแพงกั้นเสียงนี้จะดำเนินการตรวจวัดในภาคสนามตามวิธีใน ASTM E413-04 [2] ซึ่งเป็นการวัดระดับความดันเสียงด้านหน้าและด้านหลังของกำแพงกั้นเสียง โดยสามารถคำนวณหาค่า TL ได้ตามสมการ ดังนี้

$$TL = 10Log10\left(\frac{10^{SPLs/10}}{10^{SPLr/10}}\right) \quad (2)$$

$$= 10\left[Log_{10}10^{SPLs/10} - Log_{10}Log_{10}10^{SPLr/10}\right] \quad (3)$$

$$= 10\left[\frac{SPL_s}{10}Log_{10}10 - \frac{SPL_r}{10}Log_{10}10\right] \quad (4)$$

$$= 10\left[\frac{SPL_s}{10} - \frac{SPL_r}{10}\right] \quad (5)$$

$$= \frac{10}{10}\left[SPL_s - SPL_r\right] \quad (6)$$

$$= SPL_s - SPL_r \quad (7)$$

เมื่อ SPL_s คือ ระดับความดันเสียงจากแหล่งกำเนิดเสียงทางด้านหน้าของกำแพงกั้นเสียง, เดซิเบลเอ

SPL_r คือ ระดับความดันเสียงตรงตำแหน่งของผู้รับเสียงที่อยู่ด้านหลังกำแพงกั้นเสียง, เดซิเบลเอ

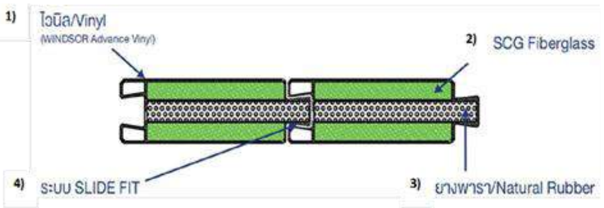
หมายเหตุ กำแพงกั้นเสียงจะต้องกั้นเสียงได้อย่างน้อย 5 เดซิเบล และหากกำแพงกั้นเสียงสามารถกั้นเสียงได้มากกว่า 20 เดซิเบลถือว่าสามารถกั้นเสียงได้อย่างมีประสิทธิภาพ FHWA Highway Noise Barrier Design Handbook February 2000 [1]

4. การออกแบบและการติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง

4.1 การออกแบบต้นแบบกำแพงกั้นเสียง

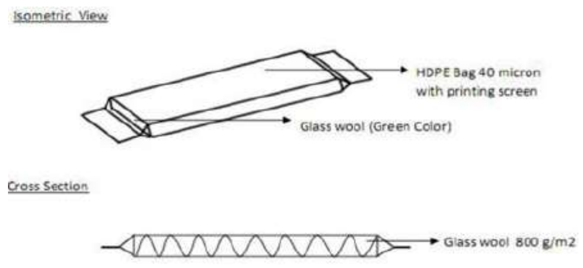
ในการวิจัยและพัฒนาต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงที่ผลิตจากวัสดุวัสดุพลาสติกพอลิเอทิลีน หรือ ไวนิล และนำยางพารามาเป็นส่วนหนึ่งของต้นแบบกำแพงกั้นเสียง เพื่อเป็นการสนับสนุนผลผลิตและเพิ่มมูลค่าให้แก่ยางพาราภายใต้แนวคิดไทยแลนด์ 4.0 โดยกำแพงกั้นเสียงจะมีขนาดความยาว 1.96 เมตร ความสูง 2.045 เมตร และหนา 84 มิลลิเมตร และมีส่วนประกอบของวัสดุที่ใช้ในต้นแบบกำแพงกั้นเสียงประกอบด้วย 3 ส่วนดังนี้

4.1.1 ไวนิล (Vinyl) เป็นวัสดุไวนิลสูตรพิเศษที่ได้รับการพัฒนาเพื่อใช้ในการผลิตประตู หน้าต่าง มีคุณสมบัติทนต่อสภาพอากาศร้อนชื้นของประเทศไทยได้เป็นอย่างดี โดยขึ้นรูปด้วยกระบวนการ Extrusion ไร้ปัญหาการกรอบแตก บิดงอ มีความยืดหยุ่นและทนทานต่อสภาพการใช้งานสูงรวมถึงอัตราการถ่ายเทความร้อนในตัวเองต่ำมาผลิตเป็นผนัง ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 6 ส่วนประกอบของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง

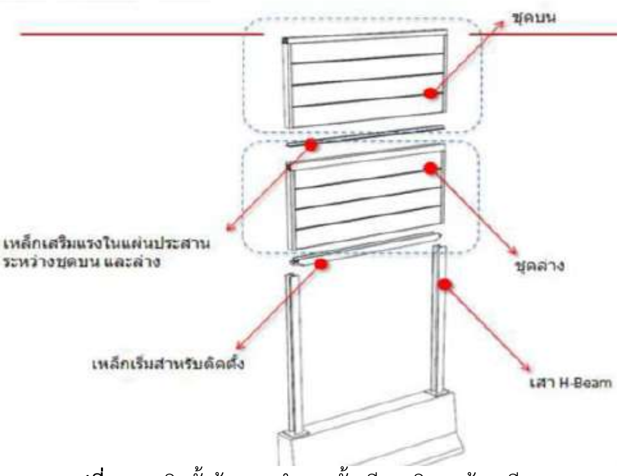
4.1.2 วัสดุไส้ในผนัง (Fiber Glass) เป็นวัสดุกันเสียงแบบไฟเบอร์กลาส (Fiber Glass) สำหรับใช้เพื่อการเสริมประสิทธิภาพในการกันเสียง โดยมีขนาดความกว้าง 185 มิลลิเมตร ความยาว 1,950 มิลลิเมตร หนา 25 มิลลิเมตร และมีความหนาแน่น 0.032 กรัม/ลูกบาศก์เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7



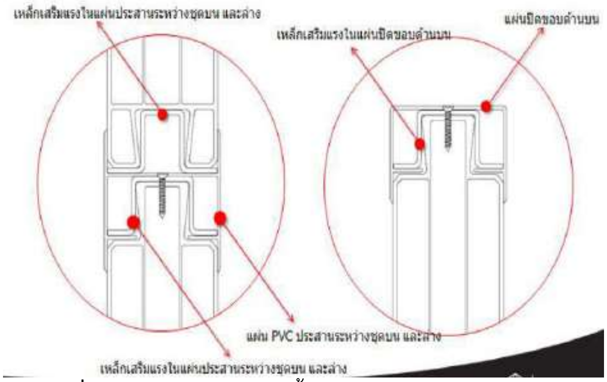
รูปที่ 7 วัสดุไส้ในผนังของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง

4.1.3 วัสดุยางพารา (Natural Rubber) เป็นแบบโฟมยางพาราสำหรับใช้เพิ่มประสิทธิภาพการกั้นเสียง โดยใช้วัตถุดิบน้ำยางพาราจากสหกรณ์ผู้ผลิตในประเทศ นำมาผ่านกระบวนการตีผสมให้เกิดฟองอากาศเป็นรูพรุนภายในแผ่นยาง เพื่อลดน้ำหนักของแผ่นกำแพงกั้นเสียง

4.1.4 เหล็กเสริมความแข็งแรงภายในผนัง (Slide Fit) เลือกใช้เหล็กที่มีขนาดความหนา 2.0 มิลลิเมตร โดยชุบ Hot-Dip Galvanize และมีรายละเอียดของการติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียงดังแสดงในรูปที่ 8 และการยึดติดแผ่นกำแพงกั้นเสียงกับเหล็กเสริมภายในผนังดังแสดงในรูปที่ 9



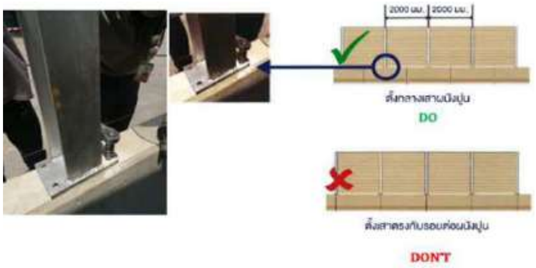
รูปที่ 8 การติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง



รูปที่ 9 การยึดติดแผ่นกำแพงกั้นเสียงกับเหล็กเสริมภายในผนัง

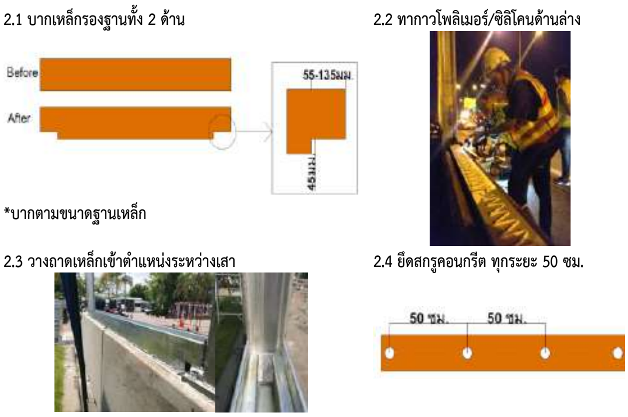
4.2 การติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียง

4.2.1 เริ่มจากการติดตั้งเสาเหล็กรูปพรรณ จะใช้เหล็ก H-Beam ขนาด 100x100 มิลลิเมตร บนกำแพงคอนกรีต (Concrete Barrier) ยึดฐานเสากับกำแพงคอนกรีตด้วย Bolt ขนาด M12 ยาว 85 มิลลิเมตร และทำการตั้งดิ่งด้านหน้าและด้านหลังด้วยลิ่มพลาสติก ดังแสดงในรูปที่ 10



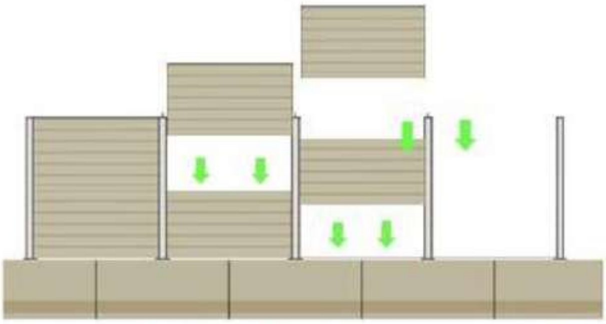
รูปที่ 10 การยึดติดกำแพงกั้นเสียง

4.2.2 ทำการบากเหล็กรองฐานด้วยเครื่องตัดเหล็ก เพื่อหลบ Plate เหล็กของเสาทั้ง 2 ด้าน ทากาวโพลิเมอร์หรือซิลิโคนที่ด้านล่างก่อนวางเหล็กเข้าตำแหน่งระหว่างเสาเหล็กรูปพรรณแล้วทำการยึดด้วยสกรูคอนกรีตขนาด 1/4"x1 3/4" ทุกระยะ 50 เซนติเมตร ให้แน่น ดังแสดงในรูปที่ 11



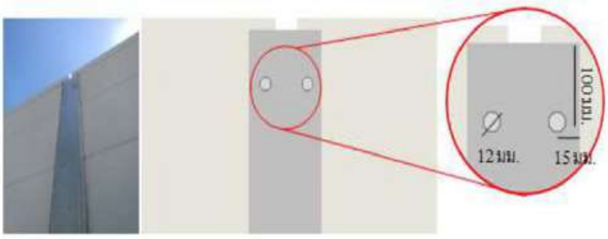
รูปที่ 11 การยึดติดตั้งเหล็กรองฐานกับเสาเหล็กรูปพรรณ

4.2.3 ทำการหย่อนแผ่นผนังกำแพงกั้นเสียงแผ่นล่าง ตามด้วยแผ่นผนังกำแพงกั้นเสียงแผ่นบนลงในตำแหน่งระหว่างเสาเหล็กรูปพรรณที่ได้ทำการติดตั้งไว้ ดังแสดงในรูปที่ 12



รูปที่ 12 การหย่อนแผ่นผนังกำแพงกั้นเสียงเพื่อติดตั้งในตำแหน่งระหว่างช่วงเสาเหล็กรูปพรรณ

4.2.4 ทำการยึดส่วนบนด้านหน้าของเสาเหล็กรูปพรรณ H-Beam ด้วย Bolt ขนาด M10 ยาว 125 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 13



รูปที่ 13 การยึดส่วนบนด้านหน้าของเสาเหล็กรูปพรรณด้วย Bolt ขนาด M10

5. การทดสอบประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงในพื้นที่ติดตั้งจริง

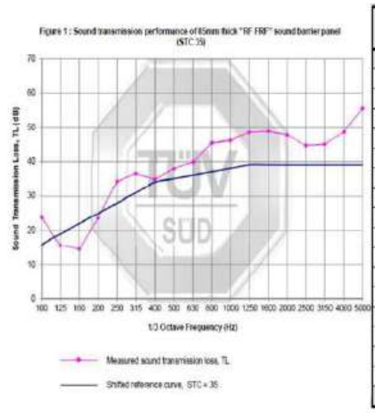
5.1 การทดสอบคุณสมบัติของการกั้นเสียงในห้องระบบปิด

การทดสอบคุณสมบัติการกั้นเสียงของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงประเภทสะท้อนเสียงโดยทดสอบตามมาตรฐาน ASTM E413-04 [2] และ ASTM E90-04 [3] ซึ่งทดสอบในห้องระบบปิด โดยทำการตรวจวัดระดับเสียงจากการจำลองการติดตั้งเครื่องตรวจวัดระดับเสียงที่แหล่งกำเนิดเสียง และที่จุดรับเสียง ดังแสดงรูปที่ 14 ผลจากการทดสอบ พบว่า

- ที่ระดับคลื่นความถี่เสียง 400 Hz ต้นแบบกำแพงกั้นเสียงสามารถลดเสียงได้ 35 เดซิเบล (เอ) (ตามเกณฑ์ ASTM กำแพงกั้นเสียงต้องลดเสียงได้มากกว่า 25 เดซิเบล (เอ))
- ที่ระดับคลื่นความถี่เสียง 1,000 Hz ต้นแบบกำแพงกั้นเสียงสามารถลดเสียงได้ 46 เดซิเบล (เอ) (ตามเกณฑ์ ASTM กำแพงกั้นเสียงต้องลดเสียงได้มากกว่า 30 เดซิเบล (เอ)) ดังแสดงในรูปที่ 15

การทดสอบฝั่งแหล่งกำเนิดเสียง การทดสอบฝั่งจุดรับเสียง

รูปที่ 14 การตรวจวัดระดับเสียงจากการจำลองการติดตั้งฝั่งแหล่งกำเนิดเสียงและฝั่งจุดรับเสียง

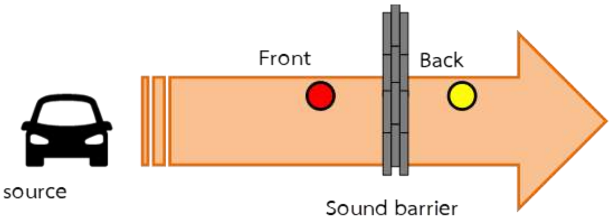


1/3 Octave Band Frequency (Hz)	Measured Sound Transmission Loss, TL (dB)
100	23.8
125	15.7
160	14.5
200	23.7
250	34.2
315	36.5
400	34.9
500	37.9
630	39.9
800	45.8
1000	46.3
1250	48.6
1600	48.9
2000	47.8
2500	44.9
3150	45.2
4000	48.7
5000	55.7

รูปที่ 15 ผลการทดสอบประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดไวนิล

5.2 การทดสอบประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงในพื้นที่ติดตั้งจริง

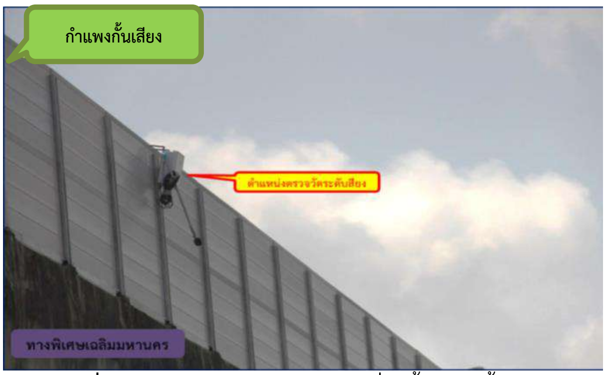
ดำเนินการทดสอบโดยการตรวจวัดระดับเสียงบริเวณที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงและบริเวณที่มีการติดตั้งต้นแบบกำแพงกั้นเสียง เพื่อทำการเปรียบเทียบกรณีที่มีกำแพงกั้นเสียงและไม่มีกำแพงกั้นเสียงเฉลี่ย 24 ชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 16 ซึ่งอ้างอิงวิธีการทดสอบจาก FHWA Highway Noise Barrier Design Handbook [1]



รูปที่ 16 การตรวจสอบประสิทธิภาพการลดทอนเสียงของกำแพงกั้นเสียงไวนิล

การตรวจวัดระดับเสียงของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ได้ทำการติดตั้งบนทางพิเศษ จะใช้เครื่องตรวจระดับวัดเสียงยี่ห้อ Castle dB Air Class 1 และยี่ห้อ 01 dB Class 1 ในการตรวจวัดระดับเสียงดังแสดงในรูปที่ 17 และรูปที่ 18 โดยจะทำการติดตั้งเครื่องตรวจวัดระดับเสียงบริเวณที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงและบริเวณที่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียง

รูปที่ 17 การตรวจวัดระดับเสียงบริเวณที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียง



รูปที่ 18 การตรวจวัดระดับเสียงบริเวณที่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียง

ในการตรวจวัดระดับเสียงเพื่อทดสอบประสิทธิภาพต้นแบบกำแพงกั้นเสียง จะทำการตรวจวัดระดับเสียงเฉลี่ย 24 ชั่วโมง ($L_{eq\ 24\ hr}$) จำนวน 2 จุด ได้แก่ บริเวณด้านหลังต้นแบบกำแพงกั้นเสียง และบริเวณที่ไม่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียงเป็นระยะเวลา 3 วันต่อเนื่อง

ผลการตรวจวัดค่าระดับเสียงเฉลี่ย 24 ชั่วโมง 3 วันต่อเนื่อง

- กรณีที่ไม่มีกำแพงกั้นเสียงมีค่าเท่ากับ 77.8 เดซิเบล (เอ) ซึ่งมีค่าเกินกว่าเกณฑ์มาตรฐานกำหนดไว้

- กรณีมีกำแพงต้นแบบกำแพงกั้นเสียงมีค่าเท่ากับ 66.3 เดซิเบล (เอ) ซึ่งมีค่าอยู่ในเกณฑ์มาตรฐานกำหนดไว้ โดยค่ามาตรฐานระดับเสียงทั่วไปเฉลี่ย 24 ชั่วโมง ตามประกาศคณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ [4] กำหนดไว้ไม่เกิน 70 เดซิเบล (เอ)

เมื่อเปรียบเทียบผลการตรวจวัดระดับเสียง พบว่า ต้นแบบกำแพงกั้นเสียงสามารถลดเสียงได้เฉลี่ย 11.5 เดซิเบล (เอ) คิดเป็นร้อยละ 14.78 ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการตรวจวัดระดับเสียงของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบไวนิล

	ไม่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียง	ต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบไวนิล	
	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ประสิทธิภาพการลดลงของระดับเสียง (ร้อยละ)
วันที่ 1	78.0	66.7	14.48
วันที่ 2	77.8	66.2	14.91
วันที่ 3	77.6	66.1	14.82
ค่าเฉลี่ย 3 วัน	77.8	66.3	14.78
ค่ามาตรฐาน $L_{eq\ 24\ hr}$	70 เดซิเบล (เอ)		

ในกรณีที่พิจารณาประสิทธิภาพของกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงโดยเปรียบเทียบระหว่างต้นแบบกำแพงกั้นเสียงที่ผลิตจากไวนิล กับแบบกระเบื้อง และแบบแผ่นเรียบ (Fiberglass Reinforce Plastic, FRP) ซึ่งใช้งานบนทางพิเศษในปัจจุบัน พบว่า

- กำแพงกั้นเสียงแบบกระเบื้อง(ความหนา 10 เซนติเมตร) ตรวจวัดค่าระดับเสียง ณ หลังกำแพงกั้นเสียงเท่ากับ 67.8 เดซิเบล (เอ)
- กำแพงกั้นเสียงแบบแผ่นเรียบ (Fiberglass Reinforce Plastic, FRP) (ความหนา 15 เซนติเมตร) ตรวจวัดค่าระดับเสียงณ หลังกำแพงกั้นเสียงได้เท่ากับ 69.6 เดซิเบล (เอ)

ซึ่งมีค่าอยู่ในเกณฑ์มาตรฐานกำหนดไว้ โดยค่ามาตรฐานระดับเสียงทั่วไปเฉลี่ย 24 ชั่วโมง ตามประกาศคณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ [4] กำหนดไว้ไม่เกิน 70 เดซิเบล (เอ) และเมื่อเปรียบเทียบการลดลงของเสียงกรณีที่ไม่มีการติดตั้งกำแพงกั้นเสียงและกรณีเดิมที่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียงแต่ละแบบ พบว่า กำแพงกั้นเสียงแบบกระเบื้องสามารถลดเสียงได้เฉลี่ย 10.0 เดซิเบล (เอ) คิดเป็นร้อยละ 12.85 และกำแพงกั้นเสียงแบบแผ่นเรียบ (Fiberglass Reinforce Plastic, FRP) สามารถลดเสียงได้เฉลี่ย 8.2 เดซิเบล (เอ) คิดเป็นร้อยละ 10.54 ดังแสดงในตารางที่ 2 และ 3

ตารางที่ 2 ผลการตรวจวัดระดับเสียงของกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบกระเบื้อง

	ไม่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียง	กำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบกระเบื้อง	
	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ประสิทธิภาพการลดลงของระดับเสียง (ร้อยละ)
วันที่ 1	78.0	67.9	12.95
วันที่ 2	77.8	67.8	12.85
วันที่ 3	77.6	67.6	12.89
ค่าเฉลี่ย 3 วัน	77.8	67.8	12.85
ค่ามาตรฐาน $L_{eq\ 24\ hr}$	70 เดซิเบล (เอ)		

ตารางที่ 3 ผลการตรวจวัดระดับเสียงของกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบแผ่นเรียบ (Fiberglass Reinforce Plastic, FRP)

	ไม่ติดตั้งกำแพงกั้นเสียง	กำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบ FRP	
	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ค่าระดับเสียง (เดซิเบล (เอ))	ประสิทธิภาพการลดลงของระดับเสียง (ร้อยละ)
วันที่ 1	78.0	69.7	10.64
วันที่ 2	77.8	69.6	10.54
วันที่ 3	77.6	69.5	10.44
ค่าเฉลี่ย 3 วัน	77.8	69.6	10.54
ค่ามาตรฐาน $L_{eq\ 24\ hr}$	70 เดซิเบล (เอ)		

6. บทสรุป

จากการพัฒนาออกแบบต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบไวนิล (Vinyl Noise Barrier) มีปัจจัยที่เกี่ยวข้องคือชนิดและความหนาของวัสดุที่นำมาใช้ในการผลิตต้นแบบกำแพงกั้นเสียง เป็นปัจจัยที่สำคัญอย่างหนึ่งในการพิจารณาออกแบบ เนื่องจากกำแพงกั้นเสียงที่มีประสิทธิภาพจะต้องมีความหนาที่เพียงพอ และเป็นไปตามมาตรฐาน สามารถป้องกันคลื่นเสียงดังกล่าวไม่ให้ทะลุผ่านไปยังอีกด้านหนึ่งของกำแพงกั้นเสียงได้

ผลจากการประเมินประสิทธิภาพของต้นแบบกำแพงกั้นเสียงชนิดสะท้อนเสียงแบบไวนิล (Vinyl Noise Barrier) จะเห็นได้ว่า สามารถลดผลกระทบด้านระดับเสียงที่เกิดจากการจราจรบนทางพิเศษได้เป็นอย่างดี โดยมีประสิทธิภาพการลดทอนเสียงที่ดีกว่ากำแพงกั้นเสียงแบบสะท้อนเสียงแบบเดิมที่เคยติดตั้งร้อยละ 3.78 และมีค่าอยู่ในเกณฑ์มาตรฐานกำหนดไว้ เมื่อเทียบกับค่ามาตรฐานระดับเสียงทั่วไปเฉลี่ย 24 ชั่วโมง ตามประกาศคณะกรรมการสิ่งแวดล้อมแห่งชาติ [4]

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณบริษัท เอสซีจี เคมิคอลส์ จำกัด ที่ได้ให้ความร่วมมือในด้านการวิจัยและพัฒนากำแพงกั้นเสียง และเจ้าหน้าที่พนักงานกองวิจัยและพัฒนา การทางพิเศษแห่งประเทศไทย และผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทุกท่านที่ให้คำปรึกษา เสียสละเวลาอันมีค่าช่วยเหลือในการทดสอบและเก็บข้อมูลในการศึกษาวิจัยนี้ให้สำเร็จลุล่วงตามวัตถุประสงค์ที่วางไว้

เอกสารอ้างอิง

[1] Knauer, H. S., Pedersen, S., Lee, C. S., & Fleming, G. G. (2000). *FHWA highway noise barrier design handbook* (No. FHWA-EP-00-005). United States. Federal Highway Administration.

[2] ASTM, (2004). *Classification for Rating Sound Insulation*, E413-04. American Society for Testing and Material.

[3] ASTM, (2004). Standard Test for Method for Laboratory Measurement of Airborne Sound Transmission Loss of Building Partitions and Elements, E90-04. American Society for Testing and Material.

[4] ประกาศคณะกรรมการสิ่งแวดล้อม ฉบับที่ 15 (พ.ศ. 2540). เรื่อง กำหนดมาตรฐานระดับเสียงโดยทั่วไป. ราชกิจจานุเบกษา เล่ม 114 ตอนที่ 27ง. 3 เมษายน 2540.

การประเมินด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับรูปแบบการควบคุมทางแยกภายในสถานศึกษา
Energy and Environmental Assessment for Intersection Design Control in University Campus

ชญาดา รวิวรรณ[1] และ นพดล กรประเสริฐ[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: r.chayadaa@gmail.com*

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันปัญหาการจราจรติดขัดบนท้องถนนส่งผลให้เกิดการความสูญเสียพลังงานและผลกระทบทางด้านมลพิษทางอากาศ โดยเฉพาะอย่างยิ่งปัญหาการจราจรติดขัดบริเวณทางแยกในเขตสถานศึกษาที่มีการใช้ยานพาหนะส่วนบุคคลเป็นจำนวนมาก การออกแบบและควบคุมการจราจรบริเวณทางแยกที่เหมาะสม นอกจากจะช่วยให้สภาพการจราจรคล่องตัว ลดความล่าช้าในการเดินทางแล้ว ยังจะช่วยลดการใช้พลังงานเชื้อเพลิงและมลพิษทางอากาศ บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับการออกแบบควบคุมทางแยกรูปแบบต่าง ๆ ภายในสถานศึกษา การศึกษานี้ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคและแบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ สำหรับวิเคราะห์ปริมาณการใช้พลังงานเชื้อเพลิงในการเดินทางและมลภาวะทางอากาศของรูปแบบการควบคุมทางแยก 4 รูปแบบ ได้แก่ (1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ (3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ และ (4) ทางแยกรูปแบบวงเวียน ผลการศึกษาพบว่า ภายใต้สภาพการจราจรเดียวกัน รูปแบบการควบคุมทางแยกต่าง ๆ จะก่อให้เกิดผลกระทบด้านการใช้พลังงานและมลภาวะทางอากาศในปริมาณที่แตกต่างกัน การออกแบบควบคุมทางแยกที่เหมาะสมจะก่อให้เกิดประโยชน์ทั้งต่อผู้ใช้รถใช้ถนนและต่อชุมชนมหาวิทยาลัยที่ยั่งยืน

คำสำคัญ: การจราจรติดขัด, พลังงาน, มลพิษทางอากาศ, แบบจำลองการจราจร

Abstract

Nowadays, traffic congestion contributes to energy depletion and air pollution problems. Specifically, in university communities where the share of private vehicle is high, the problem of traffic congestion generally occurs at intersections. Proper intersection design control can reduce traffic congestion, travel delays, and energy consumption and emission. The purpose of this study is to compare the energy and environmental efficiency of various intersection design control strategies within the university campus. This study applied the microscopic traffic simulation model and air emission model to analyze the energy consumption and emission associated with 4 intersection design control options including (1) unsignalized intersection; (2) signalized intersection with 2 signal phases; (3) signalized intersection with 4 signal phases; and (4) roundabout. The results showed that under the same traffic conditions intersection design control would affect energy consumption and emission differently. Therefore, selecting a proper intersection design control will result in sustainable benefits for both road users and university communities.

Keywords: Traffic Congestion, Energy, Emission, Traffic Simulation Model

1. บทนำ

มหาวิทยาลัยเชียงใหม่เป็นมหาวิทยาลัยชื่อดังทางภาคเหนือ มีเนื้อที่ประมาณ 2,000 ไร่ ปัจจุบันมีนักศึกษาและบุคลากรทั้งหมด 44,650 คน ซึ่งภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ยังมีโรงเรียนสาธิตมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ตั้งอยู่ด้วย จากจำนวนนักเรียน นักศึกษา บุคลากร และจำนวนผู้ที่สัญจรผ่านเข้ามาในมหาวิทยาลัยจำนวนมากนั้น ก่อให้เกิดปัญหาการจราจรติดขัด ส่งผลให้เกิดความสูญเสียพลังงานและผลกระทบด้านสิ่งแวดล้อม โดยปัญหาการจราจรติดขัดส่วนใหญ่ภายในมหาวิทยาลัยจะเกิดบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ เนื่องจากเป็นเส้นทางหลักที่ใช้ในการเดินทางเข้า-ออกมหาวิทยาลัย และเชื่อมต่อกับสถานที่ต่าง ๆ ภายในมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ดังนั้น ทางแยกดังกล่าวควรมีการออกแบบและควบคุมการจราจรบริเวณทางแยกที่เหมาะสม เพื่อช่วยให้สภาพการจราจรคล่องตัว ลดความล่าช้าในการเดินทางแล้ว ช่วยลดการใช้พลังงานเชื้อเพลิงและมลพิษทางอากาศ

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นในการวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับการออกแบบควบคุมทางแยกรูปแบบต่าง ๆ ภายในสถานศึกษา โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคและ

แบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ PTV VISSIM สำหรับวิเคราะห์ปริมาณการใช้พลังงานเชื้อเพลิงในการเดินทางและมลภาวะทางอากาศของรูปแบบการควบคุมทางแยกประเภทต่าง ๆ เพื่อเป็นแนวทางการวางแผนและเสนอแนวทางการออกแบบควบคุมทางแยกที่เหมาะสมจะก่อให้เกิดประโยชน์ทั้งต่อผู้ใช้รถใช้ถนนและต่อชุมชนมหาวิทยาลัยที่ยั่งยืน

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ผลกระทบจากการจราจรติดขัด

ปัญหาการจราจรติดขัด เป็นปัญหาที่สำคัญลำดับต้น ๆ ที่ทวีความรุนแรงมากเป็นลำดับ ตามอัตราการขยายตัวทางเศรษฐกิจที่เพิ่มสูงขึ้น โดยผลกระทบที่เกิดจากการจราจรติดขัดนั้น ประกอบไปด้วย

- ผลกระทบต่อเวลาในการเดินทาง ความล่าช้าในการเดินทางเนื่องจากความแออัดของการจราจรเป็นผลกระทบโดยตรงต่อผู้ใช้ถนนที่นำไปสู่การสูญเสียทางเศรษฐกิจโดยตรงกับผู้ใช้ถนน
- ผลกระทบต่อปัญหาสิ่งแวดล้อม มีความสัมพันธ์โดยตรงระหว่างความแออัดและผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม สภาพแวดล้อมแย่ลงเมื่อปริมาณการจราจรเพิ่มขึ้น ยานพาหนะแต่ละคันใช้เวลานานบนถนนสร้างความร้อนและมลพิษทางอากาศมากขึ้นและก่อให้เกิดมลพิษทางเสียง
- จากการใช้พลังงานก่อให้เกิดมลพิษในบรรยากาศจากการใช้น้ำมันดังนี้ สารตะกั่วจากน้ำมันเบนซิน ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ออกไซด์ของไนโตรเจน ไฮโดรคาร์บอน และควันเสียที่ปล่อยออกมาจากเครื่องยนต์ เนื่องจากการเผาไหม้ของเชื้อเพลิงที่ไม่สมบูรณ์ [1]
- ผลกระทบต่อปัญหาความปลอดภัย ความปลอดภัยคือการประนีประนอมของการเคลื่อนไหว เมื่อการจราจรมีความแออัดมากเพิ่มขึ้นย่อมส่งผลให้เกิดความเสี่ยงในด้านความปลอดภัยและการเกิดอุบัติเหตุบนท้องถนน เนื่องจากปริมาณยานพาหนะที่เพิ่มมากขึ้นจะส่งผลให้เกิดการขัดแย้งของกระแสจราจรที่เพิ่มมากขึ้นตามมา ผลกระทบทางเศรษฐกิจ และการปรับเปลี่ยนพฤติกรรมการดำเนินชีวิตอีกด้วย

2.2 มลพิษทางอากาศ

ในบริเวณที่ใกล้ถนนที่มีการจราจรติดขัด จะมีปัญหามลพิษทางอากาศที่รุนแรงกว่าในบริเวณที่มีการจราจรคล่องตัว สารมลพิษที่ระบายเข้าสู่บรรยากาศที่เกิดจาก การคมนาคมขนส่ง มลพิษทางอากาที่เกิดจากยานพาหนะมีที่มาของจากส่วนใหญ่ ๆ คือ การเผาไหม้ของเชื้อเพลิงในเครื่องยนต์ และการระเหยของเชื้อเพลิง มลพิษที่ถูกปล่อยออกมาในอากาศสวนใหญ่จะมาจากการระบบไอเสีย จากการผลไหม้ภายในเครื่องยนต์ที่ไม่สมบูรณ์ โดยมลพิษที่เกิดจากยานพาหนะที่ใช้น้ำมันเป็นเชื้อเพลิงประกอบด้วย [2]

(1) ก๊าซคาร์บอนมอนอกไซด์ (CO)
(2) ก๊าซซัลเฟอร์ไดร์ออกไซด์ (SO2)
(3) ก๊าซออกไซด์ของไนโตรเจน (NOx)
(4) ก๊าซซัลเฟอร์ออกไซด์ (SOx)
(5) ฝุ่นละออง (Suspended Particulate Matter : SPM)
(6) ควันดำและควันขาว

2.3 ลักษณะทางแยก

ทางแยกสามารถจำแนกได้เป็น 2 ลักษณะ ตามการควบคุมจราจร คือ ทางแยกแบบมีสัญญาณไฟ และทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟ [3]

2.3.1 ทางแยกแบบมีสัญญาณไฟจราจร

ความจำเป็นของการมีสัญญาณไฟจราจรบนทางแยกเนื่องจากช่วยลดอุบัติเหตุจากการลดจำนวนการตัดกันของกระแสดจราจร เพิ่มความจุทางแยกจากการเพิ่มอัตราการไหลของกระแสจราจร ซึ่งรูปแบบการจัดสัญญาณไฟจราจรจะคำนึงถึงตัวแปรสำคัญ 4 ประการ คือ ความเร็ว (Speed), ความยาวรอบสัญญาณไฟ (Cycle Length), ระยะห่างระหว่างแยกติดสัญญาณไฟจราจร และประสิทธิภาพของรอบสัญญาณ (Efficiency of Progression) โดยทางแยกสัญญาณไฟสามารถแบ่งลักษณะทางแยกเพื่อใช้พิจารณาออกแบบสัญญาณไฟ ดังนี้

- ทางแยกเดี่ยว (Isolated Signal) : การออกแบบสัญญาณไฟบริเวณทางแยกเดี่ยวจะต้องพิจารณาตัวแปรต่าง ๆ คือ รอบสัญญาณไฟ (Cycle Time), จังหวะสัญญาณ (Signal Phasing) และระยะเวลาไฟเขียว (Split)
- กลุ่มทางแยก (Signal Group) : ทางแยกในเมืองมักมีลักษณะกระจุกตัว ทำให้จำเป็นต้องจัดการร่วมกันเป็นกลุ่มสัญญาณ (Signal Group) เพื่อให้เกิดการต่อเนื่องของไฟกระแสจราจร (Progression) หรือลดโอกาสที่จะเกิดการติดขัดของทางแยก

2.3.2 ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร

รูปแบบโดยทั่วไปของทางแยกลักษณะนี้ คือ การใช้ป้ายหยุด (Stop Sign) หรือป้ายให้ทาง (Yield Sign) เพื่อกำหนดทางหลักและทางรองให้แก่ผู้ขับขี่ในแต่ละทิศทางเคลื่อนที่ผ่านทางแยกได้อย่างปลอดภัย ในบางกรณีที่ไม่สามารถติดตั้งป้ายในตำแหน่งที่สังเกตได้ง่าย อาจใช้การทางสีบนผิวจราจรแทนได้

การออกแบบทางแยกให้ปลอดภัย ควรคำนึงถึงระยะการมองเห็นของผู้ขับขี่บนทางหลักและทางรอง โดยจะต้องสามารถมองเห็นซึ่งกันและกันเพื่อให้สามารถชะลอรถจนถึงหยุดเพื่อให้รถเคลื่อนผ่านจุดตัดไปได้อย่างปลอดภัย ในกรณีที่มีอาคารหรือสิ่งกีดขวางบริเวณใกล้ทางแยกที่ทำให้ผู้ขับขี่มองเห็นรถของรถที่เคลื่อนผ่านมาอีกฝั่งในระยะที่สั้นลง จะต้องยึดระยะจากผู้ขับขี่จนถึงจุดตัดทางแยกที่มองเห็นรถที่เคลื่อนผ่านมาอีกฝั่งโดยพ้นสิ่งกีดขวางไปแล้ว

2.4 สัญญาณไฟจราจร

สัญญาณไฟจราจร คือ เครื่องหมายจราจรที่ใช้ควบคุมการเคลื่อนที่ของยานพาหนะโดยการเปลี่ยนสีไฟ สัญญาณไฟจราจรทำหน้าที่ ดังต่อไปนี้

(1) ควบคุมไม่ให้เกิดความขัดแย้งของการเคลื่อนที่ของจราจร
(2) เพื่อช่วยให้กระแสจราจรไหล่คล่องตัวมากขึ้น
(3) เพื่อควบคุมการจราจรบริเวณทางข้ามรถไฟและสะพานเปิด-ปิด

การพิจารณาติดตั้งสัญญาณไฟจราจรบริเวณทางแยก จะพิจารณาจากปริมาณจราจรที่เข้าสู่ทางแยก จำนวนอุบัติเหตุ จำนวนคนข้ามถนน และโครงข่ายถนน ในกรณีที่พิจารณาจากจำนวนปริมาณการเข้าสู่ทางแยก จะพิจารณาจากเกณฑ์ในการติดตั้งสัญญาณไฟจารจร [4] ได้แก่

- ปริมาณจราจรในช่วงเร่งด่วนบนทางสายหลัก (รวม 2 ทิศทาง) เท่ากับ 900 คัน/ชั่วโมง หรือมากกว่า
- ปริมาณจราจรในช่วงเร่งด่วนบนทางสายรอง (ทิศทางที่มีปริมาณจราจรสูงกว่า) เท่ากับ 100 คัน/ชั่วโมง หรือมากกว่า

การคำนวณคำนวณรอบสัญญาณไฟจราจร (Cycle time) และการแบ่งจังหวะสัญญาณ (Signal split) ตามทาง Webster ได้เสนอแนะสมการที่ใช้ในการคำนวณค่ารอบสัญญาณที่เหมาะสมที่สุดสามารถคำนวณได้ในสมการที่ (1)

$$C=\frac{1.5L+5}{1.0-Y} \qquad (1)$$

โดยที่ C คือ รอบสัญญาณไฟที่เหมาะสมที่สุด (วินาที), Y คือ ค่าปริมาณจราจรต่อความจุวิกฤตทางแยก และ L คือ เวลาที่สูญเสียในหนึ่งรอบสัญญาณ ซึ่งรวมเวลาที่สูญเสียช่วงออกตัวของจังหวะไฟเขียว และเวลาช่วงไฟแดงและแดงบางส่วนที่ไม่ถูกใช้ในการเคลื่อนที่ของยวดยาน (วินาที) ท้ายที่สุด เมื่อได้ความยาวรอบสัญญาณที่เหมาะสมแล้ว จึงทำการคำนวณความยามจังหวะสัญญาณให้กับแต่ละเฟส (Split) โดยใช้การจัดสรรตามสัดส่วนปริมาณจราจรต่อความจุของแต่ละทิศทางอย่างเท่าเทียมกัน [5]

2.5 ทางแยกรูปแบบวงเวียน

วงเวียนเป็นรูปแบบหนึ่งของการจัดการการตัดกระแสจราจร โดยมีเป้าหมายในการลดจำนวนทิศทางของการตัดกระแสจราจร โดยการปรับทิศทางการเคลื่อนผ่านของยวดยานเป็นวงกลม ทำให้เกิดการตัดกันเพียงทิศทางเดียวในแต่ละจุด ส่งผลให้ อัตราการไหลของกระแสจราจรที่เคลื่อนผ่านทางแยกต่ำกว่าในกรณีที่ปริมาณจราจรที่เคลื่อนผ่านแยกไม่สูงนัก

สถานการณ์ที่เหมาสมต่อการใช้วงเวียนมีดังต่อไปนี้

- มีความล่าช้าเกิดขึ้นบนถนนสารรองมาก
- ผลกระทบจากการใช้ระบบสัญญาณไฟจราจรทำให้เกิดความล่าช้ามากยิ่งขึ้น
- มีปริมาณจาจรในทิศทางเลี้ยวซ้ายบนทางแยกเป็นจำนวนมาก
- ทางแยกมีลักษณะมากกว่า 4 แยกหรือไม่เป็นไปตามลักษณะการออกแบบทางแยกทั่วไป
- อยู่ในเขตชานเมือง ต่างจังหวัดรวมถึงอยู่ในพื้นที่ที่ไม่สามารถใช้ความเร็วสูงได้ ที่มีการเกิดอุบัติเหตุจากการตัดกันของกระแสจราจรบนทางแยกบ่อยครั้ง
- พื้นที่ที่ถนนทางสายหลักมีทางแยกรูปตัว Y หรือ T
- ทางแยกที่มีแนวโน้มการเติบโตของปริมาณการจราจรสูงขึ้นอย่างมากในอนาคตและอาจมีรูปแบบของปริมาณจราจรที่ไม่แน่นอนหรืออาจเปลี่ยนแปลงไปจากเดิม

ทั้งนี้ ในการวิเคราะห์ความเหมาะสมในการสร้างวงเวียน จะแตกต่างกับการวิเคราะห์ทางแยก โดยการวิเคราะห์วงเวียนจะใช้การวิเคราะห์การไหลของปริมาณจราจรแบบวงกลม (Entry/Circulating Flow Diagram) ในขณะที่การวิเคราะห์ทางแยกจะใช้การวิเคราะห์ปริมาณจราจรตามทิศทางของทางแยก (Turning Movement Diagram) [6]

การออกแบบวงเวียนและการก่อสร้างวงเวียนนั้น ขนาดและจำยวนช่องจราจรต้องออกแบบให้ได้ตามมาตรฐาน ซึ่งสำนักส่งเสริมการพัฒนาทางหลวงท้องถิ่น กรมทางหลวงชนบท ได้ให้แนวทางเบื้องต้นสำหรับการออกแบบทางเรขาคณิตของวงเวียน ดังแสดงในตารางที่ 1 [7]

ตารางที่ 1 แนวทางเบื้องต้นสำหรับออกแบบทางเรขาคณิต

ขนาดของวงเวียน	ขนาดเล็ก	ขนาดกลาง	ขนาดใหญ่
ความเร็วสูงสุดเข้าสู่วงเวียน (กม./ชม.)	25	30	40
จำนวนช่องจราจร	1	1-2	2
เส้นผ่านศูนย์กลางรอบนอก (เมตร)	> 20	20-40	> 40
ปริมาณจราจรสูงสุดเข้าสู่วงเวียน (คัน/ชม.)	1,200	2,400	> 2,400
ปริมาณจราจรสูงสุดในวงเวียน (คัน/ชม.)	1,800	3,400	> 3,400

2.6 แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค PTV VISSIM

โปรแกรม PTV VISSIM เป็นแบบจำลองสภาพการจราจรที่พัฒนาขึ้นโดยบริษัท PTV ประเทศเยอรมัน ถือเป็นแบบจำลองที่ได้รับความนิยมกันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน จุดเด่นของแบบจำลองนี้ คือ ความสามารถในการจำลองสภาพการจราจรในเขตเมืองที่มีรูปแบบการเดินทางหลายรูปแบบ ได้แก่ รถยนต์นั่ง ส่วนบุคคล รถจักรยานยนต์ รถโดยสาร รถไฟ และคนเดินเท้า ความยืดหยุ่นในการปรับแก้ค่าตัวแปรพื้นฐานให้ สอดคล้องกับพฤติกรรมการเดินทาง และความสามารถในการแสดงผลของแบบจำลองเป็นภาพเคลื่อนไหวสามมิติ โปรแกรม PTV VISSIM เป็นแบบจำลองในระดับจุลภาคที่อาศัยพฤติกรรมการขับขี่ของผู้ขับขี่เป็นฐานใน การจำลอง (Behavior based) โดยทำการคำนวณพฤติกรรมและสถานะของ [8]

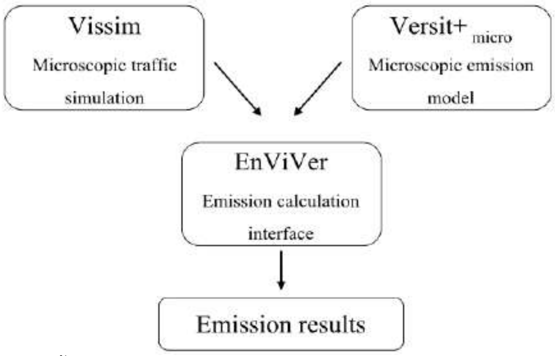
องค์ประกอบต่าง ๆ ในแบบจำลองทุก ๆ ช่วงเวลา (Time step) ในระดับวินาทีภายใต้เงื่อนไขสภาพ การจราจร เช่น จำนวนช่องจราจร พฤติกรรมการขับขี่ของผู้ขับขี่ สัดส่วนของยานพาหนะแต่ละประเภทในกระแสจราจร รอบสัญญาณไฟจราจร และรูปแบบการควบคุมจราจร เป็นต้น ดังนั้นโปรแกรม PTV VISSIM จึง ถือเป็นเครื่องมือที่มีความเหมาะสมสำหรับใช้ในการประเมินประสิทธิภาพการใช้งานด้านการจราจรของโครงการด้านการขนส่งและจราจรในเขตเมือง โดยโปรแกรม PTV VISSIM ประกอบด้วยโปรแกรมย่อยซึ่งทำหน้าที่แตกต่างกัน 2 โปรแกรม ได้แก่

- โปรแกรมสร้างการจำลองสภาพจราจร (Traffic Simulator) ซึ่งเป็นแบบจำลองสภาพการไหลของ กระแสจราจรในระดับจุลภาคที่ประกอบด้วย ตรรกะของการขับขี่ตามกัน (Car Following) และ ตรรกะของการเปลี่ยนช่องจราจร (Lane Change)
- โปรแกรมสร้างสภาวะสัญญาณไฟจราจร (Signal State Generator) ซึ่งเป็นโปรแกรมที่ทำหน้าที่ ควบคุมสัญญาณไฟจราจร โดยโปรแกรมสร้างสภาวะสัญญาณไฟจราจรจะตรวจจับ

ข้อมูลจาก โปรแกรมสร้างการจำลองการจราจรแบบต่อเนื่องเป็นช่วง (Discrete) ในทุก ๆ วินาที (Time Step) จากนั้นจึงทำการกำหนดสภาวะของสัญญาณไฟจราจรของวินาทีถัดไป แล้วส่งกลับข้อมูล ดังกล่าวนี้ไปยังโปรแกรมสร้างการจำลองสภาพการจราจรเพื่อใช้ในการสร้างภาพเคลื่อนไหว แบบต่อเนื่องของสภาพการจราจร และประเมินผลการจำลอง เช่น ความยาวแถวคอยภายในช่วงเวลาที่กำหนด

2.7 แบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ

แบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศได้พัฒนาแบบจำลองสำหรับทำนายปริมาณมลพิษจากการจราจร สำหรับเครือข่ายถนน โดยการสร้างแบบการจราจรระดับจุลภาค PTV VISSIM ร่วมกับแบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ EnViVer [9] ที่เป็นซอฟต์แวร์ที่ใช้ในการคำนวณการปล่อยมลพิษทางอากาศที่สามารถคำนวณปริมาณของมลพิษออกมาในรูปของ CO2, NOx และ VOC [9] โดยโปรแกรม EnViVer ได้รับการพัฒนารูปแบบการปล่อยมลพิษมาจากโปรแกรม Versit + โดยใช้ข้อมูลที่เก็บรวบรวมจากการปล่อยมลพิษของยานพาหนะมากกว่า 20,000 คัน การปล่อยมลพิษของยานพาหนะที่แตกต่างกันในสถานการณ์การจราจรแตกต่างกัน จะถูกนำไปวิเคราะห์และเรียบเรียงในฐานข้อมูล และคำนวณการปล่อยมลพิษการจำลองการจราจรกล้องจุลทรรศน์ตามข้อมูลความเร็ว (Speed profile) ของยานพาหนะแต่ละประเภท ที่ได้จากโปรแกรมแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค PTV VISSIM ซึ่งวิธีการทำงานของ EnViVer แสดงดังรูปที่ 1 [10]



รูปที่ 1 ขั้นตอนการคำนวณปริมาณมลพิษในอากาศของโปรแกรม EnViVer

การคำนวณการปล่อยก๊าซเรือนกระจกจากการจราจร (กรัม/ชั่วโมง) ในโปรแกรม EnViVer สามารถคำนวณได้ ดังสมการที่ (2)

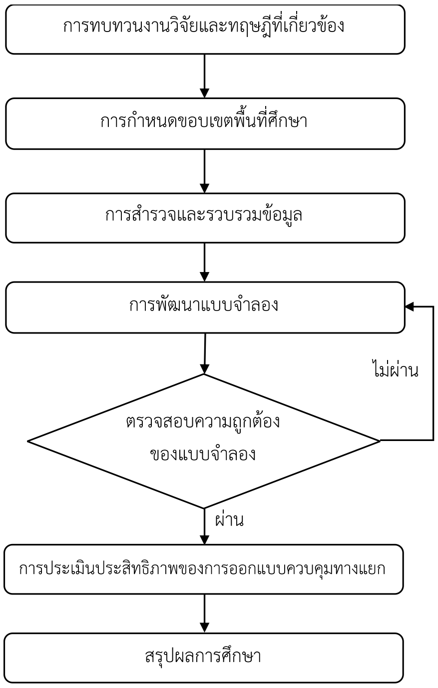
$$TE_j = \Sigma_{k,m}(E^F_{j,k,l} \times TV_{k,m} \times L_m) \qquad (2)$$

โดยที่ TE คือ ปริมาณการปล่อยก๊าซเรือนกระจก (กรัม/ชั่วโมง), E^F คือ ค่าสัมประสิทธิ์การปล่อยก๊าซเรือนกระจก (กรัม/กิโลเมตร), TV คือ ปริมาณจราจร (คัน/ชั่วโมง), L คือ ความยาวถนน (กิโลเมตร), j คือ มวลสารจำเพาะ, k คือ ประเภทของยานพาหนะ, l คือ ข้อมูลความเร็ว (Speed profile) *และ* m คือ ลักษณะของถนน

การพัฒนาแบบจำลองสำหรับทำนายปริมาณมลพิษจากการจราจรสำหรับเครือข่ายถนนในเมืองของ New Borg El-Arab ประเทศอียิปต์ และทำการศึกษาการปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์และไนโตรเจนออกไซด์ใน Johanneberg, Gothenburg โดยการสร้างแบบการจราจรในโปรแกรม PTV VISSIM เพื่อจำลองการปล่อยมลพิษที่ได้จากแบบจำลองการปล่อยมลพิษ EnViVer ภายใน VISSIM ผลการวิจัยพบว่าแบบจำลองแสดงให้เห็นถึงประสิทธิภาพที่ดีและการเป็นตัวแทนของข้อมูลแบบจำลองที่มี R2 สูง จึงเป็นไปได้ที่จะใช้โมเดลจำลองการจราจรเพื่อการวางแผนการจราจรสิ่งแวดล้อมสำหรับเครือข่ายถนนในเขตเมือง [11]

3. ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

เพื่อให้บรรลุวัตถุประสงค์ที่ผู้วิจัยตั้งไว้ ผู้วิจัยได้กำหนดขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

3.1 การกำหนดขอบเขตพื้นที่ศึกษา

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นการศึกษาการจัดการทางแยกภายในสถานศึกษา ดังนั้นพื้นที่ศึกษาที่ดำเนินการศึกษาคือบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยมีเส้นทางสายหลักจากวงเวียนหอนาฬิกาไปยังประตูทางเข้ามหาวิทยาลัยเชียงใหม่ (ทิศตะวันตก-ตะวันออก) และเส้นทางสายรองจากสนามกีฬากลางมหาวิทยาลัยเชียงใหม่ไปยังคณะบริหารธุรกิจ (ทิศเหนือ-ใต้) ดังแสดงในรูปที่ 3

รูปที่ 3 ขอบเขตพื้นที่ศึกษา

3.2 การสำรวจและรวบรวมข้อมูล

การสำรวจและรวบรวมข้อมูลในงานวิจัยครั้งนี้ จะแบ่งการสำรวจข้อมูลเป็น 3 ส่วน ได้แก่

3.2.1 ลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ศึกษา

การสำรวจลักษณะทางกายภาพของบริเวณพื้นที่ศึกษา จะสามารถทราบถึงลักษณะทางกายภาพ ประกอบด้วย ความกว้างช่องจราจร จำนวนช่องจราจร ลักษณะเครื่องหมายจราจรบริเวณทางแยก และป้ายจราจร โดยบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จะประกอบด้วยเส้นทาง 2 เส้นทาง ได้แก่ เส้นทางสายหลัก (เส้นทางทิศตะวันตก-ตะวันออก) และเส้นทางสายรอง (เส้นทางทิศเหนือ-ใต้) ถนนเส้นทางสาย มีลักษณะเป็นถนน 2 ช่องจราจร มีความกว้างช่องจราจรละ 3 เมตร และมีการติดตั้งสัญญาณไปจราจรบริเวณทางแยก ดังแสดงในรูปที่ 4 โดยข้อมูลที่ได้จากการสำรวจลักษณะทางกายภาพจะถูกนำไปใช้ในขั้นตอนการสร้างแบบจำลองต่อไป

รูปที่ 4 ลักษณะทางกายภาพบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ

3.2.2 ข้อมูลปริมาณการจราจร

การรวบรวมข้อมูลจราจรของผู้ใช้ถนนจะรวบรวมโดยอาศัยข้อมูลปริมาณการจราจรรายชั่วโมงและสัดส่วนยานพาหนะบริเวณสี่แยกคณะบริหารธุรกิจ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยจะแบ่งออกเป็น 2 ช่วงเวลา คือ ช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak period) และช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak period) ปริมาณการจราจรทั้งสองช่วงเวลาแสดงดังตารางที่

3.2.3 ข้อมูลสัญญาณไฟจราจร

ในปัจจุบันทางแยกคณะบริหารธุรกิจ เป็นทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจร (4 จังหวะ) การสำรวจข้อมูลสัญญาณไฟจราจรจากการเก็บข้อมูลภาคสนาม โดยการจดบันทึกแยกระยะเวลาของสัญญาณไฟจราจรตามทิศทาง จากนั้นนำข้อมูลไปใช้ในการสร้างแบบจำลองต่อไป

3.3 การพัฒนาแบบจำลอง

การพัฒนาแบบจำลองสำหรับการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้ประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคและแบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ PTV VISSIM สำหรับวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับการออกแบบควบคุมทางแยกรูปแบบต่าง ๆ ภายในสถานศึกษา ดังแสดงในรูปที่ 5 โดยมีขั้นตอนดังนี้

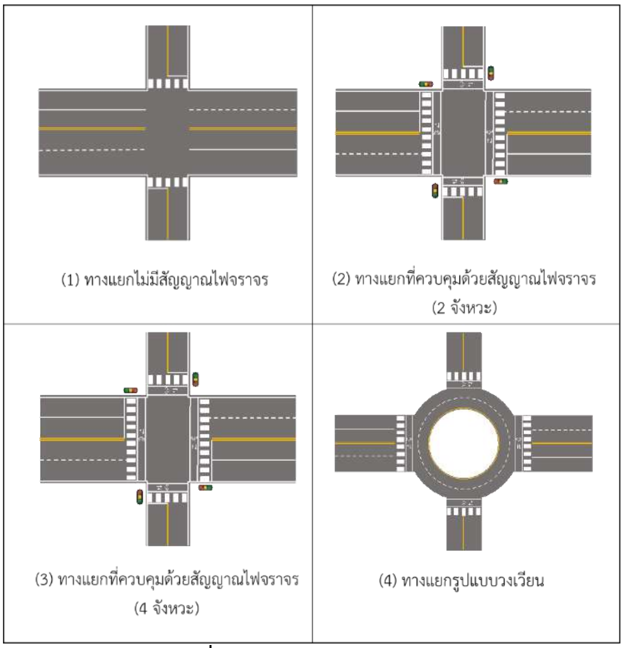
รูปที่ 5 การพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค

3.3.1 การสร้างโครงข่าย

การสร้างโครงข่ายพื้นที่ศึกษาถือเป็นการเริ่มต้นสำหรับการพัฒนาแบบจำลอง โดยนำข้อมูลลักษณะทางกายภาพที่ได้จากการสำรวจภาคสนามมาสร้างแบบทางแยกบริเวณที่ต้องการ

3.3.2 การสร้างรูปแบบการควบคุมทางแยกทางเลือก (Scenarios)

การศึกษาครั้งนี้ได้กำหนดรูปแบบการควบคุมทางแยกทางเลือกสำหรับในไปวิเคราะห์ประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อม แบ่งออกเป็น 4 รูปแบบ ได้แก่ (1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ (3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจร 4 จังหวะ (รูปแบบปัจจุบัน) และ (4) ทางแยกรูปแบบวงเวียน ดังแสดงในรูปที่ 6 ประกอบด้วย



รูปที่ 6 รูปแบบการควบคุมทางแยก

(1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร

แบบจำลองทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร เป็นทางแยกถนนสายหลัก 4 ช่องจราจร (เส้นทางทิศตะวันตก-ออก) ตัดกับถนนสายรอง 2 ช่องจราจร (เส้นทางทิศเหนือ-ใต้)

(2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ

แบบจำลองทางแยกนี้ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ (2 Phase) ประกอบไปด้วย เฟส 1 ทิศตะวันตก-ตะวันออก และเฟส 2 ทิศเหนือ-ใต้

ระยะสัญญาณไฟจราจรสามารถคำนวณได้จากข้อมูลปริมาณการจราจร โดยใช้หลักการออกแบบสัญญาณไฟจราจร (Traffic Signal Design) ระยะเวลาของสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ แสดงดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ระยะเวลาสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ

จังหวะสัญญาณไฟ (Signal Phase)	ระยะเวลาสัญญาณไฟ (วินาที)		
	ไฟเขียว	ไฟเหลือง	ไฟแดง
Phase 1 ทิศตะวันตก-ตะวันออก	39	3	15
Phase 2 ทิศเหนือ-ใต้	12	3	45

(3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ

แบบจำลองทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ (4 Phase) เป็นรูปแบบทางแยกที่ใช้สัญญาณไฟควบคุมอยู่ในปัจจุบัน

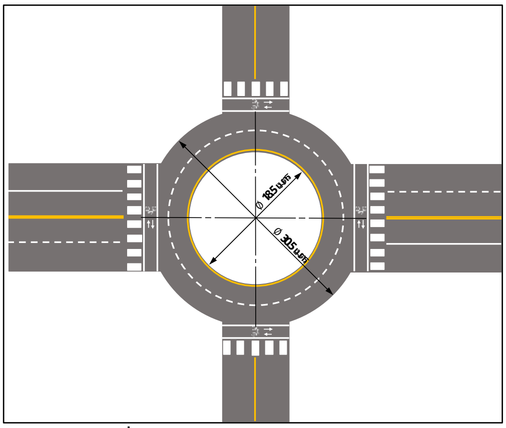
ระยะเวลาของสัญญาณไฟจราจรในแบบจำลองได้จากการสำรวจและรวบรวมข้อมูลสัญญาณไฟจราจร ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ระยะเวลาสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ

จังหวะสัญญาณไฟ (Phase)	ระยะเวลาสัญญาณไฟ (วินาที)		
	ไฟเขียว	ไฟเหลือง	ไฟแดง
Phase 1 มุ่งหน้าทิศตะวันออก	29	3	80
Phase 2 มุ่งหน้าทิศตะวันตก	30	3	79
Phase 3 มุ่งหน้าทิศใต้	13	3	97
Phase 4 มุ่งหน้าทิศเหนือ	15	3	94

(4) ทางแยกรูปแบบวงเวียน

แบบจำลองทางแยกแบบวงเวียนในงานวิจัยนี้ เป็นวงเวียนขนาดกลาง เส้นผ่านศูนย์กลางภายนอกและภายในมีขนาด 30.5 เมตร และ 18.5 เมตร ตามลำดับ ภายในวงเวียนมีช่องจราจรทั้งหมด 2 ช่องจราจร ดังแสดงในรูปที่ 7 ซึ่งขนาดของวงเวียนสามารถคำนวณได้จากข้อมูลปริมาณการจราจร ตามมาตรฐานในการติดตั้งวงเวียน



รูปที่ 7 ขนาดของทางแยกรูปแบบวงเวียน

3.3.3 การกำหนดปริมาณจราจร

นำข้อมูลปริมาณจราจรที่ได้จากการสำรวจใส่ในแบบจำลอง แบ่งออกเป็น 2 ช่วงเวลา คือ ช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak period) และช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak period) ดังแสดงในตารางที่ 4 นอกจากข้อมูลของปริมาณจราจรในแต่ละช่วงเวลาแล้ว ยังมีข้อมูลบางอย่างที่จำเป็นต้องกำหนดเข้าไปในแบบจำลอง ได้แก่ ปริมาณยานพาหนะที่เข้าสู่ระบบ (Vehicle Input) สัดส่วนยานพาหนะในระบบ (Traffic Composition) สัดส่วนการเคลื่อนที่ของยานพาหนะ (Vehicle Route) และความเร็วของยานพาหนะ (Vehicle Speed) เป็นต้น

ตารางที่ 4 ปริมาณจราจรบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ

ปริมาณการจราจร (คัน/ชั่วโมง)	ทิศทาง			
	มุ่งหน้าทิศตะวันออก	มุ่งหน้าทิศตะวันตก	มุ่งหน้าทิศใต้	มุ่งหน้าทิศเหนือ
Peak period	1,292	1.104	208	232
Off-peak period	394	528	70	19

3.3.4 การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

การการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง คือ การตรวจสอบแบบจำลองให้มีสภาพการจราจรใกล้เคียงกับสภาพจริงมากเท่าไหร่ โดยการพิจารณาจากความล่าช้าในการเดินทาง ปริมาณจราจรบนช่วงถนน หรือปริมาณจราจรบริเวณทางแยก เป็นต้น จากนั้นจึงสามารถนำไปวิเคราะห์ประสิทธิภาพสำหรับสถานการณ์อื่น ๆ ได้ในภายหลัง

3.4 การประเมินประสิทธิภาพของรูปแบบการควบคุมทางแยก

การวิเคราะห์ประสิทธิของรูปแบบการควบคุมทางแยก เป็นการวิเคราะห์ประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมของการควบคุมทางแยกทั้ง 4 รูปแบบ ได้แก่ (1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ (3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ และ (4) ทางแยกรูปแบบวงเวียน โดยพิจารณาจากตัวชี้วัดด้านการเคลื่อนตัวและความล่าช้าในการเดินทาง ปริมาณการใช้พลังงานเชื้อเพลิง และปริมาณการปล่อยมลพิษทางอากาศ

3.5 สรุปผลการศึกษา

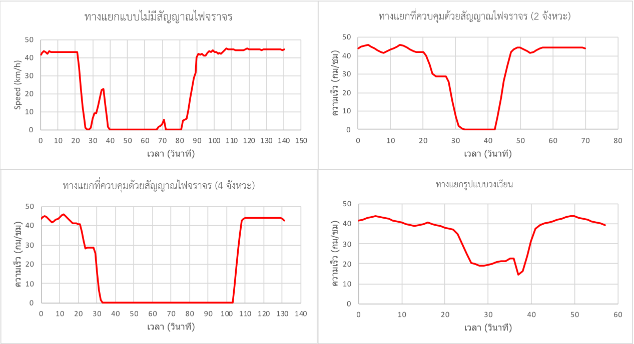
สรุปผลการเปรียบเทียบประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับการออกแบบควบคุมทางแยกรูปแบบต่าง ๆ พร้อมเสนอแนวทางการวางแผนและเสนอแนวทางการออกแบบควบคุมทางแยกที่เหมาะสมจะก่อให้เกิดประโยชน์ทั้งต่อผู้ใช้รถใช้ถนนและต่อชุมชนมหาวิทยาลัยที่ยั่งยืน

4. การประเมินประสิทธิภาพรูปแบบการควบคุมทางแยก

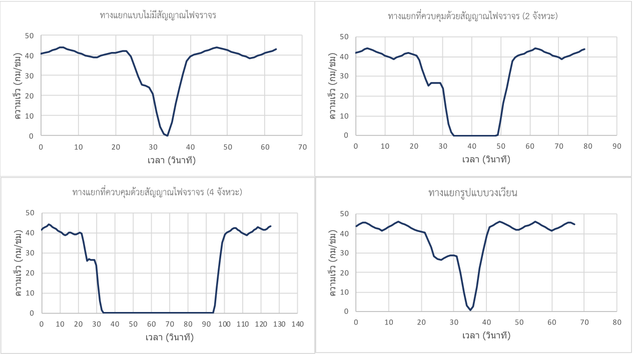
การประเมินประสิทธิภาพของรูปแบบการควบคุมทางแยก เป็นการวิเคราะห์การจราจรจากการรูปแบบการควบคุมทางแยก 4 รูปแบบ (1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ (3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ และ (4) ทางแยกรูปแบบวงเวียน ที่ได้จากการพัฒนาแบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค โดยผลการประเมินการควบคุมทางแยกบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak period) และช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak period) สามารถประเมินประสิทธิภาพได้จากดัชนี ๆ ดังนี้ข

4.1 ประสิทธิภาพด้านการเคลื่อนตัวในการเดินทาง

จากผลการประเมินด้านการเคลื่อนตัว เป็นวิเคราะห์ความเร็วและความล่าช้าในการเดินทางของยานพาหนะทั้งหมดบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ เมื่อประเมินผลออกมาในรูปแบบของกราฟความเร็ว (Speed profile) ดังแสดงในรูปที่ 8 และรูปที่ 9 เพื่อวิเคราะห์ความสามารถในการเคลื่อนตัวผ่านทางแยก พบว่า ในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak Period) รูปแบบการควบคุมทางแยกที่ใช้เวลาในการเดินทางน้อยที่สุด คือ ทางแยกรูปแบบวงเวียน ในช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak Period) รูปแบบการควบคุมทางแยกที่ใช้เวลาในการเดินทางน้อยที่สุด คือ ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร



รูปที่ 8 กราฟความเร็ว (Speed profile) ช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด



รูปที่ 9 กราฟความเร็ว (Speed profile) ช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด

จากความสามารถในการเคลื่อนตัวผ่านทางแยกของแต่ละรูปแบบการควบคุมทางแยกส่งผลให้เกิดความล่าช้าในการเดินทางแตกต่างกัน ในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak Period) ทางแยกรูปแบบวงเวียนเกิดความล่าช้าในการเดินทางน้อยที่สุด รองลงมา คือ ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ, ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ และทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร เมื่อวิเคราะห์ร้อยละการเปลี่ยนแปลงของทางแยกรูปแบบวงเวียน เทียบกับทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟ (Base condition) พบว่า ทางแยกรูปแบบวงเวียนมีร้อยละการเปลี่ยนแปลงลดลง 83.14 % ซึ่งหมายความว่า ทางแยกรูปแบบวงเวียนมีประสิทธิภาพด้านการเคลื่อนตัวในการเดินทางที่ดีกว่าทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร (Base condition) และในช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak Period) ทางแยกทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจรเกิดความล่าช้าในการเดินทางน้อยที่สุด รองลงมา คือ ทางแยกรูปแบบวงเวียน, ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ และทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ ผลการประเมินประสิทธิภาพการควบคุมทางแยกแต่ละรูปแบบ แสดงดัง ตารางที่ 5

4.2 ผลกระทบด้านมลพิษทางอากาศ (Emission)

ผลกระทบด้านมลพิษทางอากาศ (Emission) เป็นการวิเคราะห์ปริมาณมลพิษในอากาศที่ยานพาหนะ จากการประเมินผลผ่านแบบจำลองการจราจร พบว่า ในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด การควบคุมทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจารจร ส่งผลให้ยานพาหนะที่เคลื่อนที่ผ่านทางแยกปล่อยมลพิษของปริมาณ CO, NOx และ VOC ในอากาศมากที่สุด รองลงมา

คือทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ, ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ และลำดับสุดท้ายคือ ทางแยกแบบวงเวียน และในช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำที่สุด พบว่า ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะการควบคุม ส่งผลให้ยานพาหนะที่เคลื่อนที่ผ่านทางแยกปล่อยมลพิษของปริมาณ CO, NOx และ VOC ในอากาศมากที่สุด รองลงมาคือทางแยก ที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ, ทางแยกแบบวงเวียน และลำดับสุดท้ายคือ ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร ผลการประเมินประสิทธิภาพการควบคุมทางแยกแต่ละรูปแบบ แสดงดัง ตารางที่ 5

4.3 ผลกระทบการใช้พลังงานเชื้อเพลิง (Fuel Consumption)

การวิเคราะห์ปริมาณการเผาผลาญพลังงานจากการใช้น้ำมันเชื้อเพลิงของยานพาหนะบริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ จากแบบจำลองการจราจร พบว่า ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงของยานพาหนะทั้งหมดบนทางแยกทั้ง 4 พบว่า ในช่วงที่มีปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak Period) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร ส่งผลให้ยานพาหนะที่เคลื่อนที่ผ่านทางแยกมีปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงมากที่สุดมากที่สุด รองลงมาคือทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ, ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ และลำดับสุดท้ายคือ ทางแยกแบบวงเวียน และในช่วงที่มีปริมาณการจราจรต่ำที่สุด (Off-peak Period) พบว่า ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะการควบคุม ส่งผลให้ยานพาหนะที่เคลื่อนที่ผ่านทางแยกมีปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงมากที่สุดมากที่สุด รองลงมาคือทางแยก ที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ, ทางแยกแบบวงเวียน และ ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร ตามลำดับ ผลการประเมินประสิทธิภาพการควบคุมทางแยกแต่ละรูปแบบ แสดงดัง ตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลการประเมินประสิทธิภาพของแต่ละรูปแบบการควบคุมทางแยก

ดัชนี		รูปแบบการควบคุมทางแยก			
		ไม่มีสัญญาณไฟจราจร	สัญญาณไฟจราจรแบบ 2 จังหวะ	สัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ	วงเวียน
Peak period					
ปริมาณการจราจร (คัน)		2800	2807	2823	2826
ความล่าช้า (วินาที/คัน)		60.32	19.38	37.79	10.17
ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิง (ลิตร/คัน)		3.390	1.835	2.078	1.689
ปริมาณการปล่อยมลพิษทางอากาศ (กรัม/คัน)	CO	0.660	0.357	0.404	0.329
	NOX	0.786	0.425	0.482	0.391
	VOC	0.049	0.026	0.030	0.024
Off-peak period					
ปริมาณการจราจร (คัน)		1019	1020	1028	1018
ความล่าช้า (วินาที/คัน)		1.27	6.28	31.27	1.31
ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิง (ลิตร/คัน)		1.228	1.366	1.876	1.308
ปริมาณการปล่อยมลพิษทางอากาศ (กรัม/คัน)	CO	0.239	0.266	0.365	0.254
	NOX	0.285	0.317	0.435	0.303
	VOC	0.018	0.020	0.027	0.019

5. สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

งานวิจัยนี้ทำการวิเคราะห์ประสิทธิภาพของการควบคุมทางแยก โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาค (Microscopic Traffic Simulation Model) สร้างแบบจำลองการจราจรการควบคุมทางแยก 4 รูปแบบ ได้แก่ 1) ทางแยกไม่มีสัญญาณไฟจราจร (2) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจร (2 จังหวะ) (3) ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจร (4 จังหวะ) และ (4) ทางแยกรูปแบบวงเวียนซึ่งมีขอบเขตการศึกษาอยู่บริเวณทางแยกคณะบริหารธุรกิจ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ผลของการศึกษาพบว่า ภายใต้สภาพการจราจรเดียวกัน รูปแบบการควบคุมทางแยกต่าง ๆ จะก่อให้เกิดผลกระทบด้านการใช้พลังงานและมลภาวะทางอากาศในปริมาณที่แตกต่างกัน ดังนี้

- จากการประเมินประสิทธิภาพการควบคุมทางแยกในกรณีที่ปริมาณการจราจรสูงสุด (Peak Period) พบว่า ทางแยกรูปแบบวงเวียน เป็นทางแยกที่มีประสิทธิภาพด้านพลังงานและ

สิ่งแวดล้อมสูงที่สุด เนื่องจาก ทางแยกรูปแบบวงเวียนช่วยให้การจราจรมีความคล่องตัวมากขึ้น ส่งผลให้ระยะเวลาในการเดินทางและความล่าช้าน้อยลง อีกทั้งยังส่งผลให้ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงและการปล่อยมลพิษในอากาศน้อยลงอีกด้วย ในทางกลับกัน ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร กลับส่งผลให้มีการจราจรติดขัด เนื่องจากความคล่องตัวในการเดินทางผ่านทางแยกน้อยลง ปริมาณแถวคอยบริเวณทางแยกสูง ยานพาหนะไม่สามารถเคลื่อนตัวด้วยความเร็วที่ต่อเนื่อง จึงทำให้ระยะเวลาในการเดินทาง, ความล่าช้าในการเดินทาง, ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงและการปล่อยมลพิษในอากาศมาขึ้นตามไปด้วย

- จากการประเมินประสิทธิภาพการควบคุมทางแยกในกรณีปริมาณการจราจรต่ำสุด (Off-peak Period) พบว่า ทางแยกแบบไม่มีสัญญาณไฟจราจร มีประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสูงที่สุด ยานพาหนะสามารถเคลื่อนตัวผ่านทางแยกได้อย่างคล่องตัว เนื่องจากมีปริมาณการจราจรที่น้อย จึงสามารถเคลื่อนตัวผ่านทางแยกได้โดยไม่ต้องหยุดรอ ส่งผลให้ระยะเวลาในการเดินทาง, ความล่าช้า, ปริมาณการใช้พลังงานน้ำมันเชื้อเพลิงและการปล่อยมลพิษในอากาศต่ำ ในทางกลับกัน ทางแยกที่ควบคุมด้วยสัญญาณไฟจราจรแบบ 4 จังหวะ มีประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมต่ำที่สุด เนื่องจากต้องหยุดรอสัญญาณไฟที่มีระยะเวลานาน ส่งผลให้ยานพาหนะใช้พลังงานเชื้อเพลิงและปล่อยมลพิษทางอากาศปริมาณสูงที่สุดในการควบคุมทางแยกทั้ง 4 รูปแบบ

งานวิจัยนี้เป็นการวิเคราะห์เปรียบเทียบประสิทธิภาพด้านพลังงานและสิ่งแวดล้อมสำหรับการออกแบบควบคุมทางแยกรูปแบบต่าง ๆ ภายในสถานศึกษา โดยการประยุกต์ใช้แบบจำลองการจราจรระดับจุลภาคและแบบจำลองการปล่อยมลพิษทางอากาศ เนื่องจากงานวิจัยนี้เน้นการศึกษาผลการเปรียบเทียบในเชิงสัมพัทธ์ (Relative volume) จึงทำให้งานวิจัยนี้มีข้อจำกัดและข้อเสนอแนะ ดังนี้

- การวิเคราะห์สถาพการจราจรในปัจจุบันโดยใช้แบบจำลองระดับจุลภาค จำเป็นต้องอาศัยข้อมูลปริมาณปล่อยมลพิษในอากาศของยานพาหนะที่ได้จากการวัดค่าตามสภาพจริง เพื่อเปรียบเทียบแบบความคลาดเคลื่อนของผลการประเมินที่ได้จากแบบจำลอง
- งานวิจัยในอนาคตควรมีการวิเคราะห์ผลเชิงเศรษฐศาสตร์ของรูปแบบการควบคุมทางแยกแต่ละรูปแบบ เพื่อเปรียบเทียบหาความคุ้มค่าในการลงทุนและเพื่อประกอบการตัดสินใจ

6. กิตติกรรมประกาศ

คณะผู้จัดทำขอขอบพระคุณศูนย์ความเป็นเลิศทางวิศวกรรมขนส่งและเทคโนโลยีโครงสร้างพื้นฐาน (Excellence Center in Infrastructure Technology and Transportation Engineering – ExCITE) ที่กรุณาให้คำปรึกษา แนะนำและช่วยเหลือในด้านวิชาการ และขอขอบพระคุณภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่และบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ ที่ช่วยเหลือด้านการดำเนินงานวิจัยครั้งนี้ให้สำเร็จสมบูรณ์ได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] พรวิวาห์ กิ๊กก้อง. (2562). *ผลกระทบจากการใช้พลังงานต่อสิ่งแวดล้อมในกรณีการคมนาคมขนส่ง.* [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://sites.google.com/site/energyandenvironment00

[2] วงศ์พันธ์ ลิมปเสนีย์ และคณะ (2543) *มลพิษทางอากาศโยธา.* สำนักพิมพ์จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, พิมพ์ครั้งที่ 4.

[3] สำนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (2559). *คู่มือมาตรฐานด้านการจัดระบบการจราจร เรื่อง การจัดระบบการจราจร.* [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://www.otp.go.th

[4] กรรมทางหลวง กระทรวงคมนาคม (2554). *คู่มือและมาตราฐานสัญญาณไฟจราจร.* [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://www.doh.go.th

[5] Federal Highway Administration (2017). Traffic Signal Timing Manual. Retrieved April 19, 2020 , from Website: https://ops.fhwa.dot.gov

[6] Federal Highwa Administration (2010). *Roundabouts : An Informational Guide*. Cooperative Research Programs, pp.156-207.

[7] กรมทางหลวงชนบท สำนักส่งเสริการพัฒนาทางหลวงท้องถิ่น (2554). *การปรับปรุงลักษณะทางกายภาพทางหลวงท้องถิ่นในเขตเมือง.* [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://www.doh.go.th

[8] PTV GROUP (2015.). VISSIM User Manual. Retrieved April 18, 2020 , from Website: http://vision-traffic.ptvgroup.com

[9] Elkafoury, A., NEGM, A. M., Bady, M. F., & Hafezaly, M. (2015). *VISSIM based microscopic traffic emission prediction mode*l. Alexandria: University of Alexandria.

[10] Blomgren, M., Jungbjer, P. (2019). *Emission Modeling of electric urban transit*. Master's Thesis. Goteborg: Chalmers University of Technology.

[11] Mattias Blomgren and Paula Jungbjer. (2019). *Emissions modeling of electric urban transit Analysis of environmental effects of electric public transit in Johanneberg by using the software PTV Vissim and EnViVer*. Department of Architecture and Civil Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden.

การออกแบบและควบคุมระบบบำบัดน้ำเสียเพื่อนำกลับมาใช้ใหม่แบบกึ่งอัตโนมัติ

Design and Control of Wastewater Treatment System for Water Reuse by Semi-Automatic Operation

ณัฐภัทร เทิ้ยธิทรัพย์ * และ เจนจิต เอี่ยมจตุรภัทร

ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิทยาลัยเทคโนโลยีอุตสาหกรรม และ บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ
**Corresponding author; E-mail address: natapat2536@gmail.com*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ศึกษาและพัฒนาระบบบำบัดน้ำเสียเพื่อนำน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่กลับมาใช้ใหม่ทดแทนกิจกรรมการใช้น้ำภายในมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ผลการศึกษาพบว่า การใช้ระบบเอสบีอาร์ร่วมกับระบบกรองด้วยทรายและเมมเบรนมีประสิทธิภาพในการบำบัดน้ำทิ้งดังกล่าวให้เป็นไปตามมาตรฐาน U.S. EPA สำหรับนำกลับมาใช้ใหม่ในชุมชน (Urban Reuse) โดยประสิทธิภาพการบำบัดสารอินทรีย์ในรูปซีโอดี บีโอดี และทีโอซี คิดเป็นร้อยละ 66.2, 51.9 และ 31 ตามลำดับ สารอาหารในรูปไนโตรเจน และฟอสฟอรัสทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 79.7 และ 94.7 ตามลำดับ และปริมาณโคลิฟอร์มทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 99 การใช้ระบบกึ่งอัตโนมัติทำให้กำลังการผลิตน้ำเพิ่มสูงขึ้นจากเดิม 2 เท่า ขณะที่การเปลี่ยนแปลงคุณภาพน้ำภายในคลองบ่อยครั้งไม่ส่งผลต่อคุณภาพน้ำที่ผลิตได้สำหรับกรณีการใช้น้ำสำหรับกิจกรรมแบบไม่สัมผัสโดยตรง

คำสำคัญ: ระบบเอสบีอาร์, การบำบัดน้ำเสีย, นำน้ำกลับมาใช้ใหม่

Abstract

This research studies and develops the wastewater treatment system in order to reuse the community discharge water in Khlong Bang Khen Mai for water usage activities in King Mongkut's University of Technology North Bangkok. The results showed that the use of sequencing batch reactor (SBR) followed with sand and membrane filtration systems was effective in treating the water to meet the U.S. EPA standards for urban reuse. Treatment efficiencies for COD, BOD, and TOC removals were 66.2%, 51.9% and 31 %. Nutrient removals included total nitrogen and phosphorus were 79.7% and 94.7%. Removal efficiency of total coliform was 99%. Use of semi-automatic operating system could improve the water production capacity about two times higher than manual operating system, while fluctuation of water quality in the in Khlong Bang Khen Mai do not affect the quality of the produced water and still be used for indirect contact water activity.

Keywords: SBR System, Wastewater Treatment, Water Reuse

1. บทนำ

คลองบางเขนใหม่บริเวณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ เป็นคลองที่ถ่ายเทน้ำลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างและมีระยะห่างจากปากแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างประมาณ 50-60 กิโลเมตร บริเวณข้างคลองอยู่ติดชุมชนทั้งสองฝั่งคลอง ในอดีตสภาพน้ำในคลองเป็นธรรมชาติ แต่ปัจจุบันมีการทิ้งน้ำจากชุมชนทำให้น้ำมีการเปลี่ยนแปลงคุณภาพน้ำตลอดเวลา บางครั้งมีสภาพน้ำเป็นธรรมชาติ บางครั้งน้ำในคลองสายดังกล่าวคล้ายน้ำทิ้งและมีกลิ่นเหม็น

ณัฐภัทร และธเนศ (2559) ทำการศึกษาระบบบำบัดน้ำเสียเอสบีอาร์ร่วมกับระบบกรองเพื่อปรับปรุงคุณภาพน้ำทิ้งคลองบางเขนใหม่ พบว่าคุณภาพน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วมีศักยภาพสำหรับการนำกลับมาใช้ใหม่ สามารถนำน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วมาใช้ประโยชน์ในด้านต่างๆ ซึ่งการออกแบบและติดตั้งระบบบำบัดน้ำเสียดังกล่าวใช้ระบบ Manual Operation ทำให้ได้กำลังผลิตต่ำ ดังนั้นจึงมีแนวคิดที่จะใช้การเดินระบบแบบอัตโนมัติ เพื่อให้สามารถบำบัดน้ำได้ตลอดเวลา อย่างไรก็ตาม เนื่องจากคุณสมบัติคุณภาพน้ำภายในคลองบางเขนใหม่มีการเปลี่ยนแปลงอยู่ตลอดเวลาจึงทำให้เมื่อนำระบบบำบัดแบบกึ่งอัตโนมัติมาใช้งานเพื่อเพิ่มกำลังผลิตน้ำอาจส่งผลต่อคุณภาพน้ำที่บำบัดได้

งานวิจัยนี้จึงมีจุดประสงค์เพื่อศึกษาและพัฒนาระบบบำบัดน้ำเสียเอสบีอาร์ที่สามารถทำงานร่วมกับระบบกรองแบบกึ่งอัตโนมัติ โดยควบคุมการทำงานด้วยพีแอลซี เพื่อปรับปรุงคุณภาพน้ำทิ้งชุมชนภายในคลองบางเขนใหม่ให้สามารถนำกลับมาใช้ใหม่สำหรับกิจกรรมการใช้น้ำที่ไม่สัมผัสโดยตรงภายในอาคารเรียน และติดตั้งระบบส่งจ่ายน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วมาใช้ภายในอาคาร โดยเปรียบเทียบคุณภาพน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วกับมาตรฐานของ U.S. EPA สำหรับการนำกลับมาใช้ใหม่

2. อุปกรณ์และวิธีการ

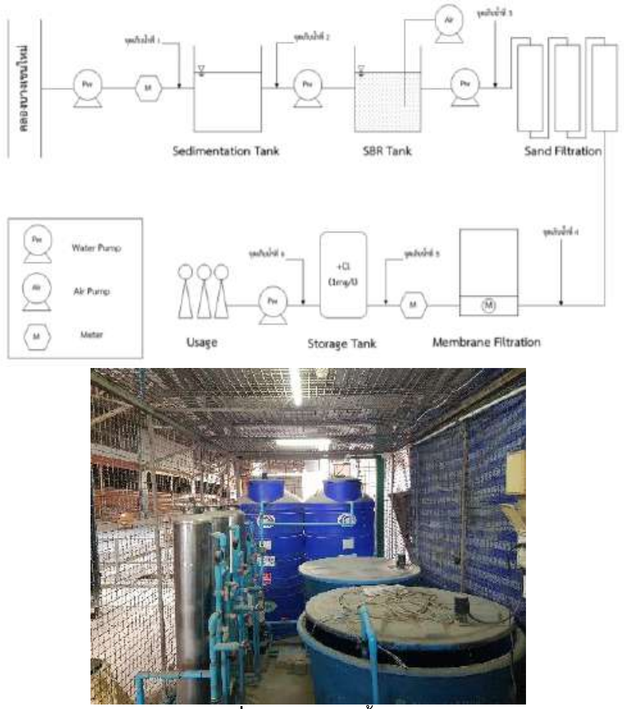
2.1 แหล่งน้ำที่นำมาบำบัดให้สามารถนำกลับมาใช้ใหม่

น้ำที่นำมาบำบัดเป็นน้ำภายในคลองบางเขนใหม่ ซึ่งส่วนหนึ่งของคลองพาดผ่านมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ โดยสภาพคลองในปัจจุบันเกิดการผสมกันของน้ำระหว่าง น้ำสภาพธรรมชาติเดิม น้ำไหลนองจากพายุฝน และน้ำทิ้งบริเวณชุมชนบางเขนใหม่ ทำให้ลักษณะทางกายภาพของน้ำภายในคลองมีการเปลี่ยนแปลงบ่อยครั้ง บางครั้งลักษณะคล้ายสภาพแหล่งน้ำธรรมชาติ และบางครั้งลักษณะคล้ายสภาพแหล่งน้ำเสีย ดังรูปที่1 ในช่วงที่ศึกษาคุณภาพน้ำเมื่อนำมาวิเคราะห์ พบว่ามีคุณภาพน้ำดังแสดงในตารางที่ 2

รูปที่ 1 การเปลี่ยนแปลงของคุณภาพน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่

2.2 ระบบบำบัดน้ำเสียเพื่อนำน้ำกลับมาใช้ใหม่

รูปที่ 2 แสดงลำดับขั้นตอนการติดตั้งระบบบำบัดน้ำเสีย จุดเก็บตัวอย่างน้ำ และภาพถ่ายสถานที่ติดตั้งภายในมหาวิทยาลัย โดยน้ำจะถูกสูบจากคลองเข้าสู่ระบบบำบัดซึ่งต่อแบบอนุกรมดังภาพ น้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วจะถูกเก็บได้ในถังพักน้ำ โดยส่วนหนึ่งถูกสูบไปรดน้ำต้นไม้บริเวณโดยรอบอาคาร อีกส่วนหนึ่งถูกสูบด้วยปั๊มแรงดันสูงไปเก็บไว้บนถังพักน้ำด้านบนสุดของอาคาร เพื่อใช้สำหรับทำความสะอาดห้องน้ำ และพื้นอาคารบางส่วน



รูปที่ 2 ระบบบำบัดน้ำเสีย

รูปที่ 3 ระบบควบคุมการทำงานด้วยพีแอลซี

ระบบบำบัดน้ำเสียถูกออกแบบให้เดินระบบโดยอัตโนมัติตลอด 24 ชั่วโมง ที่อัตรากำลังผลิต 1 ลบ.ม./วัน โดยการใช้พีแอลซีควบคุมการทำงาน ดังรูปที่ 3 มีการออกแบบเพื่อให้แต่ละส่วนมีฟังก์ชันการทำงานโดยการควบคุมเวลา รายละเอียดของแต่ละหน่วยบำบัดโดยสรุป ดังนี้

2.2.1 ระบบตกตะกอน

เป็นถังทรงกระบอกทำจากวัสดุไฟเบอร์ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 80 ซม. สูง 120 ซม. หนา 3 มม. มีความจุ 500 ลิตร ออกแบบให้ระยะเวลากักเก็บน้ำในถังตกตะกอนเท่ากับ 5 ชั่วโมง

2.2.2 ระบบเอสบีอาร์

เป็นถังทรงกระบอกทำจากวัสดุไฟเบอร์ เช่นเดียวกับ 2.2.1 ควบคุมความเข้มข้นตะกอนจุลินทรีย์ MLSS อยู่ที่ 2,500-3,000 mg/L ถูกสั่งให้ทำงานแบบวัฏจักรใช้เวลาทั้งหมด 5 ชั่วโมงต่อ 1 รอบวัฏจักร และทำงานวันละ 3 รอบ กำหนดอัตราส่วนการเติมอากาศต่ออัตราส่วนการไม่เติมอากาศที่ 1:1

2.2.3 ระบบกรองทราย

เป็นถังทรงกระบอกทำจากวัสดุสแตนเลส ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 ซม. สูง 120 ซม. หนา 3 มม. ต่อแบบอนุกรมจำนวน 3 ถัง ใช้ทรายกรองธรรมชาติที่ผ่านการคัดขนาดให้อยู่ระหว่าง 1-2 มิลลิเมตร กำหนดอัตราการกรองที่ 40 ลิตร/นาที

2.2.4 ระบบเมมเบรน

เมมเบรนที่ใช้เป็นชนิดอัลตราฟิลเตรชันแบบเส้นใยกลวง (Hollow Fiber) วัสดุเมมเบรนชนิด PAN (Polyacrylonitrile) มีพื้นที่ผิว 2.03 ตร.ม. มีความละเอียด 0.01 ไมครอน กำหนดแรงดันน้ำใช้งานระหว่าง 1-3 บาร์ (100-300kPa)

2.3 การตรวจวิเคราะห์คุณภาพน้ำ

การทดลองกำหนดจุดเก็บตัวอย่างน้ำทั้งหมด 6 จุด ดังรูปที่ 2 การเก็บตัวอย่างจะเป็นแบบจ้วง โดยจะเก็บใส่พาชนะขวดพลาสติก (PE) ปริมาณ 2 ลิตรต่อหนึ่งตำแหน่ง จากนั้นนำมาวิเคราะห์คุณภาพน้ำ และประสิทธิภาพของระบบบำบัดน้ำเสียภายในห้องปฏิบัติการสิ่งแวดล้อม ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม โดยพารามิเตอร์คุณภาพน้ำที่ตรวจวัดและวิธีวิเคราะห์คุณภาพน้ำก่อนและหลังการบำบัด ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 พารามิเตอร์สำหรับตรวจวัดคุณภาพน้ำ

พารามิเตอร์	วิธีวิเคราะห์
Temperature (°C)	ใช้เครื่องมือวัดค่าอุณหภูมิ (WTW รุ่น VARIO)
Turbidity (NTU)	ใช้เครื่องมือวัดค่าความขุ่น (WTW รุ่น Turb 430 IR)
TSS (mg/L)	APHA, AWMA & WEF (2012) Method 2540 C. Total Dissolved Solids Dried at 103-105 °C
TDS (mg/L)	APHA, AWMA & WEF (2012) Method 2540 D. Total Suspended Solid Dried at 103-105 °C
TS (mg/L)	APHA, AWMA & WEF (2012) Method 2540 B. Total Solid Dried at 103-105 °C
pH	ใช้เครื่องมือวัดค่าพีเอช (WTW รุ่น VARIO)
Conductivity (μS/cm)	ใช้เครื่องมือวัดค่าการนำไฟฟ้า (Mettler Toledo รุ่น Seven Multi)
DO (mg/L)	ใช้เครื่องมือวัดค่าออกซิเจนละลายน้ำ (AZ รุ่น 8403)
BOD (mg/L)	ใช้เครื่องมือวัดค่าบีโอดี (WTW Oxitop® IS6)
COD (mg/L)	HACH Method 8000
DOC (mg/L)	APHA, AWMA & WEF (2012) Method 5910 B. Ultraviolet Absorption Method
NH_3-N (mg/L)	HACH Method 10031
NO_2-N (mg/L)	HACH Method 10019
NO_3-N (mg/L)	HACH Method 10020
PO_4-P (mg/L)	HACH Method 8048
TN (mg/L)	HACH Method 10071
TP (mg/L)	HACH Method 10127
Total Coliforms (CFU/ml)	APHA, AWMA & WEF (2012) Method 9215 C. Spread Plate Method

3. ผลการทดลอง

3.1 คุณภาพน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่

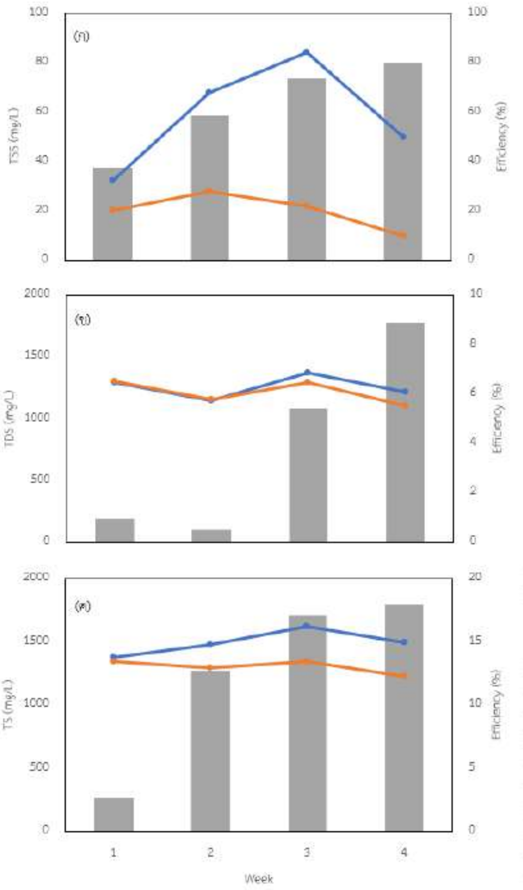
น้ำที่ใช้สำหรับการนำมาบำบัดเป็นน้ำทิ้งจากชุมชนบริเวณคลองบางเขนใหม่หน้าอาคารเรียน 42 ภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ เมื่อนำมาวิเคราะห์คุณภาพน้ำ พบว่า คุณภาพน้ำไม่อยู่ในเกณฑ์ของมาตรฐานแหล่งน้ำผิวดินของกรมควบคุมมลพิษ โดยคุณภาพน้ำก่อนเข้าสู่ระบบบำบัด ดังแสดงในตารางที่ 2

3.2 การบำบัดด้วยถังตกตะกอน

โดยทั่วไปถังตกตะกอนสามารถกำจัดของแข็งที่มีอนุภาคแขวนลอยขนาดใหญ่โดยการตกตะกอนลงสู่ก้นถัง แต่ของแข็งละลายน้ำจะไม่สามารถกำจัดได้ในถังตกตะกอน จากการทดลองนำน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่มาบำบัดด้วยถังตกตะกอน ใช้ระยะเวลาในการกักเก็บเป็นเวลา 5 ชั่วโมง ก่อนเข้าสู่ระบบบำบัดด้วยถังเอสบีอาร์ต่อไป พบว่าการกำจัดของแข็งแขวนลอย ของแข็งละลายน้ำ และของแข็งทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 4

ตารางที่ 2 คุณภาพน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่ก่อนเข้าสู่ระบบบำบัด

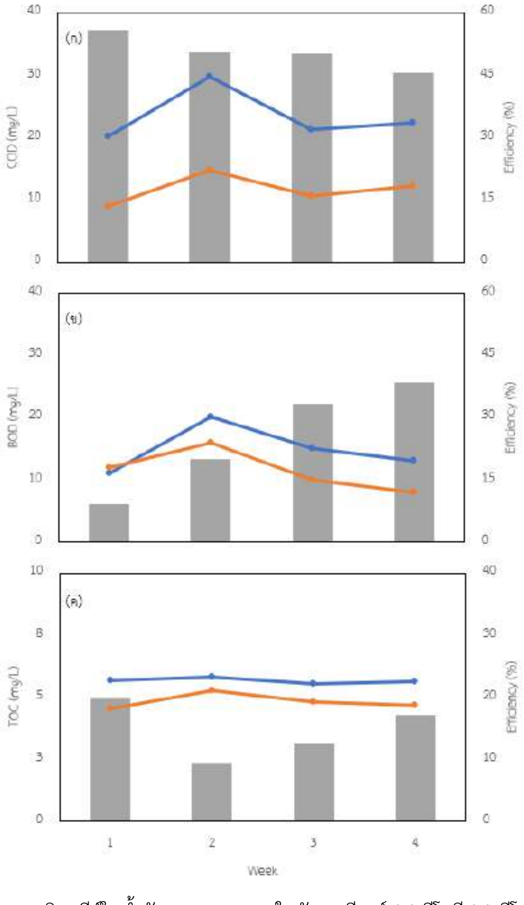
พารามิเตอร์	ค่าคุณภาพน้ำ
Temperature (°C)	31.1±1.0
Turbidity (NTU)	51.65±3.38
TSS (mg/L)	58.5±22.5
TDS (mg/L)	1,255±97.2
TS (mg/L)	1,492±98.3
pH	7.61±0.09
Conductivity (μS/cm)	1,859±77.40
DO (mg/L)	3.58±0.41
BOD (mg/L)	17.75±3.10
COD (mg/L)	20.95±3.12
TOC (mg/L)	5.65±0.18
NH_3-N (mg/L)	3.50±0.57
NO_2-N (mg/L)	0.1168±0.0241
NO_3-N (mg/L)	1.58±1.56
PO_4-P (mg/L)	0.26±0.02
TN (mg/L)	18.6±3.88
TP (mg/L)	2.9±1.15
Total Coliforms (CFU/ml)	7,875±3,763.31



รูปที่ 4 คุณภาพน้ำก่อนและหลังการบำบัดของระบบตกตะกอน (ก) ของแข็งแขวนลอย (ข) ของแข็งละลายน้ำ (ค) ของแข็งทั้งหมด

รูปที่ 4 แสดงให้เห็นว่า น้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่ในช่วงเวลาดำเนินการวิจัยมีปริมาณของของแข็งแขวนลอยต่ำ โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 32-84 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 58.5±22.5 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังตกตะกอนมีค่าอยู่ระหว่าง 10-28 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 20±7.5 mg/L (n=4) ขณะที่ปริมาณของแข็งละลายน้ำเข้าสู่ระบบมีค่าสูง อยู่ระหว่าง 1,146-1,370 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,255±97.2 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังตกตะกอนมีค่าอยู่ระหว่าง 1,104-1,304 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,214±101.3 mg/L (n=4) และปริมาณของแข็งทั้งหมดในน้ำทิ้งจากคลองบางเขนใหม่มีค่าใกล้เคียงกับปริมาณของแข็งละลายน้ำ โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 1,376-1,616 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,492±98.3 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังตกตะกอนมีค่าอยู่ระหว่าง 1,228-1,408 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,300±53.1 mg/L (n=4) เนื่องจากน้ำที่เข้าสู่ถังตกตะกอนมีปริมาณของแข็งแขวนลอยต่ำ และมีประมาณของแข็งละลายน้ำสูง จึงทำให้ภาพรวมประสิทธิภาพการกำจัดของแข็งในน้ำมีค่าต่ำ โดยประสิทธิภาพการกำจัดของแข็งทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 12.9

ทั้งนี้ พารามิเตอร์คุณภาพน้ำอื่นๆ อาทิ สารอาหาร (สารประกอบไนโตรเจน และฟอสฟอรัส) สารอินทรีย์คาร์บอน (บีโอดี ซีโอดี และทีโอซี) และปริมาณโคลิฟอร์มในน้ำ พบว่า หน่วยบำบัดด้วยการตกตะกอนมีประสิทธิภาพในการบำบัดสารดังกล่าวได้ต่ำ

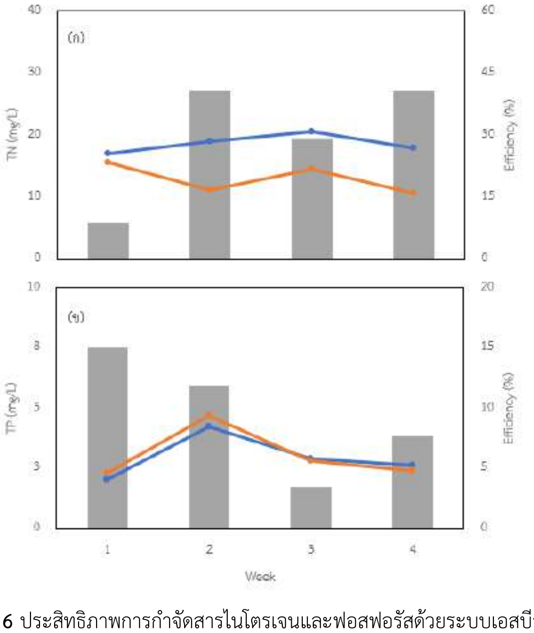


รูปที่ 5 สารอินทรีย์ในน้ำกับระยะเวลาภายในถังเอสบีอาร์ (ก) ซีโอดี (ข) บีโอดี (ค) ทีโอซี

3.3 การบำบัดด้วยระบบเอสบีอาร์

น้ำเสียที่ผ่านการบำบัดด้วยถังตกตะกอน จะสามารถกำจัดมลพิษทางกายภาพได้บางส่วน แต่ไม่สามารถกำจัดมลพิษทางด้านเคมีและชีวภาพได้ ดังนั้น ระบบเอสบีอาร์จึงออกแบบเพื่อลดภาระสารอินทรีย์และสารอาหารต่างๆ ที่มีอยู่น้ำ รูปที่ 5 แสดงประสิทธิภาพการบำบัดซีโอดี บีโอดี และทีโอซีในน้ำของระบบเอสบีอาร์

ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า น้ำที่เข้าสู่ระบบเอสบีอาร์มีค่าซีโอดีค่อนข้างต่ำอยู่ระหว่าง 20.2-29.8 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 23.43±4.34 mg/L (n=4) ขณะที่ค่าบีโอดีอยู่ระหว่าง 11-20 mg/L และค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 14.75±3.86 mg/L (n=4) โดยสัดส่วนระหว่างค่าบีโอดีและซีโอดีอยู่ระหว่าง 14.75:23.43 และสารอินทรีย์ทั้งหมดในรูปทีโอซีอยู่ระหว่าง 5.53-5.80 mg/L และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 5.66±0.11 mg/L (n=4) อย่างไรก็ตามประสิทธิภาพการบำบัดสารอินทรีย์ของระบบเอสบีอาร์สำหรับน้ำทิ้งชุมชนคลองบางเขนใหม่ (บีโอดี ซีโอดี และทีโอซี) พบว่ามีค่าไม่สูงมากนัก ทั้งนี้เนื่องจากอัตราสารอินทรีย์เข้าสู่ระบบมีค่าต่ำ ประกอบกับสัดส่วนระหว่าง BOD:N ของน้ำมีค่าประมาณเท่ากับ 14.75:18.6 ซึ่งน้อยกว่าค่าแนะนำเท่ากับ 100:5 จากการที่สภาพน้ำมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลาดังที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.1 จึงทำให้ประสิทธิภาพการบำบัดสารอินทรีย์ในรูปซีโอดี บีโอดี และทีโอซีได้น้อย

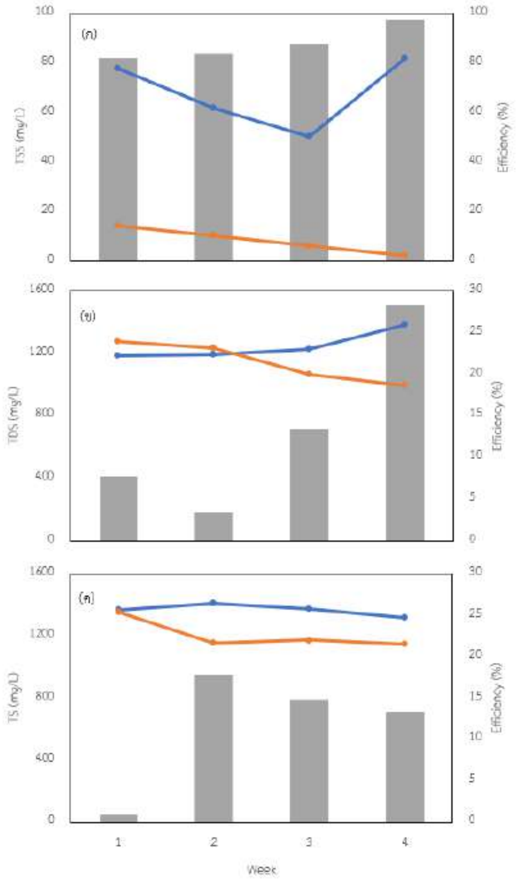


รูปที่ 6 ประสิทธิภาพการกำจัดสารไนโตรเจนและฟอสฟอรัสด้วยระบบเอสบีอาร์

ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่า น้ำที่เข้าสู่ระบบเอสบีอาร์มีค่าไนโตรเจนอยู่ระหว่าง 17.1-20.5 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 18.6±1.45 mg/L (n=4) ขณะที่ค่าฟอสฟอรัสอยู่ระหว่าง 2.0-4.2mg/L และค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 2.9±0.93 mg/L โดยสัดส่วนระหว่าง BOD:N:P ของน้ำมีค่าประมาณเท่ากับ 14.75:18.6:2 ซึ่งสัดส่วนที่เหมาะสมสำหรับระบบน้ำเสียชีวภาพแบบแอโรบิค คือ 100:5:1 แต่น้ำเสียในกรณีนี้มีค่าสัดส่วนดังกล่าวค่อนข้างต่ำ จึงส่งผลให้ประสิทธิภาพการกำจัดสารอาหารต่ำด้วย

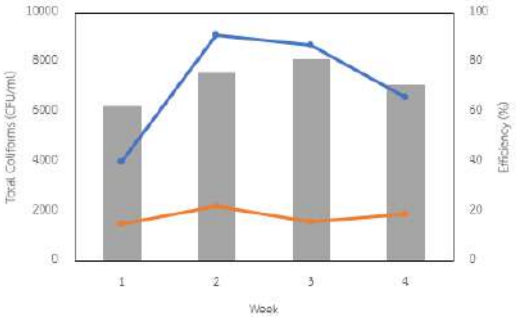
3.4 การบำบัดด้วยถังกรองทราย

น้ำที่ผ่านการบำบัดด้วยถังเอสบีอาร์ จะเข้าสู่ระบบบำบัดด้วยถังกรองทราย เพื่อกำจัดมลพิษทางกายภาพและชีวภาพที่หลุดออกมาจากระบบเอสบีอาร์ ดังแสดงในรูปที่ 7 และรูปที่ 8



รูปที่ 7 คุณภาพน้ำด้านกายภาพกับระยะเวลาของถังกรองทราย (ก) ของแข็งแขวนลอย (ข) ของแข็งละลายน้ำ (ค) ของแข็งทั้งหมด

รูปที่ 7 แสดงให้เห็นว่า น้ำที่เข้าสู่ถังกรองทรายมีปริมาณของของแข็งแขวนลอยต่ำ โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 50-82 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 68±14.8 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังกรองทรายมีค่าอยู่ระหว่าง 2-14 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 8±5.16 mg/L (n=4) ขณะที่ปริมาณของแข็งละลายน้ำเข้าสู่ระบบมีค่าสูง อยู่ระหว่าง 1,184-1,384 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,247±93.3 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังกรองทรายมีค่าอยู่ระหว่าง 992-1,276 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,141±135 mg/L (n=4) และปริมาณของแข็งทั้งหมดที่เข้าสู่ถังกรองทรายมีค่าใกล้เคียงกับปริมาณของแข็งละลายน้ำ โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 1,320-1,408 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,368±36.37 mg/L (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากถังกรองทรายมีค่าอยู่ระหว่าง 1,144-1,356 mg/L และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,207±100 mg/L (n=4) เนื่องจากน้ำที่เข้าสู่ถังกรองทรายมีปริมาณของแข็งแขวนลอยต่ำ และมีประมาณของแข็งละลายน้ำสูง จึงทำให้ภาพรวมประสิทธิภาพการกำจัดของแข็งในน้ำมีค่าต่ำ โดยประสิทธิภาพการกำจัดของแข็งทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 87.9



รูปที่ 8 คุณภาพน้ำด้านชีวภาพกับระยะเวลาของถังกรองทราย

รูปที่ 8 แสดงให้เห็นว่า ปริมาณเชื้อจุลินทรีย์โคลิฟอร์มทั้งหมดในน้ำก่อนและหลังบำบัดด้วยถังกรองทรายมีค่าอยู่ระหว่าง 4,000-9,100 CFU/ml และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 7,100±2,339.52 CFU/ml (n=4) ส่วนน้ำที่ออกจากระบบมีค่าอยู่ระหว่าง 1,500-2,200 CFU/ml และมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1,800±316.23 CFU/ml (n=4) จากการทดลองพบว่า น้ำที่เข้าและออกจากถังกรองทรายมีปริมาณเชื้อจุลินทรีย์ลดลงอย่างเห็นได้ชัด โดยประสิทธิภาพการกำจัดโคลิฟอร์มทั้งหมดในน้ำอยู่ระหว่างร้อยละ 63-82

3.5 การบำบัดด้วยระบบเมมเบรน

น้ำที่ผ่านการบำบัดด้วยถังกรองทราย จะเข้าสู่ระบบบำบัดเมมเบรน เพื่อกำจัดมลพิษทางกายภาพ ทางเคมี และชีวภาพ เพื่อให้ได้คุณภาพน้ำที่ออกจากระบบสามารถนำไปใช้ประโยชน์ โดยคุณภาพน้ำก่อนเข้าสู่ระบบบำบัดและหลังการบำบัดด้วยเมมเบรน ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 คุณภาพน้ำก่อนและหลังการบำบัด

พารามิเตอร์	น้ำเข้าสู่ระบบ	น้ำออกจากระบบ	ประสิทธิภาพการกำจัด (%)
Temperature (°C)	31.1±1.0	29±0.51	none
Turbidity (NTU)	51.65±3.38	0.12±0.03	99.8
TSS (mg/L)	58.5±22.5	1.5±1.91	97.4
TDS (mg/L)	1,255±97.2	185±66.8	85.3
TS (mg/L)	1,492±98.3	180±11.78	87.9
pH	7.61±0.09	7.18±0.1	none
Conductivity (μS/cm)	1,859±77.40	455±163.84	none
DO (mg/L)	3.58±0.41	5.51±0.34	none
BOD (mg/L)	17.75±3.10	6±2.45	51.9
COD (mg/L)	20.95±3.12	10.1±1.98	66.2
TOC (mg/L)	5.65±0.18	3.9±0.26	31.0
NH_3-N (mg/L)	3.50±0.57	1.33±0.35	62.9
NO_2-N (mg/L)	0.1168±0.0241	0.0194±0.0066	83.4
NO_3-N (mg/L)	1.58±1.56	0.63±0.26	60.3
PO_4-P (mg/L)	0.26±0.02	0.35±0.15	34.6
TN (mg/L)	18.6±3.88	3.8±1.83	79.7
TP (mg/L)	2.9±1.15	0.2±0.17	94.7
Total Coliforms (CFU/ml)	7,875±3,763	75±95.74	99.0

ตารางที่ 3 แสดงให้เห็นว่าระบบกรองด้วยเมมเบรน ซึ่งต่ออนุกรมกับระบบเอสบีอาร์และถังกรองทราย สามารถกำจัดมลพิษที่หลงเหลือในน้ำ โดยเฉพาะในรูปสารละลายน้ำ อาทิ สารอินทรีย์ในรูปบีโอดี ซีโอดีและทีโอซี มีค่าประสิทธิภาพการกำจัดสารดังกล่าวคิดเป็นร้อยละ 51.9, 66.2 และ 31 ตามลำดับ สารอาหารในรูปไนโตรเจน และฟอสฟอรัส มีค่าประสิทธิภาพในการบำบัดคิดเป็นร้อยละ 79.7 และ 94.7 ตามลำดับ และปริมาณโคลิฟอร์มทั้งหมดมีประสิทธิภาพในการกำจัดคิดเป็นร้อยละ 99 และเมื่อเปรียบเทียบกับมาตรฐานการนำน้ำกลับมาใช้ใหม่ของ U.S. EPA พบว่า น้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วเป็นไปตามมาตรฐานการนำกลับมาใช้ใหม่ ดังแสดงในตารางที่ 4

3.6 เปรียบเทียบกับมาตรฐาน U.S. EPA สำหรับการนำกลับมาใช้ใหม่

ตารางที่ 4 น้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วเปรียบเทียบกับมาตรฐาน U.S. EPA

พารามิเตอร์	มาตรฐาน U.S. EPA	คุณภาพน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้ว	ผลการเปรียบเทียบกับมาตรฐาน
BOD (mg/L)	5-30	6 ±2.4	ผ่าน
TSS (mg/L)	5-30	1.5 ±1.9	ผ่าน
Turbidity (NTU)	2-5	0.12 ±0.02	ผ่าน
pH	6-9	7.18 ±0.1	ผ่าน
Total Coliform (CFU/ml)	2-200	75 ±95.7(ND)	ผ่าน
Cl Residual (mg/L)	≤1	≤1	ผ่าน

หมายเหตุ : ตัวเลขในวงเล็บ คือค่าปริมาณเชื้อจุลินทรีย์โคลิฟอร์มทั้งหมดด้วยขบวน Chlorination ด้วยสารละลายโซเดียมไฮโปคลอไรท์ ที่ความเข้มข้นควบคุมในน้ำเท่ากับ 1.5 mg/L โดย ND คือตรวจไม่พบ Colony ใดๆ

ตารางที่ 4 แสดงให้เห็นว่า คุณภาพน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วเทียบกับมาตรฐาน U.S. EPA สำหรับ Urban Reuse พบว่าคุณภาพของน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วเป็นไปตามมาตรฐาน สามารถนำมาใช้ในกิจกรรมการใช้น้ำที่ไม่สัมผัสโดยตรง เช่น ชำระโถสุขภัณฑ์ และรดน้ำต้นไม้

3.7 การนำน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วกลับมาใช้ใหม่

คุณภาพน้ำที่ผ่านกระบวนการบำบัดขั้นที่สอง หรือระบบกรองทรายแล้ว ตามมาตรฐาน U.S. EPA สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในด้านต่าง ๆ อาทิ รดน้ำต้นไม้ และล้างลานกิจกรรม

รูปที่9 การนำน้ำมาใช้สำหรับรดน้ำต้นไม้

รูปที่ 9 ทดลองติดตั้งระบบส่งจ่ายน้ำสำหรับรดน้ำต้นไม้บริเวณรอบอาคาร 42 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ โดยมีระบบควบคุมการทำงานรดน้ำแบบอัตโนมัติ (Smart Control Devices)

คุณภาพน้ำที่ผ่านกระบวนการบำบัดขั้นที่สาม หรือระบบเมมเบรนแล้ว ตามมาตรฐาน U.S. EPA สามารถนำไปใช้ประโยชน์ในด้านต่างๆ อาทิ ชำระล้างสุขภัณฑ์

รูปที่ 10 การนำน้ำมาใช้สำหรับโถปัสสาวะชาย

รูปที่ 10 ทดลองติดตั้งระบบส่งจ่ายน้ำสำหรับอาคาร 42 มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ โดยระบบการนำน้ำกลับมาใช้ใหม่มีการเดินท่อส่งน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วไปใช้สำหรับสุขภัณฑ์ห้องน้ำ อาทิ โถปัสสาวะชาย โดยติดตั้งแยกจากระบบประปาเดิม

4. สรุปผลการทดลอง

การศึกษาและพัฒนาระบบบำบัดน้ำเสียเอสบีอาร์ที่สามารถทำงานร่วมกับระบบกรองให้ทำงานแบบกึ่งอัตโนมัติ ควบคุมการทำงานด้วยพีแอลซี เพื่อบำบัดน้ำทิ้งจากคลองบางเขนใหม่ มีกำลังการผลิตน้ำ 1 ลบ.ม.ต่อวัน โดยผลสรุปการวิจัย ดังนี้ ถังตกตะกอนมีประสิทธิภาพในการกำจัดของแข็งแขวนลอย ของแข็งละลายน้ำ และของแข็งทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 65.8, 3.26 และ 12.86 ตามลำดับ ซึ่งถังตกตะกอนไม่สามารถกำจัดของแข็งละลายน้ำได้จึงทำให้ของแข็งทั้งหมดสูงตามไปด้วย นอกจากนี้ มลพิษด้านเคมีและชีวภาพที่พิจารณายังไม่สามารถกำจัดได้ในถังตกตะกอน ส่วนคุณภาพน้ำที่บำบัดแล้วด้วยระบบเอสบีอาร์ทางกายภาพมีประสิทธิภาพในการกำจัดความขุ่นร้อยละ 59.1 แต่ไม่สามารถการกำจัดของแข็งในน้ำได้ และยังพบว่ามีปริมาณของแข็งต่างๆ เพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากน้ำที่ออกจากระบบบำบัดนั้นอาจมีตะกอนจุลินทรีย์หลุดออกมาพร้อมกับน้ำช่วงการถ่ายน้ำออกทำให้ค่าของแข็งแขวนลอยสูงขึ้น ส่วนคุณภาพน้ำทางเคมี พบว่า มีประสิทธิภาพในการกำจัด บีโอดี ซีโอดี และไนโตรเจนทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 92.9, 20 และ 30.2 ตามลำดับ แต่ไม่สามารถกำจัดฟอสฟอรัสได้ ถังกรองทรายมีประสิทธิภาพในการกำจัดของแข็งแขวนลอย ของแข็งละลายน้ำ และของแข็งทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 88.2, 8.5 และ 11.76 ตามลำดับ ซึ่งถังกรองทรายไม่สามารถกำจัดของแข็งละลายน้ำได้จึงทำให้ของแข็งทั้งหมดสูงตามไปด้วย และเชื้อจุลินทรีย์โคลิฟอร์มทั้งหมด คิดเป็นร้อยละ 74.6 ระบบเมมเบรนมีประสิทธิภาพในการกำจัดมลพิษทางกายภาพ ทางเคมี และทาง

ชีวภาพได้เป็นอย่างดี โดยเฉพาะในรูปสารละลายน้ำซึ่งประสิทธิภาพโดยรวมของระบบบำบัดน้ำที่ผ่านการบำบัดแล้วมีศักยภาพในการนำกลับมาใช้รดน้ำต้นไม้ และใช้สำหรับกิจกรรมการใช้น้ำที่ไม่สัมผัสโดยตรงภายในอาคารได้

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้สำเร็จได้ด้วยความอนุเคราะห์จากทุนวิจัยของภาควิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ ที่ได้ออกทุนเพื่อการศึกษาได้ให้สถานที่ในการปฏิบัติงาน อุปกรณ์และเครื่องมือสำหรับการศึกษาวิจัย และขอขอบคุณสำนักการระบายน้ำกรุงเทพมหานครที่อนุเคราะห์เชื้อจุลินทรีย์สำหรับการวิจัยในครั้งนี้

ขอกราบขอบพระคุณ ผศ.ดร.เจนจิต เอี่ยมจตุรภัทร ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษา ที่ท่านได้กรุณาที่ให้คำแนะนำ ข้อคิดเห็นตรวจสอบมาโดยตลอด และขอขอบคุณ นางสาวธนิตา วัชรมัย เจ้าหน้าที่ประจำห้องปฏิบัติการ ที่คอยชี้แนะขั้นตอนรวมถึงการใช้เครื่องมือและอุปกรณ์ ขอขอบคุณเพื่อนๆ สาขาวิชาเทคโนโลยีวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อมที่คอยช่วยเหลือและให้คำชี้แนะ สุดท้ายนี้คณะผู้จัดทำหวังเป็นอย่างยิ่งว่า งานวิจัยนี้จะเป็นประโยชน์ต่อผู้ที่ต้องการพัฒนาต่อยอดความรู้ เพื่อนำความรู้ไปพัฒนางานวิจัยเพื่อสิ่งแวดล้อมต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] APHA, AWMA & WEF (2012). Standard Method for The Examination of Water and Waster (22th Eds.). Published by American Public Health Association American Water Works Association Water Environment Federation.

[2] Guidelines for Water Reuse (2004). United States Environmental Protection Agency, Washington DC.

[3] Metcalf and Eddy (2003). Wastewater Engineering Treatment and Reuse (4thEds.). McGraw-Hill Companies, Inc., New York.

[4] ณัฐภัทร เทื้ยธิทรัพย์ และ ธเนศ แสงสุดตา (2559). การนำน้ำที่ผ่านระบบบำบัดน้ำเสียเอสบีอาร์ร่วมกับระบบกรองไปใช้ประโยชน์. ปริญญานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธาและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.

[5] กรมควบคุมมลพิษและสมาคมวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมแห่งประเทศไทย (2546). สรุปเกณฑ์แนะนำการออกแบบระบบรวบรวมน้ำเสียและโรงปรับปรุงคุณภาพน้ำของชุมชน (พิมพ์ครั้งที่1). สำนักพิมพ์สมาคมวิศวกรรมสิ่งแวดล้อมแห่งประเทศไทย กรุงเทพมหานคร, หน้า 85-87.

[6] รักชนก เครือบุตร (2541). การศึกษาความสามารถสูงสุดของระบบเอสบีอาร์ในการรับภาระบรรทุกและฟื้นคืนสภาพในการบำบัดสารอินทรีย์ไนโตรเจน และฟอสฟอรัสจากน้ำเสียชุมชน.วิทยานิพนธ์วิทยาศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาเทคโนโลยีสิ่งแวดล้อม มหาวิทยาลัยมหิดล.

การใช้เศษยางรถยนต์เก่าเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบชั้นกันซึม

Use of Waste Tire Chips as Medium in Drainage Layer of Landfill Liner Systems

ทวีศักดิ์ วังไพศาล[1]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี จ.อุบลราชธานี
Corresponding author; E-mail address: thaveesak.v@ubu.ac.th

บทคัดย่อ

ยางรถยนต์เก่าที่ตัดเป็นชิ้นเล็กๆ สามารถนำไปใช้ประโยชน์ได้หลากหลาย บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษารูปร่างลักษณะของเศษยางรถยนต์เก่าที่เหมาะสมในการใช้งานเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบชั้นกันซึม ตัวอย่างที่ใช้มี 3 ลักษณะ คือแบบเส้นแบนกว้าง แบบเส้นแบนแคบ และแบบเป็นก้อน ทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ขณะที่ตัวอย่างถูกกระทำด้วยหน่วยแรงกดทับที่แตกต่างกัน ผลการศึกพบว่าเศษยางรถยนต์เก่าทั้ง 3 ลักษณะที่ทดสอบในสภาพที่ไม่ถูกกดทับมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้อยู่ในเกณฑ์ที่สามารถนำไปใช้เป็นตัวกลางในชั้นระบายน้ำได้ การกดทับมีผลทำให้ตัวอย่างมีการยุบตัวและมีค่าอัตราส่วนช่องว่างลดลง ส่งผลทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดลง ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของเศษยางรถยนต์เก่าที่อยู่ภายใต้หน่วยแรงกดทับ 80 กิโลปาสคาล มีค่าเท่ากับ $7.74{\times}10^{-5}$, $3.45{\times}10^{-4}$ และ $9.95{\times}10^{-4}$ เมตรต่อวินาที สำหรับตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้าง แบบเส้นแบนแคบ และแบบเป็นก้อน ตามลำดับ โดยเศษยางรถยนต์เก่าแบบเป็นก้อนจะมีการเสียรูปจากการยุบตัวและมีการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้จากการกระทำของหน่วยแรงกดทับน้อยที่สุด จึงมีความเหมาะสมในการใช้งานเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำมากกว่าตัวอย่างลักษณะอื่น

คำสำคัญ: ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้, ชั้นระบายน้ำ, ระบบชั้นกันซึม, เศษยางรถยนต์เก่า

Abstract

Waste tires chips have high potential for many uses. The aim of this study was to investigate the possibility of using waste tire chips as medium in drainage layer of landfill liner systems. Three different shapes of tire chips, which were wide strip, narrow strip and chunk tire chips, were used in this study. Hydraulic conductivity tests were performed for the samples subjected to different confining stresses. It was found that, at no confining stress, the hydraulic conductivity of all 3 shapes of tire chip samples were higher than the recommended value for using as medium in the drainage layer. When subjected to confining stress, tire chips would be deformed and compressed resulting in the reduction of its void ratio as well as its hydraulic conductivity. The hydraulic conductivity test results of the tire chips subjected to 80 kPa confining stress were $7.74{\times}10^{-5}$ m/s, $3.45{\times}10^{-4}$ m/s and $9.95{\times}10^{-4}$ m/s for the wide strip, narrow strip and crumb tire chip samples, respectively. The least variation of hydraulic conductivity, when subjected to confining stress, was obtained for the chunk tire chip samples, therefore, it is the most preferred for using as medium in drainage layer of liner systems.

Keywords: drainage layer, hydraulic conductivity, landfill liner systems, tire chips

1. บทนำ

การเติบโตทางเศรษฐกิจทำให้มีการผลิตและใช้งานยางรถยนต์จำนวนมาก เมื่อมีอายุใช้งานมากขึ้นยางรถยนต์ก็จะเกิดการสึกหรอและเสื่อมคุณภาพ กลายเป็นยางรถยนต์เก่าที่เป็นของเหลือทิ้ง ในประเทศไทยมีปริมาณการจำหน่ายยางรถยนต์ภายในประเทศในปี 2559 ปริมาณสูงถึง 176 ล้านเส้น [1] ทำให้มียางรถยนต์เก่าที่เป็นของเสียที่เกิดขึ้นในแต่ละปีในปริมาณมากด้วย เนื่องจากยางรถยนต์เป็นวัสดุที่มีความคงทนสูง ทำให้เป็นปัญหาในการกำจัดด้วยวิธีการที่ไม่ก่อให้เกิดปัญหาด้านสิ่งแวดล้อม

ยางรถยนต์เก่าบางส่วนถูกนำไปใช้งาน ได้แก่ การนำไปแปรรูปเป็นผลิตภัณฑ์ใช้สอย สำหรับใช้ประโยชน์ การนำไปใช้เป็นเชื้อเพลิงในอุตสาหกรรมซีเมนต์ อุตสาหกรรมกระดาษ และการผลิตกระแสไฟฟ้า การนำไปทำให้สลายตัวทางความร้อนเพื่อให้ได้น้ำมัน การแปรรูปเป็นยางผงเพื่อนำไปผลิตเป็นผลิตภัณฑ์อื่นๆ การนำไปผสมกับยางมะตอยเพื่อใช้ทำถนน เป็นต้น [2] นอกจากนั้น ยังมีการนำยางรถยนต์เก่ามาเป็นวัสดุเสริมกำลังของกำแพงกันดิน การนำยางรถยนต์เก่ามาบดเป็นเป็นชิ้นหรือผงเพื่อเป็นวัสดุทดแทนหรือวัสดุผสมสำหรับงานทาง [3] อย่างไรก็ตาม ยังมียางรถยนต์เก่าที่เหลือเป็นของเสียที่ต้องกำจัดทิ้งอยู่เป็นจำนวนมาก การหาแนวทางการใช้ประโยชน์จากยางรถยนต์เก่าในรูปแบบต่างๆ จะมีส่วนช่วยในการแก้ปัญหาการจัดการของเสีย ทำให้เกิดผลดีต่อสิ่งแวดล้อมและเกิดประโยชน์ทางด้านเศรษฐกิจอีกทางหนึ่งด้วย

ในระบบฝังกลบขยะ มีการนำยางรถยนต์เก่ามาสับหรือย่อยให้เป็นชิ้นเล็กๆ แล้วนำไปใช้เป็นส่วนผสมของวัสดุกันซึมโดยมีการนำไปผสมกับดินและปูนซีเมนต์ หรือนำไปผสมกับดินเหนียว แล้วนำไปบดอัดเพื่อใช้เป็นชั้นกันซึม โดยดินและปูนซีเมนต์ หรือดินเหนียวจะทำหน้าที่หลักในการเป็นฉนวนกันการไหลซึมผ่าน ส่วนเศษชิ้นส่วนยางรถยนต์เก่าที่ผสมลงไปมีวัตถุประสงค์เพื่อให้ไปทำหน้าที่ดูดซับสารอินทรีย์คาร์บอนที่ซึมผ่านเข้ามา [4] นอกจากนั้น การใช้เศษยางรถยนต์เก่ายังมีข้อดีในการช่วยดูดซับโลหะหนักออกจากน้ำเสียที่มาสัมผัสได้ [5]

ในระบบชั้นกันซึมปูพื้นล่างของระบบฝังกลบขยะ (Landfill Liner System) โดยปกติจะมีอยู่ 5 ส่วนเรียงลำดับจากด้านบนลงด้านล่าง [6] คือ ชั้นกรอง ชั้นระบายน้ำ ชั้นป้องกันความเสียหายแก่ชั้นกันซึม ชั้นกันซึม และชั้นรองพื้น สำหรับชั้นระบายน้ำ (Drainage Layer) ซึ่งเป็นชั้นที่ทำหน้าที่ในการรวบรวมและระบายน้ำชะขยะที่ซึมลงมา เพื่อส่งออกไปยังระบบบำบัดน้ำเสียต่อไปนั้น โดยปกติจะใช้กรวด กรวดหยาบ หิน ตาข่ายธรณี หรือวัสดุอื่นๆ ที่มีความคงทนและสามารถระบายน้ำได้อย่างรวดเร็วและอุดตันได้ยาก คุณสมบัติที่สำคัญของวัสดุในชั้นระบายน้ำคือ จะต้องมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ที่สูง มีความคงทนและรับน้ำหนักได้ดี โดยค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของชั้นระบายน้ำในระบบฝังกลบควรมีค่าสูงกว่า 1×10^{-4} เมตรต่อวินาที [7]

เนื่องจากคุณสมบัติทางกายภาพของยางรถยนต์เก่าที่มีความทนทานต่อการย่อยสลายทั้งเคมีและทางชีวภาพได้ดี และมีความแข็งแรงระดับหนึ่ง จึงมีความเป็นไปได้ที่จะนำยางรถยนต์เก่ามาใช้งานเป็นวัสดุในชั้นระบายน้ำ อย่างไรก็ตาม การที่จะนำยางรถยนต์เก่ามาใช้งานนั้น ต้องมีการแปรสภาพจากยางรถยนต์ที่เป็นวงล้อมาเป็นเศษยางรถยนต์ชิ้นเล็กๆ เสียก่อน จึงจะสามารถใช้เป็นวัสดุระบายน้ำได้ ทั้งนี้ปัจจัยที่อาจมีผลต่อคุณสมบัติในการระบายน้ำของวัสดุคือ ขนาดและรูปร่างของเศษยางรถยนต์ที่ใช้ และเนื่องจากเศษยางรถยนต์เก่ามีคุณสมบัติด้านความยืดหยุ่น จึงอาจเกิดการเสียรูปและหดตัวลงเมื่อถูกกระทำด้วยน้ำหนักกดทับสูงๆ ซึ่งอาจส่งผลให้ความสามารถในการระบายน้ำมีการเปลี่ยนแปลงได้ บทความนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของเศษยางรถยนต์เก่าที่ตัดเป็นชิ้นเล็กๆ เพื่อศึกษาถึงผลของขนาดและลักษณะของเศษยางรถยนต์เก่าต่อความสามารถในการใช้งานเป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบชั้นกันซึมในระบบฝังกลบ

2. วัสดุและวิธีการศึกษา

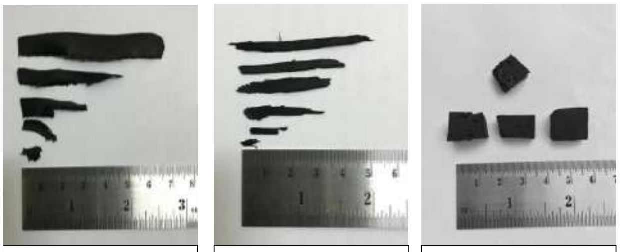
การศึกษานี้เป็นการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่มีขนาดและรูปร่างแตกต่างกัน ทำการทดสอบภายใต้เงื่อนไขที่มีหน่วยแรงกระทำเพื่อจำลองสภาวะที่มีน้ำหนักของขยะหรือวัสดุอื่นที่กลบทับอยู่ด้านบน โดยค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของวัสดุที่จะเป็นชั้นระบายน้ำในระบบฝังกลบควรมีค่าสูงกว่า 1×10^{-4} เมตรต่อวินาที ตามที่กำหนดในเกณฑ์การออกแบบของ USEPA [7]

2.1 วัสดุที่ใช้ในการทดสอบ

เศษยางรถยนต์เก่าที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้ได้มาจากวิธีการตัดที่แตกต่างกัน 3 วิธีการโดยใช้เครื่องมือการตัดที่มีความสะดวกและรวดเร็วคือ การตัดด้วยกบไสไม้ไฟฟ้า การตัดด้วยเลื่อยโซ่ยนต์ และตัดด้วยมีดคัตเตอร์ การตัดทั้ง 3 วิธี จะทำให้ได้ตัวอย่างเศษยางรถยนต์ที่มีลักษณะเป็นเส้นแบนกว้าง เส้นแบนแคบ และเป็นก้อน ตามลำดับ ซึ่งจะใช้เป็นชื่อเรียกตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ใช้ในบทความนี้ โดยมีขนาดโดยประมาณดังแสดงในตารางที่ 1 และมีรูปร่างดังแสดงในรูปที่ 1 จะเห็นว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างและเส้นแบนแคบจะมีรูปร่างคล้ายคลึงกัน แต่แตกต่างกันเฉพาะขนาด ส่วนตัวอย่างแบบเป็นก้อนจะมีลักษณะที่เทียบเคียงกับหินหรือกรวดหยาบที่ใช้เป็นวัสดุในชั้นระบายน้ำ โดยลักษณะเป็นก้อนมีขนาดที่เทียบได้กับขนาดอนุภาคที่ลอดผ่านตะแกรงเบอร์3/4 และค้างบนตะแกรงเบอร์3/8

ตารางที่ 1 ชื่อเรียกลักษณะและขนาดของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่า

ชื่อเรียกลักษณะตัวอย่าง	ขนาด (มิลลิเมตร)			วิธีการตัด
	ความกว้าง	ความยาว	ความหนา	
แบบเส้นแบนกว้าง	5 - 10	10 – 70	< 1	ตัดด้วยกบไสไม้ไฟฟ้า
แบบเส้นแบนแคบ	3 – 5	5 - 50	< 1	ตัดด้วยเลื่อยโซ่ยนต์
แบบเป็นก้อน	10 - 20	10 - 10	< 5	ตัดด้วยมีดคัตเตอร์



แบบเส้นแบนกว้าง | แบบเส้นแบนแคบ | แบบเป็นก้อน

รูปที่ 1 รูปร่างลักษณะของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ใช้ในการศึกษา

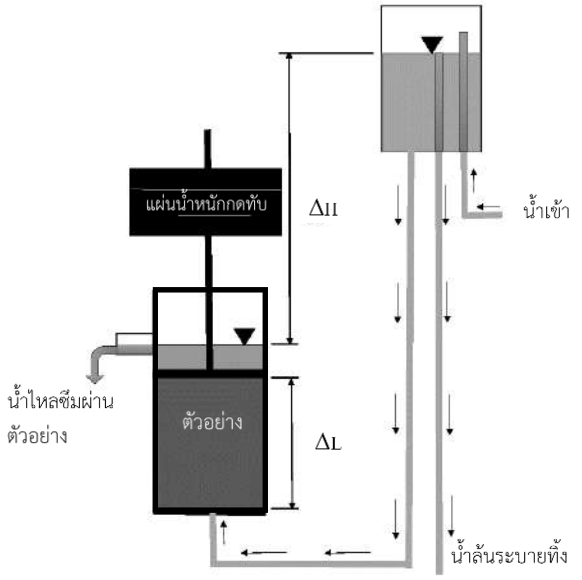
2.2 การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้

การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้อ้างอิงมาตรฐานการทดสอบ ASTM D2434-68 Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head) ทำการทดสอบโดยให้น้ำไหลผ่านเข้าไปในตัวอย่างจากด้านล่าง (ดังรูปที่ 2) ระบบทดสอบออกแบบให้ควบคุมความแตกต่างของเฮดของน้ำระหว่างทางเข้าและทางออกของตัวอย่างมีค่าคงที่ (ΔH) ทำการตรวจวัดอัตราการไหลของน้ำ (Q) ที่ไหลซึมผ่านตัวอย่างที่มีความสูง (ΔL) คำนวณหาค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ (k) ตามสมการของดาร์ซี ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$k = \frac{Q}{Ai} = \frac{Q}{A(\frac{\Delta H}{\Delta L})} \quad (1)$$

เนื่องจากเมื่ออยู่ภายใต้หน่วยแรงกดทับเศษยางรถยนต์เก่าอาจมีการเสียรูปและอัดตัวกันแน่นขึ้นทำให้ช่องว่างระหว่างอนุภาคของเศษยางรถยนต์เก่ามีขนาดลดลงและอาจส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้เปลี่ยนไป

กระบอกบรรจุตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าสำหรับการทดสอบเป็นท่อพีวีซี ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 6 นิ้ว เพื่อให้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางหน้าตัดไม่น้อยกว่า 8 ถึง 12 เท่า ของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตัวอย่างที่ใหญ่ที่สุด กระบอกบรรจุตัวอย่างถูกออกแบบเช่นเดียวกับเครื่องมือทดสอบแบบกดอัดตัวอย่างได้ (ดังรูปที่ 3) มีลักษณะเป็นกระบอกแข็งเช่นเดียวกับกระบอกบดอัดตัวอย่าง ฝาปิดด้านบนเป็นแผ่นเหล็กเจาะรูทั่วทั้งแผ่นและเชื่อมต่อกับก้านสำหรับถ่ายเทแรงเพื่อกดอัดตัวอย่างได้ โดยแผ่นเหล็กนี้มีขนาดเล็กกว่าเส้นผ่าศูนย์กลางภายในของกระบอกบรรจุตัวอย่างเล็กน้อย เพื่อไม่ให้เกิดแรงเสียดทานกับผิวภายในของกระบอกทดสอบ และสามารถถ่ายเทหน่วยแรงกดทับลงไปยังตัวอย่างได้อย่างสมบูรณ์ หน่วยแรงกดทับที่ใช้ในขณะทดสอบมีค่าตั้งแต่ 16 กิโลปาสคาล ถึง 80 กิโลปาสคาล โดยเทียบเท่ากับน้ำหนักของขยะที่กลบทับอยู่ด้านบนที่ความหนาต่างๆ กันตั้งแต่ 2 เมตร ถึง 10 เมตร ดังรายละเอียดในตารางที่ 2 โดยเทียบจากความหนาแน่นของขยะชุมชนทั่วไปที่มีความหนาแน่นเท่ากับ 500 ถึง 800 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร [8] ในการทดสอบนี้ใช้ความหนาแน่นสูงสุดในการประเมินหน่วยแรงกดทับคือ 800 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 2 ผังระบบทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้

รูปที่ 3 การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของเศษยางรถยนต์เก่าที่มีหน่วยแรงกดทับในขณะทดสอบ

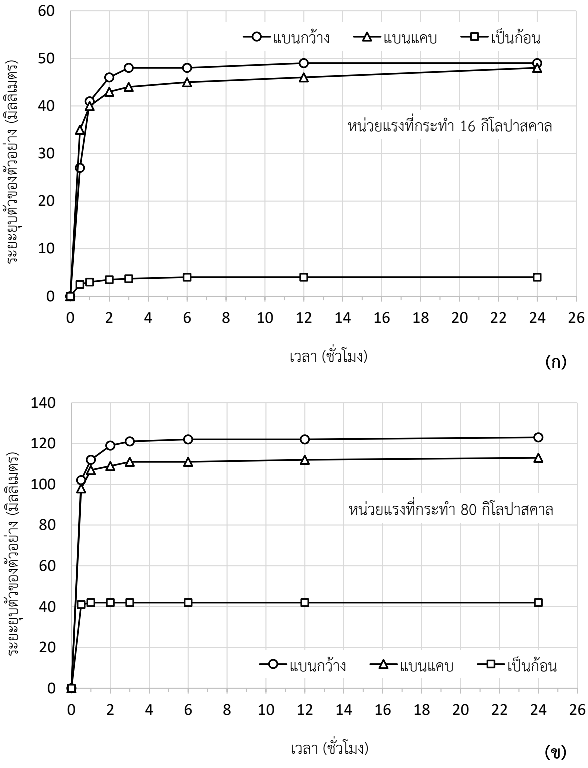
การเตรียมตัวอย่างและการติดตั้งก่อนทดสอบทำได้โดย นำตัวอย่างมาชั่งน้ำหนักแล้วนำมาแช่น้ำไว้ 24 ชั่วโมง เพื่อทำให้ผิวของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าดูดซับน้ำอย่างทั่วถึงและอิ่มตัวด้วยน้ำ จากนั้นจึงบรรจุตัวอย่างลงไปในกระบอกทดสอบและเกลี่ยชิ้นตัวอย่างให้สม่ำเสมอกันแล้วปิดทับด้วยแผ่นเหล็กเจาะรู ปล่อยให้น้ำไหลเข้าไปในกระบอกทดสอบแล้วเคาะไล่ฟองอากาศที่อาจตกค้างอยู่ภายใน การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ในกรณีที่ไม่พิจารณาหน่วยแรงกดทับจากน้ำหนักของขยะ สามารถเริ่มทำการทดสอบได้ทันที ส่วนการทดสอบเพื่อจำลองสภาวะที่ตัวกลางในชั้นระบายน้ำถูกกดทับจากน้ำหนักของขยะและวัสดุอื่นๆ ที่กลบทับอยู่ด้านบนนั้น มีขั้นตอนเพิ่มขึ้นคือ หลังจากบรรจุตัวอย่างลงในกระบอกทดสอบและปิดทับด้วยแผ่นเหล็กเจาะรูแล้ว จะทำการกดทับตัวอย่างด้วยหน่วยแรงตามที่ต้องการก่อน และจะเริ่มทดสอบการไหลซึมผ่านหลังจากการยุบตัวของตัวอย่างในกระบอกหยุดนิ่งแล้ว จากการทดสอบเบื้องต้นพบว่าการยุบตัวของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ทดสอบจะเกิดขึ้นมากในช่วง 2 ถึง 3 ชั่วโมงแรกเท่านั้น ดังผลการทดสอบในรูปที่ 4 ดังนั้นในการศึกษานี้จึงกำหนดให้เริ่มทำการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้หลังจากที่ทำการกดทับตัวอย่างค้างไว้แล้วไม่น้อยกว่า 3 ชั่วโมง

ตารางที่ 2 หน่วยแรงกดทับที่ใช้ในขณะทดสอบที่เทียบเท่ากับน้ำหนักของชั้นขยะที่มีความหนาต่างๆ

ความหนาของชั้นขยะ (เมตร)	หน่วยแรงกดทับที่ใช้ในการทดสอบ (กิโลปาสคาล)
2	16

4	32
6	47
8	63
10	80

หมายเหตุ พื้นที่หน้าตัดของกระบอกตัวอย่างเท่ากับ 0.018 ตารางเมตร
ความหนาแน่นของขยะเท่ากับ 800 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร



รูปที่ 4 ค่าการยุบตัวของตัวอย่างตามระยะเวลาเมื่อถูกกดทับด้วยหน่วยแรง (ก) 16 กิโลปาสคาล และ (ข) 80 กิโลปาสคาล

3. ผลการศึกษาและการวิเคราะห์ผล

การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่มีขนาดและรูปร่างแตกต่างกัน 3 ลักษณะประกอบด้วย การทดสอบในสภาวะที่ไม่มีหน่วยแรงกดทับ เพื่อใช้เป็นค่าอ้างอิงคุณสมบัติเบื้องต้น และการทดสอบในกรณีที่จำลองสภาวะการใช้งานเป็นวัสดุในชั้นระบายน้ำที่เศษยางรถยนต์เก่าอยู่ภายใต้หน่วยแรงกดทับ โดยมีรายละเอียดดังนี้

3.1 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่า

จากการทดสอบคุณสมบัติของตัวอย่างทั้ง 3 ลักษณะที่ทำการศึกษา พบว่า เศษยางรถยนต์เก่ามีค่าความถ่วงจำเพาะเท่ากับ 1.13 และผลการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้โดยใช้วิธีทดสอบแบบแรงดันคงที่ พบว่า ตัวอย่างเศษยางรถยนต์ที่มีลักษณะเป็นเส้นแบนกว้าง เส้นแบนแคบ และเป็นก้อน ที่อยู่ในสภาวะที่ไม่มีหน่วยแรงกดทับด้านบนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้เท่ากับ 6.83×10^{-4} เมตรต่อวินาที 1.37×10^{-3} เมตรต่อวินาที และ 1.35×10^{-3} เมตรต่อวินาที ตามลำดับ จะเห็นว่า ตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ต่ำกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบและแบบเป็นก้อน โดยมีค่าต่ำกว่าประมาณ 2 เท่า และตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบและแบบเป็นก้อนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ใกล้เคียงกัน หากเปรียบเทียบกับข้อกำหนดในการใช้งานเป็นวัสดุระบายน้ำในระบบชั้นกันซึมของ USEPA จะเห็นว่า ตัวอย่างทั้ง 3 ลักษณะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงกว่า 1×10^{-4} เมตรต่อวินาที มีคุณสมบัติเบื้องต้นอยู่ในเกณฑ์ที่สามารถใช้เป็นวัสดุระบายน้ำได้ ส่วนปัจจัยที่ทำให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างแต่ละลักษณะแตกต่างกันจะได้อธิบายในหัวข้อถัดไป

3.2 การยุบตัวของตัวอย่างเมื่อถูกแรงกดทับ

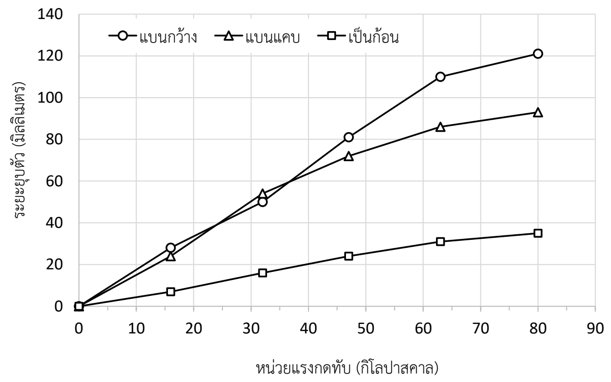
จากการทดสอบเบื้องต้น พบว่าตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าทั้ง 3 ลักษณะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงเพียงพอตามค่าที่กำหนด อย่างไรก็ตาม เนื่องจากเศษยางรถยนต์เก่าเป็นวัสดุที่มีความยืดหยุ่น เมื่ออยู่ในสภาพการใช้งานเป็นวัสดุในชั้นระบายน้ำจะมีน้ำหนักกดทับจากขยะที่ฝังกลบและวัสดุที่ปิดกลบอยู่ด้านบนกระทำลงมา จึงอาจมีการหดตัว และเสียรูป ทำให้ช่องว่างระหว่างอนุภาคของวัสดุที่เป็นเส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำเปลี่ยนแปลงไปได้ จึงจำเป็นต้องทำการตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติดังกล่าว

การทดสอบการยุบตัวของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าทำได้โดย ชั่งน้ำหนักตัวอย่างตามที่กำหนดแล้วบรรจุลงไปในกระบอกทดสอบ จากนั้นทำการกดทับตัวอย่างด้วยหน่วยแรงขนาด 16, 32, 47, 63 และ 80 กิโลปาสคาล ซึ่งเป็นหน่วยแรงที่เทียบเท่ากับน้ำหนักที่กดทับลงมาของชั้นขยะที่มีความหนา 2, 4, 6, 8 และ 10 เมตร ตามลำดับ แล้วทำการตรวจวัดระยะการยุบตัวในแนวดิ่งของตัวอย่างที่เกิดขึ้น รูปที่ 5 แสดงค่าการยุบตัวที่ตรวจวัดได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ถูกกดทับด้วยหน่วยแรงต่างๆ กัน จะเห็นว่า ตัวอย่างทั้ง 3 ลักษณะจะมีระยะยุบตัวมากขึ้นตามการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงที่กดทับ โดยตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีระยะยุบตัวมากที่สุดและตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีระยะยุบตัวน้อยที่สุด

หากพิจารณาถึงอัตราการยุบตัวต่อหน่วยแรงที่กระทำ จะเห็นว่า อัตราการยุบตัวของตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างจะมีค่ามากที่สุดและอัตราการยุบตัวของตัวอย่างแบบเป็นก้อนจะมีค่าน้อยที่สุด โดยเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงกดทับจากศูนย์ขึ้นไปจนถึง 80 กิโลปาสคาล ทำให้ตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีการยุบตัวลงมาได้ถึง 120 มิลลิเมตร คิดเป็นค่าการยุบตัวร้อยละ 35 ในขณะที่ตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีการยุบตัวลงมาเพียง 35 มิลลิเมตรเท่านั้น คิดเป็นค่าการยุบตัวร้อยละ 12 อธิบายได้ว่า การที่ตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีค่าการยุบตัวน้อยเนื่องจากตัวอย่างที่เป็นก้อนแต่ละชิ้นมีรูปร่างที่เป็นก้อนที่มีความหนามากเมื่อเทียบกับตัวอย่างแบบเป็นเส้นแบน จึงมีความแข็งแรงสามารถรับแรงได้ดี ปริมาณการยุบหรือหดตัวของตัวอย่างแต่ละชิ้นเกิดขึ้นน้อย ค่าการยุบตัวที่ตรวจวัดได้จึงต่ำ ในขณะที่ตัวอย่างแบบเป็นเส้นมีลักษณะเป็นแผ่น แบนๆ ยาวๆ จึงมีความแข็งแรงน้อยและยืดหยุ่นได้มาก และการที่มีขนาดชิ้นที่เล็กจึงทำให้มีจำนวนช่องว่างขนาดเล็กระหว่างชิ้นตัวอย่างจำนวนมากกระจายตัวกันอยู่ ลักษณะเส้นที่ยาวทำให้เกิดการเกาะเกี่ยวกันไปมาได้ง่าย ทำให้การเรียงตัวในขณะที่ไม่มีหน่วยแรงกดทับจึงอยู่ในสภาพที่หลวม มีช่องว่างจำนวนมาก เมื่อถูกกดทับช่องว่างจำนวนมาก

เหล่านี้จะถูกบีบตัวลง ชิ้นตัวอย่างแต่ละชิ้นสามารถยืดหยุ่นเปลี่ยนรูปได้ง่าย จึงทำให้มีอัตราการยุบตัวที่สูง

นอกจากนั้น การยุบตัวของตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างและตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบจะมีค่าใกล้เคียงกันที่หน่วยแรงกดทับต่ำกว่าประมาณ 40 กิโลปาสคาล และมีค่าแตกต่างกันมากขึ้นที่หน่วยแรงที่สูงขึ้น โดยตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างจะมีการยุบตัวมากกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบ แสดงให้เห็นถึงผลของความแตกต่างด้านขนาดของชิ้นตัวอย่าง กล่าวคือตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างซึ่งมีขนาดของความยาวและความกว้างของชิ้นตัวอย่างมากกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบ จึงมีการเกาะเกี่ยวและสัมผัสกันระหว่างชิ้นตัวอย่างได้มากกว่าตัวอย่างที่มีเส้นสั้นและแคบ ที่หน่วยแรงกดทับต่ำชิ้นตัวอย่างยังมีความแข็งแรงในการต้านทานการเสียรูปได้ จึงยังคงมีช่องว่างระหว่างชิ้นตัวอย่างคงเหลืออยู่มาก แต่เมื่อหน่วยแรงกดทับมีค่าสูงถึงระดับหนึ่งจึงทำให้เกิดการยืดหรือขยับตัวของชิ้นตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างต่อไปได้อีก มีการเสียรูปและจัดเรียงตัวที่แน่นขึ้นไปอีกจึงมีค่าการยุบตัวสูงขึ้นได้

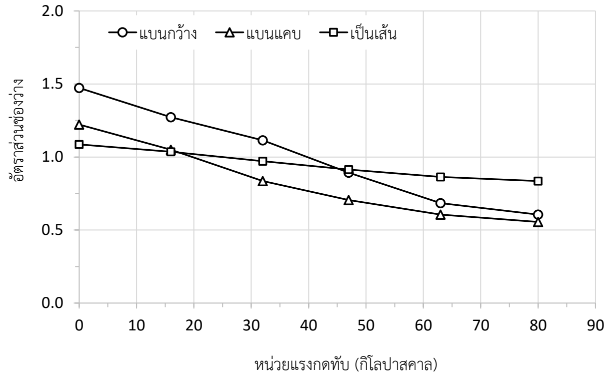


รูปที่ 5 ระยะยุบตัวของตัวอย่างที่ถูกกระทำด้วยหน่วยแรงกดทับแตกต่างกัน

หากพิจารณาผลของหน่วยแรงกดทับที่กระทำต่อตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าในรูปของอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio) จะได้ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอัตราส่วนช่องว่างกับหน่วยแรงกดทับที่กระทำกับตัวอย่างดังแสดงในรูปที่ 6 โดยอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างมีค่าลดลงเมื่อถูกกดทับด้วยหน่วยแรงที่สูงขึ้น การเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างเป็นผลจากการเปลี่ยนแปลงของปริมาตรช่องว่างในตัวอย่างที่ทดสอบ ซึ่งผลทดสอบที่ได้สำหรับตัวอย่างแต่ละลักษณะนั้น มีความสอดคล้องกับการเปลี่ยนแปลงของผลการทดสอบการยุบตัวของตัวอย่างที่ถูกกระทำด้วยหน่วยแรงกดทับข้างต้น

โดยในขณะที่ไม่ถูกกดทับ (หน่วยแรงกดทับเป็นศูนย์) ตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีอัตราส่วนช่องว่างสูงที่สุดและตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีอัตราส่วนช่องว่างต่ำที่สุด อัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีค่าสูงเนื่องจากชิ้นตัวอย่างมีลักษณะเป็นเส้นยาวและแบน จึงเกิดการเกาะเกี่ยวพันกันได้ง่าย การเรียงตัวกันอย่างหลวมๆ ในสภาวะที่ไม่ถูกกดทับจึงยังคงมีช่องว่างขนาดเล็กระหว่างอนุภาคกระจายอยู่ในตัวอย่างจำนวนมาก ทำให้มีปริมาตรรวมของช่องว่างมาก ในขณะที่ตัวอย่างแบบเป็นก้อนถึงแม้ว่าช่องว่างระหว่างชิ้นตัวอย่างจะมีขนาดใหญ่เห็นได้ชัดเจน แต่ก็มีจำนวนของช่องว่างน้อย ปริมาตรรวมของช่องว่างต่อปริมาตรของส่วนที่เป็นเนื้อวัสดุจึงต่ำ อัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบมีค่าต่ำกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างเนื่องจากตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบมีขนาดของชิ้นตัวอย่างเล็กกว่า การเกาะเกี่ยวพันกันจึงน้อยกว่า จึงมีปริมาตรรวมของช่องว่างน้อยกว่า

นอกจากนั้น การเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างและแบบเส้นแบนแคบจะมีช่วงที่ใกล้เคียงกันคือ มีค่าอยู่ระหว่าง 0.61 – 1.47 คิดเป็นการเปลี่ยนแปลงร้อยละ 58.5 และมีค่าอยู่ระหว่าง 0.56 – 1.22 คิดเป็นการเปลี่ยนแปลงร้อยละ 54.1 สำหรับตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างและแบบเส้นแบนแคบ ตามลำดับ ส่วนการเปลี่ยนแปลงของอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างแบบเป็นก้อนจะอยู่ในช่วงแคบๆ เท่านั้นคือมีค่าอยู่ระหว่าง 0.84 – 1.09 คิดเป็นการเปลี่ยนแปลงร้อยละ 22.9 ด้วยเหตุผลดังกล่าวจึงทำให้อัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างแบบเป็นก้อนที่มีค่าต่ำกว่าตัวอย่างที่เป็นเส้นแบนในช่วงที่ไม่มีหน่วยแรงกดทับกลับมามีค่าที่สูงกว่าอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างที่เป็นเส้นแบนในช่วงที่มีหน่วยแรงกดทับสูงๆ ทั้งนี้ เป็นผลมาจากความแตกต่างของลักษณะชิ้นตัวอย่างที่ได้กล่าวไปแล้วในช่วงต้น



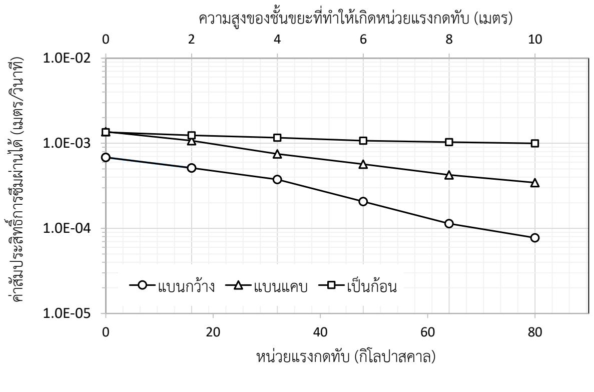
รูปที่ 6 การเปลี่ยนแปลงของค่าอัตราส่วนช่องว่างตามขนาดของหน่วยแรงกดทับที่กระทำกับตัวอย่าง

3.3 ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้เมื่อถูกแรงกดทับ

การทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าภายใต้หน่วยแรงกดทับเป็นการจำลองสภาวะที่วัสดุตัวกลางในชั้นระบายจะต้องแบกรับน้ำหนักจากขยะและวัสดุกลบทับอื่นๆ ที่อยู่ด้านบน โดยหน่วยแรงกดทับที่กระทำลงมาจะผันแปรไปตามความหนาหรือความสูงของชั้นขยะที่กลบทับอยู่ด้านบน จากการทดสอบโดยการผันแปรหน่วยแรงกดทับที่เทียบเท่ากับน้ำหนักของขยะที่มีความหนาตั้งแต่ 2 เมตร ถึง 10 เมตร ได้ผลดังแสดงในรูปที่ 7 จะเห็นว่า ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าทั้ง 3 ลักษณะมีแนวโน้มลดลงเมื่อหน่วยแรงที่กดทับมีค่ามากขึ้น โดยตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงที่สุด และตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ต่ำที่สุด

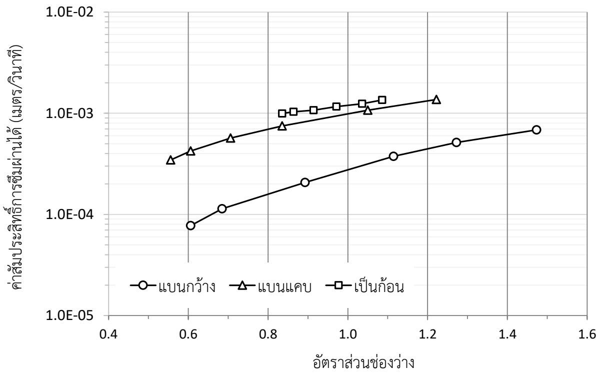
สำหรับช่วงของหน่วยแรงกดทับที่ทดสอบ จะได้ว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดลงจาก 6.83×10^{-4} เมตรต่อวินาที เป็น 7.74×10^{-5} เมตรต่อวินาที มีค่าลดลงมากที่สุดคิดเป็นร้อยละ 88.7 ตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดลงจาก 1.37×10^{-3} เมตรต่อวินาที เป็น 3.45×10^{-4} เมตรต่อวินาที มีค่าลดลงคิดเป็นร้อยละ 74.8 ซึ่งมีอัตราการลดลงต่ำกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างเล็กน้อย ส่วนตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดลงจาก 1.35×10^{-3} เมตรต่อวินาที เป็น 9.95×10^{-4} เมตรต่อวินาที มีค่าลดลงคิดเป็นร้อยละ 26.3 ซึ่งมีอัตราการลดลงค่อนข้างน้อย หรืออาจกล่าวได้ว่าตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ค่อนข้างคงที่

ทั้งนี้สามารถอธิบายได้ว่า ด้วยคุณสมบัติของยางรถยนต์ที่มีความยืดหยุ่น เมื่อถูกแรงกระทำหรือมีน้ำหนักกดทับอาจเกิดการเสียรูป หดตัวเล็กลง และมีการเรียงตัวของอนุภาคหรือชิ้นตัวอย่างที่แนบสนิทกันมากขึ้น ทำให้ช่องว่างระหว่างอนุภาคที่เป็นเส้นทางในการไหลซึมผ่านของน้ำลดลง ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้จึงมีค่าลดลงไปด้วย การที่ตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่ามีขนาดและรูปร่างที่แตกต่างกัน จึงมีความสามารถในการรับแรงแตกต่างกัน และการเปลี่ยนแปลงของช่องว่างในตัวอย่างที่เป็นผลจากการกระทำของหน่วยแรงกดทับจึงแตกต่างกันดังที่กล่าวไปแล้ว และส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ในทิศทางที่เป็นเหตุเป็นผลสอดคล้องกัน

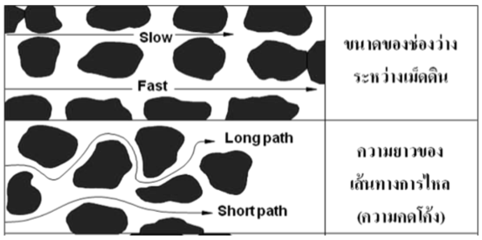


รูปที่ 7 การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ถูกกระทำด้วยหน่วยแรงกดทับ

การเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ทดสอบสามารถแสดงในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้กับอัตราส่วนช่องว่างได้ดังรูปที่ 8 จะเห็นแนวโน้มของการเปลี่ยนแปลงค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ตามการเปลี่ยนแปลงของค่าอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่าง โดยตัวอย่างที่มีอัตราส่วนช่องว่างสูงจะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้จะสูงขึ้นตามไปด้วย นอกจากนั้นจะเห็นว่า ที่อัตราส่วนช่องว่างที่เท่ากัน ตัวอย่างแบบเป็นก้อนจะมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงกว่าตัวอย่างแบบเส้นแบน เนื่องจากการเรียงตัวของชิ้นตัวอย่างที่เป็นก้อนๆ นั้นไม่มีความซับซ้อน ช่องว่างที่เป็นเส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำในตัวอย่างแบบเป็นก้อนนั้นจะเป็นช่องว่างที่มีความต่อเนื่องกัน ช่องว่างแต่ละช่องมีขนาดใหญ่และจำนวนไม่มาก ทำให้เส้นทางการไหลของน้ำไม่คดเคี้ยวมาก การไหลซึมผ่านของน้ำจึงเป็นไปได้โดยสะดวก ในทางตรงกันข้ามตัวอย่างที่เป็นเส้นนั้นมีลักษณะแบนและยาว มีชิ้นวัสดุหลากหลายขนาด ทำให้การจัดเรียงตัวกันของวัสดุจะมีความซับซ้อน เกาะเกี่ยวพันกัน วัสดุชิ้นเล็กสามารถเข้าไปแทรกอยู่ตามช่องว่างระหว่างวัสดุชิ้นที่ใหญ่กว่าได้ ช่องว่างที่เป็นเส้นทางการไหลซึมผ่านของน้ำแต่ละช่องจึงมีขนาดเล็กกระจายไปทั่ว เส้นทางการไหลของน้ำจึงมีความคดเคี้ยวมาก ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้จึงต่ำลง ดังนั้น ถึงแม้ว่าค่าอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างจะมีค่าเท่ากัน แต่ลักษณะของช่องว่างที่มีความแตกต่างกันในด้านขนาดและความซับซ้อนก็ส่งผลให้มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ที่แตกต่างกันได้ดังแนวคิดที่แสดงในรูปที่ 9 ขนาดของช่องว่างที่เป็นเส้นทางการไหลซึมผ่านที่มีขนาดเล็กจะทำให้การไหลซึมผ่านได้ช้า และการเรียงตัวของตัวกลางที่ทำให้ซับซ้อนทำให้เส้นทางการไหลมีความคดเคี้ยวมากขึ้น การไหลซึมผ่านจะช้าลง



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้กับอัตราส่วนช่องว่างของตัวอย่างที่มีลักษณะแตกต่างกัน



รูปที่ 9 แนวคิดเกี่ยวกับผลของขนาดช่องว่างและความคดเคี้ยวของเส้นทางการไหลที่มีต่อค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ (ดัดแปลงจาก [9])

หากเปรียบเทียบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ในสภาวะที่ตัวอย่างถูกกดทับกับข้อกำหนดในการใช้งานเป็นวัสดุระบายน้ำในระบบชั้นกันซึม โดยจะต้องมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงกว่า 1×10^{-4} เมตรต่อวินาที จะเห็นว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างที่ถูกกดทับด้วยหน่วยแรงตั้งแต่ประมาณ 65 กิโลปาสคาลขึ้นไป หรือคิดเป็นน้ำหนักจากชั้นขยะที่มีความสูงตั้งแต่ 8 เมตรขึ้นไป จะมีคุณสมบัติไม่ผ่านเกณฑ์การใช้งานเป็นวัสดุในชั้นระบายน้ำ ดังนั้น เศษยางรถยนต์เก่าที่มีคุณสมบัติเหมาะสมที่จะใช้เป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำในระบบชั้นกันซึมของระบบฝังกลบขยะที่มีความสูงของชั้นขยะอยู่ในช่วงที่ทำการทดสอบในครั้งนี้คือ ตัวอย่างแบบเป็นก้อนและแบบ

เส้นแบนแคบ อย่างไรก็ตาม หากชั้นขยะมีความสูงมากขึ้นจำเป็นต้องมีการตรวจสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้เพิ่มเติม โดยเฉพาะในกรณีของตัวอย่างแบบเส้นแบนแคบซึ่งยังคงมีความผันแปรของค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูง และควรมีการศึกษาถึงผลของปัจจัยที่อาจทำให้ความสามารถในการระบายน้ำของวัสดุดังกล่าวเปลี่ยนแปลงไปในระยะยะยาวด้วย เช่น การอุดตันภายในชั้นระบายน้ำ เป็นต้น

ข้อเสนอแนะที่ได้จากการศึกษาครั้งนี้คือ เศษยางรถยนต์เก่าที่ใช้เป็นวัสดุตัวกลางในชั้นระบายน้ำควรมีลักษณะรูปร่างที่เป็นก้อน เนื่องจากจะมีความแข็งแรง สามารถต้านทานการเสียรูปและการหดตัวเมื่อถูกแรงกระทำได้ดีกว่าตัวกลางที่มีลักษณะเป็นเส้นยาว จะทำให้ชั้นระบายน้ำมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ที่ค่อนข้างคงที่ ไม่ผันแปรไปตามน้ำหนักกดทับจากชั้นขยะที่เพิ่มขึ้นตามอายุการใช้งานของระบบฝังกลบขยะ ขนาดของก้อนเศษยางรถยนต์ที่จะนำมาใช้งานจะผันแปรไปตามกระบวนการผลิต การใช้เศษยางรถยนต์ก้อนที่มีขนาดก้อนใหญ่จะมีข้อดีในด้านความสามารถในการระบายน้ำได้ดีกว่าเศษยางรถยนต์ที่มีขนาดก้อนเล็ก แต่อาจมีปัญหาด้านการเคลื่อนตัวของวัสดุอื่นๆ ที่มีขนาดเล็กกว่าเข้าไปแทรกตัวอยู่ตามช่องว่างของก้อนยาง และทำให้เกิดปัญหาในการใช้งานได้ จึงควรมีการทดสอบคุณสมบัติดังกล่าวด้วย

4. สรุป

การศึกษาการใช้เศษยางรถยนต์เก่าเป็นตัวกลางในชั้นระบายน้ำของระบบฝังกลบขยะ โดยการทดสอบค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ของตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าที่ได้จากวิธีการตัดแตกต่างกัน ได้ตัวอย่าง 3 ลักษณะคือ แบบเส้นแบนกว้าง แบบเส้นแบนแคบ และแบบเป็นก้อน พบว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ต่ำที่สุดและตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงที่สุด โดยเศษยางรถยนต์เก่าแบบเส้นแบนกว้าง แบบเส้นแบนแคบ และแบบเป็นก้อน มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ในขณะที่ไม่มีหน่วยแรงกดทับเท่ากับ 6.83×10^{-4} เมตรต่อวินาที 1.37×10^{-3} เมตรต่อวินาที และ 1.35×10^{-3} เมตรต่อวินาที ตามลำดับ

การทดสอบเพื่อจำลองสภาวะที่ตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่าถูกกดทับจากน้ำหนักของขยะและวัสดุปิดกลบในระบบฝังกลบขยะโดยเทียบเท่ากับน้ำหนักของชั้นขยะสูงถึง 10 เมตร คิดเป็นหน่วยแรงกดทับ 80 กิโลปาสคาล พบว่าตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้างมีการยุบตัวมากที่สุด โดยมีระยะยุบตัวร้อยละ 35 และตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีการยุบตัวน้อยที่สุด โดยมีระยะยุบตัวคิดเป็นร้อยละ 12 ตัวอย่างแบบเป็นก้อนมีการยุบตัวน้อย เนื่องจากมีรูปร่างที่เป็นก้อนมี ความหนา จึงมีความแข็งแรงสามารถรับแรงได้ดี การหดตัวเสียรูปจึงเกิดขึ้นน้อย

การเพิ่มหน่วยแรงกดทับให้สูงขึ้นมีผลให้ตัวอย่างเศษยางรถยนต์เก่ามีการยุบตัวและมีอัตราส่วนช่องว่างลดลง ส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดต่ำลงไปด้วย โดยตัวอย่างแบบเส้นแบนกว้าง แบบเส้นแบนแคบ และแบบเป็นก้อน มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ลดลงร้อยละ 88.7 ร้อยละ 74.8 และร้อยละ 26.3 ตามลำดับ ตัวอย่างที่มีความเหมาะสมในการใช้งานเป็นตัวกลางในชั้นระบายน้ำมากที่สุดคือ ตัวอย่างแบบเป็นก้อน เนื่องจากมีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้สูงกว่า 1×10^{-4} เมตรต่อวินาที ตามเกณฑ์ที่กำหนดสำหรับวัสดุในชั้นระบายน้ำ และมีความแข็งแรง ต้านทานการยุบตัวและเสียรูปได้ดี จึงทำให้มีค่าสัมประสิทธิ์การซึมผ่านได้ที่ค่อนข้างคงที่

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ นายนัฐพงษ์ ฤทธิ์รุ่ง นายศราวุฒิ วงศ์แก้ว และนายสมเกียรติ บุญยิ่ง ในการทำการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี ที่ให้การสนับสนุนการศึกษาในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] สถาบันพลาสติก (2561). *บทวิเคราะห์ ทิศทางอุตสาหกรรมยางล้อของไทย*. โครงการพัฒนาระบบฐานข้อมูลเชิงลึกอุตสาหกรรมผลิตภัณฑ์ยางและไม้ยางพารา. (สืบค้นเมื่อ 21 พฤษภาคม 2563 http://rubber.oie.go.th/Article.aspx?aid=55473).

[2] พงษ์ธร แซ่อุย (2555). เทคโนโลยีการรีไซเคิลยาง. *วารสารเทคโนโลยีวัสดุ*. ศูนย์เทคโนโลยีโลหะและวัสดุแห่งชาติ (MTEC), ฉบับที่ 67 ต.ค.-ธ.ค.2555, หน้า 40-50.

[3] Federal Highway Administration (2008). *User Guidelines for Byproduct and Secondary Use Materials in Pavement Construction; Scrap Tires*. U.S. Department of Transportation, FHWA Publication Number: FHWA-RD-97-148. (สืบค้นเมื่อ 21 พฤษภาคม 2563 https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/st1.cfm).

[4] Meegoda, J. N., Ezeldin, A. S., Fang, H.-Y. and Inyang, H. I. (2003). Waste Immobilization Technologies. *Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management*; ASCE, 7(1), pp. 46-58.

[5] Park, J. K., Edil, T. B., Kim, J. Y., Huh, M., Lee, S. H. and Lee, J. J. (2003). Suitability of Shredded Tyres as a Substitute for a Landfill Leachate Collection Medium. *Waste Management and Research*, 21(3), pp. 278-289.

[6] Manassero, M., Benson, C. H. and Bouazza, A. (2000). Solid Waste Containment Systems. *GeoEng2000; International Conference on Geotechnical & Geological Engineering*, Melbourne, Australia.

[7] USEPA. (1993). *Technical Manual: Solid Waste Disposal Facility Criteria*. EPA/530-R-93-017, Office of Solid Waste and Emergency Response, Washington, D.C.

[8] ธเรศ ศรีสถิตย์ (2553). *วิศวกรรมการจัดการมูลฝอยชุมชน*. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 687 หน้า

[9] Fetter, C. W. (1994). *Applied Hydrogeology*. New Jersey, Prentice Hall.

การศึกษาเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์

Comparative study of phosphorus in anaerobic fermentation process with carbon dioxide addition

ศศิประภา เกตุพิมล[1*], คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์[1], ฐนียา รังษีสุริยะชัย[1] และภาวัต น้ำใส[1]

[1] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี จ.ปทุมธานี*
**Corresponding author; E-mail address: meen41241gmail.com[1].*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นเกี่ยวกับการเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเปรียบเทียบปริมาณฟอสฟอรัสที่เกิดขึ้นจากการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศจากมูลช้างร่วมกับกากมูลหมักและเศษอาหารช้าง ในการทดลองได้ทำการเลือกเศษอาหาร ได้แก่ เหง้าสัปปะรดและหญ้าเนเปียร์ โดยทำการผสมหญ้าเนเปียร์ : เหง้าสับปะรด : มูลช้าง : กากมูลหมักจากกระบวนการหมักแก๊สชีวภาพ เท่ากับ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร ตามลำดับ ทำการหมักแบบไร้อากาศเป็นระยะเวลา 45 วัน ในระบบปิดด้วยชุดการทดลองในระดับห้องปฏิบัติการ โดยในการทดลองประกอบด้วยการทดลองทั้งหมด 2 ชุด คือ ชุดทดลองที่ 1 เป็นชุดควบคุม จะไม่มีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ และชุดทดลองที่ 2 จะมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในปริมาตร 2 ลิตรต่อนาที โดยทำการเติมแบบกะ เป็นเวลา 20 นาทีต่อวัน ผลการทดลองพบว่าลักษณะทางกายภาพของปุ๋ยหมักขวดที่ 1 และ 2 เมื่อสิ้นสุดการหมักในระยะเวลาที่ 45 วัน มีลักษณะเป็นปุ๋ยของแข็งกึ่งเหลว สีน้ำตาลและมีกลิ่นเปรี้ยว เหมือนกันทั้ง 2 ชุดการทดลอง ค่าความเป็นกรด-ด่างของชุดควบคุมเท่ากับ 6.16 และชุดการเติมก๊าซเท่ากับ 5.19 ปริมาณความชื้นของทั้ง 2 ชุดจะอยู่ในช่วงร้อยละ 75-85 ในส่วนของค่าฟอสฟอรัสทั้งหมดพบว่าในชุดควบคุมมีปริมาณร้อยละฟอสฟอรัสมากกว่าเมื่อมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ โดยมีค่าร้อยละ 0.58 และ 0.09 ตามลำดับ การเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าไปในระบบทำให้จุลินทรีย์บางตัวที่ไม่ชอบก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มีการย่อยสลายสารอินทรีย์โดยใช้ฟอสฟอรัสเป็นธาตุอาหารเพื่อช่วยในการเจริญเติบโตทำให้ต้องใช้ฟอสฟอรัสเพิ่มมากขึ้น จึงมีค่าฟอสฟอรัสในปุ๋ยลดลง

คำสำคัญ: การหมักแบบไร้อากาศ, เศษอาหารช้าง, กากมูลหมัก, ฟอสฟอรัส

Abstract

This research focused on the comparative study of phosphorus in anaerobic fermentation process with carbon dioxide addition. The objective of this study aims to compare the amount of phosphorus from carbon dioxide addition in anaerobic fermentation process from elephant dung, fermented slurry and elephant food wastes. In the experiment, the elephant food wastes are pineapple rhizomes and Napier grass. The mixture of materials consists of Napier grass : pineapple rhizomes : Elephant dung : slurry from biogas fermentation equal to 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 by volume. Lab-scale experiment was set as two conditions: 1) control reactor without carbon dioxide addition and 2) batch reactor with adding 2 L/min of carbon dioxide for 20 min, to operate anaerobic fermentation for 45 days in closed vessels. The results of this study showed that the physical characteristics of both composting reactors at the end of the 45-day period was brown liquid fertilizer and has a sour smell. The pH values of control reactor and batch reactor with carbon dioxide addition were 6.16 and 5.19, respectively. The moisture content of both sets is in the range of 75-85 percent. In terms of total phosphorus values It was found that in the control, the amount of phosphorus is higher than when adding carbon dioxide. With the percentage of 0.58 and 0.37 respectively. Adding carbon dioxide to the system causes some microbes that disfavor carbon dioxide, decompose organic matter by using phosphorus as a nutrient. Therefore, it causes more phosphorus to be used and then made the phosphorus in manure decreased.

Keywords: Anaerobic fermentation, elephant food wastes, fermented slurry, phosphorus

1.คำนำ

ปุ๋ยหมักเป็นวัสดุที่มีคุณสมบัติในการปรับปรุงสภาพของดินให้เหมาะสมต่อการเจริญเติบโตของพืช เป็นแหล่งธาตุอาหารที่ปลดปล่อยออกมาให้แก่พืชอย่างช้าๆ สม่ำเสมอ โดยทั่วไปแล้วปุ๋ยหมักจะมีแร่ธาตุอาหารพืชที่สำคัญครบถ้วน กล่าวคือมีไนโตรเจนทั้งหมดประมาณร้อยละ 0.4-2.5 ฟอสฟอรัสในรูปที่เป็นประโยชน์ต่อพืชประมาณร้อยละ 0.2-2.5 และโพแทสเซียมในรูปที่ละลายน้ำ ได้ร้อยละ 0.5-1.8 ปริมาณธาตุอาหารดังกล่าวจะมีมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุหมักและประเภทของวัสดุหมักที่นำมาใช้ในการหมักปุ๋ย โดยนอกจากคุณสมบัติในการเพิ่มปริมาณธาตุอาหารพืชแล้ว ปุ๋ยหมักยังมีคุณค่าในแง่การปรับปรุงความอุดมสมบูรณ์ของดินอีกหลายประการอีกด้วย[1]

การทำปุ๋ยหมักเป็นวิธีที่สามารถนำของเสียอินทรีย์มาใช้ให้เกิดประโยชน์ได้เป็นอย่างดี มีประโยชน์ทั้งทางตรงและทางอ้อม ซึ่งรูปแบบการผลิตปุ๋ยหมักแบ่งออกเป็น 2 รูปแบบ คือ การหมักปุ๋ยแบบเติมอากาศ และการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศ การหมักปุ๋ยแบบเติมอากาศเป็นที่นิยมใช้โดยทั่วไปเนื่องจากใช้ระยะเวลาหมักที่สั้นและไม่มีกลิ่นรบกวน แต่อย่างไรก็ตามการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศนั้นใช้ระยะเวลาในการหมักที่นานกว่าแต่จะได้ผลิตภัณฑ์ที่เป็นมูลค่าเพิ่มอยู่ 2 ชนิด นั้นคือ ก๊าซชีวภาพ และกากมูลหมัก หรือปุ๋ยเหลว ซึ่งกากมูลหมักจากระบบไร้อากาศมีจุลินทรีย์ที่จำเป็นในการทำปุ๋ยและสามารถใช้เป็นหัวเชื้อในการผลิตปุ๋ยได้ โดยจุลินทรีย์ในกากมูลหมักนั้นสามารถตรึงไนโตรเจนแล้วเปลี่ยนเป็นแอมโมเนียได้ทำให้ไนโตรเจนในปุ๋ยสูงขึ้นเนื่องจากปกติแล้วในการทำปุ๋ยหมักจะเกิดปัญหาการลดลงของไนโตรเจนทำให้คุณสมบัติไม่พอที่จะเป็นปุ๋ยหมัก[2] นอกจากนี้การหมุนเวียนก๊าซชีวภาพสามารถช่วยในการตรึงคาร์บอนไดออกไซด์เพื่อเพิ่มธาตุคาร์บอนแก่ปุ๋ยได้อีกด้วย[3]

แหล่งวัสดุหมักที่มีปริมาณของวัสดุเหลือทิ้งเป็นจำนวนมากนั้นส่วนหนึ่งมาจากพื้นที่ทำการเกษตรและปศุสัตว์ นอกจากนี้อีกส่วนหนึ่งที่มีปริมาณขยะอินทรีย์เป็นจำนวนมากมาจากแหล่งเลี้ยงสัตว์ขนาดใหญ่ได้แก่ปางช้างต่างๆ หรือฟาร์มปศุสัตว์ ซึ่งในประเทศไทยมีปางช้างอยู่หลายแห่งด้วยกัน ในแต่ละวันช้างจะบริโภคอาหารวันละ 200 กิโลกรัม คิดเป็นร้อยละ 5-10 ของน้ำหนักตัวเฉลี่ยต่อเชือก ช้างจะถ่ายมูลวันละ 15 – 20 ครั้ง ครั้งละประมาณ 5-8 ก้อน น้ำหนักมูลช้างอยู่ที่ 1-2.5 กิโลกรัม โดยในแต่ละวันจะมีมูลช้าง 150 กิโลกรัมต่อตัวต่อวัน[4] โดยอาหารหลักได้แก่พืชและผลไม้ เช่น สับปะรด หญ้าเนเปียร์ เป็นต้น ซึ่งทำให้เกิดเป็นมูลช้างที่เป็นกากของเสียอีกชนิดหนึ่งเป็นจำนวนมาก ซึ่งของเสียที่เกิดขึ้นจากช้างสามารถสามารถนำกลับมาใช้ให้เกิดประโยชน์ และเป็นมิตรกับสิ่งแวดล้อมได้ในการทำเป็นปุ๋ยหมักได้ นอกจากนั้นในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศนั้น ก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มีความสำคัญในขั้นตอนการย่อยสลายสารอินทรีย์รวมถึงการดูดซับในตัววัสดุหมักจะมีผลต่อการเปลี่ยนรูปของไนโตรเจนและการตรึงคาร์บอนในวัสดุหมัก อย่างไรก็ดีการศึกษาถึงผลของการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าไปในระบบที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงปริมาณฟอสฟอรัสนั้นยังไม่พบข้อมูล ดังนั้นการศึกษาครั้งนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อทำการเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าไปในระบบกับการหมักปุ๋ยโดยทั่วไป เพื่อให้สามารถปรับปรุงกระบวนการหมักแบบไร้อากาศให้มีศักยภาพมากขึ้นในการผลิตปุ๋ยหมักให้ได้ตามมาตรฐาน เพื่อการผลิตปุ๋ยหมักที่มีประสิทธิภาพสูง อีกทั้งเป็นการยกระดับของปุ๋ยหมักที่หมักจากของเสียอินทรีย์ให้สามารถนำกลับมาใช้ประโยชน์ได้ตามหลักปรัชญาเศรษฐกิจพอเพียงเพื่อสร้างชุมชนขยะเป็นศูนย์และชุมชนปลอดภัย สร้างความยั่งยืนของเศรษฐกิจและสังคมไทยต่อไป

2. อุปกรณ์และวิธีการดำเนินงาน

2.1 อุปกรณ์และวัสดุหมัก

การทดลองนี้เป็นกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศโดยทำการทดลองในระดับห้องปฏิบัติการ ซึ่งใช้วัสดุหมักที่ได้จากหมู่บ้านช้างเพนียดหลวง ต.สวนพริก อ.เมืองพระนครศรีอยุธยา จ.พระนครศรีอยุธยา โดยได้ทำการเลือกเศษอาหารช้างที่จะนำมาหมัก ได้แก่ เหง้าสับปะรด (ซึ่งจะใช้เฉพาะในส่วนของลำต้นและใบ ขนาดที่ใช้ประมาณ 0.5 – 1 เซนติเมตร) และหญ้าเนเปียร์ พันธุ์ปากช่อง 1 ที่มีอายุประมาณ 30-45 วัน (เฉพาะส่วนลำต้นและใบ) โดยทำการหมักร่วมกับมูลช้าง และกากมูลหมักที่ได้จากกระบวนการหมักก๊าซชีวภาพที่สิ้นสุดกระบวนการแล้วที่ใช้วัสดุหมักประเภทเดียวกันกับปุ๋ยหมักที่จะทำการทดลอง โดยวัสดุหมักทั้งที่นำมาใช้ในการหมักปุ๋ยจะมีสัดส่วนดังนี้ หญ้าเนเปียร์ 2.5 ส่วน เหง้าสับปะรด 2.5 ส่วน มูลช้าง 3.5 และกากมูลหมักจากกระบวนการหมักชีวภาพ 1.5 ส่วน โดยปริมาตร และทำการผสมให้เข้ากัน ซึ่งวัสดุหมักที่ได้จะมีน้ำหนักประมาณ 375 กรัม ทำการหมักด้วยชุดการทดลอง 2 ชุดการทดลอง ได้แก่ 1) ชุดการทดลองที่ 1 เป็นชุดควบคุมโดยทำการหมักโดยไม่มีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าสู่ระบบ และ 2) ชุดการทดลองที่ 2 เป็นชุดที่มีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าสู่ระบบในอัตรา 2 ลิตรต่อนาที โดยทำการเติมแบบกะ เป็นเวลา 20 นาทีต่อวัน ทำการหมักในขวดแก้วใสมีฝาเกลียวและทำการซีลที่ฝาเพื่อไม่ให้มีอากาศเข้าไปในระบบ ปริมาตร 1 ลิตร ทำการเจาะรูที่ฝาปิดด้านบนเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 0.5 เซนติเมตร เพื่อใช้สำหรับใส่เทอร์โมมิเตอร์ในการวัดอุณหภูมิและซีลโดยรอบรอยต่อ และทำช่องสำหรับเก็บตัวอย่างในการวิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ขนาด 1.5 × 1.5 เซนติเมตร และปิดช่องให้สนิททุกครั้ง ชุดการทดลองจะถูกควบคุมอุณหภูมิโดยเครื่องอังไอน้ำ (Water bath) ที่ 55 องศาเซลเซียสตลอดระยะเวลาการทดลอง

2.2ขั้นตอนการดำเนินงาน

ในการศึกษาเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัสในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศเมื่อมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ มีขั้นตอนการดำเนินงานโดยเริ่มต้นจากการเตรียมวัสดุสำหรับการหมัก ได้แก่ หญ้าเนเปียร์ เหง้าสับปะรด มูลช้าง และกากมูลหมักจากกระบวนการหมักชีวภาพ โดยนำหญ้าเนเปียร์และเหง้าสับปะรดมาตัดให้มีขนาดเล็กประมาณ 0.5-1 ซม. นำ

วัสดุหมักมาทำการวิเคราะห์ค่าความเป็นกรด-ด่าง ค่าความชื้น อัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจน (C/N ratio) และฟอสฟอรัสก่อนเริ่มการทดลอง แล้วทำการผสมวัสดุหมักในอัตราส่วนที่ 2.5 : 2.5 : 3.5 : 1.5 โดยปริมาตร เพื่อนำไปทำการหมัก เมื่อนำวัสดุหมักใส่ลงในชุดการทดลองเรียบร้อยแล้ว ทำการตรวจเช็ครอยรั่วต่างๆ ของชุดการทดลองและดำเนินการหมักเป็นระยะเวลา 45 วัน โดยในระหว่างการหมักในชุดการทดลองที่ 2 จะทำการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์เข้าไปในขวดหมักในอัตรา 2 ลิตรต่อนาที เป็นระยะเวลา 20 นาทีต่อวัน ในช่วงเวลาเดียวกันของทุกๆ วัน และบันทึกค่าอุณหภูมิและความเป็นกรด-ด่างทุกวัน ในแต่ละสัปดาห์จะทำการวิเคราะห์ค่าความชื้น และฟอสฟอรัสของตัวอย่าง รวมถึงเมื่อสิ้นสุดการหมักที่ 45 วันด้วย นำผลการทดลองที่ได้มาทำการเปรียบเทียบค่าฟอสฟอรัส

ตารางที่ 1 วิธีวิเคราะห์ตัวอย่างปุ๋ยตามพารามิเตอร์ต่าง ๆ

พารามิเตอร์	วิธีการวิเคราะห์
อุณหภูมิ	วิเคราะห์โดยเครื่องเทอร์โมมิเตอร์
ค่าความชื้น	วิเคราะห์โดยวิธี Oven-drying method
ค่าความเป็นกรด-ด่าง	วิเคราะห์โดยเครื่องพีเอชมิเตอร์
คาร์บอนทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Walkley-Black method
ไนโตรเจนทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Kjeldahl method
ฟอสฟอรัสทั้งหมด	วิเคราะห์โดยวิธี Spectrophotometric Molybdovanadophosphate method

3.ผลการทดลอง

3.1 คุณสมบัติของวัสดุหมัก

3.1.1 มูลช้าง

ช้างเป็นสัตว์กินพืชขนาดใหญ่ โดยทั่วไปช้างจะกินพืชประเภทหญ้า เช่น ไผ่ หญ้าเนเปียร์ หญ้าปล้อง กก อ้อ เป็นต้น มูลช้างประกอบไปด้วยเซลลูโลสอยู่ร้อยละ 71.67 และลิกนินร้อยละ 30.50 ปัจจุบันประเทศไทยมีช้างอยู่ประมาณ 3500 เชือก ส่งผลให้ในหนึ่งวัน ช้างสามารถถ่ายอุจจาระได้ถึงวันละ 450,000 กิโลกรัม โดยช้างหนึ่งตัวสามารถถ่ายอุจจาระได้วันละ 150 กิโลกรัม/ตัว/วัน ซึ่งเป็นปริมาณมาก[4] มูลช้างมี เส้นใยและธาตุอาหารปริมาณที่สามารถนำไปผลิตปุ๋ยที่มีคุณภาพได้ จากกการวิเคราะห์ปุ๋ยหมักมูลช้าง ดังนี้ pH 7.3 อินทรียวัตถุ 36.56% ปริมาณไนโตรเจน 1.2% ปริมาณฟอสฟอรัสที่เป็นประโยชน์ 3.75% และปริมาณโพแทสเซียมที่แลกเปลี่ยนได้ 1.35%

3.1.2 เศษอาหารช้าง

เศษอาหารช้าง เกิดจากการบริโภคของช้างได้แก่ ใบสับปะรด เศษหญ้า เป็นต้น(วังช้างอยุธยา แล เพนียด) ซึ่งเป็นวัสดุชีวมวลที่มีคุณสมบัติในการนำมาผลิตเป็นพลังงานในรูปแบบต่างๆได้ เศษอาหารช้างที่เหลือทิ้งเป็นวัสดุประเภทลิกโนเซลลูโลส (lignocellulose) มีองค์ประกอบทางเคมีที่สำคัญ คือ เซลลูโลส เฮมิเซลลูโลส และลิกนินโดยชีวมวลในกลุ่ม ข้าวโพด จะมีเซลลูโลส 50–60% เฮมิเซลลูโลส 25–38% และลิกนิน 9-20% ชีวมวลในกลุ่มหญ้าที่เป็นอาหารช้างจะมี เซลลูโลส 38-48% 17-32% และลิกนิน 6-12%[5] นอกจากผักและผลไม้ที่นิยมนำมาเป็นอาหารช้างแล้วนั้น หญ้าหลายชนิดที่เป็นหญ้าที่ใช้ในการเลี้ยงสัตว์ก็นิยมนำมาให้ช้างกินเช่นกัน โดยในปัจจุบันหญ้าเนเปียร์เป็นหญ้าที่นิยมมาใช้เลี้ยงสัตว์เนื่องจากมีคุณสมบัติทางด้านอาหารเป็นอย่างดี มีความทนทานต่อทุกสภาพการเพาะปลูก

3.1.3 หญ้าเนเปียร์ (Napier grass)

หญ้าเนเปียร์ หรือวิทยาศาสตร์ว่า Pennisetum purpureum ชื่อสามัญ Napier grass หรือ Elephant grass มีถิ่นกำเนิดในแถบประเทศแอฟริกา ปัจจุบันพบมีการปลูกอย่างแพร่หลายกระจายไปทั่วโลกในแถบประเทศอบอุ่น นิยมใช้ในการเลี้ยงสัตว์นิยมนำมาใช้เป็นอาหารสัตว์ประเภทวัว ช้าง เป็นต้น เนื่องจากหญ้าเนเปียร์สามารถเก็บเกี่ยวได้ปีละ 5 – 6 ครั้ง ผลผลิตที่สูงในช่วง 40 - 100 ตันสด/ไร่/ปี ซึ่งมากกว่าหญ้าชนิดอื่นถึง 7 เท่าและคุณค่าทางอาหารที่สูง ลำต้น และใบมีปริมาณแป้ง และน้ำตาลสูง ซึ่งในหญ้าเนเปียร์ส่วนใหญ่จะมีส่วนประกอบหลักๆ คือ เซลลูโลส (Cellulose) เฮมิเซลลูโลส (Hemicellulose) และลิกนิน (Lignin) ในปริมาณที่ต่างกันขึ้นอยู่กับสายพันธุ์ของหญ้า

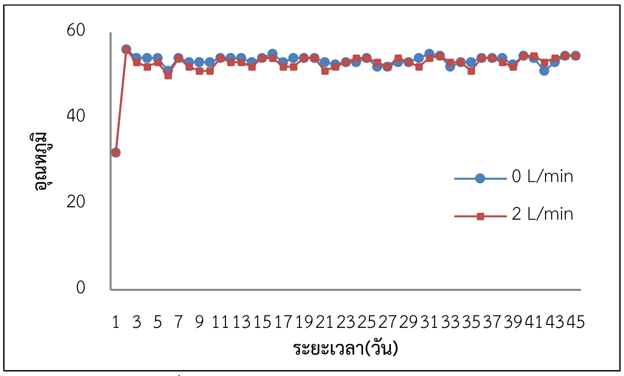
3.1.4 กากมูลหมัก (Slurry)

เป็นกากที่เหลือจากการหมักก๊าซชีวภาพแบบไม่ใช้อากาศ ซึ่งกากที่เหลือนี้สามารถนำมาใช้เป็นปุ๋ยเพื่อใช้ในการเพาะปลูกได้ Ruirui C.(2555) ได้กล่าวว่ากากที่เหลือจากการหมักก๊าซชีวภาพนั้นสามารถนำมาใช้เป็นปุ๋ยอินทรีย์ได้ โดยเปรียบเทียบคุณสมบัติทางเคมีของดินและกากของเหลือจากการหมักก๊าซชีวภาพลักษณะโดยทั่วไป คือ เป็นของเหลวที่เกือบจะไม่มีกลิ่น มีธาตุคาร์บอนที่ผ่านการย่อยสลายโดยจุลินทรีย์ในระบบและมีค่าอัตราส่วนคาร์บอนต่อไนโตรเจนที่ต่ำลงกว่าวัสดุหมักเริ่มต้น เนื่องจากคาร์บอนถูกย่อยสลายและไนโตรเจนที่เพิ่มมากขึ้น (C/N ratio) เมื่อเปรียบเทียบกับมูลสัตว์ที่เป็นแหล่งอินทรีย์ กากมูลหมักที่เกิดจากการย่อยสลายจากก๊าซชีวภาพยังประกอบไปด้วยสารอาหารทั้งมาโครและจุลธาตุจำนวนมาก ปริมาณสารอินทรีย์ในกากมูลหมักยังมีปริมาณที่มากกว่าปุ๋ยอินทรีย์ชนิดอื่นๆ[6]

3.2 อุณหภูมิ

อุณหภูมิในการหมักถือเป็นปัจจัยหนึ่งที่สำคัญการหมักปุ๋ย เนื่องจากอุณหภูมิเป็นปัจจัยที่มีผลโดยตรงต่อชนิดและการเจริญเติบโตของแบคทีเรียจุลินทรีย์แต่ละชนิดจะเจริญเติบโตได้ดีในอุณหภูมิที่แตกต่างกัน โดยทั่วไปในกระบวนการหมักปุ๋ยนั้นอุณหภูมิจะเป็นปัจจัยที่ใช้ในการสังเกตปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นในการหมักได้ ในทางทฤษฎีพบว่าในช่วงอุณหภูมิที่ 50 – 60 องศาเซลเซียส จะเป็นช่วงที่จุลินทรีย์มีการเจริญเติบโตได้ดี และหากยิ่งอุณหภูมิสูงขึ้น 60 – 70 ก็จะส่งผลให้เกิดการย่อยสลายวัสดุได้เร็วขึ้นทำให้วัสดุหลายเป็นปุ๋ยหมักสมบูรณ์ได้เร็วกว่าอุณหภูมิห้อง[7] นอกจากนี้การเปลี่ยนของอุณหภูมิในปุ๋ยนั้นมีปัจจัยมากจากชนิดของวัสดุ ขนาดและของวัสดุที่ใช้ในการหมักด้วย การควบคุมอุณหภูมิให้อยู่ในช่วงเทอร์โมฟิลิกนั้นจะสามารถทำให้การหมักปุ๋ยมีระยะเวลาที่สั้น ในการทดลองจึงได้ควบคุมอุณหภูมิในระหว่างการหมักไว้ที่ 55 องศาเซลเซียส จากผลการทดลอง

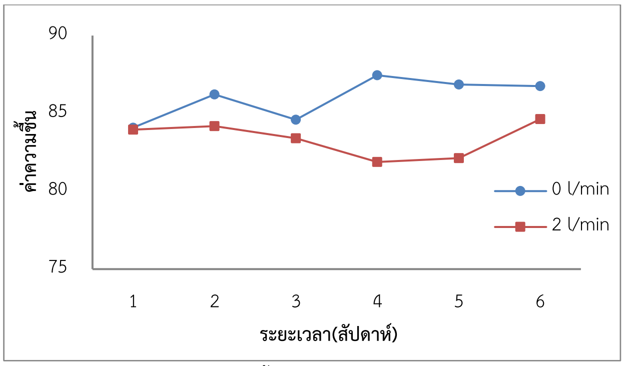
พบว่าการควบคุมอุณหภูมิที่ 55 องศาเซลเซียส อุณหภูมิในชุดปุ๋ยหมักตั้งแต่วันที่ 1 – 45 วัน มีแนวโน้มคงที่ดังแสดงลักษณะดังรูปที่ 1 โดยจากการหมักพบว่าอุณหภูมิที่ได้ตลอดระยะเวลาในการหมักทั้ง 2 ชุดการทดลองนั้นจะมีค่าสูงที่สุดไม่เกิน 56 องศาเซลเซียส โดยมีอุณหภูมิในการหมักใกล้เคียงกัน



รูปที่ 1 อุณหภูมิตลอดระยะเวลาการทดลอง

3.3 ความชื้น

จุลินทรีย์ที่จะช่วยในการสลายวัสดุให้กลายเป็นปุ๋ยนั้นต้องอาศัยน้ำหรือความชื้นในการดำรงชีพ วัสดุที่นำมาหมักจึงต้องมีความชื้นเพียงพอไม่มากหรือน้อยเกินไปเพื่อให้จุลินทรีย์ในกองปุ๋ยสามารถเจริญเติบโตได้ดีที่สุดโดยหญ้าเนเปียร์และเศษอาหารช้างที่นำมาใช้ มักจะแห้งเกินไปเมื่อนำมาผสมจึงมีการใช้น้ำผสมเพิ่มด้วย ความชื้นของการหมักแบบไม่ใช้ออกซิเจนนั้นจะสูงกว่าการหมักแบบใช้ออกซิเจน โดยจะอยู่ในช่วงร้อยละ70[7] เป็นต้นไปดังแสดงลักษณะดังรูปที่ 2

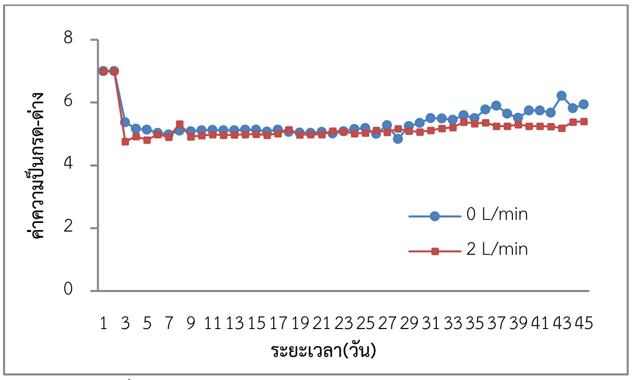


รูปที่ 2 ค่าความชื้นตลอดระยะเวลาการทดลอง

จากรูปที่ 2 พบว่าความชื้นของชุดควบคุมมีค่าสูงกว่าชุดการทดลองที่มีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ตลอดระยะเวลาการทดลอง เนื่องจากการในชุดการทดลองที่มีการเติมก๊าซจะทำให้เกิดการไล่ความชื้นออกไปจากระบบคล้ายกับการหมักแบบไร้อากาศซึ่งจะมีความชื้นในระบบต่ำกว่าการหมักแบบไร้อากาศที่เป็นระบบปิด โดยเมื่อสิ้นสุดกระบวนการหมักนั้นความชื้นของวัสดุหมักจะมีค่าสูงและลักษณะทางกายภาพของวัสดุหมักจะมีลักษณะกึ่งเหลว ซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยในการหมักแบบไร้อากาศโดยทั่วไป[8]

3.4 ค่าความเป็นกรด – ด่าง

ค่าความเป็นกรด-ด่าง (pH) ตลอดระยะเวลาลาของการหมักปุ๋ยไม่ควรต่ำกว่า 5.5 และไม่เกิน 9 อันเป็นช่วงที่จุลินทรีย์ สามารถย่อยสลายสารอินทรีย์ได้ดี โดยทั่วไปปุ๋ยที่หมักเสร็จสมบูรณ์แล้วจะมีค่าความเป็นกรด-ด่างที่ 6-8 เป็นกลางหรือเป็นกรดเล็กน้อย[9] วัสดุหมักที่ผสมเรียบร้อยแล้วจะมีค่าความเป็นกรด-ด่างที่เป็นกลางมีค่าเริ่มต้นเท่ากับ 7 เมื่อเริ่มทำการหมักในช่วงสัปดาห์แรกค่าความเป็นกรด-ด่างจะลดลงอย่างรวดเร็วเนื่องจากสารอินทรีย์อยู่ในขั้นตอนการสร้างกรดโดยมีค่าความเป็นกรด-ด่างอยู่ในช่วง 4.7 – 5.4 ทั้งสองชุดการทดลอง ซึ่งมีค่าใกล้เคียงกัน เมื่อระยะเวลาการหมักผ่านไปประมาณ 1 เดือน ค่าความเป็นกรด-ด่าง ของชุดควบคุมมีแนวโน้มสูงขึ้นแสดงให้เห็นว่าวัสดุหมักเริ่มเข้าใกล้ความเป็นปุ๋ยหรือสิ้นสุดกระบวนการหมัก แต่ชุดการทดลองที่ 2 ซึ่งมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์นั้นมีค่าความเป็นกรด-ด่างที่ต่ำกว่าแต่มีแนวโน้มแบบเดียวกับชุดควบคุม โดยมีค่าความเป็นกรด-ด่างเมื่อสิ้นสุดการทดลองของชุดควบคุมและชุดการทดลองที่ 2 เท่ากับ 5.9 และ5.4 ตามลำดับ ดังแสดงผลการทดลองค่าความเป็นกรด-ด่างในแสดงในรูปที่ 3



รูปที่ 3 ค่าความเป็นกรด-ด่างตลอดระยะเวลาการทดลอง

3.5 ค่าฟอสฟอรัส

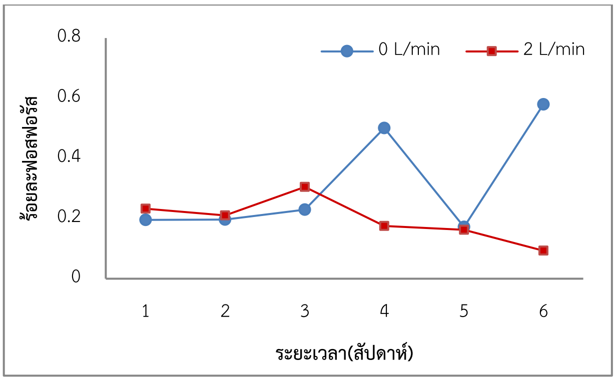
ฟอสฟอรัสเป็นธาตุสารอาหารสำคัญอีกตัวหนึ่งที่จุลินทรีย์ใช้ในการเจริญเติบโตในกองปุ๋ยหมัก จุลินทรีย์ในกองปุ๋ยหมักจะใช้ฟอสฟอรัสจากวัสดุหมักในรูปของไดฟอสฟอรัสเพนตะออกไซด์ (P_2O_5) ปกติแล้วมาตรฐานคุณภาพปุ๋ยหมักจะมีปริมาณฟอสฟอรัส (Total P_2O_5) ไม่น้อยกว่า 0.5 โดยน้ำหนัก จากการทดลองในหญ้าเนเปียร์, กากมูลหมัก และเศษอาหารช้างเมื่อถูกย่อยสลายจะอยู่ในรูปน้ำได้ ซึ่งเมื่อสิ้นสุดกระบวนการทำปุ๋ยหมักเมื่อนำปุ๋ยที่ได้ไปใช้ประโยชน์พืชจะสามารถนำฟอสฟอรัสไปใช้ได้ ซึ่งเป็นไปตามวัฏจักรฟอสฟอรัส ซึ่งวัฏจักรฟอสฟอรัส คือ การหมุนเวียนของฟอสฟอรัสต่างจากธาตุอื่นตรงที่ไม่มีการหมุนเวียนผ่านรูปที่เป็นก๊าซฟอสฟอรัสส่วนใหญ่จะอยู่ในรูปของหินฟอสเฟตหรือแร่ฟอสเฟตเมื่อถูกกัดกร่อนโดยน้ำการชะล้างโดยฝนและกระแสลมปะปนอยู่ในดินจะกลายเป็นรูปที่ละลายน้ำซึ่งพืชสามารถนำไปใช้ได้และจะถ่ายทอดไปในระบบนิเวศ

ตามห่วงโซ่อาหารเมื่อพืชตายลงก็จะถูกย่อยสลายโดยแบคทีเรียกลุ่ม Phosphatizing Bacteria ให้อยู่ในรูปที่ละลายน้ำได้ส่วนนี้นอกจากพืชจะนำไปใช้โดยตรงแล้วยังถูกกระบวนการชะล้างพัดพาลงสู่ทะเลสำหรับฟอสฟอรัสที่ไม่ถูกดูดซับจะไหลไปรวมกันในมหาสมุทรปะปนอยู่ในดินตะกอนทั้งทะเลตื้นและลึกถูกสิ่งมีชีวิตเล็ก ๆ ในทะเลนำมาใช้ถ่ายทอดไปตามห่วงโซ่อาหารจนถึงปลาขนาดใหญ่และนกทะเลเมื่อสัตว์พวกนี้ตายลงเกิดการสะสมเป็นชนิดกัวโน (guano) ซึ่งเกิดจากการสะสมของมูลนกและกระดูกนกธาตุไนโตรเจนที่เกิดร่วมอยู่ในมูลสัตว์เหล่านี้ละลายน้ำได้ดีมากจึงถูกพัดพาไปหมดคงเหลือไว้แต่ธาตุฟอสฟอรัสที่สลายตัวยากนำมาใช้ไม่ได้จะกระทั่งดินตะกอนกลายเป็นดินบนพื้นโลก อีกทั้งยังมีความสำคัญต่อพืชเนื่องจากเป็นองค์ประกอบสำคัญของสารประกอบที่ถ่ายทอดพลังงานในพวกพืชการดึงดูดและการเคลื่อนย้ายธาตุอาหารภายในพืชการสังเคราะห์โมเลกุลของสารประกอบหลายอย่างนอกจากนี้ยังเป็นองค์ประกอบสำคัญในกรดดีออกซีไรโบนิวคลีอิก (DNA) ซึ่งมีบทบาทในการถ่ายทอดลักษณะทางพันธุกรรมทั้งในพืชและในสัตว์เป็นองค์ประกอบในโครงสร้างของฟอสโฟลิพิด (phospholipids) ซึ่งฟอสโฟลิพิดนี้จะมีบทบาทต่อการสร้างเสถียรภาพของเยื่อต่าง ๆ ของพืชทำให้เซลล์ของพืชแข็งแรงขึ้นพืชที่ขาดธาตุฟอสฟอรัสจะมีลำต้นที่แคระแกร็นเนื้อไม้จะแข็งแต่เปราะและหักง่ายใบมีสีเขียวคล้ำใบล่าง ๆ จะมีสีม่วงตามบริเวณขอบใบรากของพืชจะชะงักการเจริญเติบโตพืชไม่ออกดอกออกผล

จากการทดลองพบว่าค่าฟอสฟอรัสในช่วงสิ้นสุดการหมัก ชุดการทดลองที่ 1 และ 2 มีค่าร้อยละฟอสฟอรัสเท่ากับ 0.578 และ 0.093 ตามลำดับ

ตารางที่ 2 ฟอสฟอรัสตลอดระยะเวลาการทดลอง

ระยะเวลา(สัปดาห์)	0 L/min	2 L/min
1	0.195	0.233
2	0.197	0.21
3	0.23	0.305
4	0.501	0.175
5	0.172	0.163
6	0.578	0.093



รูปที่ 4 ร้อยละฟอสฟอรัสตลอดระยะเวลาการทดลอง

3.6 คุณลักษณะของปุ๋ยหมัก

เมื่อครบระยะเวลาการทดลองทั้งสิ้น 45 วัน ได้นำตัวอย่างปุ๋ยในชุดการทดลองทั้ง 2 ชุดมาทำการศึกษา คุณลักษณะทางกายภาพที่สังเกตเห็นคือขนาดของวัสดุหมักถูกย่อยสลายมีขนาดเล็กลง มีสีน้ำตาลปนเหลืองเข้มและมีกลิ่นคล้ายกลิ่นเปรี้ยว ไม่มีส่วนที่มีสภาพเหมือนกับ เหง้าสัปรดหรือหญ้าเนเปียร์อีกต่อไป ค่าตัวชี้วัดมาตรฐานที่ใช้ กำหนดสภาพของปุ๋ยหมักว่าแปรสภาพได้ที่ดีแล้ว หรือไม่ คือค่า C:N ratio โดยปกติถ้าปุ๋ยหมักมีค่า C/N ratio ประมาณ 26-35 ถือว่าสามารถนำปุ๋ยหมัก ดังกล่าวไปใช้ได้ แต่ถ้าค่า C:N ratio ต่ำกว่า 20:1 ถือว่า ปุ๋ยหมักมีคุณภาพดีตามมาตรฐานปุ๋ยอินทรีย์ แต่ใน ทางปฏิบัติการใช้ปุ๋ยหมักที่มีค่า C:N ratio สูงกว่านี้ ไปบ้างเล็กน้อยก็มิได้เกิดผลเสียหายแก่พืชเพียงแต่ คุณสมบัติในการเป็นสารปรับปรุงดินอาจด้อยคุณภาพ ลงไปบ้างเท่านั้น [10] รวมถึงธาตุอาหารหลักอื่นๆ ก็เป็นปัจจัยที่ต้องพิจารณา ซึ่งการพิจารณาคุณลักษณะ ของปุ๋ยหมักตามเกณฑ์นั้นจะมีหลายพารามิเตอร์ซึ่ง อาจเป็นไปได้ยากในการทดลอง

4. บทสรุป

จากการศึกษาวิจัยเพื่อเปรียบเทียบปริมาณธาตุอาหารฟอสฟอรัสที่เกิดการเปลี่ยนในกระบวนการหมักปุ๋ยแบบไร้อากาศด้วยมูลช้างร่วมกับกากมูลหมักและเศษอาหารช้างในสภาวะปกติและมีการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ พบว่าในการทดลองนี้มีการควบคุมอุณหภูมิ ความเป็นกรด-ด่าง ซึ่งในทุก ๆ ชุดการทดลอง มีค่าอยู่ในช่วงควบคุม ส่วนความชื้นจะมีค่าที่สูงกว่าปกติเนื่องจากเป็นการหมักแบบไร้อากาศ การหมักแบบไร้อากาศนั้น คือ กระบวนการที่จุลินทรีย์ชนิดที่ดำรงชีพโดยไม่ใช้ออกวิเจนได้รับสารอาหารและเจริญเติบโต แล้วย่อยสลายอินทรีย์สารให้แปรสภาพเป็นแร่ธาตุ ซึ่งผลิตภัณฑ์ที่ได้เมื่อเสร็จกระบวนการ คือ คาร์บอนไดออกไซด์ ก๊าซมีเทน ก๊าซแอมโมเนีย ก๊าซไข่เน่า และความร้อน ในระหว่างการทดลองได้ ทำการตรวจสอบค่า C/N จะเห็นได้ว่าค่า C/N มีค่าลดลง แต่ในบางชุดการทดลองอาจจะยังมีค่า สูงกว่า 20:1 ซึ่งชุดการทดลองที่ไม่มีการเติมก๊าซเข้าสู่ระบบมีค่าฟอสฟอรัสเมื่อสิ้นสุดกระบวนการหมักเท่ากับร้อยละ 0.58 ส่วนชุดการทดลองที่มีการเติมก๊าซเข้าสู่ระบบมีปริมาณฟอสฟอรัสเท่ากับร้อยละ **0.09** แสดงให้เห็นว่าการเติมก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์มีผลทำให้ฟอสฟอรัสมีปริมาณลดลงซึ่งจะส่งผลให้ปุ๋ยมีค่าต่ำกว่ามาตรฐานปุ๋ยของกรมวิชาการเกษตร เนื่องจากเป็นการหมักแบบไม่ใช้อากาศ ผลิตภัณฑ์สุดท้ายที่ได้จากระบบนี้ คือ คาร์บอนไดออกไซด์ อีกทั้งวัสดุหมักก็มีค่าคาร์บอนสูงอยู่แล้ว จึงทำให้เมื่อครบระยะเวลาทดลองค่าฟอสฟอรัสจึงไม่เป็นไปตามมาตรฐานปุ๋ย ดังนั้นเพื่อให้ปุ๋ยมีค่าที่ดีขึ้นจึงควรเลือกวัสดุหมักอื่นๆ ที่มีธาตุฟอสฟอรัสสูงในการหมักเพื่อให้ได้ปุ๋ยที่ตรงตามมาตรฐาน

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.ฐนียา รังษีสุริยะชัย และอาจารย์คฑาพล ปิ่นพัฒนพงศ์ ที่ได้ให้โอกาสและให้คำแนะนำในการศึกษาวิจัยทำให้งานวิจัยสำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ธงชัย มาลา. (2546). ปุ๋ยอินทรีย์และปุ๋ยชีวภาพ. ภาควิชาปฐพีวิทยา, คณะเกษตร กำแพงแสน มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

[2] ยงยุทธ โอสถสภา, อรรถศิษฐ์ วงศ์มณีโรจน์ และ ชวลิต ฮงประยูร, 2554, ปุ๋ยเพื่อการเกษตร ยั่งยืน, พิมพ์ครั้งที่ 2, สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.

[3] Wagner JD, Cafalu WT, Anthony MS, Litwak KN, Zhang L, Clarkson TB. Dietary soy protein and estrogen replacement therapy improve cardiovascular risk factors and decrease aortic cholesterylestervcontent in ovariectomizedcynomolgus monkey. Metabolism 1997;46:698-705.

[4] มูลนิธิช้างแห่งประเทศไทย (2553). มุมขบ. โรงพิมพ์ วี.เจ. พริ้นติ้ง, หน้า 14.

[5] รัชพล พะวงศ์รัตน์ (2558). กระบวนการปรับสภาพเพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการผลิตเอทานอลจากวัสดุเหลือทิ้ง ทางการเกษตรประเภทลิกโนเซลลูโลส. วารสารวิชาการ สาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี, ปีที่ 2, ฉบับที่ 1, หน้า 143-154.

[6] นายโสฬส แซ่ลิ้ม (2559). ปุ๋ยอินทรีย์และการใช้ประโยชนในประเทศไทย. เอกสารวิชาการ. หน้า 71-103.

[7] ดร.ฉัตรชัย จันทร์ดวงเด่น (2550). ศูนย์เทคโนโลยีโลหะและวัสดุแห่งชาติ การทำหมักปุ๋ย วารสาร MTEC ฉบับเดือน กรกฎาคม – กันยายน 2550. หน้า 48 – 54

[8] วิกิตำรา. **ปุ๋ยหมัก** สืบค้นเมื่อ 17 พฤษภาคม 2562 จาก https://th.wikibooks.org/wiki/ปุ๋ยหมัก.

[9] จิติมา ยถาภูธานนท์ (2558). การพัฒนาระบบการตรวจวิเคราะห์พืชและปัจจัยการผลิตทางการเกษตร. รายงานโครงการวิจัย. หน้า 18-40.

[10] Sánchez C. Lignocellulosic Residues: Biodegradation and Bioconversion by Fungi. Biotechnology Advance. 2009; 27:185-94.

บทความ
สาขาวิศวกรรมแหล่งน้ำ
(WRE)

ความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน กรณีศึกษา โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จังหวัดชัยนาท

The Satisfaction of Agriculturists Concerning Water Usages in Irrigation Area A Case study of Tha Bot Operation and Maintenance Project, Chainat Province

ปรมะ สิงห์ชัย[1*] ชวเลข วณิชเวทิน[2] และ พิพัฒน์ สอนวงษ์[3]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน จ.กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: Santozen11@hotmail.com*

บทคัดย่อ

การศึกษาความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน กรณีศึกษาโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ ประกอบด้วย 1) ด้านการบริหารจัดการน้ำ 2) ด้านการส่งน้ำและบำรุงรักษาระบบชลประทาน 3) ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่ ดำเนินการโดยรวบรวมข้อมูลจากเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานด้วยแบบสอบถามจำนวน 400 คน โดยแบ่งพื้นที่รับน้ำในการศึกษาออกเป็น 3 ช่วง คือ 1) ช่วงต้นคลอง 2) ช่วงกลางคลอง และ 3) ช่วงปลายคลอง แล้วนำผลจากแบบสอบถามมาวิเคราะห์ข้อมูลเชิงปริมาณโดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูป SPSS for Windows ผลการศึกษาพบว่า ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำ บริเวณพื้นที่รับน้ำต้นคลองและบริเวณพื้นที่รับน้ำกลางคลองช่วงฤดูแล้ง มีความพึงพอใจอยู่ในระดับสูงในทุกๆประเด็น ส่วนบริเวณพื้นที่รับน้ำปลายคลองมีความพึงพอใจในระดับสูงสำหรับประเด็นที่ 1) และ 3) แต่มีความพึงพอใจในระดับปานกลางสำหรับประเด็นที่ 2) เนื่องจากเป็นช่วงที่มีปริมาณน้ำน้อย และเมื่อส่งน้ำไปตามระบบการส่งน้ำของโครงการชลประทานไปให้พื้นที่เพาะปลูกทุกแห่งในเขตพื้นที่ชลประทาน ช่วงต้นคลองและกลางคลองจะได้รับปริมาณน้ำเพียงพอ แต่จะไม่เพียงพอสำหรับพื้นที่ชลประทานช่วงปลายคลอง และระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในพื้นที่ศึกษาทั้งหมดช่วงฤดูฝน มีความพึงพอใจอยู่ในระดับสูงทั้ง 3 ประเด็น

คำสำคัญ: ความพึงพอใจ, ช่วงต้นคลอง, ช่วงกลางคลอง, ช่วงท้ายคลอง

Abstract

The study of the satisfactions of Agriculturists concerning water usages for irrigation in Tha Bot irrigation Project consisted of 3 issues namely. 1) Water management 2) Water supply and maintenance of irrigation systems 3) The services of the officers. The data were collected from 400 agriculturists using questionnaires. The study area was divided into 1) Upstream 2) Midstream 3) Downstream sections. SPSS for Windows was utilized for data analysis. Agriculturists in the upstream and midstream sections showed high level of satisfaction regarding all issues during the dry seasons. Downstream section agriculturists, however, showed moderate level of satisfaction on the second issue due to the shortage of irrigation water for downstream section. In rainy seasons, all agriculturists in the study area expressed high level of satisfaction on the 3 issues.

Keywords: Satisfaction, Upstream, Midstream, Downstream

1. คำนำ

โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จังหวัดชัยนาทเป็นโครงการลำดับที่ 2 ของโครงการชลประทาน ในลุ่มแม่น้ำสุพรรณซึ่งจากเดิมมี 3 โครงการคือ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก และโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา เนื่องจากกรมชลประทานได้พิจารณายกระดับน้ำในแม่น้ำสุพรรณเพื่อช่วยเหลือพื้นที่เพาะปลูก 2 ฝั่งแม่น้ำ จึงได้สร้างโครงการชลประทานขึ้นอีก 1 โครงการ ระหว่างโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลเทพและโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาสามชุก โดยเริ่มก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ.2495 และเสร็จในปี พ.ศ.2506 ที่ทำการของโครงการตั้งอยู่ กม.27+500 ของแม่น้ำสุพรรณ เลขที่ 150 หมู่ที่ 6 บ้านท่าโบสถ์ ตำบลสามง่ามท่าโบสถ์ อำเภอหันคา จังหวัดชัยนาท อยู่ในพิกัดเส้นรุ้งที่ 15-03-11 และเส้นแขวงที่ 100-00-52 ห่างจากอำเภอหันคาโดยเส้นทางสายคันคลองส่งน้ำ 1 ขวา ท่าโบสถ์ ระยะทางประมาณ 13,880 เมตร เนื้อที่ทั้งหมด 218,356 ไร่ เนื้อที่ชลประทาน 196,520 ไร่ โดยมีฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1–3 โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ โดยครอบคลุมเนื้อที่ 2 จังหวัด คือ อำเภอเดิมบางนางบวชและอำเภอสามชุก จังหวัดสุพรรณบุรี และอำเภอหันคา จังหวัดชัยนาท

ภารกิจที่สำคัญประการหนึ่งของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ คือ การบริหารจัดการน้ำชลประทานให้กับพื้นที่เพาะปลูกทั้งในฤดูแล้งและฤดูฝน ซึ่งผู้ที่ได้รับประโยชน์จากการบริหารจัดการน้ำชลประทาน คือ เกษตรกรผู้ใช้น้ำ ซึ่งนับตั้งแต่ได้ดำเนินการส่งน้ำให้เกษตร โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ ยังไม่เคยมีการประเมินความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตโครงการฯเลย

ดังนั้นทางผู้วิจัยจึงมีความสนใจศึกษาความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ ที่ยังไม่เคยมีการประเมินความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตโครงการเลย ซึ่งผลการศึกษาความพึงพอใจต่อการใช้น้ำในเขตโครงการครั้งนี้ เพื่อนำไปเป็นแนวทางในการพัฒนาการบริหารจัดการน้ำที่มีประสิทธิภาพตรงความต้องการของเกษตรกร และสร้างระดับความพึงพอใจให้กับเกษตรกรผู้ใช้น้ำของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ในระดับสูงขึ้นต่อไป

รูปที่ 1 ระบบและทิศทางการไหลของลำน้ำ

2. วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ เพื่อศึกษาเปรียบเทียบความแตกต่างเกี่ยวกับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคล เพื่อศึกษาข้อเสนอแนะของเกษตรกรผู้ใช้น้ำที่มีต่อการใช้น้ำในเขตชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์

3. วิธีการศึกษา

3.1 กลุ่มตัวอย่าง

ดำเนินการคัดเลือกจากประชากรที่เป็นสมาชิกผู้ใช้น้ำในเขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จ.ชัยนาท ดังนี้

3.1.1 กำหนดขนาดกลุ่มตัวอย่าง

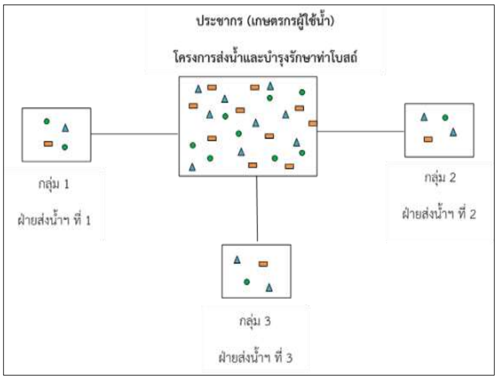
โดยใช้สูตร ทาโร ยามาเน่ ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$n = \frac{N}{1+Ne^2} \qquad (1)$$

กำหนด n คือขนาดของกลุ่มตัวอย่าง (ราย), N คือจำนวนของประชากร (11,167 ราย) และ e คือความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้เท่ากับ 0.05

3.1.2 การสุ่มตัวอย่าง

ขั้นตอนที่ 1 เลือกตัวอย่างโดยใช้ความน่าจะเป็นในการเลือกเท่ากันโดยการสุ่มตัวอย่าง ในการวิจัยครั้งนี้ ใช้วิธีการสุ่มตัวอย่างแบบกลุ่ม (Cluster random Sampling)



รูปที่ 2 รูปแบบการสุ่มตัวอย่างแบบแบ่งกลุ่ม

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณขนาดกลุ่มของตัวอย่างจากประชากรที่ศึกษาแบ่งเป็นฝ่าย 3 ฝ่าย โดยใช้สูตรการกระจายตามสัดส่วนของประชากร ดังนี้

$$n_i = \frac{n\,N_i}{N} \qquad (2)$$

กำหนด n_i คือขนาดของกลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาของฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ i (ราย), n คือขนาดกลุ่มตัวอย่างทั้งหมดที่ศึกษาเท่ากับ 400 ราย, N_i คือประชากรทั้งหมดในฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ i (ราย), N คือสมาชิกกลุ่มผู้ใช้น้ำทั้งหมดในโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์มีค่าเท่ากับ 11,167 ราย และ i คือ 1, 2, 3

3.2 แบบสอบถาม

แบบสอบถามสร้างขึ้นโดยการศึกษาแนวคิดทฤษฎีและผลวิจัยที่เกี่ยวข้องแล้วนำมาปรับปรุงเพื่อให้เหมาะสมกับการวิจัยในครั้งนี้

4. วิธีดำเนินการวิจัย

การวิจัยครั้งนี้ เป็นการวิจัยเชิงสำรวจตามระเบียบวิจัย (Survey Research) โดยแบบสอบถาม (Questionnaire) เป็นเครื่องมือในการศึกษาเรื่องความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ โดยมีขั้นตอนวิธีการดำเนินการวิจัยตามลำดับ ดังนี้

4.1 ประชากรและกลุ่มตัวอย่าง

4.1.1 ประชากร

ได้แก่ สมาชิกผู้ใช้น้ำในเขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จ.ชัยนาท พื้นที่โครงการ 218,356 ไร่ เป็นพื้นที่ชลประทาน 196,520 ไร่ มีสมาชิกผู้ใช้น้ำชลประทาน (กลุ่มพื้นฐาน) รวมทั้งสิ้น 11,167 ราย

4.1.2 กลุ่มตัวอย่าง

ดำเนินการคัดเลือกจากประชากรที่เป็นสมาชิกผู้ใช้น้ำในเขตโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จ.ชัยนาท ขนาดของกลุ่มตัวอย่างใช้ทั้งหมดจำนวน 400 ราย ดังนั้น กลุ่มตัวอย่างที่ใช้ในการศึกษาในฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาต่างๆดังนี้

- ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1 สมาชิกผู้ใช้น้ำ 3,674 ราย จำนวนกลุ่มตัวอย่าง 132 ราย
- ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 2 สมาชิกผู้ใช้น้ำ 3,963 ราย จำนวนกลุ่มตัวอย่าง 142 ราย
- ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 3 สมาชิกผู้ใช้น้ำ 3,530 ราย จำนวนกลุ่มตัวอย่าง 126 ราย

รูปที่ 3 เกษตรกรทำแบบสอบถาม

4.2 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

4.2.1 เครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

เป็นแบบสอบถามสร้างขึ้นโดยการศึกษาแนวคิดทฤษฎี และผลวิจัยที่เกี่ยวข้องแล้วนำมาปรับปรุงเพื่อให้เหมาะสมกับการวิจัยในครั้งนี้ ประกอบด้วย 3 ส่วน

ส่วนที่ 1 ข้อมูลทั่วไปพื้นฐานทั่วไปของผู้ตอบแบบสอบถาม ลักษณะแบบสอบถามเป็นแบบสำรวจรายการ (Check-list) จำนวน 5 ข้อ

ส่วนที่ 2 เป็นแบบสอบถามเกี่ยวกับ ความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จ.ชัยนาท มี 3 ด้าน ดังนี้ 1) ด้านการบริหารจัดการน้ำ 2) ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา 3) ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

มีลักษณะเป็นแบบสอบถามมาตราส่วนประมาณค่า (Rating Scale) แบ่งระดับการวัดเป็น 5 ระดับ ตามวิธีของลิเคิร์ท (Likert) ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ระดับความพึงพอใจแบบมาตราส่วนประมาณค่า (Rating scale)

ระดับความพึงพอใจ	ค่าน้ำหนักคะแนนของตัวเลือก
มากที่สุด	5
มาก	4
ปานกลาง	3
น้อย	2
น้อยที่สุด	1

เมื่อรวบรวมข้อมูลเมื่อรวบรวมข้อมูลและแจกแจงความถี่แล้ว จะใช้คะแนนเฉลี่ยของกลุ่มตัวอย่าง เพื่อพิจารณาระดับความพึงพอใจตามเกณฑ์และความหมาย ดังนี้

ค่าเฉลี่ย 1.00 – 1.49 หมายถึง ระดับความพึงพอใจ น้อยที่สุด

ค่าเฉลี่ย 1.50 – 2.49 หมายถึง ระดับความพึงพอใจ น้อย

ค่าเฉลี่ย 2.40 – 3.49 หมายถึง ระดับความพึงพอใจ ปานกลาง

ค่าเฉลี่ย 3.50 – 4.49 หมายถึง ระดับความพึงพอใจ มาก

ค่าเฉลี่ย 4.50 – 5.00 หมายถึง ระดับความพึงพอใจ มากที่สุด

ส่วนที่ 3 เป็นคำถามปลายเปิดสอบถามเกี่ยวกับปัญหา อุปสรรค ความคิดเห็นและข้อเสนอแนะ เกี่ยวกับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ จ.ท่าโบสถ์ จำนวน 1 ข้อ

4.2.2 วิธีสร้างและตรวจสอบเครื่องมือที่ใช้ในการวิจัย

ขั้นตอนที่ 1 ศึกษาค้นคว้าเอกสาร ทฤษฎี งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

ขั้นตอนที่ 2 สร้างแบบสอบถามให้สอดคล้องกับเนื้อหาและวัตถุประสงค์ของการวิจัย

ขั้นตอนที่ 3 นำแบบสอบถามที่สร้างขึ้นเสนออาจารย์ที่ปรึกษา

ขั้นตอนที่ 4 นำแบบสอบถามไปปรึกษาผู้เชี่ยวชาญ จำนวน 5 ท่าน เพื่อตรวจสอบความคิดเห็นและประเมินความเที่ยงตรงของแบบสอบถาม ทั้งด้านความเหมาะสมของเนื้อหา และด้านความถูกต้องในสำนวนภาษา โดยเกณฑ์ในการพิจารณาความเที่ยงตรง

เห็นว่าสอดคล้อง	ให้คะแนน +1
ไม่แน่ใจ	ให้คะแนน 0
เห็นว่าไม่สอดคล้อง	ให้คะแนน -1

ขั้นตอนที่ 5 หาค่าเที่ยงตรง (IOC : Index of item objective congruence) ของแบบสอบถามจากการประเมินของผู้เชี่ยวชาญ

$$IOC = \frac{\sum R}{N} \quad (3)$$

กำหนด $\sum R$ คือผลรวมของคะแนนความคิดเห็นของผู้เชี่ยวชาญ และ N คือจำนวนผู้เชี่ยวชาญ

รูปที่ 4 นำแบบสอบถามให้ผู้เชี่ยวชาญตรวจสอบและแสดงความคิดเห็น

<u>เกณฑ์พิจารณา</u>

ค่า IOC มากกว่าหรือเท่ากับ 0.5 แสดงว่าข้อคำถามนั้นมีความเที่ยงตรงตามโครงสร้างสูง

ค่า IOC น้อยกว่า 0.5 จะต้องตัดทิ้งหรือปรับปรุงใหม่ ได้ค่าเที่ยงตรง 0.925 สามารถนำไปใช้งานได้

ขั้นตอนที่ 6 ปรับปรุงแก้ไขตามอาจารย์ที่ปรึกษาและผู้เชี่ยวชาญเสนอแนะ

ขั้นตอนที่ 7 นำแบบสอบถามผ่านการกลั่นกรองจากผู้เชี่ยวชาญแล้วไปทดลองใช้กับเกษตรกร จำนวน 30 ราย

ขั้นตอนที่ 8 ทำการวิเคราะห์หาค่าความเชื่อมั่น (Reliability) ของแบบสอบถาม โดยวิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์ความเชื่อมั่นกับลักษณะคำถามตามวิธีครอนบาค (Cronbach's Alpha) ได้ค่าความเชื่อมั่น 0.905 สามารถนำแบบสอบถามชุดนี้ไปใช้งานได้

4.3 การเก็บรวบรวมข้อมูล

4.3.1 ข้อมูลทุติยภูมิ (Secondary Data)

โดยรวบรวมข้อมูลพื้นฐานจากรายงาน งานวิจัย ค่าสถิติ จากหน่วยงานที่เกี่ยวข้องในพื้นที่ศึกษา

4.3.2 ข้อมูลปฐมภูมิ (Primary Data)

เก็บข้อมูลภาคสนาม โดยลงพื้นที่ศึกษาเพื่อสำรวจข้อมูลจริงจากเกษตรกรผู้ใช้น้ำโดยใช้แบบสอบถามที่สร้างขึ้น ตรวจสอบความถูกต้องครบถ้วน รวบรวมแบบสอบถามเพื่อวิเคราะห์ประมวลผลด้วยโปรแกรมสำเร็จรูป

4.4 การวิเคราะห์ข้อมูล

4.4.1 การวิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐานทั่วไป

การวิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐานทั่วไปของกลุ่มตัวอย่าง และข้อเสนอความคิดเห็นทั่วไป ใช้สถิติ แสดงค่าร้อยละ (Percentage) ค่าความถี่ (Frequency Distribution)

4.4.2 การวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน

การวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ใช้ค่าเฉลี่ย (Means) ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation, S.D.) การจัดลำดับและใช้สถิติวิเคราะห์ Descriptive

4.4.3 การวิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างกับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำ

การวิเคราะห์เปรียบเทียบความแตกต่างกับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคล โดยใช้สถิติ Independent – sample T-test และ One-Way Anova F-test โดยกำหนดนัยสำคัญทางสถิติที่ 0.05 หากค่าน้อยกว่า 0.05 มีระดับความพึงพอใจต่างกัน ทำการทดสอบเปรียบเทียบความแตกต่างค่าเฉลี่ยโดยการทดสอบรายคู่ ด้วยวิธีการ แอล เอส ดี (Least Significant Difference: LSD)

5. ผลการศึกษาและวิเคราะห์ผล

5.1 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยส่วนบุคคล

ผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยส่วนบุคคลของผู้ตอบแบบสอบถาม โดยการแจกแจงความถี่และแสดงค่าร้อยละ ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยส่วนบุคคล

ปัจจัยส่วนบุคคล	จำนวน(คน)	ร้อยละ
1. เพศ		
ชาย	261	65.30
หญิง	139	34.80
รวม	400	100.00
2. อายุ (ปี)		
ต่ำกว่า 30 ปี	38	9.50
31 - 40 ปี	115	28.80
41 – 50 ปี	149	37.30
50 ปีขึ้นไป	98	24.50
รวม	400	100.00
3. รายได้/เดือน		
ต่ำกว่า 5,000 บาท	9	2.30
5,001-10,000 บาท	146	36.50
10,001-15,000 บาท	198	49.50
15,001-20,000 บาท	25	6.30
มากกว่า 20,001 บาท	22	5.50
รวม	400	100.00
4. ตำแหน่งในพื้นที่รับน้ำ		
ต้นคลอง	120	30.00
กลางคลอง	120	30.00
ปลายคลอง	160	40.00
รวม	400	100.00
5. สังกัดฝ่าย		
ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1	132	33.00
ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 2	142	35.50
ฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 3	126	31.50
รวม	400	100.00

จากตารางที่ 2 ข้อมูลปัจจัยส่วนบุคคลของกลุ่มตัวอย่าง ผลการศึกษาพบว่า

5.1.1 เพศ

ส่วนใหญ่เป็นเพศชาย จำนวน 261 คน คิดเป็นร้อยละ 65.30 และเป็นเพศหญิง จำนวน 139 คน คิดเป็นร้อยละ 34.80

5.1.2 อายุ

ส่วนใหญ่มีอายุ 41 – 50 ปี จำนวน 149 คน คิดเป็นร้อยละ 37.3 รองลงมา มีอายุ 31 - 40 ปี จำนวน 115 คน คิดเป็นร้อยละ 28.80 มีอายุ 50 ปีขึ้นไป จำนวน 98 คน คิดเป็นร้อยละ 24.50 และมีอายุ ต่ำกว่า 30 ปี จำนวน 38 คน คิดเป็นร้อยละ 9.50

5.1.3 รายได้ต่อเดือน

ส่วนใหญ่มีรายได้ต่อเดือน 10,001-15,000 บาท จำนวน 198 คน คิดเป็นร้อยละ 49.50 รองลงมา มีรายได้ต่อเดือน 5,001-10,000 บาท จำนวน 146 คน คิดเป็นร้อยละ 36.50 มีรายได้ต่อเดือน 15,000-20,000 บาท จำนวน 25 คน คิดเป็นร้อยละ 6.30 มีรายได้ต่อเดือน มากกว่า 20,001 บาท จำนวน 22 คน คิดเป็นร้อยละ 5.50 และมีรายได้ต่อเดือนต่ำกว่า 5,000 บาท จำนวน 9 คน คิดเป็นร้อยละ 2.30

5.1.4 ตำแหน่งในพื้นที่รับน้ำ

ส่วนใหญ่อยู่ในพื้นที่รับน้ำตำแหน่งปลายคลอง จำนวน 160 คน คิดเป็นร้อยละ 40.00 อยู่ในพื้นที่รับน้ำตำแหน่งต้นคลอง จำนวน 120 คน คิดเป็นร้อยละ 30.00 และอยู่ในพื้นที่รับน้ำตำแหน่งกลางคลอง จำนวน 120 คน คิดเป็นร้อยละ 30.00

5.1.5 สังกัดฝ่าย

ส่วนใหญ่สังกัดฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 2 จำนวน 142 คน คิดเป็นร้อยละ 35.50 รองลงมาสังกัดฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1 จำนวน 132 คน คิดเป็นร้อยละ 33.00 สังกัดฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 3 จำนวน 126 คน คิดเป็นร้อยละ 31.50

5.2 ผลวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโดยภาพรวมและแต่ละด้าน

5.2.1 ผลการวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน

จากผลการวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน โดยภาพรวม ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโดยภาพรวม

กิจกรรม	$\bar{x}$	S.D.	ระดับความพึงพอใจ	ลำดับ
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	3.67	0.35	มาก	1
2.ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	3.50	0.39	มาก	3
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	3.65	0.39	มาก	2
รวม	3.60	0.23	มาก	

จากตารางที่ 3 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน โดยภาพรวม อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.60) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้านสามารถเรียงลำดับความพึงพอใจได้ดังนี้ ด้านการบริหารจัดการน้ำ ($\bar{x}$=3.67) รองลงมา ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่ ($\bar{x}$=3.65) และด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา ($\bar{x}$=3.50)

5.2.2 ผลการวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน

จากผลการวิเคราะห์ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน โดยรายด้าน ดังแสดงในตารางที่ 4-6

ตารางที่ 4 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการบริหารจัดการน้ำ

กิจกรรม	$\bar{x}$	S.D.	ระดับความพึงพอใจ	ลำดับ
1. โครงการมีการวางแผนการบริหารจัดการน้ำแต่ละฤดูกาล หรือประจำปี	3.75	0.36	มาก	1
2. โครงการมีการสำรวจความต้องการใช้น้ำ	3.59	0.50	มาก	5
3. โครงการมีการแก้ไข ไกล่เกลี่ย เมื่อเกิดปัญหาความขัดแย้งระหว่างผู้ใช้น้ำ	3.62	0.50	มาก	4
4. การมีส่วนร่วมตัดสินใจ ในการบริหารจัดการน้ำ	3.69	0.48	มาก	3
5. การได้รับการแจ้งข้อมูลข่าวสารในการบริหารจัดการน้ำอย่างสม่ำเสมอ	3.70	0.48	มาก	2
รวม	3.67	0.46	มาก	

จากตารางที่ 4 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการบริหารจัดการน้ำ อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.67) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด ได้แก่ โครงการมีการวางแผนการบริหารจัดการน้ำแต่ละฤดูกาล หรือประจำปี ($\bar{x}$=3.75) รองลงมา การได้รับการแจ้งข้อมูลข่าวสารในการบริหารจัดการน้ำอย่างสม่ำเสมอ ($\bar{x}$=3.70) และการมีส่วนร่วมตัดสินใจในการบริหารจัดการน้ำ ($\bar{x}$=3.69)

ตารางที่ 5 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา

กิจกรรม	$\bar{x}$	S.D.	ระดับความพึงพอใจ	ลำดับ
1. โครงการมีการควบคุมเปิด-ปิดส่งน้ำตามแผนที่กำหนด	3.56	0.50	มาก	1
2. การได้รับบริการด้านการส่งน้ำตรงเวลา เพียงพอ สม่ำเสมอและเหมาะสมต่อความต้องการ	3.43	0.50	ปานกลาง	6
3. โครงการส่งน้ำ โดยยึดประโยชน์ของเกษตรกรเป็นหลัก	3.55	0.50	มาก	2
4. การได้รับการบริการด้านการส่งน้ำ อย่างเสมอภาคและเท่าเทียมกัน	3.43	0.50	ปานกลาง	7
5. การแก้ไขปัญหาปรับปรุงการให้บริการด้านการส่งน้ำอยู่เสมอ	3.54	0.50	มาก	3
6. การซ่อม และบำรุงรักษาคลองคูส่งน้ำ ถนนบนคันคลอง อาคารชลประทานต่างๆ ให้อยู่ในสภาพพร้อมใช้งาน	3.50	0.50	มาก	4
7. การได้รับการอบรม แนะนำ ให้ความรู้เกี่ยวกับการใช้น้ำ การส่งน้ำ การบำรุงรักษาจากพื้นที่เพื่อให้เกิดประสิทธิภาพ	3.49	0.50	ปานกลาง	5
รวม	3.50	0.50	มาก	

จากตารางที่ 5 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.50) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด ได้แก่ โครงการมีการควบคุมเปิด-ปิด ส่งน้ำตามแผนที่กำหนด ($\bar{x}$=3.56) รองลงมา โครงการส่งน้ำ โดยยึดประโยชน์ของเกษตรกรเป็นหลัก ($\bar{x}$=3.55) และการแก้ไขปัญหาปรับปรุงการให้บริการด้านการส่งน้ำอยู่เสมอ ($\bar{x}$=3.54)

ตารางที่ 6 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

กิจกรรม	$\bar{x}$	S.D.	ระดับความพึงพอใจ	ลำดับ
1. เจ้าหน้าที่มีความพร้อมในการให้บริการอย่างสุภาพ เต็มใจ ยิ้มแย้มแจ่มใส	3.66	0.47	มาก	2
2. เจ้าหน้าที่ให้ความรู้ให้คำแนะนำ ตอบคำถาม ชี้แจงข้อสงสัยได้	3.63	0.48	มาก	3
3. เจ้าหน้าที่ออกพบปะ รับฟังความคิดเห็นและข้อเสนอแนะ	3.61	0.49	มาก	4
4. เจ้าหน้าที่ให้บริการเหมือนกันทุกรายโดยไม่เลือกปฏิบัติ	3.69	0.47	มาก	1
รวม	3.65	0.48	มาก	

จากตารางที่ 6 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่ อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.65) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด ได้แก่ เจ้าหน้าที่ให้บริการเหมือนกันทุกรายโดยไม่เลือกปฏิบัติ ($\bar{x}$=3.69) รองลงมา เจ้าหน้าที่มีความพร้อมในการให้บริการอย่างสุภาพ เต็มใจ ยิ้มแย้มแจ่มใส ($\bar{x}$=3.66) และเจ้าหน้าที่ให้ความรู้ ให้คำแนะนำ ตอบคำถาม ชี้แจงข้อสงสัยได้ ($\bar{x}$=3.63)

5.3 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน

ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน จำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคลด้านเพศ อายุ รายได้/เดือน ตำแหน่งในพื้นที่รับน้ำ และสังกัดฝ่าย โดยใช้ค่า t-test และค่า F-test ดังแสดงในตารางที่ 7-12

ตารางที่ 7 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคลด้านเพศ

กิจกรรม	เพศ		t	Sig.
	ชาย	หญิง		
	$\bar{x}$	$\bar{x}$		
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	3.67	3.66	.372	.710
2. ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	3.51	3.48	.688	.492
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	3.64	3.65	-.160	.873
4. ความพึงพอใจในภาพรวม	3.61	3.60	.452	.652

จากตารางที่ 7 ผลการทดสอบด้วยค่าสถิติ t-test แบบข้อมูล 2 กลุ่ม ที่เป็นอิสระต่อกันที่ระดับนัยสำคัญ 0.05 พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีเพศต่างกันมีความพึงพอใจในภาพรวมที่ไม่แตกต่างกัน เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีเพศต่างกันมีความพึงพอใจไม่แตกต่างกันทุกด้าน

ตารางที่ 8 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามอายุ

กิจกรรม		SS	df	MS	F	Sig.
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	ระหว่างกลุ่ม	.389	3	.130	1.043	.373
	ภายในกลุ่ม	49.172	396	.124		
	รวม	49.560	399			
2. ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	ระหว่างกลุ่ม	.050	3	.017	.109	.955
	ภายในกลุ่ม	59.991	396	.151		
	รวม	60.041	399			
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	ระหว่างกลุ่ม	.081	3	.027	.177	.912
	ภายในกลุ่ม	60.634	396	.153		
	รวม	60.715	399			
4. ความพึงพอใจในภาพรวม	ระหว่างกลุ่ม	.040	3	.013	.242	.867
	ภายในกลุ่ม	21.756	396	.055		
	รวม	21.795	399			

จากตารางที่ 8 พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีอายุต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.242, Sig.=0.867) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีอายุต่างกันมีความพึงพอใจไม่แตกต่างกันทุกด้าน

ตารางที่ 9 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามรายได้ต่อเดือน

กิจกรรม		SS	df	MS	F	Sig.
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	ระหว่างกลุ่ม	.569	4	.142	1.147	.334
	ภายในกลุ่ม	48.991	395	.124		
	รวม	49.560	399			
2. ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	ระหว่างกลุ่ม	.515	4	.129	.854	.491
	ภายในกลุ่ม	59.526	395	.151		
	รวม	60.041	399			
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	ระหว่างกลุ่ม	.253	4	.063	.414	.799
	ภายในกลุ่ม	60.462	395	.153		
	รวม	60.715	399			
4. ความพึงพอใจในภาพรวม	ระหว่างกลุ่ม	.191	4	.048	.873	.480
	ภายในกลุ่ม	21.604	395	.055		
	รวม	21.795	399			

จากตารางที่ 9 พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีรายได้ต่อเดือนต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.873, Sig.=0.480) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีรายได้ต่อเดือนต่างกันมีความพึงพอใจ ไม่แตกต่างกันทุกด้าน

ตารางที่ 10 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามตำแหน่งพื้นที่รับน้ำ

กิจกรรม		SS	df	MS	F	Sig.
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	ระหว่างกลุ่ม	.074	2	.037	.295	.745
	ภายในกลุ่ม	49.487	397	.125		
	รวม	49.560	399			
2. ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	ระหว่างกลุ่ม	1.902	2	.951	6.493	.002*
	ภายในกลุ่ม	58.139	397	.146		
	รวม	60.041	399			
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	ระหว่างกลุ่ม	.014	2	.007	.047	.954
	ภายในกลุ่ม	60.701	397	.153		
	รวม	60.715	399			
4. ความพึงพอใจในภาพรวม	ระหว่างกลุ่ม	.251	2	.125	2.310	.101
	ภายในกลุ่ม	21.545	397	.054		
	รวม	21.795	399			

จากตารางที่ 10 พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีตำแหน่งพื้นที่รับน้ำต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=2.310, Sig.=0.101) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีตำแหน่งพื้นที่รับน้ำต่างกันมีความพึงพอใจด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษาแตกต่างกัน อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 ดังนั้นจึงทำการเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าเฉลี่ยเป็นรายคู่ โดยภาพรวมและรายด้านด้วยวิธีผลต่างนัยสำคัญน้อยที่สุด (Least Significant Difference: LSD)

ตารางที่ 11 แสดงการเปรียบเทียบความแตกต่างรายคู่ด้วยวิธีผลต่างนัยสำคัญน้อยที่สุดจำแนกตามตำแหน่งพื้นที่รับน้ำ ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา (LSD)

พื้นที่รับน้ำ	$\bar{x}$	ปลายคลอง	กลางคลอง	ต้นคลอง
		3.42	3.53	3.58
ปลายคลอง	3.42	-	.021*	.001*
กลางคลอง	3.53	-	-	.279
ต้นคลอง	3.58	-	-	-

จากตารางที่ 11 การเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งปลายคลอง มีความพึงพอใจแตกต่างจากเกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งกลางคลองและต้นคลอง แต่เกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งกลางคลอง มีความพึงพอใจไม่แตกต่างจากเกษตรกร ผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งต้นคลองอย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

รูปที่ 5 คลองส่งน้ำต้นคลอง

รูปที่ 6 คลองซอยท้ายคลอง

ตารางที่ 12 ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานจำแนกตามสังกัดฝ่าย

กิจกรรม		SS	df	MS	F	Sig.
1. ด้านการบริหารจัดการน้ำ	ระหว่างกลุ่ม	.599	2	.299	2.426	.090
	ภายในกลุ่ม	48.962	397	.123		
	รวม	49.560	399			
2. ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา	ระหว่างกลุ่ม	.104	2	.052	.345	.708
	ภายในกลุ่ม	59.936	397	.151		
	รวม	60.041	399			
3. ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่	ระหว่างกลุ่ม	.059	2	.030	.194	.823
	ภายในกลุ่ม	60.656	397	.153		
	รวม	60.715	399			
4. ความพึงพอใจในภาพรวม	ระหว่างกลุ่ม	.087	2	.044	.798	.451
	ภายในกลุ่ม	21.708	397	.055		
	รวม	21.795	399			

จากตารางที่ 12 พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่สังกัดฝ่ายต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.798, Sig.=0.451) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่สังกัดฝ่ายต่างกันมีความพึงพอใจ ไม่แตกต่างกันทุกด้าน

5.4 ข้อเสนอแนะที่มีต่อการใช้น้ำในเขตชลประทาน

ผลการศึกษาข้อเสนอแนะที่มีต่อการใช้น้ำในเขตชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ พบว่า

5.4.1 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการบริหารจัดการน้ำ

ข้อที่มีค่าเฉลี่ยต่ำที่สุด คือ โครงการมีการสำรวจความต้องการใช้น้ำ

5.4.2 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา

ข้อที่มีค่าเฉลี่ยต่ำที่สุด คือ การได้รับการบริการด้านการส่งน้ำ อย่างเสมอภาคและเท่าเทียมกัน

5.4.3 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

ข้อที่มีค่าเฉลี่ยต่ำที่สุด คือ เจ้าหน้าที่ออกพบปะ รับฟังความคิดเห็นและข้อเสนอแนะ

6. สรุปผลการศึกษา

6.1 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน

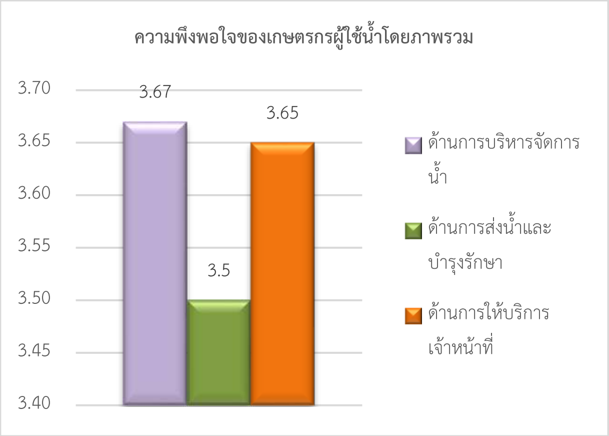
6.1.1 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน โดยภาพรวม

จากระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโดยภาพรวม อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.60) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้านสามารถเรียงลำดับความพึงพอใจได้ดังนี้

1) ด้านการบริหารจัดการน้ำ($\bar{x}$=3.67)

2) ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่ ($\bar{x}$=3.65)

3) ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา ($\bar{x}$=3.50) ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 ลำดับความพึงพอใจโดยรวมในแต่ละด้าน

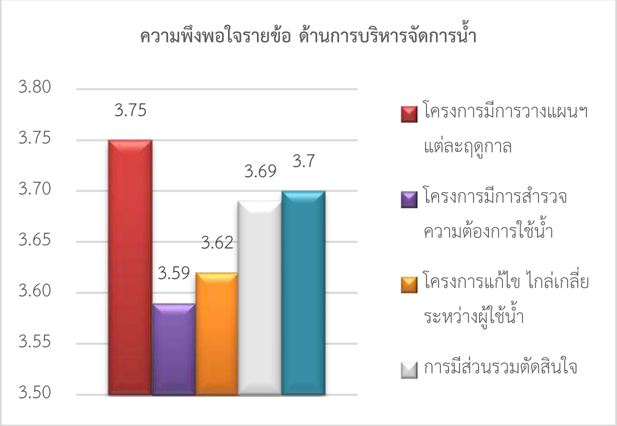
6.1.2 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการบริหารจัดการน้ำ

จากระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานด้านการบริหารจัดการน้ำ อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.67) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด 3 อันดับ ได้แก่

1) โครงการมีการวางแผนการบริหารจัดการน้ำแต่ละฤดูกาลหรือประจำปี ($\bar{x}$=3.75)

2) การได้รับการแจ้งข้อมูลข่าวสารในการบริหารจัดการน้ำอย่างสม่ำเสมอ ($\bar{x}$=3.70)

3) การมีส่วนร่วมตัดสินใจ ในการบริหารจัดการน้ำ ($\bar{x}$=3.69) ดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 8 ลำดับความพึงพอใจรายข้อ ด้านการบริหารจัดการน้ำ

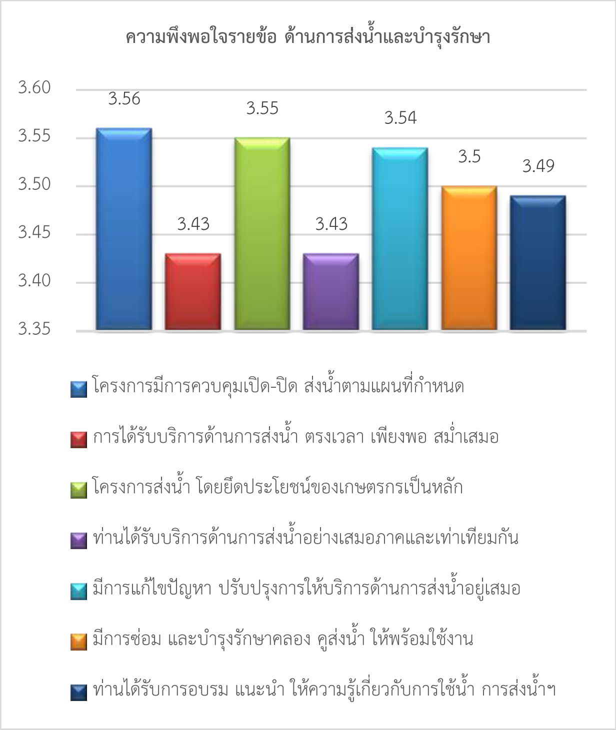
6.1.3 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา

จากระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.50) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด 3 อันดับได้แก่

1) โครงการมีการควบคุมเปิด-ปิด ส่งน้ำตามแผนที่กำหนด ($\bar{x}$=3.56)

2) โครงการส่งน้ำ โดยยึดประโยชน์ของเกษตรกรเป็นหลัก ($\bar{x}$=3.55)

3) การแก้ไขปัญหา ปรับปรุงการให้บริการด้านการส่งน้ำอยู่เสมอ ($\bar{x}$=3.54) ดังแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 9 ลำดับความพึงพอใจรายข้อ ด้านการส่งน้ำและบำรุงรักษา

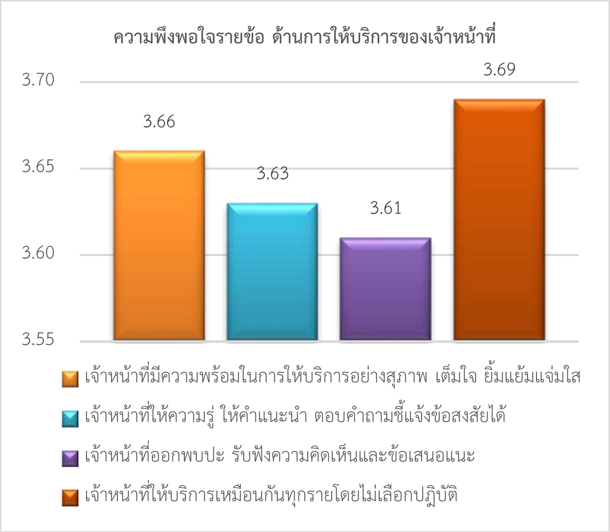
6.1.4 ระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

จากระดับความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่ อยู่ในระดับมาก ($\bar{x}$=3.65) เมื่อพิจารณาเป็นรายข้อ พบว่า ข้อที่มีระดับความพึงพอใจสูงที่สุด 3 อันดับ ได้แก่

1) เจ้าหน้าที่ที่ให้บริการเหมือนกันทุกรายโดยไม่เลือกปฏิบัติ ($\bar{x}$=3.69)

2) เจ้าหน้าที่มีความพร้อมในการให้บริการอย่างสุภาพ เต็มใจ ยิ้มแย้มแจ่มใส ($\bar{x}$=3.66)

3) เจ้าหน้าที่ให้ความรู้ ให้คำแนะนำ ตอบคำถาม ชี้แจงข้อสงสัยได้ ($\bar{x}$=3.63) ดังแสดงในรูปที่ 10



รูปที่ 10 ลำดับความพึงพอใจรายข้อ ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

6.2 การเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน จำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคล

ผลการเปรียบเทียบความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทาน จำแนกตามปัจจัยส่วนบุคคลด้านเพศ อายุ รายได้/เดือน ตำแหน่งในพื้นที่รับน้ำ และสังกัดฝ่าย มีดังนี้

6.2.1 ปัจจัยส่วนบุคคลด้านเพศ

พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีเพศต่างกันมีความพึงพอใจในภาพรวม ที่ไม่แตกต่างกัน เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีเพศต่างกันมีความพึงพอใจไม่แตกต่างกันทุกด้าน

6.2.2 ปัจจัยส่วนบุคคลด้านอายุ

พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีอายุต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.242, Sig.=0.867) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีอายุต่างกันมีความพึงพอใจ ไม่แตกต่างกันทุกด้าน

6.2.3 ปัจจัยส่วนบุคคลด้านรายได้/เดือน

พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีรายได้ต่อเดือนต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.873, Sig.=0.480) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีรายได้ต่อเดือนต่างกันมีความพึงพอใจ ไม่แตกต่างกันทุกด้าน

6.2.4 ปัจจัยส่วนบุคคลด้านตำแหน่งในพื้นที่รับน้ำ

พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีตำแหน่งพื้นที่รับน้ำต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=2.310, Sig.=0.101) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่มีตำแหน่งพื้นที่รับน้ำต่างกันมีความพึงพอใจด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษาแตกต่างกัน อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05 ดังนั้นจึงทำการเปรียบเทียบความแตกต่างของค่าเฉลี่ยเป็นรายคู่ โดยภาพรวมและรายด้านด้วยวิธีผลต่างนัยสำคัญน้อยที่สุด (Least Significant Difference: LSD) การเปรียบเทียบความแตกต่างรายคู่ด้วยวิธีผลต่างนัยสำคัญน้อยที่สุด จำแนกตามตำแหน่งพื้นที่รับน้ำ ด้านการส่งน้ำและและปรับปรุงบำรุงรักษา พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งปลายคลอง มีความพึงพอใจแตกต่างจากเกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งกลางคลองและต้นคลอง แต่เกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งกลางคลอง มีความพึงพอใจไม่แตกต่างจากเกษตรกรผู้ใช้น้ำที่อยู่ในตำแหน่งต้นคลอง อย่างมีนัยสำคัญทางสถิติที่ระดับ 0.05

6.2.5 ปัจจัยส่วนบุคคลด้านสังกัดฝ่าย

พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่สังกัดฝ่ายต่างกันมีความพึงพอใจ โดยรวมไม่แตกต่างกัน (F=0.798, Sig.=0.451) เมื่อพิจารณาในแต่ละด้าน พบว่า เกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานที่สังกัดฝ่ายต่างกันมีความพึงพอใจ ไม่แตกต่างกันทุกด้าน

7. ข้อเสนอแนะ

ข้อเสนอแนะที่มีต่อการใช้น้ำในเขตชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์

ผลการศึกษาข้อเสนอแนะที่มีต่อการใช้น้ำในเขตชลประทาน โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ พบว่า

7.1 ด้านการบริหารจัดการน้ำ

ควรรวบรวม ศึกษา วิเคราะห์ข้อมูลด้านอุทกวิทยา อุตุนิยมวิทยา และมีการออกสำรวจความคิดเห็นความต้องการ การใช้น้ำของเกษตรกร รวมทั้งข้อมูลการใช้น้ำต่างๆ เพื่อวางแผนการจัดสรรน้ำ การส่งน้ำ และการระบายน้ำทั้งในฤดูแล้งและฤดูฝน ควรติดตาม ตรวจสอบ และประเมินผลการบริหารจัดการน้ำให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพและเป็นไปตามแผนที่กำหนด ควรศึกษาวิเคราะห์สภาพการใช้น้ำต่างๆ และประสิทธิภาพการบริหารจัดการน้ำ เพื่อประเมินผลประสิทธิภาพการชลประทานในช่วงฤดูแล้งและฤดูฝน นำไปใช้ในการวางแผนปรับปรุง เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารจัดการน้ำ และช่วยในการตัดสินใจด้านการจัดสรรน้ำ การระบายน้ำให้มีประสิทธิภาพและประสิทธิผล

7.2 ด้านการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษา

ควรรวบรวมข้อมูล ศึกษา วิเคราะห์ พิจารณาการส่งน้ำและปรับปรุงบำรุงรักษาที่อยู่ในเขตโครงการ โดยตรวจสอบวิเคราะห์ข้อมูลต่างๆ เพื่อให้มีความเหมาะสมและถูกต้องตามหลักวิชาการ และจัดทำแผนการส่งน้ำให้เพียงพอในช่วงฤดูแล้งและฤดูฝนตลอดพื้นที่ทั้งโครงการ มีการจัดสรรน้ำโดยแบ่งรอบเวรการใช้น้ำในแต่ละช่วงของเส้นทางการส่งน้ำให้เท่าเทียมกัน มีการจัดทำแผนงาน ซ่อมแซม ปรับปรุงบำรุงรักษาอาคารชลประทาน เพื่อให้มีการบริหารจัดการน้ำอย่างมีประสิทธิภาพ ควรตรวจสอบ ติดตาม ประเมินผล และควรศึกษาพัฒนารูปแบบการจัดทำฐานข้อมูลหรือระบบสารสนเทศที่เกี่ยวกับงานปรับปรุงบำรุงรักษา บัญชีอาคารชลประทาน ประวัติการซ่อมแซมปรับปรุงบำรุงรักษาอาคารชลประทาน

7.3 ด้านการให้บริการของเจ้าหน้าที่

ควรถ่ายทอดความรู้ในด้านข้อมูลชลประทาน ด้านวิศวกรรรมชลประทาน ด้านการบริหารจัดการน้ำ แก่เจ้าหน้าที่ในหน่วยงาน เกษตรกรผู้ใช้น้ำ หรือผู้รับบริการมากขึ้นกว่าเดิม มีการออกพื้นที่เพื่อพบปะเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตพื้นที่รับผิดชอบเพื่อสร้างความสัมพันธ์และรับฟังปัญหาการให้บริการระหว่างเจ้าหน้าที่โครงการและเกษตรกรผู้ใช้น้ำ เจ้าหน้าที่ควรมีความมุ่งมั่น กระตือรือร้น ทุ่มเทจริงใจที่จะให้บริการ ให้บริการด้วยความเป็นธรรม รับฟังความคิดเห็นและเปิดโอกาสให้เกิดการมีส่วนร่วม

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ที่ให้ความอนุเคราะห์การวิจัยสำหรับบทความนี้ และขอขอบคุณคุณมาโนช ตุ้มทอง ผู้อำนวยการโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาท่าโบสถ์ ที่อนุเคราะห์และเอื้อเฟื้อสถานที่ทดสอบฯ คุณธีรธันย์ โชติธัญรัตน์ หัวหน้าฝ่ายจัดสรรน้ำและปรับปรุงระบบชลประทาน, คุณอภิชาต ขันทับ หัวหน้าฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 1 คุณโบนัส ทาแก้ว หัวหน้าฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 2 และคุณวุฒิภัทร เพ็งสวย หัวหน้าฝ่ายส่งน้ำและบำรุงรักษาที่ 3 ตลอดจนบุคลากรทุกท่านที่ให้ข้อเสนอแนะและข้อมูลที่เป็นประโยชน์สำหรับนำมาใช้ในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมชลประทาน (2544). เอกสารประกอบการประชุม ครั้งที่ 2 คณะกรรมการการอำนวยการปฏิรูป โครงการสร้างการบริหารจัดการโครงการชลประทาน, 14 สิงหาคม 2544, ตึกศูนย์วิศวกรรมชลประทาน กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์.

________. (2548). การบริหารจัดการชลประทานโดยเกษตรกรมีส่วนร่วมด้านการส่งน้ำและบำรุงรักษา, กรุงเทพมหานคร, แอร์บอร์นพรินต์.

________. (2552). ค่ามือการส่งน้ำและบำรุงรักษาโดยเกษตรกรมีส่วนร่วมตามกระบวนการ 14 ขั้นตอน, กรุงเทพมหานคร, บริษัท บูมคัลเลอร์ไลน์ จำกัด.

[2] ไกรสร วีระโสภณ และคนอื่นๆ (2544). รูปแบบการจัดการระบบควบคุมการใช้น้ำชลประทาน. *รายงานการวิจัย สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ*, กรุงเทพมหานคร, กรมชลประทาน.

[3] สุทัศน์ สุวรรณหาร (2554). ความพึงพอใจของเกษตรกรต่อการบริหารจัดการน้ำของกลุ่มบริหารการใช้น้ำชลประทานคลอง MC (สนามบิน) ตำบลหนองพอก อำเภอธวัชบุรี จังหวัดร้อยเอ็ด. *ปริญญา ร.ม. มหาสารคาม*, มหาวิทยาลัยราชภัฏมหาสารคาม.

[4] โชติกา นิลพัฒน์ (2550). พฤติกรรมและความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาพลายชุมพล จังหวัดพิษณุโลก. *วิทยานิพนธ์ บธ.ม.(การจัดการทั่วไป)*, พระนครศรีอยุธยา, มหาวิทยาลัยราชภัฏพระนครศรีอยุธยา.

[5] สมเกียรติ์ เสือแก้ว (2555). การศึกษาความพึงพอใจของเกษตรกรผู้ใช้น้ำในเขตชลประทานโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาลำนางรอง. *วิทยานิพนธ์ วศ.ม.(การบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค)*, ศูนย์บรรณสารและสื่อการศึกษา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี.

[6] สุนทร คำศรีเมือง (2550). ความพึงพอใจของเกษตรกรต่อการบริหารจัดการน้ำของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาห้วยโมง ตำบลน้ำโมง อำเภอท่าบ่อ จังหวัดหนองคาย. *ปริญญา รป.ม. มหาสารคาม*, มหาวิทยาลัยราชภัฏมหาสารคาม.

การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำเจ้าพระยาเชิงกลยุทธิ์
Water resources study for Strategic flood risk management in Chao Phraya river basin

ชนะศักดิ์ แสงสกุล[1] รณกร สนธิแก้ว[2] และ สนิท วงษา[3]

[1,2,3] ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี จ.กรุงเทพฯ

[1]Chanasak Sangsakun ; TongCivil406@gmail.com
[2]Ranakorn Sontikaew ; iranakorn@gmail.com
[3]Sanit Wongsa ; sanit.won@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์เพื่อศึกษาอุทกภัยที่เกิดขึ้นในพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา ตั้งแต่บริเวณสถานี C.2 ค่ายจิรประวัติ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ถึงบริเวณปากอ่าวไทย อำเภอพระสมุทรเจดีย์ จังหวัดสมุทรปราการวัตถุประสงค์ของการศึกษาครั้งนี้คือการศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำเจ้าพระยา ในการจำลองการเกิดน้ำท่วมได้ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC (Nays2D Flood) และแบบจำลองความสูงเชิงเลข Digital Elevation Model จาก NASA Earth science data ที่มีความละเอียด 30*30 เมตร ในระบบพิกัด UTM โดยอ้างอิงจาก WGS1984 UTM Zone 47N และใช้ข้อมูลอัตราการไหลจากแม่น้ำเจ้าพระยาในช่วงเกิดมหาอุทกภัยปี 2554 ตั้งแต่วันที่ 31 สิงหาคม ถึง 30 ตุลาคม เป็นข้อมูลป้อนเข้าแบบจำลอง เพื่อศึกษาลักษณะการไหลของน้ำในพื้นที่ลุ่มน้ำและประเมินผล รวมถึงคาดการณ์พื้นที่ที่จะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมภายใต้ปริมาณน้ำในแม่น้ำเจ้าพระยาที่สถานี C.2 และนำผลที่ได้จาก Nays2D Flood มาจัดทำแผนที่น้ำท่วม ซึ่งแผนที่จะแสดงค่าความลึกและบริเวณพื้นที่ที่ถูกน้ำท่วม เพื่อหาแนวทางหรือมาตรการป้องกันและบรรเทาผลกระทบที่อาจเกิดขึ้นในอนาคต

คำสำคัญ: การบริหารจัดการน้ำท่วม, แผนที่น้ำท่วม, แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม, แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC, น้ำท่วมแม่น้ำเจ้าพระยา

Abstract

The research is to develop the mathematical model to study the flood at the basin of Chao Phraya River. At the C.2 station from Jiraprawat camp, Muang District, Nakhon Sawan Province to the mouth of river in Phra Samut Chedi District, Samut Prakan Province The purposes of this research are to study the water resources for Strategic flood risk management in Chao Phraya river basin by using the iRIC (Nays2DFlood) model and database with Digital Elevation Model from NASA Earth Science data to develop the flood model at Chao Phraya River with 30*30 specification in UTM system referring to WGS1984 UTM Zone 47N and using the data rate of water flow from the big flood between 31 August, 2011 to 30 October, 2011 to put in the model for study the water flow characteristics in the watershed and evaluate as well as predicting areas that will be affected by floods under the amount of water in the Chao Phraya River at the C.2 station use Nays2D Flood model to produce the flood map and flood risk map. The map is include flood depth and the flood area. It is for the prevention and the relief from flood in the future.

Keywords: Flood Management, Flood Map, Flood risk map, iRIC Model, Flooding the Chao Phraya River

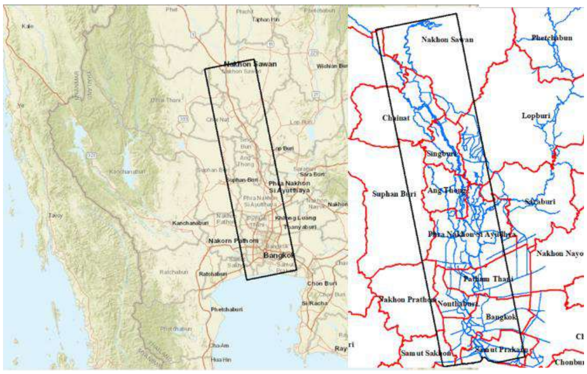
1. บทนำ

เนื่องจากลักษณะภูมิประเทศในภาคกลางของไทยเป็นพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำซึ่งเป็นพื้นที่ต่ำจึงทำให้เกิดน้ำท่วมทุกปีและไม่สามารถคาดการณ์ได้ว่าจะเกิดน้ำท่วมเมื่อใดทำให้ไม่พร้อมรับมือกับน้ำท่วมที่จะเกิดขึ้น ซึ่งเหตุการณ์น้ำท่วมได้เกิดขึ้นมาหลายครั้งแต่ก็ยังไม่สามารถจัดการกับน้ำท่วมได้อย่างมีประสิทธิภาพ เนื่องจากปี 2554 ได้เกิดเหตุการณ์มหาอุทกภัยจึงได้นำเหตุการณ์มหาอุทกภัยนี้มาเป็นกรณีศึกษา ดังนั้นในการวิจัยครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อการศึกษาด้านแหล่งน้ำสำหรับการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำเจ้าพระยา โดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC ศึกษาลักษณะการไหลของของน้ำในพื้นที่ศึกษาและจัดทำแผนที่น้ำท่วมรวมถึงแผนที่เสี่ยงน้ำท่วม เพื่อป้องกันและบรรเทาอุทกภัยที่จะเกิดขึ้น

2. ขอบเขตการศึกษา

2.1 ขอบเขตพื้นที่ศึกษา

จัดทำตั้งแต่สถานี C.2 ค่ายจิรประวัติ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ จนถึงปากอ่าวบริเวณ อำเภอพระสมุทรเจดีย์ จังหวัดสมุทรปราการ ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ระวางแผนที่มาตราส่วน 1 : 50,000 จำนวน 54 ระวาง และครอบคลุม 11 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดนครสวรรค์ จังหวัดชัยนาท จังหวัดอ่างทอง จังหวัดสิงห์บุรี จังหวัดลพบุรี จังหวัดอุทัยธานี จังหวัดพระนครศรีอยุธยา จังหวัดปทุมธานี จังหวัดนนทบุรี จังหวัดกรุงเทพมหานคร และจังหวัดสมุทรปราการ ประกอบด้วยสถานี C.2 (แม่น้ำเจ้าพระยา) สถานี Ct.2A (แม่น้ำสะแกกรัง) และสถานี S.5 (แม่น้ำป่าสัก) ดังรายละเอียดในรูปที่ 1



รูปที่ 2.1 ขอบเขตพื้นที่ศึกษา

2.2 ลักษณะภูมิประเทศ

2.2.1 ลุ่มน้ำเจ้าพระยา

ลุ่มน้ำเจ้าพระยา ตั้งอยู่ทางตอนกลางของประเทศไทย มีพื้นที่ลุ่มน้ำรวมทั้งสิ้น 20,523.42 ตารางกิโลเมตร พื้นที่ส่วนใหญ่อยู่ในเขต 16 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดนครสวรรค์ จังหวัดพิจิตร จังหวัดกำแพงเพชร จังหวัดอุทัยธานี จังหวัดชัยนาท จังหวัดสิงห์บุรี จังหวัดลพบุรี จังหวัดอ่างทอง จังหวัดสุพรรณบุรี จังหวัดนครปฐม จังหวัดนครนายก จังหวัดพระนครศรีอยุธยา จังหวัดสระบุรี จังหวัดปทุมธานี จังหวัดนนทบุรี และจังหวัดสมุทรปราการ รวมถึงจังหวัดกรุงเทพมหานครด้วย ลักษณะลุ่มน้ำวางตัวตามแนวเหนือ-ใต้ อยู่ระหว่างเส้นรุ้งที่ 13° 30´ เหนือ ถึงเส้นรุ้งที่ 16° 05´ เหนือ และระหว่างเส้นแวงที่ 99° 30´ ตะวันออก ถึงเส้นแวงที่ 101° 00´ ตะวันออก ทิศเหนือติดกับลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน ทิศใต้ติดกับอ่าวไทย ทิศตะวันตกติดกับลุ่ม น้ำท่าจีนและลุ่มน้ำสะแกกรัง และทิศตะวันออกติดกับลุ่มน้ำป่าสักและลุ่มน้ำบางปะกง[1]

2.2.2 แม่น้ำเจ้าพระยา

แม่น้ำเจ้าพระยามีจุดกำเนิดอยู่ที่ตำบลปากน้ำโพ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ไหลจากทิศเหนือลงสู่อ่าวไทย ผ่านที่ราบภาคกลาง สภาพลุ่มน้ำทางฝั่งตะวันออกในเขตจังหวัดนครสวรรค์และจังหวัดลพบุรีเป็นที่ราบสูงมีเนินเขาเตี้ย ๆ เป็นสันปันน้ำกั้นระหว่างลุ่มน้ำเจ้าพระยาและลุ่มน้ำป่าสัก ส่วนทางตอนล่างลงมาซึ่งอยู่ในเขตจังหวัดสระบุรีและจังหวัดฉะเชิงเทราจะเป็นที่ราบลาดเขาลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา และเป็นที่ราบชายฝั่งทะเลในเขตจังหวัดสมุทรปราการ สภาพลุ่มน้ำทางฝั่งตะวันตกของลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนบนเป็นที่ราบและตอนล่างเป็นที่ราบลุ่ม ซึ่งมีอาณาเขตติดต่อกับลุ่มน้ำท่าจีนลาดลงไปจรดชายฝั่งทะเลด้านอ่าวไทย

2.3 อุตุนิยมวิทยาและอุทกวิทยา

2.3.1 สภาพภูมิอากาศ

อุณหภูมิเฉลี่ยรายปี 28.1 องศาเซลเซียส ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายปี 27.9-28.4 องศาเซลเซียส ความชื้นสัมพัทธ์โดยเฉลี่ยตลอดปีจะอยู่ระหว่าง 72.8 เปอร์เซ็นต์ค่าความชื้นสัมพัทธ์สูงสุด 74.9 เปอร์เซ็นต์และค่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำสุดวัดได้ 70.4 เปอร์เซ็นต์ ปริมาณการระเหยจากถาดโดยเฉลี่ยตลอดทั้งปี 1,873.6 มิลลิเมตร ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายปี 1,782.5-2,018 มิลลิเมตร ความครึ้มของเมฆปกคลุมโดยเฉลี่ย 6.3 อ๊อกต้า (0-10 อ๊อกต้า) ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายปี 5.4-7.6 อ๊อกต้า ความเร็วลมโดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 4.1 น๊อต ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายปี 2.1-8.8 น๊อต[2] รายละเอียดดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ข้อมูลสภาพภูมิอากาศของพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา

ข้อมูลภูมิอากาศที่สำคัญ	หน่วย	ช่วงพิสัยค่ารายปีเฉลี่ย	ค่าเฉลี่ยรายปี
อุณหภูมิ	องศาเซลเซียส	27.9-28.4	28.1
ความชื้นสัมพัทธ์	เปอร์เซ็นต์/ร้อยละ	70.4-74.9	72.8
ความเร็วลม	น๊อต	2.1-8.8	4.1
เมฆปกคลุม	0-10	5.4-7.6	6.3
ปริมาณการระเหยจากถาด	มิลลิเมตร	1,782.5-2,018	1,873.6
ปริมาณการระเหยของพืชอ้างอิง	มิลลิเมตร	1,722.6-2,045.5	1,916.3

2.3.2 ปริมาณน้ำท่า

ลุ่มน้ำเจ้าพระยามีพื้นที่รับน้ำทั้งหมด 20,125 ตร.กม. และมีปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติทั้งปีเฉลี่ยประมาณ 1,731.8 ล้านลูกบาศก์เมตร แยกเป็นปริมาณน้ำท่าฤดูฝน 1,657.0 ล้านลูกบาศก์เมตร (คิดเป็นร้อยละ95.68) และปริมาณน้ำท่าฤดูร้อน 74.8 ล้านลูกบาศก์เมตร (คิดเป็นร้อยปริมาณ

น้ำท่ารายปีเฉลี่ยต่อหน่วยพพื้นที่รับน้ำฝน 2.7 ลิตรต่อวินาที/ตาราง กิโลเมตรรายละเอียดดังรูปที่ 2.2

รูปที่ 2.2 ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายเดือนเฉลี่ยทั้งลุ่มน้ำ

2.3.3 ปริมาณน้ำฝน

ปี 2544 ปริมาณฝนสะสมตั้งแต่ต้นปีจนถึงเดือนพฤศจิกายน อยู่ที่ 1,781 มิลลิเมตร ซึ่งมีค่ามากที่สุดเมื่อเทียบกับปริมาณฝนสะสมของปี 2549-2553 และมากกว่าปริมาณฝนสะสมเฉลี่ยระหว่างปี 2493-2540 และเมื่อพิจารณาเส้นกราฟของปี 2554 ยังพบอีกว่า ปริมาณฝนสะสมเริ่มมีค่ามากกว่าปีอื่น ๆ ตั้งแต่เดือนมีนาคม ดังรูปที่ 2.3

รูปที่ 2.3 ปริมาณฝนรายเดือนและรายปีเฉลี่ย 30 ปี (ปี 2520-2549)

2.3.4 ปริมาณน้ำหลาก

การรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำหลากจากสถานีวัดน้ำในลุ่มน้ำเจ้าพระยาของหน่วยงาน ต่าง ๆ ได้แก่ กรมชลประทาน กรมอุตุนิยมวิทยา และการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย จำนวน 60 สถานีมีเพียง 14 สถานีที่มีช่วงเวลาของการจดบันทึกข้อมูลค่าปริมาณน้ำหลากครบตลอดทั้งปี ทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำหลากสูงสุดรายปีเฉลี่ยและพื้นที่รับน้ำ ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์[3] แสดงได้ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ปริมาณน้ำหลากสูงสุดรายปีเฉลี่ยของแต่ละสถานีวัดน้ำในลุ่มน้ำเจ้าพระยา

รหัสสถานี	จังหวัด	ช่วงสถิติข้อมูล (ปี พ.ศ.)	จำนวนปีที่มีข้อมูล	พื้นที่รับน้ำ (ตร.กม.)	ปริมาณน้ำนองสูงสุดรายปี(ลบ.ม./วินาที)		
					เฉลี่ย	สูงสุด	ต่ำสุด
P.16	กำแพงเพชร	2497-2543	47	45,677	1,265.20	2,110.00	388.7
P.17	นครสวรรค์	2497-2543	47	45,851	1,109.50	1,915.10	369
N.8	พิจิตร	2495 - 2543	49	32,878	1,258.90	3,014.00	486
N.14	นครสวรรค์	2497 - 2513	17	33,197	1,165.20	1,344.00	756
N.14N	นครสวรรค์	2521 - 2543	23	33,182	1,156.00	1,708.80	704.5
N.37	นครสวรรค์	2510 - 2539	30	56,214	1,173.40	1,706.80	652
N.53	เพชรบูรณ์	2522 - 2544	23	111	215.30	591.20	38
Ct.4	นครสวรรค์	2518 - 253	14	1,246	120.00	260.60	35.3
Ct.5A	กำแพงเพชร	2512 - 2544	33	979	290.90	787.00	34.1
Ct.58	นครสวรรค์	2531 - 2544	14	930	354.20	981.10	65.5
Ct.7	นครสวรรค์	2518 - 2544	27	457	137.90	442.00	1
Ct.8	อุทัยธานี	2518 - 2521	7	3,410	121.50	196.60	6.6
Ct.9	อุทัยธานี	2520 - 2544	25	522	88.40	322.80	7.3
C.2	นครสวรรค์	2499 - 2544	46	110,569	2,418.90	4,820.00	972.9

3.ทฤษฎีและหลักการทำงานของ iRIC

3.1 iRIC Model

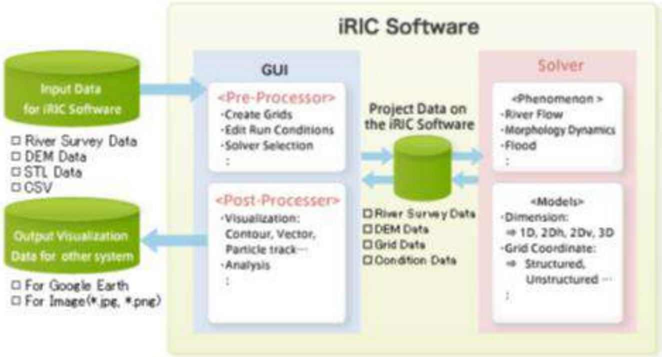
iRIC เป็น Freeware ที่ถูกพัฒนาโดย The Foundation of Hokkaido River Disaster Prevention Research Center (RIC) แห่งประเทศญี่ปุ่น ซึ่งสามารถดาวน์โหลดโปรแกรมพร้อมกับคู่มือการใช้งานได้จากเว็ปไซต์ http://i-ric.org/en/introduction[4]

3.2 หลักการทำงานของแบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC

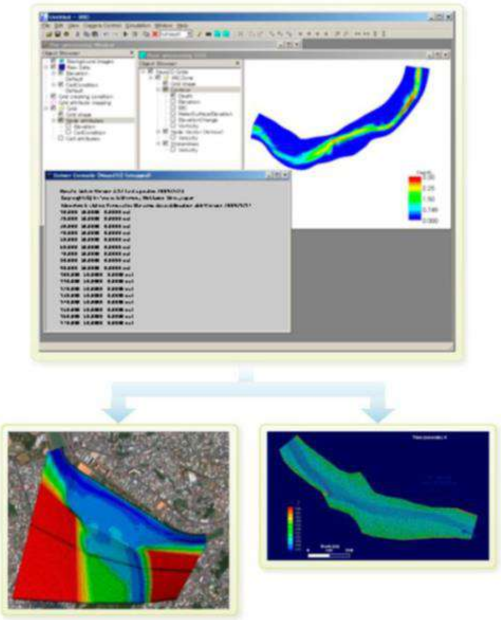
โปรแกรม iRIC เป็นโปรแกรมที่สามารถใช้งานง่ายมีประสิทธิภาพและมีความแม่นยำสูง โดยนำเสนอผลการคำนวณนั้นสามารถดึงข้อมูลผลเฉลี่ยที่บันทึกไว้ในไฟล์มาแสดงเป็นภาพนิ่งและภาพเคลื่อนไหวร่วมกับรูปภาพแผนที่หรือภาพถ่ายและสามารถนำไฟล์รูปภาพข้างต้นไปสร้างเป็นไฟล์ *.kml เพื่อใช้แสดงบน Google Earth ได้ ทำให้สามารถเห็นเป็นภาพที่เข้าใจได้ง่ายขึ้น[5]

ระบบโครงสร้างของโปรแกรม iRIC ถูกออกแบบไว้โดยมี องค์ประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนคือ Pre-processor Post-processor และ Solver โดยที่Pre-processor เป็นส่วนที่ใช้สำหรับสร้างกริดเพื่อใช้ในการคำนวณจากข้อมูลตำแหน่งพิกัด รูปตัดขวาง และรูปตัดตามยาวของแม่น้ำที่ได้จากการสำรวจหรือ จากข้อมูล DEM โดยจะใช้ GUI และ Visualized ที่จัดเตรียมไว้สำหรับจัดการข้อมูลข้างต้น นอกจากนั้นยังใช้สำหรับกำหนดค่าเริ่มต้นและค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ ในการคำนวณด้วย เมื่อจัดเตรียมข้อมูลแล้วเสร็จก็จะสามารถ run โปรแกรมโดยใช้คือ Solver จากนั้นจะเป็นการแสดงผลการคำนวณคือ Post-processor ซึ่ง สามารถแสดงผลเป็นกราฟิกในหลายๆ รูปแบบทั้งปริมาณสเกลาร์ และปริมาณเวคเตอร์ เช่น เส้นการไหล เวคเตอร์ทิศทางการไหล เส้นชั้นความสูง และการเปลี่ยนแปลงสัณฐานท้องน้ำ

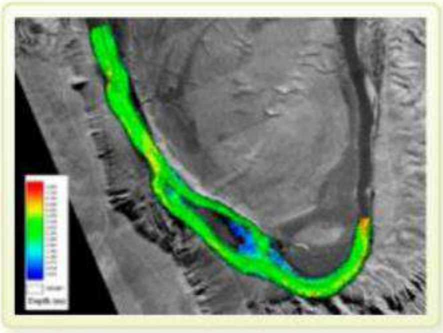
นอกจากนี้ยังมีความสามารถนำเสนอรูปภาพที่แสดงปริมาณหลายๆอย่างในรูปภาพเดียวกันได้[5]



รูปที่ 3.1 ผังจำลองระบบโครงสร้างการทำงานของโปรแกรม iRIC (ที่มา: http://iric.org/en/introduction)



(ก) หน้าต่างของ Pre-processor และการ run โปรแกรม



(ข) หน้าต่างของ Post-processor

รูปที่ 3.2 หน้าต่างของ Pre-processor Post-processor และการ run โปรแกรมโดย Solve (ที่มา: http://i-ric.org/en/introduction)

3.3 ทฤษฎีสมการพื้นฐาน

สมการพื้นฐานที่ถูกนำมาประกอบด้วยสมการการไหลต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม ซึ่งในระบบพิกัดแบบฉาก เขียนได้เป็น

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial (hu)}{\partial t}+\frac{\partial (hu^2)}{\partial x}+\frac{\partial (huv)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_x}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[v\frac{\partial (hu)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[v\frac{\partial (hu)}{\partial y}\right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial (hv)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial (hv^2)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_y}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[v\frac{\partial (hv)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[v\frac{\partial (hv)}{\partial y}\right] \quad (3)$$

โดยที่ h เป็นความลึก u, v เป็นความเร็วเฉลี่ยในแนวดิ่ง, τ เป็นความเค้นเฉือน y, ρ เป็นความหนาแน่นของน้ำ, H เป็นค่าเสาระดับ $(H = zb+h)$, zb เป็นระดับท้องน้ำ, v เป็นแนวแกนของระบบพิกัดฉากตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉากตามลำดับพจน์ของความเค้นเฉือน τ_x, τ_y และความหนืดจลน์สามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_x=\rho C_d u\sqrt{u^2+v^2}, \tau_y=\rho C_d v\sqrt{u^2+v^2} \quad (4a, 4b)$$

$$v=\frac{k}{6}u_* h \quad (5)$$

โดยที่ Cd เป็นค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน, k เป็นค่าคงที่ของ Karman (มีค่าเท่ากับ 0.4) และ u_* เป็นค่าความเร็วเฉือน ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ

$$u_*=C_d\sqrt{u^2+v^2} \quad (6)$$

ซึ่งสมการดังกล่าวจะถูกนำมาใช้ในโปรแกรม iRIC เพื่อสร้างแบบจำลองคณิตศาสตร์[6]

4.วิธีการดำเนินงานวิจัย

4.1 การเตรียมข้อมูลระบบพิกัด (DEM)

ทำการดาวน์โหลดข้อมูลระบบพิกัด (DEM) จากเว็ปไซด์ https://.earthdata.nasa.gov และนำข้อมูลแรสเตอร์มาแปลงเป็นจุด เพื่อคำนวณหาค่าพิกัด โดยอ้างอิงพิกัดจาก WGS1984 zone 47N โดยใช้โปแกรม ArcMap 10.4.1 ในขั้นตอนแรกทำการนำข้อมูลรูปแบบแรสเตอร์ทั้งหมดมา Mosaic รวมกันใช้คำสั่ง Raster to point เป็นแปลงเป็นจุด ซึ่งได้ข้อมูลออกมาเป็นจุดระยะ 30x30 เมตร ในขั้นตอนต่อมาทำการคำนวณ

ค่าพิกัด เมื่อได้ค่าพิกัดก็นำมาจัดเรียงใน Notepad โดยเรียงค่าจากน้อยไปหามากและบันทึกไฟล์โดยใช้นาสกุลไฟล์เป็น *.tpo เพื่อนำมาใช้ในการคำนวณโดยใช้โปรแกรม Nays2D Flood

4.2 การเตรียมข้อมูลอัตราการไหล

ในการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้อัตราการรายวันไหลจากสถานี C.2 (แม่น้ำเจ้าพระยา) Ct.2A (แม่น้ำสะแกกรัง) และ S.5 (แม่น้ำป่าสัก) โดยจะนำอัตราการไหลมาเรียงในรูปแบบเวลาเป็นวันโดยใช้อัตราการไหลตั้งแต่วันที่ 16 กันยายน ถึง 14 พฤศจิกายน 2554 ดังรูปที่ 4.1, 4.2 และ 4.3

รูปที่ 4.1 อัตราการไหลของสถานีวัดน้ำ C.2

รูปที่ 4.2 อัตราการไหลของสถานีวัดน้ำ Ct.2A

รูปที่ 4.3 อัตราการไหลของสถานีวัดน้ำ S.5

4.3 การสร้างกริดและการตั้งค่าในการคำนวณ

4.3.1 การสร้างแบบจำลอง

ใช้กริดขนาด 150x150 เมตร และความกว้างของกริดเป็น 60,000 เมตร โดยครอบคลุมพื้นที่ตั้งแต่สถานี C.2 ค่ายจิรประวัติ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ จนถึงปากอ่าวบริเวณ อำเภอพระสมุทรเจดีย์ จังหวัดสมุทรปราการ โดยมีค่าพารามิเตอร์ดังนี้ d_i = 150.083 d_j = 150 w = 60,000 ดังรูปที่ 4.4

4.3.2 การตั้งค่า Condition Calculation ในการ run

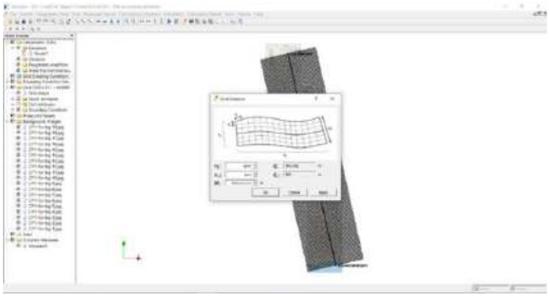
1) กำหนดให้ Time unit of discharge/water surface เป็นหน่วยชั่วโมง

2) กำหนดให้ Water surface at downstream เป็นการไหลแบบ Free outflow

3) กำหนดให้ Water entering building เป็น Disable

4) Output time interval = 10,800 วินาที

5) Calculation time step = 2 วินาที



รูปที่ 4.4 การสร้างกริดในแบบจำลอง

4.4 การวิเคราะห์ผลการทดลอง

เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของผลการทดลองจึงมีขั้นตอนในการวิเคราะห์ผลการทดลองดังนี้

4.4.1 การปรับแก้ค่าระดับพิกัดดินของ DEM

เนื่องจากทิศทางการไหลของน้ำไม่เป็นไปตามลักษณะภูมิประเทศจึงต้องทำการปรับแก้ค่าระดับพิกัดดินของ DEM เพื่อให้ทิศทางการไหลของน้ำเป็นไปตามลักษณะของภูมิประเทศ

4.4.2 การปรับเทียบผลการทดลอง

เปรียบเทียบกับภาพถ่ายดาวเทียมพื้นที่น้ำท่วมในเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 ของสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (GISTDA) เพื่อหาความแม่นยำของแบบจำลอง

5.ผลการศึกษา

5.1 ผลการปรับแก้ค่าระดับพิกัดดินของ DEM

ในการทดสอบการ DEM ได้ใช้อัตราการไหลของวันที่ 10 ตุลาคม 2554 เป็นเวลา 24 ชั่วโมง โดยได้ผลดังนี้

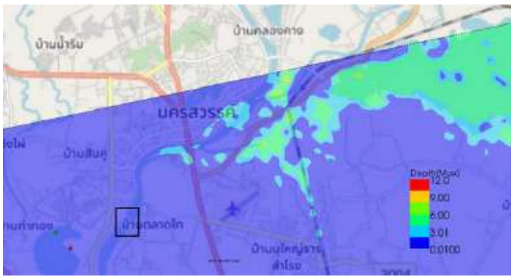
5.1.1 ก่อนทำการปรับแก้ค่าระดับพิกัดดินของ DEM

ผลการรันเมื่อเวลาผ่านไป 24 ชั่วโมง ไม่มีน้ำไหลเข้ามาในบริเวณพื้นที่ตลาดบ้านไทยโดยได้ค่า Depth(Max) = 0.01 เมตร เนื่องจากยังไม่ได้

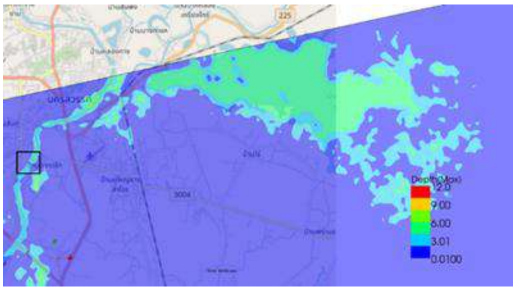
ปรับแก้ค่าความสูงให้เป็นไปตามลักษณะของภูมิประเทศ ทิศทางการไหลของน้ำจึงยังไม่ไหลไปตามทางน้ำ

5.1.2 หลังทำการปรับแก้

ผลการรันเมื่อเวลาผ่านไป 24 ชั่วโมง มีน้ำไหลเข้ามาในบริเวณตลาดบ้านไทยโดยได้ค่า Depth(MAX) = 5.88799 เมตร และทิศทางการไหลของน้ำเป็นไปตามลักษณะของภูมิประเทศ รายละเอียดดังรูปที่ 5.1



(ก) ผลการทดลองก่อนทำการปรับแก้



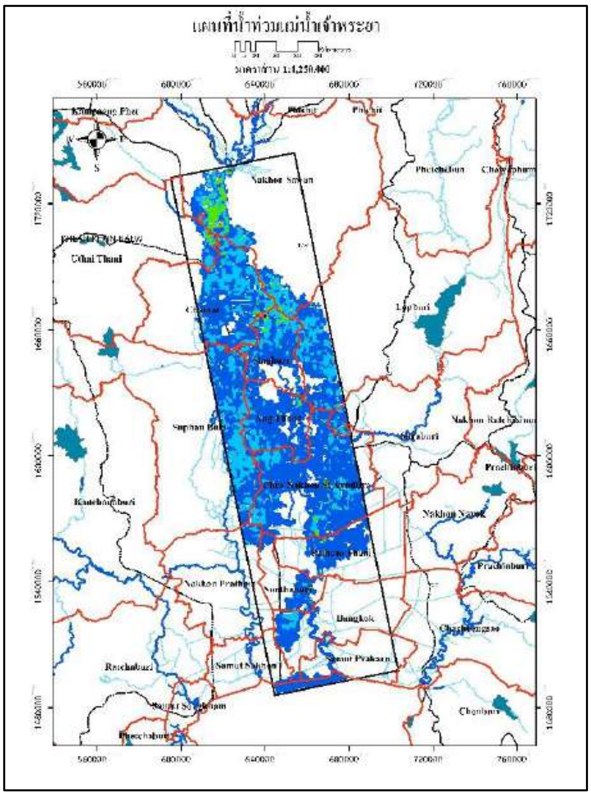
(ข) ผลการทดลองหลังทำการปรับแก้

รูปที่ 5.1 ผลการทดลองก่อนทำการปรับแก้และทำการปรับแก้ค่าความสูง

5.2 แผนที่น้ำท่วม

หลังจากปรับแก้ค่าระดับพิกัดดินเดิมทำการทดสอบ DEM อีกครั้งโดยใช้อัตราการไหลคงที่ที่ 4,000 ลูกบาศก์เมตร/วินาที เป็นเวลาทั้งหมด 30 วัน โดยทำการปล่อยน้ำ ณ ตำแหน่งสถานี C.2 จังหวัดนครสวรรค์ ผลที่ได้ทิศทางการไหลของน้ำเป็นไปตามลักษณะภูมิประเทศตั้งแต่ตำแหน่งปล่อยน้ำจนถึงปลายทาง ณ จังหวัดสมุทรปราการ และได้จัดทำแผนที่น้ำท่วมในเบื้องต้นดังรูปที่ 5.2 โดยแบ่งช่วงตามสีดังนี้

สีแดง	ระดับความลึก 10 เมตรขึ้นไป
สีส้ม	ระดับความลึก 8-10 เมตร
สีเขียวเข้ม	ระดับความลึก 6-8 เมตร
สีเขียวอ่อน	ระดับความลึก 4-6 เมตร
สีฟ้า	ระดับความลึก 2-4 เมตร
สีน้ำเงิน	ระดับความลึก 0-2 เมตร

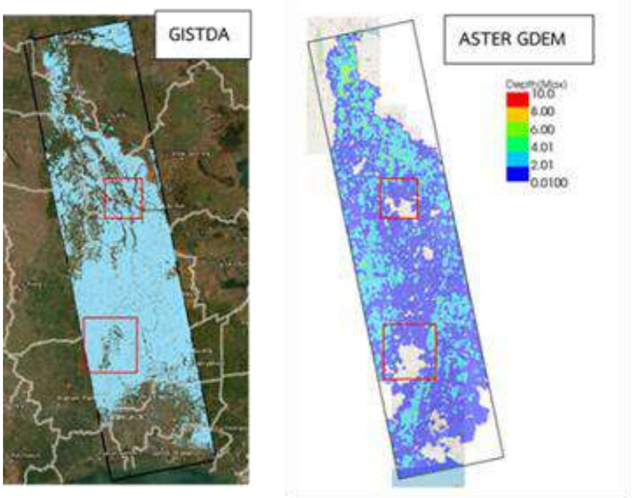


รูปที่ 5.2 แผนที่น้ำท่วมโดยใช้อัตราการไหลคงที่

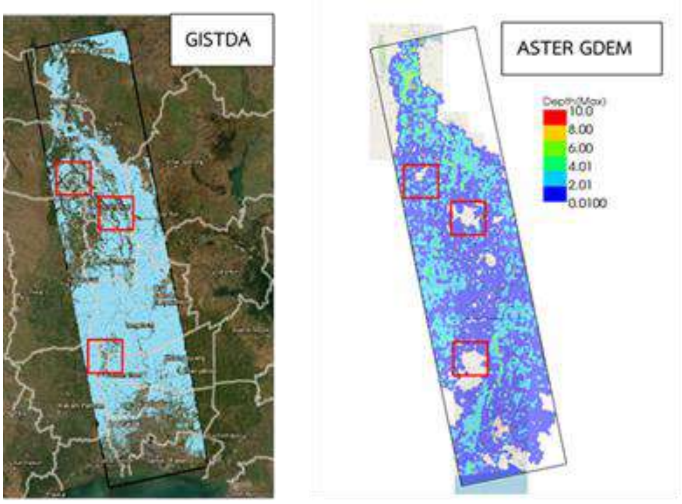
5.3 ผลการปรับเทียบเพื่อหาประสิทธิภาพและความแม่นยำของ ASTER GDEM

5.3.1 การกระจายตัวของน้ำท่วม

โดยเปรียบเทียบการกระจายตัวของน้ำท่วมในเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 จากภาพถ่ายดาวเทียมสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (GISTDA) กับผลการคำนวณจากโปรแกรม Nays2D Flood ที่ใช้อัตราการไหลจริงตั้งแต่วันที่ 16 กันยายน ถึงวันที่ 14 พฤศจิกายน 2554 ได้ผลดังรูปที่ 5.3



(ก) วันที่ 30 ตุลาคม 2554



(ข) วันที่ 14 พฤศจิกายน 2554

รูปที่ 5.3 ผลเปรียบเทียบระหว่างภาพถ่ายดาวเทียม GISTDA กับผลการคำนวณจากโปรแกรม Nays2D Flood

จากรูป (ก) พบว่าผลการคำนวณของแบบจำลองในช่วงเดือนตุลาคม มีการกระจายตัวของน้ำ ท่วมใกล้เคียงกับภาพถ่ายดาวเทียม GISTDA ในบริเวณจังหวัด นครสวรรค์ ลพบุรี สิงห์บุรี อ่างทอง พระนครศรียุธยา และปทุมธานี จากรูป (ข) พบว่าพบว่าผลการคำนวณของแบบจำลองในช่วงเดือนพฤศจิกายนมีการกระจายตัวของท่วมใกล้เคียงกับภาพถ่ายดาวเทียม GISTDA ในบริเวณจังหวัด นครสวรรค์ ลพบุรี ช่วงรอยต่อระหว่างจังหวัดชัยนาทและสุพรรณบุรี สิงห์บุรี อ่างทอง และพระนครศรีอยุธยา จึงสรุปได้ว่าผลจากแบบจำลอง Nays2D Flood โดยใช้ข้อมูล ASTER GDEM กับภาพถ่ายดาวเทียม GISTDA มีกระจายตัวของน้ำท่วมในเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 ที่ใกล้เคียงกัน

5.3.2 ระดับน้ำท่วม

โดยเปรียบเทียบระดับของน้ำท่วมจริงในเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 กับผลการคำนวณจากโปรแกรม Nays2D Flood ในช่วงวันที่ 1 ตุลาคม ถึงวันที่ 14 ตุลาคม 2554 โดยใช้เครื่องมือ Attribute browser เพื่ออ่านค่า Depth(Max) ในโปรแกรมและหาระดับน้ำท่วมสูงสุด แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ผลเปรียบเทียบค่าระดับของน้ำท่วม

จังหวัด	ตำบล	อำเภอ	ระดับน้ำท่วมจริง (เมตร)	ผลจากการคำนวณ ASTER GDEM (เมตร)	ผลต่าง	Coordinates UTM	
						X	Y
นครสวรรค์		เมือง	1.00	1.00	0.00	621114	1.74E+06
	หนอง สมบูรณ์		1.60	1.37	-0.23	620472	1.74E+06
สิงห์บุรี	พระงาม	พรหมบุรี	1.30	0.53	-0.77	655032	1.63E+06
	บางกระบือ	เมือง	2.00	1.69	-0.31	638770	1.67E+06
		อินทร์บุรี	0.60	0.73	+0.13	642556	1.66E+06
อ่างทอง		ป่าโมก	1.00	0.68	-0.32	655666	1.61E+06
พระนครศรีอยุธยา	บ้านป้อม	พระนครศรีอยุธยา	2.00	2.31	+0.31	665952	1.59E+06
พระนครศรีอยุธยา	ไผ่ลิง	พระนครศรีอยุธยา	1.00	1.06	+0.06	670883	1.59E+06

จังหวัดสิงห์บุรี 12 ตุลาคม 2554 สถานการณ์น้ำท่วมที่ อำเภอเมืองสิงห์บุรี น้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาที่ท่วม ตำบลพระงาม อำเภอพรหมบุรี ได้ตลบหลังเข้าท่วม ตำบลจักรสีห์ อำเภอเมืองสิงห์บุรี ทำให้ระดับน้ำสูง 1.30 เมตร และ หมู่ 2 ต.บางกระบือ อำเภอเมืองสิงห์บุรี ระดับน้ำท่วมลึกกว่า 2 เมตร

รูปที่ 5.4 น้ำท่วมจังหวัดสิงห์บุรี

(ที่มา: https://www.thairath.co.th/content/208749)

จังหวัดอ่างทอง ที่อำเภอป่าโมก น้ำล้นตลิ่งเข้าท่วมบ้านเรือนริมฝั่งแม่น้ำเจ้าพระยา 2 หมู่บ้าน คือ หมู่ที่ 3 และหมู่ที่ 6 จำนวน 10 หลังคาเรือนบางจุดน้ำท่วมสูงเกือบ 1 เมตร

รูปที่ 5.5 น้ำท่วมจังหวัดอ่างทอง

(ที่มา: https://www.thairath.co.th/tags/น้ำท่วมอ่างทอง)

จังหวัดพระนครศรีอยุธยา 4 ตุลาคม 2554 น้ำจากแม่น้ำเจ้าพระยาไหลเข้าท่วมบ้านเรือนติดกับด้านหลังวัดไชยวัฒนาราม ตำบลบ้านป้อม ระดับน้ำสูง 2 เมตร

รูปที่ 5.6 น้ำท่วมจังหวัดพระนครศรีอยุธยา

(ที่มา: https://th.wikipedia.org/wiki/อุทกภัยในประเทศไทย_พ.ศ._2554)

เมื่อทำการเปรียบเทียบระดับของน้ำท่วมจริงในเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 และผลการคำนวณจากโปรแกรม Nay2D Flood มีค่าความความลึกใกล้เคียงกันโดยมีผลต่างระหว่าง -0.77 ถึง +31 เซนติเมตร โดยส่วนมากผลคำนวณจากโปรแกรม Nays2D Flood สูงกว่าระดับน้ำท่วมจริงเนื่องจากในโปรแกรมไม่ได้จำลองสิ่งกีดขวางทางน้ำหรืออุปกรณ์บรรเทาสาธารณภัย จึงทำให้บริเวณพื้นที่ดังกล่าวมีน้ำท่วมสูงกว่าระดับน้ำท่วมจริง

6. บทสรุป

แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC มีความแม่นยำในการจำลองลักษณะการไหลของน้ำหลากได้ที่ค่อนข้างใกล้เคียงกับเหตุการณ์จริง สามารถนำแบบจำลองไปวิเคราะห์ ระยะเวลาท่วมขัง ขอบเขตน้ำท่วม ประเมินความเสียหายได้ และความรุนแรงได้ และสามารถนำผลของแบบจำลองไปสร้างแผนที่น้ำท่วมและแผนที่เสี่ยงน้ำท่วมเพื่อป้องกันและบรรเทาอุทกภัยที่จะเกิดขึ้น รวมทั้งสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการศึกษาอื่น ๆที่มีความเกี่ยวข้องกับชลศาสตร์ได้

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัยและนวัตกรรม (สกสว.) ที่ให้การสนับสนุนเงินทุนในการวิจัยในครั้งนี้ และขอขอบคุณ นางสาวธิดารัตน์ คำคง ศิษย์เก่าจากภาควิชาครุศาสตร์โยธา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีที่ให้คำปรึกษาอันเป็นประโยชน์ต่อการทำวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] [ศูนย์ป้องกันวิกฤติน้ำ กรมทรัพยากรน้ำ(2560), *ลุ่มน้ำเจ้าพระยา* [ออนไลน์],Available: http://mekhala.dwr.go.th/knowledge-basin-cpy.php

[2] ระบบระบบภูมิศูนย์อากาศ กรมอุตุนิยมวิทยา(2556), *สถิติภูมิอากาศของประเทศไทยในคาบ 30 ปี* [ออนไลน์],Available: http://climate.tmd.go.th/statistic/stat30y

[3] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร (องค์การมหาชน) (2555), *การดำเนินการด้านการรวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ ข้อมูล โครงการพัฒนาระบบคลังข้อมูล 25 ลุ่มน้ำ และแบบจำลองน้ำท่วมน้ำแล้ง ลุ่มน้ำเจ้าพระยา* [ออนไลน์], Available: https://www.thaiwater.net/web/index.php/knowledge/128-hydro-and-weather/663-25basinreports.html

[4] iRIC Project Changing River Science. (2010), *Software* [Online], Available: http://iric.org/en/introduction

[5] จุฑามาศ ดิษฐ์ทอง (2562). การพัฒนาแบบจำลองคณิตศาสตร์เพื่อศึกษามหาอุทกภัยในลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างปี 2554. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-19 มิถุนายน 2562, หน้า 2.

[6] สนิท วงษา (2560). การจำลองสถานการ์น้ำท่วมใหญ่ภาคกลางของประเทศไทย *2nd EIT International Conference on water Resources Engineering*, เชียงราย, 6 มิถุนายน 2560, หน้า 128.

การหาปริมาณน้ำไหลเข้ากว๊านพะเยาโดยใช้โปรแกรม IFAS บนหลักการแบบจำลองถังร่วมกับระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์

Determination of Stream Inflow in Kwan Phayao Using IFAS on Tank Model with Geometric Information System

เปรม เชิดโชติกานต์[1] และ ชูโชค อายุพงศ์[2]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: premtangent@gmail.com*
[2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่
**Corresponding author; E-mail address: Cendru1@gmail.com*

บทคัดย่อ

กว๊านพะเยาเป็นแหล่งน้ำสำคัญในเขตตัวเมืองของจังหวัดพะเยามีพื้นที่รับน้ำ 1227 ตารางกิโลเมตรแต่มีความจุเก็บกักแค่ 30 ล้านลูกบาศก์เมตร โดยมีลำน้ำไหลเข้ากว๊าน 13 สาย และไหลออกจากกว๊านเพียง 1 สาย เท่านั้น จึงมักเกิดอุทกภัยในพื้นที่เศรษฐกิจรอบกว๊านอยู่เป็นประจำ การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อหาปริมาณน้ำจากลุ่มน้ำสาขาที่ไหลเข้ากว๊านพะเยาโดยใช้โปรแกรม IFAS (Integrated Flood Analysis System) บนหลักการแบบจำลองถัง 2 ชั้น ร่วมกับระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์โดยใช้ข้อมูลนำเข้าเป็นข้อมูลปริมาณน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝน 9 สถานีและข้อมูลทางกายภาพของพื้นที่ และได้แบ่งลุ่มน้ำสาขาของกว๊านพะเยาออกเป็นลุ่มน้ำย่อย 6 ลุ่มน้ำ โดยเป็นลุ่มน้ำสาขาที่มีสถานีวัดน้ำท่าติดตั้งอยู่จำนวน 3 ลุ่มน้ำ ได้แก่ ลุ่มน้ำอิงตอนบน ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ และลุ่มแม่ต๊ำ จึงสามารถนำข้อมูลน้ำท่าที่วัดได้จากสถานีวัดดังกล่าวมาสอบเทียบกับค่าของแบบจำลองจากโปรแกรม โดยทำการปรับค่าพารามิเตอร์จำเพาะของลุ่มน้ำต่างๆ ตามลักษณะการใช้ที่ดิน ได้แก่ SKF (Final Infiltration Capacity), SNF (Roughness Coefficient of Ground Surface) และ AUD (Regulation Coefficient of Rapid Intermediate Outflow) เมื่อได้พารามิเตอร์ที่เหมาะสมสำหรับลุ่มน้ำที่มีสถานีวัดน้ำทั้งสามแล้วจึงนำค่าพารามิเตอร์ชุดดังกล่าวไปใช้กับลุ่มน้ำที่ไม่มีสถานีวัดปริมาณน้ำ โดยเลือกชุดพารามิเตอร์ของลุ่มน้ำที่มีลักษณะภูมิ ประเทศและการใช้ที่ดินที่คล้ายคลึงกัน รวมทั้งการมีอยู่ของโครงสร้างเขื่อนเก็บกักน้ำในพื้นที่ลุ่มน้ำสาขา แล้วจึงทำการหาปริมาณน้ำท่ารายชั่วโมงจากแต่ละลุ่มน้ำสาขาที่ไหลเข้าสู่กว๊านพะเยาเพื่อเป็นข้อมูลสำคัญสนับสนุนการตัดสินใจปล่อยน้ำจากกว๊านโดยไม่ให้เกิดน้ำท่วมกระทบกับพื้นที่เศรษฐกิจรอบกว๊าน

คำสำคัญ: คำสำคัญ: ปริมาณน้ำไหลเข้า, IFAS(Integrated Flood Analysis System), แบบจำลองถัง 2 ชั้น, กว๊านพะเยา

Abstract

Kwan Phayao is considered as important water resources in Phayao province with watershed area of 1,227 square kilometers but it just has 30 million cubic meters of storage. There are thirteen rivers flowing in and one river flowing off Kwan Phayao. This research is objective to determine the stream inflow from different sub-basins in Kwan Phayao by using IFAS program on two layers tank model with geometric information system. Therefore, the rainfalls provided by nine rain gauges stations and physical area data will be used as an input. Furthermore, the Kwan Phayao river basins are distinguished into six sub-river basins which three river basins are gauge watersheds. As a result, the water inflow can be used to examine the accuracy of the runoff measured by the model of IFAS. To clarify this, the specific parameters such as SKF, SNF and AUD will be adjusted depending on the geographical characteristics. The mentioned parameters will be firstly applied to the river basins with their rain gauges stations , then , will be applied to those sub-river basins without streamflow gauges stations. The types of parameters used will be adjusted owing to the similarity of geographical characteristics, usages of lands and the dam structures of each sub-river basins. Afterward, hourly stream inflow will be calculated. Finally, the calculated stream inflow will be utilized as an important information in outflow decision-making from Kwan Phayao.

Keywords: Stream Inflow, IFAS(Integrated Flood Analysis System), 2 Layers Tank Model, Kwan Phayao

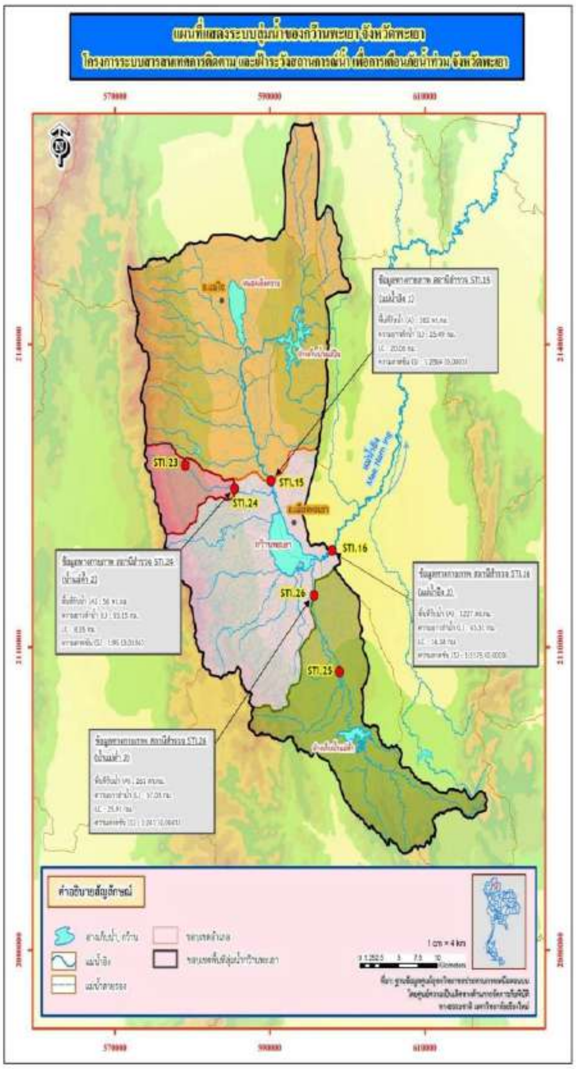
1. คำนำ

กว๊านพะเยาเป็นแหล่งน้ำจืดขนาดใหญ่ ที่มีความสำคัญทั้งในด้านการดำรงชีวิตของผู้คนและทางด้านเกษตรกรรมของประชาชนจังหวัดพะเยา โดยกว๊านพะเยาตั้งอยู่ในเขตอำเภอเมือง จังหวัดพะเยา มีพื้นที่โดยประมาณ 20.53 ตารางกิโลเมตร โดยเป็นส่วนหนึ่งของลุ่มน้ำอิงตอนบน มีลำน้ำที่ไหลเข้าสู่กว๊านพะเยาทั้งสิ้น 18 สาย และมีลำน้ำที่ไหลออกจากกว๊านพะเยา 1 สาย โดยจะไหลลงสู่แม่น้ำอิงผ่านอำเภอดอกคำใต้ ต่อไป จากสถานการณ์ที่ผ่านมาในอดีตจังหวัดพะเยาเคยประสบปัญหาอุทกภัยอย่างรุนแรงในช่วงฤดูน้ำหลาก ซึ่งส่งผลกระทบต่อชุมชนในบริเวณนั้นเป็นอย่างมาก ทั้งในด้านการดำรงชีวิตและการเกษตรกรรม โดยเฉพาะบริเวณชุมชนและสถานที่ท่องเที่ยวรอบๆกว๊านพะเยา โดยลักษณะอุทกภัยในพื้นที่เกิดจากการควบคุมระดับน้ำในกว๊านพะเยาที่ยังไม่มีประสิทธิภาพในปัจจุบัน เนื่องจากการไม่ทราบปริมาณน้ำที่ไหลเข้าสู่กว๊านพะเยาสุทธิที่เกิดขึ้นตามความเป็นจริง เพราะว่าในปัจจุบันพื้นที่ลุ่มน้ำทางทิศตะวันตกของกว๊านพะเยาไม่มีสถานีวัดน้ำที่ถูกติดตั้งไว้จากหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง เมื่อถึงฤดูน้ำหลากปริมาณน้ำที่เพิ่มเข้ามาสู่กว๊านพะเยาอย่างรวดเร็วประกอบกับการตัดสินใจในการระบายน้ำที่ยังไม่ดีพอจึงทำให้ น้ำเอ่อล้นออกมาสู่ชุมชนและสถานที่ท่องเที่ยวบริเวณรอบๆและส่งผลกระทบ เป็นอย่างมาก

จากปัญหาดังกล่าวข้างต้น ผู้วิจัยจึงมีความสนใจในการศึกษาเพื่อหาปริมาณน้ำสุทธิที่จะไหลเข้าสู่กว๊านพะเยาแบบรายชั่วโมง โดยใช้โปรแกรม IFAS (Integrated Flood Analysis System) บนพื้นฐานของแบบจำลองถัง (Tank Model) โดยสอบเทียบความถูกต้องกับข้อมูลปริมาณน้ำท่าวัดจริงจากสถานีวัดน้ำที่ติดตั้งอยู่ในพื้นที่ ซึ่งปริมาณน้ำที่ได้จากการทำแบบจำลองจะสามารถนำไปประยุกต์ใช้กับระบบสนับสนุนการตัดสินใจการจัดการน้ำกว๊านพะเยาต่อไป

2. พื้นที่ศึกษา

การศึกษานี้ได้ทำการศึกษาบนลุ่มน้ำกว๊านพะเยา โดยลุ่มน้ำกว๊านพะเยาเป็นส่วนหนึ่งของลุ่มน้ำอิงตอนบน ดังแสดงในรูปที่ 1 มีขนาดพื้นที่ลุ่มน้ำโดยประมาณ 1227 ตารางกิโลเมตร ปริมาณน้ำทั้งหมดจากลุ่มน้ำกว๊านพะเยาจะไหลลงสู่ลำน้ำสาขาภายในพื้นที่ได้แก่ ลุ่มน้ำอิงตอนบน (พื้นที่สีเทา), ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ (พื้นที่สีเหลือง), ลุ่มน้ำแม่ต๋อม (พื้นที่สีชมพู), ลุ่มน้ำแม่ตุ่น (พื้นที่สีแดง), ลุ่มน้ำแม่นาเรือ (พื้นที่สีเขียว) และ ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ (พื้นที่สีม่วง) ดังแสดงในรูปที่ 2 ก่อนไหลมารวมกันที่กว๊านพะเยาก่อนปริมาณน้ำจะถูกปล่อยไหลออกไปจากกว๊านพะเยาสู่พื้นที่ลุ่มน้ำอิงต่อไปที่สถานีวัดน้ำ STI.16 และลักษณะการใช้ที่ดินของพื้นที่ลุ่มน้ำกว๊านพะเยาส่วนใหญ่เป็นพื้นที่ป่าไม้และเกษตรกรรม โดยมีลักษณะเป็นพื้นที่ป่าล้อมรอบ และทางการเกษตรจะทำในบริเวณที่ราบลุ่มเป็นหลัก รวมไปถึงการมีชุมชนขนาบข้างลำน้ำสายหลักในเกือบทุกช่วงของลำน้ำ โดยเฉพาะบริเวณรอบข้างกว๊านพะเยาที่เป็นแหล่งชุมชนและเศรษฐกิจอย่างหนาแน่น



รูปที่ 1 ขอบเขตพื้นที่ลุ่มน้ำกว๊านพะเยา

รูปที่ 2 พื้นที่ลุ่มน้ำย่อยของลุ่มน้ำกว๊านพะเยา

3. ข้อมูลที่ใช้สำหรับการศึกษา

3.1 ข้อมูลปริมาณฝน

การศึกษานี้ได้รับความอนุเคราะห์ข้อมูลปริมาณฝนจากศูนย์อุทกวิทยาที่ 2 กรมทรัพยากรน้ำ จังหวัดเชียงราย โดยผู้วิจัยได้ทำการคัดเลือกสถานีวัดปริมาณฝนมาทั้งสิ้น 9 สถานี ดังแสดงในตารางที่ 1 และแสดงตำแหน่งที่ติดตั้งสถานีดังแสดงในรูปที่ 3 โดยพิจารณาให้เหมาะสมในแต่ละลุ่มน้ำย่อย เพื่อให้มีการหาค่าปริมาณฝนเฉลี่ยที่ตกในพื้นที่ลุ่มน้ำอย่างถูกต้องโดยใช้วิธีการธีสเสน (Thiessen Polygon Method)

ตารางที่ 1 รายชื่อสถานีวัดปริมาณฝน

สถานี	ชื่อสถานี	จังหวัด	ตำแหน่งที่ตั้ง (UTM)	
			X	Y
STN1321	บ้านดอนแก้ว	เชียงราย	599896	2156837
STN1346	บ้านแม่จว้าเหนือ	พะเยา	583357	2135463
STN1383	บ้านตุ้มเหนือ	พะเยา	585321	2128502
STN1408	บ้านห้วยทรายคำ	พะเยา	586244	2123782
STN1371	บ้านถ้ำจำศีล	พะเยา	612810	2110183
STN1351	บ้านห้วยหม้อ	พะเยา	585322	2116775
STN1369	บ้านแม่พริก	พะเยา	611771	2103975
STN1454	บ้านแม่กาห้วยเคียน	พะเยา	597811	2105981
STN1353	บ้านร่องคำดง	พะเยา	591334	2110031

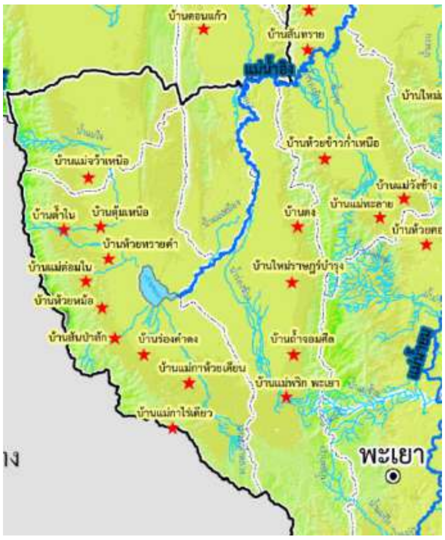
3.2 ข้อมูลทางกายภาพของลุ่มน้ำ

การศึกษานี้ได้รับความอนุเคราะห์ข้อมูลลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ลุ่มน้ำจากกรมชลประทานซึ่งได้แก่ ขอบเขตพื้นที่ลุ่มน้ำ, แผนที่อิเล็กทรอนิกส์แสดงค่าระดับของพื้นที่ลุ่มน้ำ (Digital Elevation Map), ลักษณะการใช้ที่ดินของพื้นที่ลุ่มน้ำ และ แผนที่แสดงเส้นลำน้ำภายในพื้นที่ลุ่มน้ำ โดยข้อมูลอยู่ในรูปของ Shape Files รวมไปถึงข้อมูลลักษณะทางกายภาพของอ่างเก็บน้ำแม่ปืมและอ่างเก็บน้ำแม่ต๋ำ เช่น ปริมาณความจุของอ่างเก็บน้ำ

4. ทฤษฎีและอุปกรณ์ที่ใช้ในการศึกษา

4.1 โปรแกรม IFAS (Integrated Flood Analysis System)

โปรแกรม IFAS เป็นโปรแกรมสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างน้ำฝนกับน้ำท่าที่ถูกพัฒนาขึ้นโดยสถาบัน The International Centre for Water Hazard and Risk Management (ICHARM), Public Works Research Institute (PWRI) ประเทศญี่ปุ่น โดยโปรแกรมจะวิเคราะห์ร่วมกับค่าระดับความสูงของพื้นที่, ลักษณะภูมิประเทศ, การใช้ที่ดิน และข้อมูลปริมาณฝน เพื่อนำมาประมวลผลเป็นปริมาณน้ำท่า



รูปที่ 3 ตำแหน่งสถานีวัดปริมาณฝนที่นำมาใช้งาน

4.2 ทฤษฎีแบบจำลองถัง (Tank Model)

หลักการของแบบจำลองถังจะมีลักษณะเป็นการศึกษาการส่งน้ำผ่านท่อด้านล่าง (Bottom Outlet) ของถังที่อยู่บนสุดไปยังถังที่อยู่ชั้นล่างถัดลงไปเป็นพฤติกรรมของน้ำที่ซึมผ่านชั้นดินและน้ำที่ไหลออกท่อด้านข้าง (Side Outlet) ของถังเป็นลักษณะการไหลของน้ำท่าในแต่ละถัง โดยสามารถจำลองได้เป็นแผนภาพดังแสดงในรูปที่ 4 ถังใบที่ 1 คือลักษณะของชั้นดินชั้นแรกสุดมี Side Outlet 2 จุด และ Bottom Outlet 1 จุด โดยน้ำที่ไหนผ่าน Side Outlet จะเป็นการไหลของน้ำท่าที่ผิวดิน และน้ำที่ไหลผ่าน Bottom Outlet เป็นน้ำที่ซึมผ่านดินชั้นบนไปด้านล่าง ถังใบที่ 2 คือ ลักษณะของดินชั้นถัดลงมา มี Side Outlet 1 จุด และ Bottom Outlet 1 จุด น้ำที่ไหลผ่าน Side Outlet จะเป็นการไหลของน้ำระหว่างชั้นดิน และ Bottom Outlet จะเป็นน้ำที่ซึมลงไปด้านล่างของชั้นดิน ถังใบที่ 3 และ ถังใบที่ 4 มี Side Outlet 1 จุด และ Bottom Outlet 1 จุด น้ำส่วนที่ไหลออกจาก Side Outlet ทั้งสองถัง จะเป็นการไหลของน้ำใต้ดิน และ น้ำส่วนที่ไหลผ่าน Bottom Outlet ทั้งสองถังเป็นการไหลไปด้านล่างของชั้นดิน น้ำบางส่วนจะถูกเก็บไว้ที่ชั้นใต้ดิน

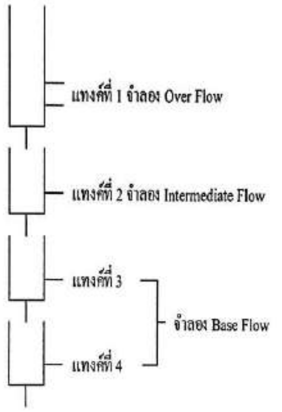
5. ขั้นตอนการศึกษา

ขั้นตอนการศึกษาการหาปริมาณน้ำโดยใช้โปรแกรม IFAS สามารถสรุปเป็นผังงานดังแสดงในรูปที่ 5 โดยมีขั้นตอนดังนี้

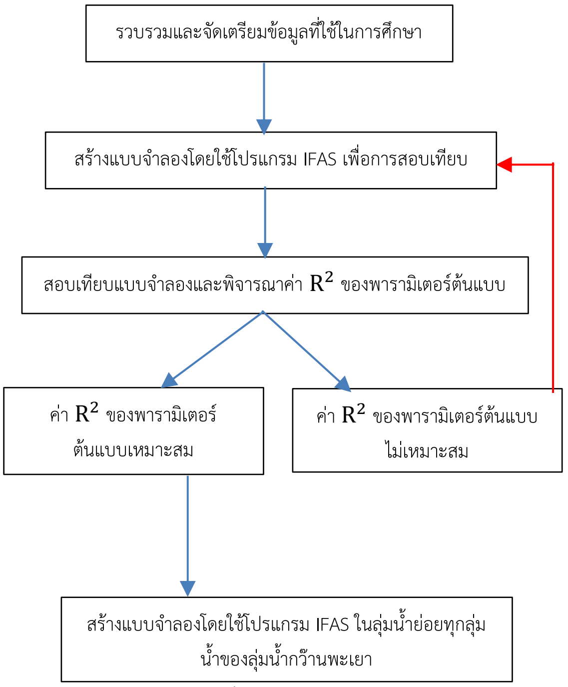
5.1 รวบรวมและจัดเตรียมข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

รวบรวมข้อมูลปริมาณฝนจากสถานีวัดของศูนย์อุทกวิทยาที่ 2 จังหวัดเชียงราย โดยคัดเลือกข้อมูลในช่วงปีพุทธศักราช 2561 จำนวน 8 สถานี และข้อมูลลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ลุ่มน้ำจากกรมชลประทานโดยพิจารณาคัดเลือกสถานีฝนที่มีอิทธิพลต่อพื้นที่ลุ่มน้ำที่ศึกษาทั้งหมด 6 ลุ่มน้ำ โดยลุ่มน้ำอิงตอนบนใช้สถานีฝนทั้งสิ้น 5 สถานี, ลุ่มน้ำแม่ต๋ำใช้สถานีฝนทั้งสิ้น 3 สถานี, ลุ่มน้ำแม่ตุ่นและลุ่มน้ำแม่ต๋อมใช้สถานีฝนทั้งสิ้น 2 สถานี, ลุ่มน้ำแม่นาเรือใช้สถานีฝนทั้งสิ้น 3 สถานี และ ลุ่มน้ำแม่ต๋ำใช้สถานีฝน

ทั้งสิ้น 4 สถานี จากนั้นจึงนำข้อมูลปริมาณฝนมาทำเป็นไฟล์ Microsoft Excel ในรูปแบบ CSV File เพื่อเตรียมเข้าสู่โปรแกรม



รูปที่ 4 แผนภาพการจำลองแบบจำลองถัง



รูปที่ 5 ขั้นตอนการศึกษา

และจัดเตรียม Shape Files ของแต่ละลุ่มน้ำโดยแบ่งออกเป็น 2 แบบ คือ ลุ่มน้ำที่ใช้สำหรับการสอบเทียบ และ ลุ่มน้ำที่ใช้ศึกษาจริง เนื่องจากภายในพื้นที่ลุ่มน้ำมีสถานีวัดปริมาณน้ำติดตั้งอยู่เพียง 3 สถานีได้แก่ สถานี STI.15 ที่ถูกติดตั้งอยู่บริเวณลุ่มน้ำอิงตอนบน, สถานี STI.24 ที่ถูกติดตั้งอยู่บริเวณลุ่มน้ำแม่ต๊ำ และ สถานี STI.26 ที่ถูกติดตั้งอยู่บริเวณลุ่มน้ำแม่ต๋ำ

5.2 สร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรม IFAS เพื่อการสอบเทียบ

สร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรม *IFAS* เพื่อทำการสอบเทียบผลจากแบบจำลองกับปริมาณน้ำท่าที่วัดได้จริงจากสถานีวัดน้ำท่าภายในพื้นที่โดยจะพิจารณาการสอบเทียบข้อมูลทั้งสิ้น 3 ลุ่มน้ำได้แก่ ลุ่มน้ำอิงตอนบน, ลุ่มน้ำแม่ต๊ำ และ ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ โดยเลือกใช้แบบจำลองถัง 2 ชั้นเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ต้นแบบที่เหมาะสมก่อนนำไปใช้จริงกับลุ่มน้ำที่ศึกษา จากการศึกษาพบว่าค่าพารามิเตอร์ที่มีนัยยะสำคัญต่อปริมาณน้ำท่ามีด้วยกันทั้งสิ้น 3 ค่าได้แก่ SKF (Final Infiltration Capacity), SNF (Roughness Coefficient of Ground Surface) และ AUD (Regulation Coefficient of Rapid Intermediate Outflow) โดยจะปรับค่าตามลักษณะการใช้ที่ดินของพื้นที่ลุ่มน้ำซึ่งลักษณะการใช้ที่ดินมีทั้งสิ้นดังนี้ พื้นที่เขตชุมชนแสดงโดยพารามิเตอร์หมายเลข 1, พื้นที่การทำเกษตรกรรมแสดงโดยพารามิเตอร์หมายเลข 2, พื้นที่ชลประทานแสดงโดยพารามิเตอร์หมายเลข 3, พื้นที่ผสมผสานระหว่างการทำเกษตรกรรมและการชลประทานแสดงโดยพารามิเตอร์หมายเลข 4 และ พื้นที่เขตป่าไม้และทุ่งหญ้าแสดงโดยพารามิเตอร์หมายเลข 5 จากการทดสอบได้ปรับค่าพารามิเตอร์ในแต่ละลุ่มน้ำไว้ทั้งสิ้น 3 ชุดเพื่อคัดเลือกค่าพารามิเตอร์ที่ให้ผลการสอบเทียบดีที่สุด ดังแสดงในตารางที่ 2, ตารางที่ 3 และ ตารางที่ 4

ตารางที่ 2 พารามิเตอร์ต้นแบบจากการปรับค่าชุดที่ 1

	ลุ่มน้ำอิงตอนบน			ลุ่มน้ำแม่ต๊ำ			ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ		
	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD
1	0.0001	2	0.01	0.00001	0.7	0.05	0.000001	0.7	0.02
2	0.0005	2	0.01	0.00002	2	0.05	0.000005	0.5	0.02
3	0.0005	2	0.01	0.00001	2	0.05	0.000005	0.7	0.02
4	0.0005	2	0.01	0.000001	0.1	0.05	0.000005	0.5	0.02
5	0.0005	2	-	0.00001	2	-	0.000001	1	-

ตารางที่ 3 พารามิเตอร์ต้นแบบจากการปรับค่าชุดที่ 2

	ลุ่มน้ำอิงตอนบน			ลุ่มน้ำแม่ต๊ำ			ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ		
	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD
1	0.0005	0.7	0.1	0.00001	0.7	0.1	0.000005	1	0.02
2	0.00002	2	0.11	0.00002	2	0.11	0.00002	1	0.02
3	0.00001	2	0.12	0.00001	2	0.12	0.00001	1	0.02
4	0.000001	1	0.13	0.000001	0.1	0.13	0.00001	1	0.02
5	0.00001	2	-	0.00001	2	-	0.000001	1	-

เนื่องจากภายในพื้นที่ลุ่มน้ำอิงตอนบนและพื้นที่ลุ่มน้ำแม่ต๋ำมีโครงสร้างอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่อยู่ 2 แห่งได้แก่ อ่างเก็บน้ำแม่ปืมและอ่างเก็บน้ำแม่ต๋ำ จึงต้องนำเรื่องโครงสร้างแบบเก็บน้ำมาพิจารณาโดยเตรียมข้อมูล ค่าความจุสูงสุดของอ่างเก็บน้ำ, ปริมาณความจุน้ำเริ่มต้นในวันที่เริ่มสร้างแบบจำลอง และ ปริมาณความจุน้ำที่มีอยู่ในวันสุดท้ายของการสร้างแบบทดสอบ

ตารางที่ 4 พารามิเตอร์ต้นแบบจากการปรับค่าชุดที่ 3

	ลุ่มน้ำอิงตอนบน			ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ			ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ		
	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD	SKF	SNF	AUD
1	0.00003	1.8	0.1	0.00008	0.5	0.05	0.0005	0.7	0.1
2	0.00005	2	0.11	0.000005	0.5	0.05	0.00002	2	0.11
3	0.000004	2	0.12	0.000009	0.1	0.05	0.00001	2	0.12
4	0.000001	1.8	0.13	0.000001	0.1	0.05	0.000001	1	0.13
5	0.00001	2	-	0.00001	2	-	0.00001	2	-

5.3 สอบเทียบแบบจำลอง

การทดสอบความถูกต้องของการสอบเทียบทำการทดสอบโดยพิจารณาจากค่า R^2 (สัมประสิทธิ์การตัดสินใจ) ของผลที่ได้จากแบบจำลองกับค่าวัดจริง โดยพบว่าชุดพารามิเตอร์ที่ทำการปรับค่าชุดที่ 1 นั้นมีค่า R^2 ที่เหมาะสมมากที่สุด สามารถแสดงค่า R^2 ของพารามิเตอร์ชุดต่างๆได้ดังตารางที่ 5 สามารถพิจารณาได้จากกราฟน้ำท่าในช่วงเวลาระหว่าง วันที่ 16 สิงหาคม 2561 ถึง วันที่ 20 สิงหาคม 2561 ที่เปรียบเทียบระหว่างค่าวัดจริงกับค่าที่ได้จากแบบจำลองโดยใช้พารามิเตอร์ชุดต่างๆดังแสดงในรูปที่ 6, รูปที่ 7 และ รูปที่ 8 และกราฟน้ำท่าในช่วงปี 2561 ดังแสดงในรูปที่ 9, รูปที่ 10 และ รูปที่ 11

ตารางที่ 5 ค่า R^2 จากการสอบเทียบแบบจำลอง

	ลุ่มน้ำอิงตอนบน		
	พารามิเตอร์ชุดที่1	พารามิเตอร์ชุดที่2	พารามิเตอร์ชุดที่3
ช่วงปี 2561	0.931	0.386	0.402
วันที่ 16-20 ต.ค. 2561	0.905	0.572	0.382
	ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ		
	พารามิเตอร์ชุดที่1	พารามิเตอร์ชุดที่2	พารามิเตอร์ชุดที่3
ช่วงปี 2561	0.875	0.853	0.642
วันที่ 16-20 ต.ค. 2561	0.843	0.805	0.457
	ลุ่มน้ำแม่ต๋ำ		
	พารามิเตอร์ชุดที่1	พารามิเตอร์ชุดที่2	พารามิเตอร์ชุดที่3
ช่วงปี 2561	0.896	0.206	0.555
วันที่ 16-20 ต.ค. 2561	0.976	0.0326	0.866

5.4 สร้างแบบจำลองของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยในลุ่มน้ำกว๊านพะเยา

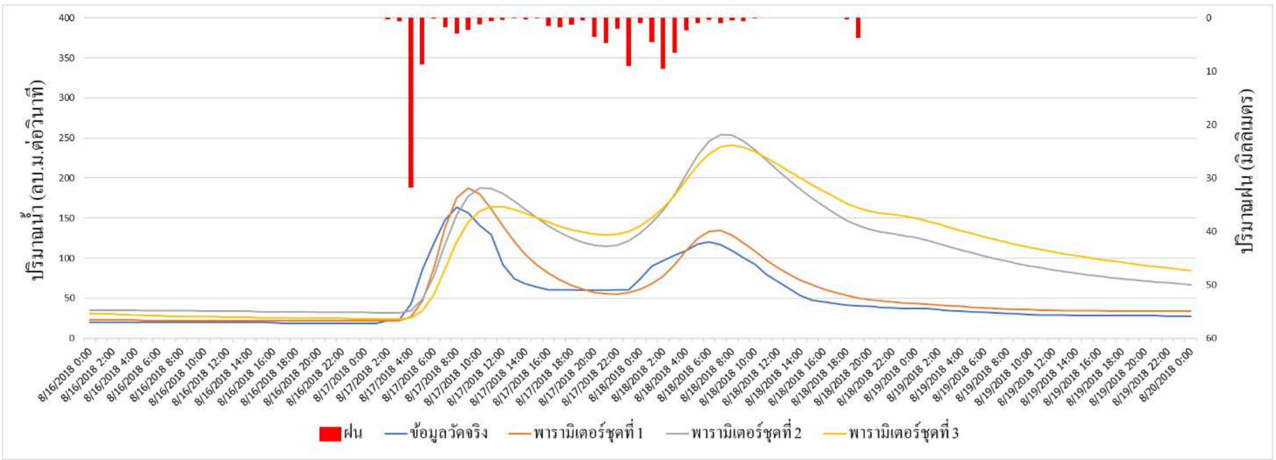
จากผลการสอบเทียบแบบจำลองพบว่าพารามิเตอร์ต้นแบบชุดที่ 1 ให้ค่า R^2 ที่ดีที่สุดจึงได้เลือกใช้พารามิเตอร์ต้นแบบชุดที่ 1 ในการประยุกต์ใช้กับพื้นที่ลุ่มน้ำที่ไม่มีสถานีวัดน้ำท่าได้แก่ พื้นที่ลุ่มน้ำแม่ต๋อม, พื้นที่ลุ่มน้ำแม่ตุ่น และ พื้นที่ลุ่มน้ำแม่นาเรือ ในส่วนของพื้นที่ลุ่มน้ำที่มีสถานีวัดได้เลือกใช้พารามิเตอร์ต้นแบบที่ปรับค่าได้จากการสอบเทียบ ทางผู้ศึกษาได้เลือกใช้พารามิเตอร์ต้นแบบชุดที่ 1 ของลุ่มน้ำแม่ต๋ำเป็นพารามิเตอร์สำหรับการสร้างแบบจำลองในพื้นที่ลุ่มน้ำแม่ต๋อม, พื้นที่ลุ่มน้ำแม่ตุ่น และ พื้นที่ลุ่มน้ำแม่นาเรือโดยพิจารณาจากการมีลักษณะทางกายภาพของพื้นที่ที่คล้ายคลึงกัน เช่น ลักษณะการใช้ที่ดิน, การไม่มีโครงสร้างอ่างเก็บน้ำขนาดใหญ่ในพื้นที่, ลักษณะภูมิประเทศ และ ขนาดพื้นที่รับน้ำ เมื่อกำหนดชุดพารามิเตอร์ใช้งานแล้วทางผู้ศึกษาจึงทำการสร้างแบบจำลองน้ำท่าโดยป้อนข้อมูลลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ, ชุดพารามิเตอร์ใช้งานของแต่ละลุ่มน้ำ, ข้อมูลปริมาณฝน และ ข้อมูลโครงสร้างอ่างเก็บน้ำเพื่อสร้างแบบจำลองของพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยทั้ง 6 ลุ่มน้ำ

6. ผลการศึกษาและการวิเคราะห์ผล

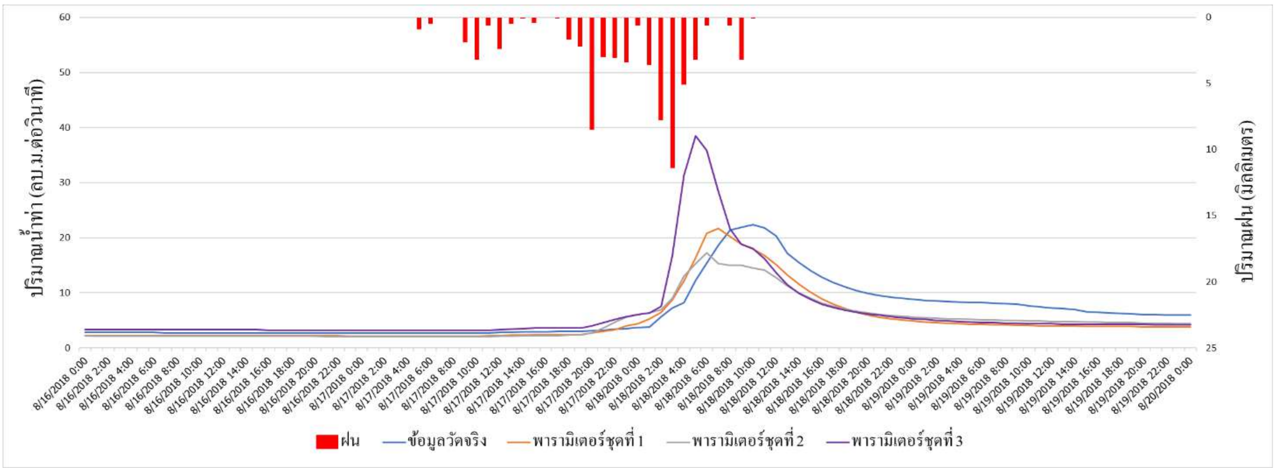
จากการสร้างแบบจำลองของลุ่มน้ำย่อยทั้ง 6 ลุ่มน้ำของลุ่มน้ำกว๊านพะเยา ผู้ศึกษาได้เสนอตัวอย่างผลของแบบจำลองในช่วงวันที่ 16 ถึง วันที่ 20 สิงหาคม 2561 ดังแสดงในรูปที่ 12 ผลการศึกษาที่ได้จากแบบจำลองสามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการสร้างแนวคิดการช่วยตัดสินใจในการจัดการน้ำกว๊านพะเยาได้ดังนี้ กราฟน้ำท่าจากลุ่มน้ำย่อยทั้งหมดนั้นสามารถสร้างกราฟน้ำท่ารวมได้โดยวิธี Super Position และทำการหาพื้นที่ใต้กราฟของกราฟน้ำท่ารวมนั้นในช่วงเวลาที่สนใจจะทำให้ได้ผลเป็นปริมาณน้ำในรูปแบบของปริมาตรเป็นปริมาณน้ำสุทธิที่ไหลเข้าสู่กว๊านพะเยา เมื่อทราบปริมาณน้ำสุทธิไหลเข้า, ปริมาณความจุกว๊านพะเยา รวมถึงปัจจัยอื่นๆเช่น ข้อมูลการระเหยของน้ำ, ปริมาณฝนที่ตกลงสู่กว๊านพะเยาโดยตรง และปริมาณน้ำในลำน้ำด้านท้ายน้ำที่สามารถรองรับได้โดยไม่ล้นตลิ่ง เป็นต้น จะสามารถพยากรณ์ปริมาณน้ำทั้งหมดในระบบได้และช่วยในการตัดสินใจ เช่น การปล่อยน้ำออกจากกว๊านเป็นปริมาณเท่าไหร่เพื่อรักษาสมดุลน้ำไม่ให้เกิดน้ำเอ่อท่วมบริเวณรอบๆและบริเวณด้านท้ายกว๊านพะเยา ตัวอย่างการทำกราฟน้ำท่ารวมแสดงดังรูปที่ 13 จากรูปพิจารณาเพื่อหาปริมาณน้ำในช่วงก่อนวันที่ 19 สิงหาคม 2561 ซึ่งเป็นวันสุดท้ายที่มีฝนตก เมื่อหาพื้นที่ใต้กราฟของกราฟน้ำท่ารวมในช่วงดังกล่าวจะทำให้ทราบถึงปริมาณน้ำที่จะไหลเข้าสู่กว๊านพะเยาในช่วงหลังวันที่ 19 สิงหาคม 2561ได้ หากมีฝนตกเพิ่มสามารถเพิ่มข้อมูลฝนในโปรแกรมเพื่อให้โปรแกรมดำเนินการสร้างแบบจำลองในช่วงเวลาต่อไปได้ และหากต้องการทราบปริมาณน้ำที่เกิดจากปริมาณฝนที่ตกมาเพิ่มนั้นสามารถทำได้วิธีเดียวกันกับการหาปริมาณน้ำสุทธิดังที่กล่าวมาข้างต้น

7. กิตติกรรมประกาศ

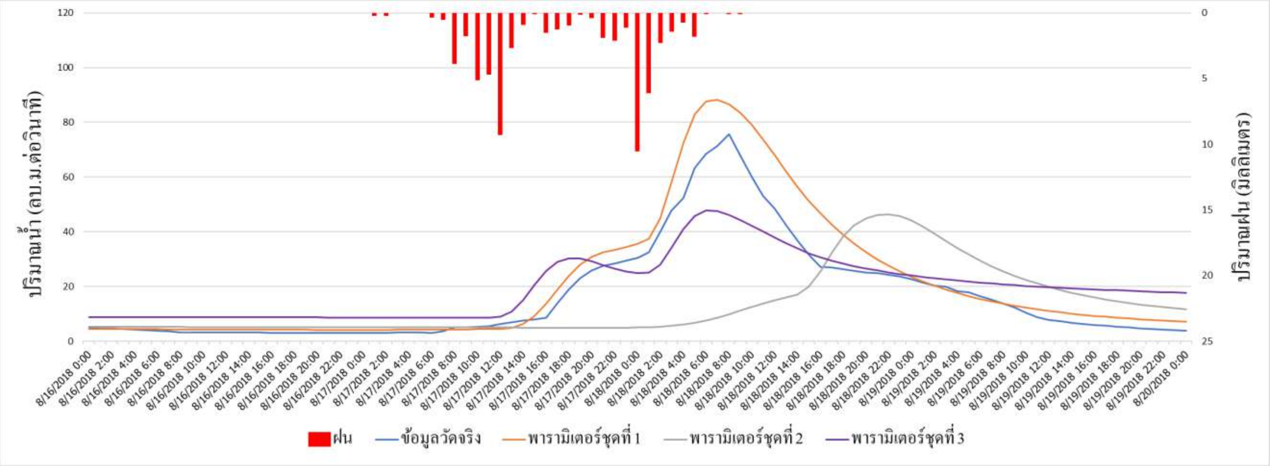
ผู้ศึกษาขอขอบคุณหน่วยงานต่างๆที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ ศูนย์อุทกวิทยาที่ 2 กรมทรัพยากรน้ำจังหวัดเชียงราย, กรมชลประทาน และ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ สำหรับการอนุเคราะห์ข้อมูลที่ใช้ประกอบการศึกษาในครั้งนี้ และ ขอขอบคุณ รองศาสตราจารย์ ดร. ชูโชค อายุพงศ์ ที่กรุณาให้ข้อแนะนำประกอบการศึกษาในหัวข้อการศึกษานี้



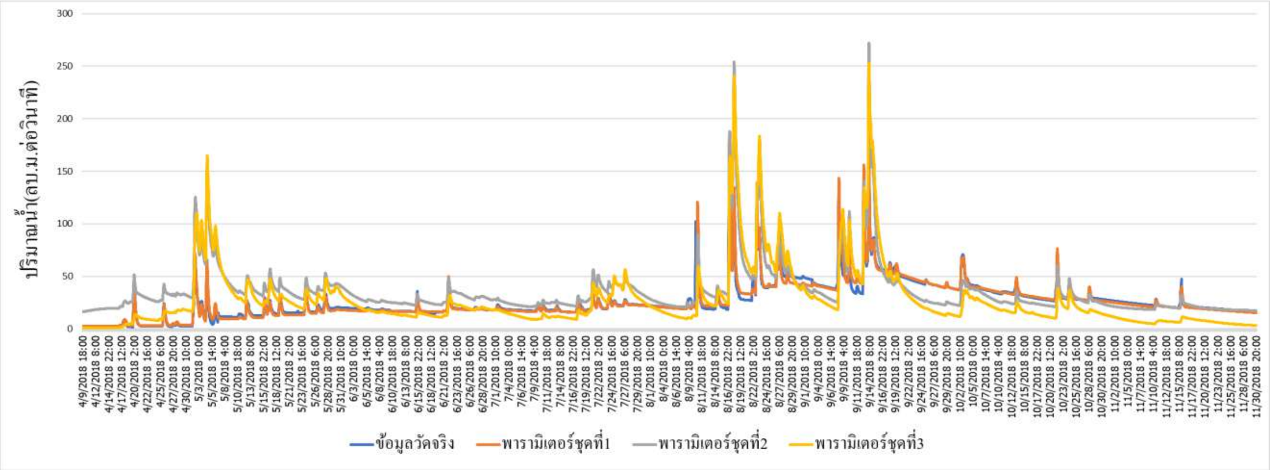
รูปที่ 6 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำอิงตอนบนช่วงวันที่ 16 - 20 สิงหาคม พ.ศ.2561



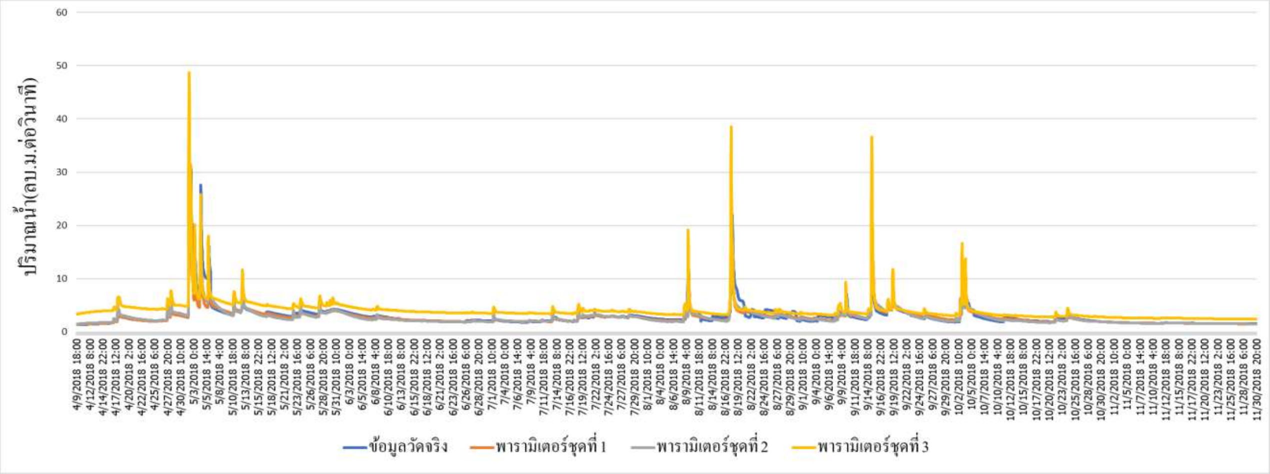
รูปที่ 7 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำแม่ต๋ำช่วงวันที่ 16 - 20 สิงหาคม พ.ศ.2561



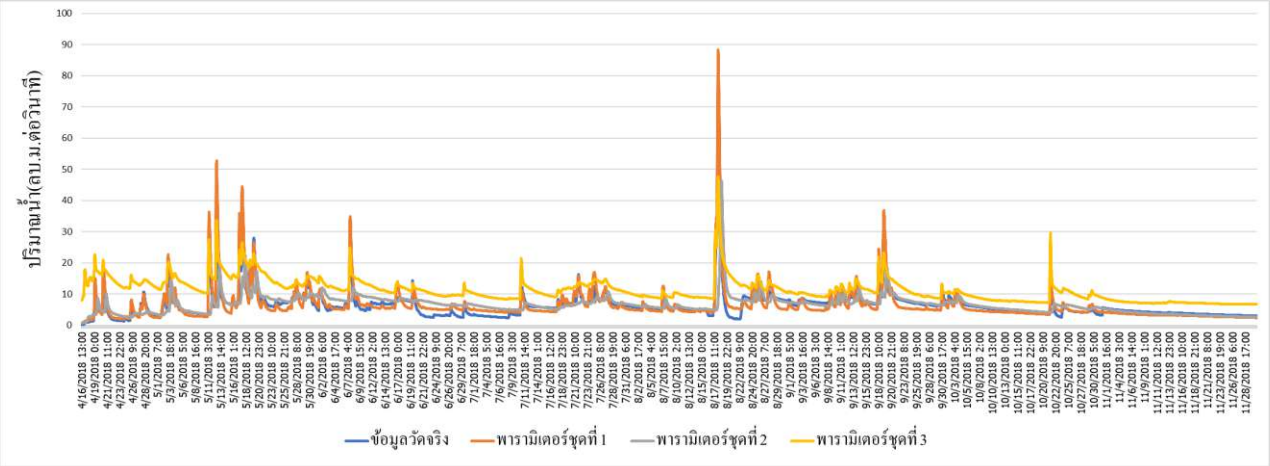
รูปที่ 8 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำแม่ต๋ำช่วงวันที่ 16 - 20 สิงหาคม พ.ศ.2561



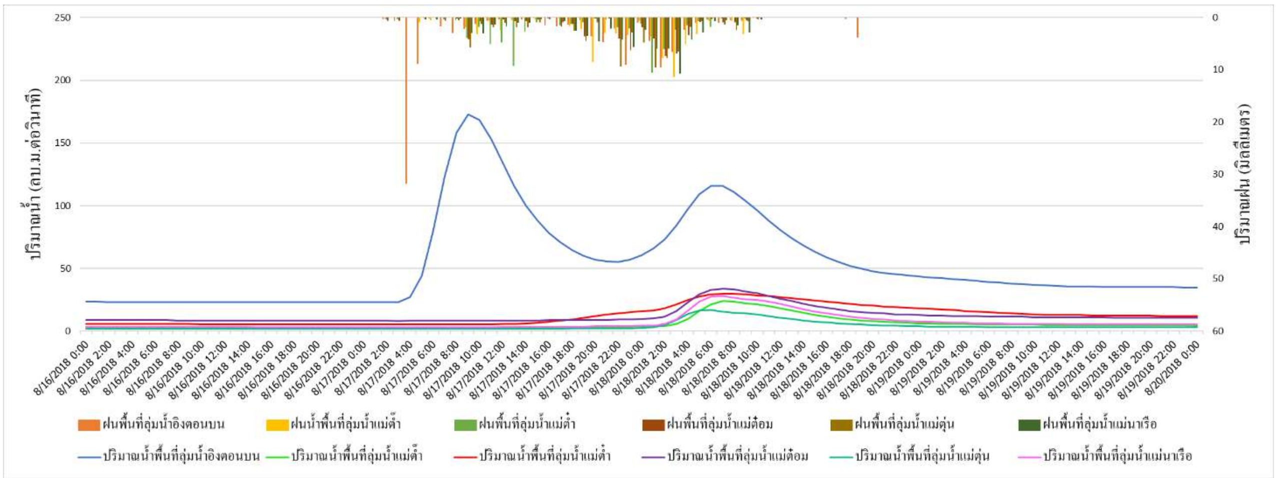
รูปที่ 9 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำอิงตอนบนช่วงปีพ.ศ. 2561



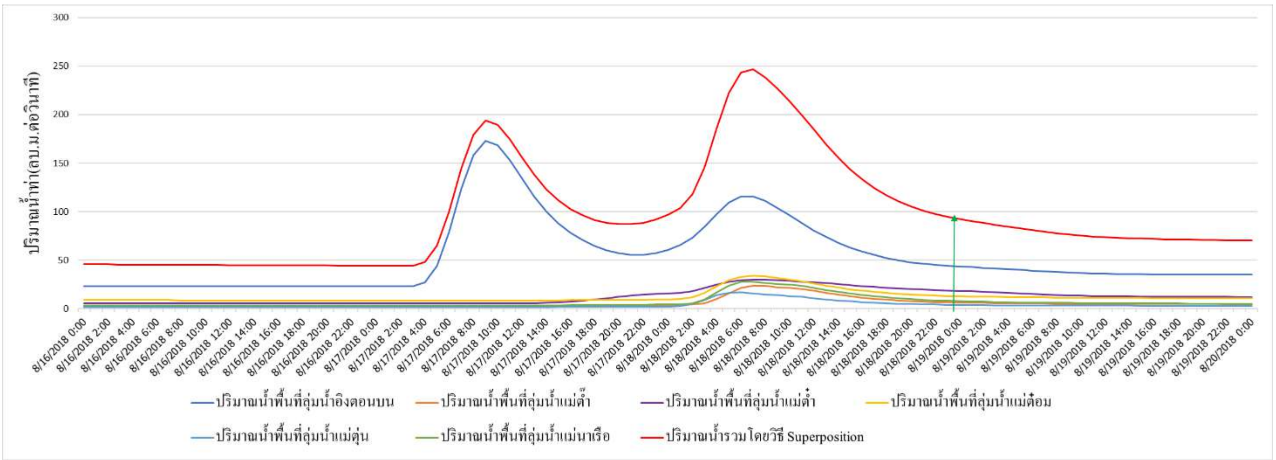
รูปที่ 10 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำแม่ต๊ำช่วงปีพ.ศ. 2561



รูปที่ 11 กราฟน้ำท่าจากการสอบเทียบลุ่มน้ำแม่ต๋ำช่วงปีพ.ศ. 2561



รูปที่ 12 กราฟน้ำท่าจากการสร้างแบบจำลองของลุ่มน้ำกว๊านพะเยา



รูปที่ 13 กราฟน้ำท่ารวมโดยวิธี Super Position

เอกสารอ้างอิง

[1] ชัยวุฒิ วัฒนาการ. (2555). เอกสารเผยแพร่การศึกษาการใช้โปรแกรม IFAS เพื่อพยากรณ์ปริมาณน้ำสูงสุดในลุ่มน้ำยมตอนบน. สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน.

[2] สุพิญดา วัฒนาการ. (2555). เอกสารเผยแพร่การประยุกต์ใช้โปรแกรม IFAS เพื่อพยากรณ์ปริมาณน้ำสูงสุดในลุ่มน้ำปิงตอนบน. สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน.

[3] เบญญา สุนทรานนท์. (2547). การพัฒนาแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าแบบแทงค์สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยในเขตภาคเหนือ. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. เชียงใหม่.

[4] ICHARM, Public Works Research Institude. (2011). IFAS Ver 2.0 Technical Manual. Japan.

Scour Protection Around Bridge Pier Using Based Ramp

Tussanun Thunyaphun[1,*] Duangrudee Kositgittiwong[2] and Chaiwat Ekkawatpanit[3] Rachapol Sukjan[4]

[1,2,3,4] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, THAILAND*
**Corresponding author; E-mail address: Tussanun.nud@gmail.com*

Abstract

The purposes of this study will innovate the scour protection system around bridge piers reducing the depth and size of scour by using based ramp protection. Bridge piers are substructure which strongly used to support bridges. It appears that one of the main causes of bridge pier failure is scour. Scour is a hydrodynamic process that remove the sediment around bridge piers caused by flow separation as well as vortexes developing also known as scour hole. For the reason, bridge piers able to fail in case there is not enough protection and attentive consideration. The experiments were carried out in the large-sized open-channel flume at KMUTT. The scour mechanism and the time-varied development of scour depth were studied. The based ramps for scour protection were designed and differentiated into four different size and shape in order to find the most effective protection and reduction for scour. Maximum depth and 12-measuring points around the curb of the scour hole were measured and collected. In the first 60 minutes, the measuring point reading was recorded every 10 minutes, and then every 30 minutes until reaching 120 minutes. The test results show the maximum scouring depth is increasing in the function of time. An unprotection pier without based ramp was conducted to be the reference. The cases with based ramp protection then carried out to compare and analyze the protection efficiency.

Keywords: Scour, Scour protection, Bridge pier, Based ramp

1. Introduction

Bridge piers are substructure which strongly used to support bridges. The collapse of which could be so tragic, leading to lose of many lives and potential millions in property damage. It appears that one of the main responsible for bridge pier damage is hydrodynamic scour. There is a study reports that more than 20% of pier failure and 70% of abutment damage in the total amount of 383 cases of bridge failure were caused by scour damage in the US 1973 [1].

Scour is a hydrodynamic process that remove the sediment around bridge piers caused by flow separation as well as vortexes developing also known as scour hole. For the reason, bridge piers able to fail in case there is not enough protection and attentive consideration. For the scour classification, there are three main types of scour categorized by the characteristic of it as general scour, contraction scour as well as local scour. Melville and Coleman reported that among these three types of scour, the local scour is mostly known as the most severe type of scour for bridge damage [2]. It caused by fast-moving water removing sediment due to the blockage of the bridge pier from around the bridge foundation, leaving behind scour holes where the bed material is carried away.

Creating scour countermeasures to protect and reduce bridge pier foundations from the scour and vortex problem has turned into an influential issue for the design and conservation of bridge piers located in erodible bed materials. Since the development of scour is influenced by a large number of variables for instant, the characteristic of flow, the shape and size of pier, the sediment characteristic, the function of time and the type of scour which can be classified into two main categories as the clear-water scour and the live-bed scour. The big different between these two types of scour is that the clear-water scour approaching flow does not carry any sediment whereas the live-bed scour do.

In this study, the physical experiments have been conducted in order to create a flow-altering countermeasure device named based ramp protection aiming for reduce scour depth and the width of the scour around bridge pier. Since their efficiencies in reducing scour are somehow related to the shape, dimension and geometric arrangement, the configurations of

based ramp protection device are compared and studied to seek for the sustainable long-term solutions to scour problems.

2. Short Overview in Scour Phenomenon

2.1 Scour mechanism

Since a pier foundation is built in the river or sea, the behavior of water flow around that area is changed turbulently leading to the different forms of fluid flow. There are a several main fluid flow that affect the occurrence of scour hole around bridge pier including downflow, horseshoe vortex and wake vortices as shown in Fig. 1 [3]. Each flow has different position and direction resulting in different behavior of scour hole. In detail, Downflow occurs when the water flow collides with the upper part of the pier pillar and it tend to move downward to the bottom part of the pier moving away bed material around the pier. For Horseshoe vortex, it occurs when the abstraction and flow acceleration at the front of the pile as shown in the profile view of Fig. 1, which is the result of the vertical gradient in stagnation pressure at the edge of the pile by increasing the depth of scour, the strength of this vortex is reduced. At downstream, behind the pier, the separation of flow happens and Wake vortices are formed. The moving characteristic of the Wake vortices is similar to storm swirling at the back of the pier. Lifting up bed material around the back of the flow causing the scour hole at the back of the pier as shown in the plan view of Fig. 1. The strength of wake vortex decreases rapidly by increasing the distance.

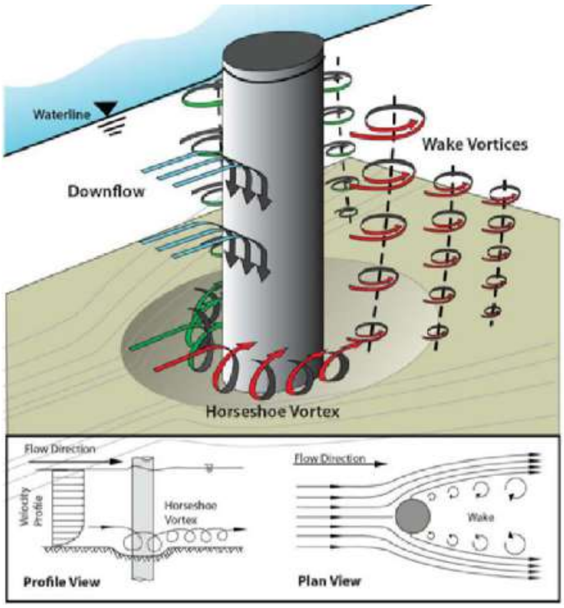


Fig. 1 Schematic Drawing of the Hydraulic Processes Causing Local Scour at a Cylindrical Pier [3]

In short, the concept of its occurrence is the rate of bed material removing is more than the rate of bed material transporting, clear-water scour exists. The maximum scour will be limited by the mechanism of sediment transportation. Any structure founded or built on the seafloor or riverbed can experiences common scour problems at downstream side such as surge barriers, bridges and abutments as shown in Fig. 2 [4].

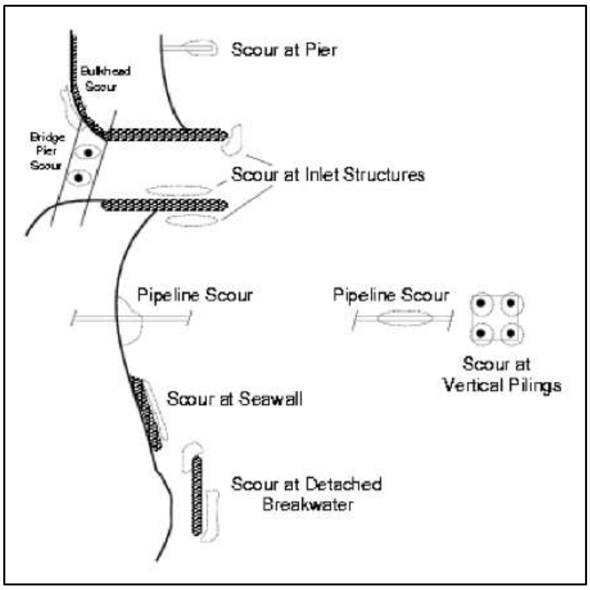


Fig. 2 Schematic Drawing of the Hydraulic Processes Causing Local Scour at a Cylindrical Pier [4]

2.2 Type of scour

Two scour types were classified based on the characteristic of scour movement especially for the general and local scour. The two types of the scour are the clear-water scour and the live-bed scour [1].

2.2.1 Clear-water scour

Clear-water scour occurs when there is no movement of the bed material in the main channel of the upstream or when the floodplain is transported through the bridges such as coarse bed material streams, flat gradient streams in low flow and vegetated channels. Clear water scour conditions occur for both uniform and nonuniform sediments.

2.2.2 Live-bed scour

Live-bed scour occurs oppositely to the clear-water scour. It occurs only for uniform sediments when the bed material is moving. It moves as contact sediment discharge and/or into the local scour holes.

Based on Fig. 3 [1], live-bed scour typically reaches its maximum faster than clear-water scour. This might be because of the occurrence of clear-water scour. It occurs mainly on coarse bed material or low flow channels. In fact, clear-water scour may not reach its maximum until after several floods. Also, maximum clear-water scour is about 10 percent greater than the equilibrium live-bed scour. Moreover, there is a reason from the theory of sediment transport of bed material that live bed scour fluctuate streams with a dune.

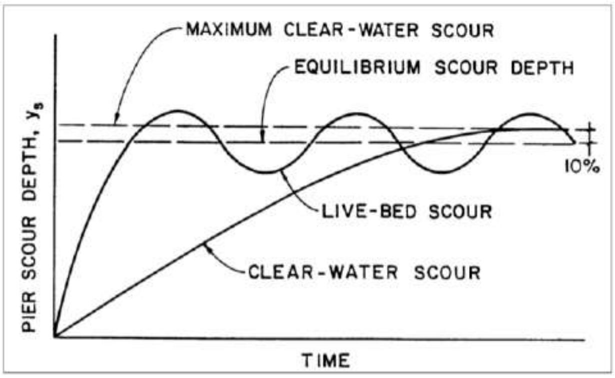


Fig. 3 Piers scour depth in a function of time [1]

2.3 Effects of specific parameters on scour

There are so many parameters affect the process and characteristic of the scour around bridge piers and also the flow pattern and flow velocity. As shown in Table 1 [6], the overview of scouring parameter that affect the behavior of the scour occurring around bridge pier has been illustrated in the table. Four different parts were classified including flow, fluid, bed material and geometry of pier shape. The fluid properties seem to be less influenced when literally compared to the flow characteristics. Moreover, there is just a small effect of bed material size and range on the scour depth development [7].

2.3.1 Characteristic of flow pattern

Both of the flow pattern and the scour pattern near bridge pier is totally complicated. However, there are a couple authors has been explained about the behavior of the scour related the flow pattern for example Breusers and Raudkivi [7]. Also, Yeleğen and Uyumaz [8] have found from their research that It is easily seen from the study that equations which consider the flow velocity ratio provide improved and more accurate calculations than others. the ratio of flow velocity to the critical flow velocity is an important parameter in calculation of scour depth.

Table 1 The scouring parameters [6].

Categories	Parameter names
Fluid	Acceleration of gravity (m/s2)
	Fluid density (kg/m3)
	Kinematic viscosity (m2/s)
Flow	Flow depth (m)
	Mean flow velocity (m/s)
	Chézy coefficient (m1/2/s)
Bed material	Representative diameter of the bed material: d50
	Surface packing
	Multiple layers of different bed materials
	Cohesion of material
Geometry	Shape in a horizontal and vertical section
	Piers composed of different element
	A group of separate piers, without a footing

2.3.2 Characteristic of bed parameters

From a geotechnical aspect, the stability of the upstream scour slope is of prime importance both during the scour process and in the final situation when equilibrium geometry has been attained. Sediment transport in the scour hole, soil particles in the filter structure below the bed protection can also be transported in both vertical and horizontal directions. The shape, the slopes of a scour hole and the maximum scour depth determine the volume of a scour hole and the minimum extent of a bed protection to prevent a local scour. The slope pattern of the scour has been studied by several researchers. Dargahi depicted that the slope of the scour hole developed around the bridge pier can be divided into three regions: upper, lower and the deepest part of the scour hole (close to the pier area) as shown in Fig. 4 [9].

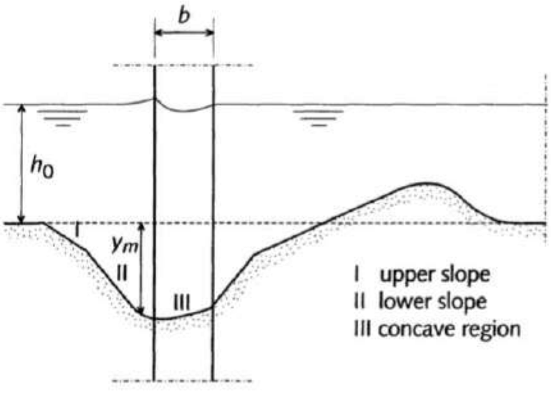


Fig. 4 The classification of position of scour [9]

2.3.4 Time scale

It is obvious that the process of scouring around bridge pier depends upon the function of time. Sometimes it has the big different scour shape when compare in the different period. Carstens divided the process of scouring as shown in Fig. 5 [10] into 4 phases including initial phase, development phase, stabilization phase and equilibrium phase. Normally, some process happened rapidly and the occurrence of the maximum scour depth is not always relevant to the time dependent description. Nevertheless, the time scale played an important role for some cases such as during the construction.

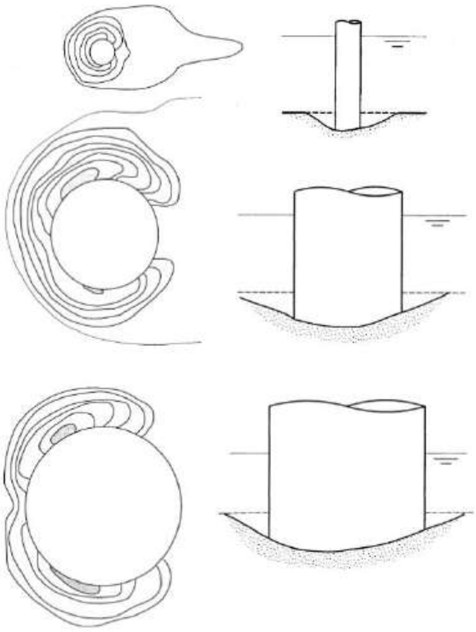


Fig. 5 Scour pattern in different phase [10]

2.4 Scour failure

Since there are a couple of relation between the scour pattern and parameters, the scour failure also has a lot of pattern depending on how the scour occurrence are caused and affect to the pier. Three main type of scour failure are mentioned as follows:

2.4.1 Sliding of main armor due to seabed scour

This type of scour failure occurs when the formation of the scour hole is close to the foot of the structure due to wave and current action. The toe is functioning as support for the main armor as long as the toe erosion does not cause undermining of the armor as shown in the Fig. 6. It also reduces the stabilizing forces causes slip failure to occur which results in sliding of armor.

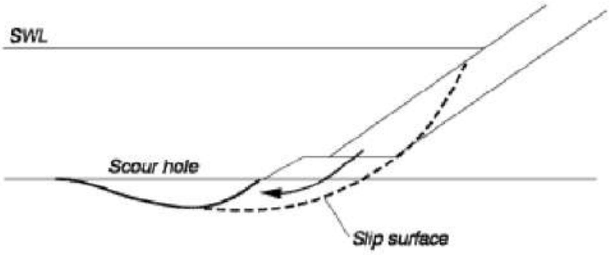


Fig. 6 Sliding of main armor due to seabed scour [4]

2.4.2 Scour in seabed, seaward tilt and settlement

Scour in front of a caisson due to waves and currents might cause seaward tilt and settlement of the caisson. The critical wave load situations are when deep wave troughs occur at the front of the caisson as shown in Fig. 7.

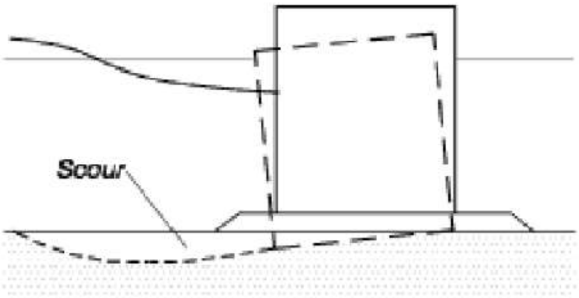


Fig. 7 Scour from seaward tilt and settlement [4]

2.4.3 Overturning and settlement of gravity walls

This type of scour will occur when the passive resistance and the bearing capacity of the foundation soil were reduced affecting the scour in front of the wall. The resulting load from the active backfill pressure, the high groundwater table and the weight of the wall cause a bearing capacity failure in the soil resulting in a forward overturning and some settlement of the wall as shown in Fig 8.

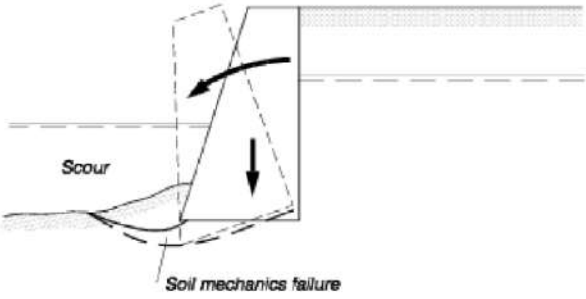


Fig. 8 Seaward overturning and settlement of gravity wall [4]

2.5 Scour protection

The careful consideration of the design of bridge piers for scour protection is totally important. The extent, elevation and detail of the scour protection should be carefully designed to ensure that it does not cause further scour problems. Various types of scour protections are shown in Fig. 9 [6] for example: riprap protection, mattress protection, deflector and others. For riprap protection, it is the process of using stone or heavy material around the pier foundation to protect the bed material underneath the pier. However, this method does not perform well during floods or rain issue [11]. The mattress protection is widely used among the local and mostly use for a big circular pier in a fine bed material (sand). In general, special attention has to be given to providing a tight connection between the mattress and the pier, because even through a small gap, the downflow can induce severe erosion that extends under the mattress [10]. For the deflector, it aims to intently reduce the downflow from using material to block or change the streamline of the fluid flow when it hits the pier. No design rules are available for the determination of the width and the height of the deflector, which is fixed to the pier. Also, various type of shape and configuration of the deflector was designed. For example: collar deflector, scarified pile or submerged vane.

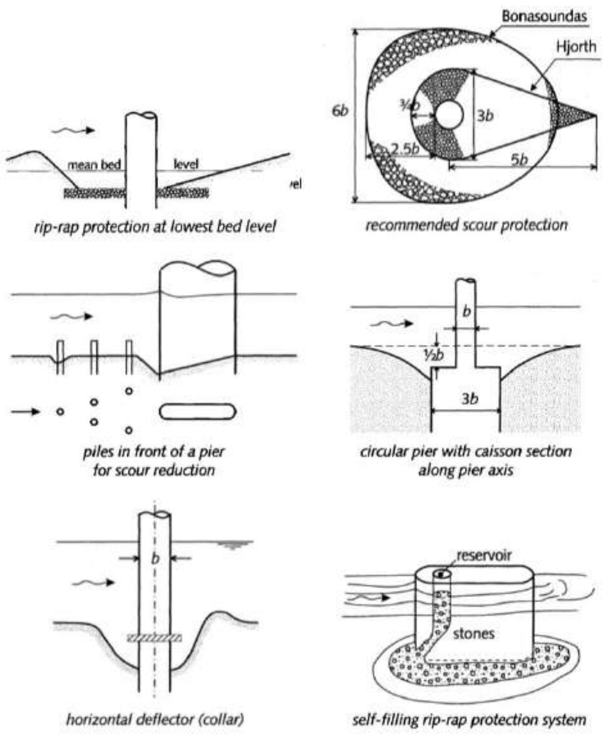


Fig. 9 Example of scour protections [6]

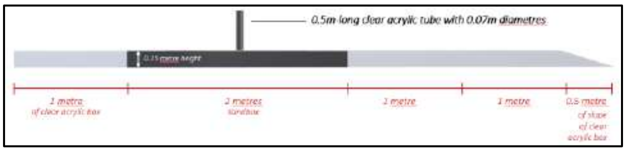
3. Material and Method

3.1 Setup test facilities

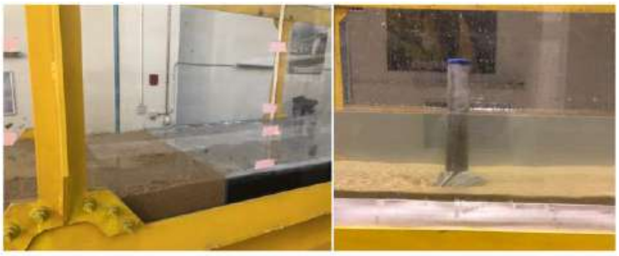
A series of laboratory experiments were performed in a rectangular large-sized open-channel flume in hydraulic laboratory of civil engineering department at King Mongkut's University of Technology Thonburi. The dimensions of the flume are 12-meter length, 0.6-meter width and 0.9-meter height with side walls comprised of steel frames and toughened glasses as shown in Fig. 10.

Fig 10 The experimental setup at KMUTT

There is a scour section in the large-sized current flume, which is 2 m length, 0.6 m width, 0.15 m depth as shown in Fig. 11 (a). There are clear acrylic boxes installed to build up the sediment section. The existing bed material level is elevated by 15 cm, which is prepared a 2 m length erodible bed in the middle of the flume section and is filled with designed sediment. Some part of experimental sand section is shown in Fig. 11 (b).



(a)



(b)

Fig. 11 The experimental sand section (a) sketch (b) real experiment

The median particle size (d_{50}) of the natural sand used in the experiment is 0.40 mm. and the density of the river sediment is 2.65 g/cm^2. Lee and Sturm had tested similar cases and recommend that the ration between pier diameter (D) and the

median particle size (d_{50}) should be bigger than 25 ($D/d_{50} > 25$) [12]. Since D/d_{50} of this experiment was more than 25 (D/d_{50} = 150), the effect of sediment size on the scour hole can be negligible.

3.2 Design hydraulic characteristics

In order to conduct the experimental setup properly, some of the hydraulic characteristics need to be calculated and designed. The discharge and water depth were depicted by the following study of Chiew that the criterion proportion of water depth and pier model diameter in laboratory experiment should be more than 3 ($d_f /D > 3$) [13]. Therefore, the ratio between water depth and pier model diameter (d_f /D) equals to 3.44 which is bigger than the requirement ($d_f /D > 3$). The experiments were conducted to use a constant flow discharge of 0.045 m^3/s.

Since there are two types of scour classification especially for the general and local scour based on their movement. To measure the type of scour, it was crucial to calculate flow intensity of v divided by V_c (v/V_c) where v is the average velocity of the flow and V_c is the critical flow velocity for sediment movement. Clear water scour conditions occur when the ratio of flow intensity is less than 1 ($v/V_c < 1$). Live-bed scour exists when the ratio of flow intensity is more than 1 ($v/V_c > 1$). In this test, after calculate the ratio of flow intensity, the value obtained is 1.26 so, all the experiments perform under live-bed scour condition confirmed by the calculation mentioned above. To calculate the critical velocity (V_c), it can be computed based on Eq. (1) [14].

$$\frac{V_c}{U_{*c}} = 5.75\log(\frac{d_f}{d_{50}}) \quad (1)$$

Where V_c is the critical velocity (m/s), U_{*c} is the critical shear velocity of the bed materials based on d_{50} (m/s), d_{50} is median particle size of the sand (m) and df is flow depth above bed sediment (m).

Since U_{*c} is the critical shear velocity of bed materials based on d50, to obtain the value, Shields diagram for the respective sizes of shear velocities needed to be determined as shown in Eq. (2).

$$U_{*c} = 0.0115 + 0.0125 d_{50}^{1.4} \quad (2)$$

When 0.1 mm < d_{50} < 1 mm. The critical shear velocity and the critical velocity and other important one was calculated under the condition of the experiment. These characteristics as well as other essential ones have been summarized in Table 2.

Table 2 Experimental conditions and hydraulic characters used in the present study.

Parameters	Unit	Value
Pier diameter (D)	m	0.6
Discharge (Q)	m^3/s	0.045
Flow depth (D_f)	m	0.204
Flow velocity (v)	m/s	0.376
D/d_{50}	-	150
Reynold number (Re)	-	89902
Froude number (Fr)	-	0.27
Critical velocity (V_c)	m/s	0.298
Critical shear velocity (U_{*c})	m/s	0.015
Flow intensity (v/V_c)	-	1.26

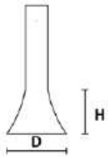
3.3 Design based ramp protection models

model prevents local scour by preventing the formation of scouring vortices over and around bridge piers. In addition, the shape of the based ramp model will help preventing the formation of scouring vortices and their highly fluctuating velocities and pressures.

Experiments were conducted to four different based ramp configurations shown in Fig. 12 and one unprotection case. A series of experiments was tested to investigate the effect of based ramp parameter. Table 3 lists all the dimensions and parameters carried out in this experiment. According to the pre-experimental checkup including the size of prototype models and experimental facilities, a live-bed scour testing scheme was adopted in this test and the working conditions of 0.204 m/s flow depth and 0.045 m3/s discharge were selected.

Fig. 12 The 4 configuration models of pier with based ramp

Table 2 Experimental conditions and hydraulic characters used in the present study.

Characteristics	Cases				
Pier model	R5	R4	R3	R2	R1
Ramp diameter D (m)	-	0.16	0.16	0.16	0.16
Ramp height H (m)	-	0.16	0.12	0.08	0.04
Ratio H/D	-	1	0.75	0.50	0.25
Curve equation	-	$Y=0.16x^2$	$Y=0.32x^2$	$Y=0.48x^2$	$Y=0.64x^2$
Sketch drawing	-				

3.4 Setup numerical simulation model for drag coefficient determining

In order to figure out the reason behind the result of the laboratory experiment, a numerical simulation using ANSYS/FLUENT software (FLUENT,2018) has been developed for circular cylinder, representing bridge piers, to investigate the drag coefficient. This numerical simulation is focused on the water as running fluid around the pier, as a non-structure solid object, in order to calculate the drag coefficient, caused by water flow, of each based ramp model on the submerged pier model. Drag coefficients as shown in Eq. (3) are defined by using a characteristic area, in this case the frontal area of the based ramp pier models has been used.

$$F_d = \frac{1}{2}\rho v^2 C_d A \tag{3}$$

Where F_d is drag force (N), C_d is drag coefficient, p is density of fluid (kg/m^3), v is velocity (m/s) and A is frontal area of the pier (m^2). Once the program and the parameter were set up in the ANSYS/FLUENT software, the drag coefficient and the drag force will be calculated by the program as shown in Fig. 13.

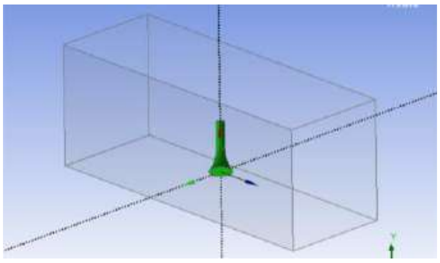


Fig. 13 Water flow domain and based ramp pier model (R4)

4. Results and Discussions

After all the experiment has been done, the scour characteristic as maximum scour depth was observed and collected. The impact of various factors on scour characteristics and relate exchanges is discussed as follows:

4.1 The depth evolution of scour hole around bridge pier models

In order to measure the scour depth, the depth gauge is used to measure how deep is the scour hole in each of measuring points and then compare to find the maximum scour depth in each section. According to the scour hole development develops by the function of time, the measuring points were recorded every 10 minutes in the first 30 minutes, and then the measuring points were recorded every 30 minutes until it reaches 2 hours.

The maximum dimensionless scour depth $S_d/S_{d,max}$ around the pier models as a function of scour testing time is given in Fig. 14. Scour occurred rapidly in the first 10 minutes especially for the unprotection case (R5) which reaches almost 40% of the maximum scour depth at 120 minutes within 10 minutes. R1and R2 start at the same lowest amount of scour hole and performed in the similar trend in the middle of the period and finally resulted in 31% and 38% in the end of the period respectively (R1 presents the lowest maximum scour depth at all time). Although scour still occurred in the latter period, the rate of growth of the maximum scour depth seemed to slow down when the testing time increased. The worst protection case is R4 and the size of the depth is only at 13% different compared to the unprotection case (R5).

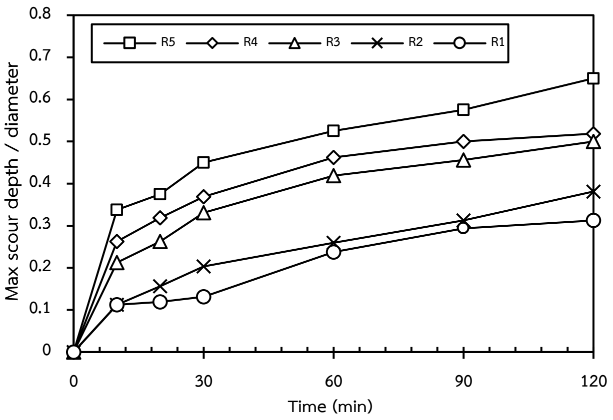


Fig. 14 The maximum scour depth of each bridge pier model in each period.

4.2 The scour depth protection efficiency of each bridge pier models

The effect of based ramp protection on the scour depth protective effect was experimentally investigated. The four different ratio of based ramp height and based (R1 - R4) were considered and compared to the unprotection case (R5). The protection efficiency of scour depth of each pier model defined as $(S_{d,max}-S_{d,Ri})/(S_{d,max})*100$, Where the $S_{d,max}$ is the maximum dimensionless depth of scour hole of R5 pier model at 120 minutes and $S_{d,Ri}$ is the dimensionless depth of scour hole of each based ramp pier model (R1-R4) at 120 minutes is plotted in Fig. 15. It is obvious that the ratio of different based ramp configuration affects the scour depth protection efficiency significantly. The protection effect is increased with the decrease of based ramp height configuration. R1 or 4-cm based ramp is by far the most protective among the others at 51.9 percent, and this was followed by the R2 or 8-cm based ramp, at 41.3%. For R3 and R4 were half less protective approximately at 23.1% and 20.2% respectively.

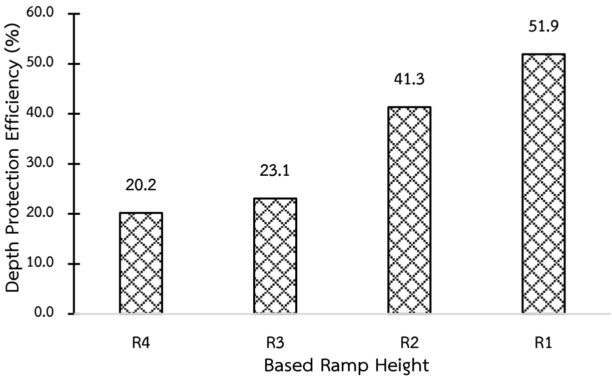


Fig. 15 The scour depth protection efficiency of each based ramp

4.3 Drag coefficient simulation by numerical model

According to the text result of Vijayasree, et al. [15]. They have also found that the reduction of frontal areas of pier shape decreases the scour depth consistency and also the scour volume decreases with a decrease in the plan area. In order to find the support reason of the experiment results, All the based ramp configurations were modelled and developed in FLUENT. The models of 16 cm pier pillar with 4 different based ramp configurations were modelled in the fluid flow domain confined in a cuboid with the size of 2 x 0.8 x 0.6 (m) in x, y and z directions as shown in Fig. 16.

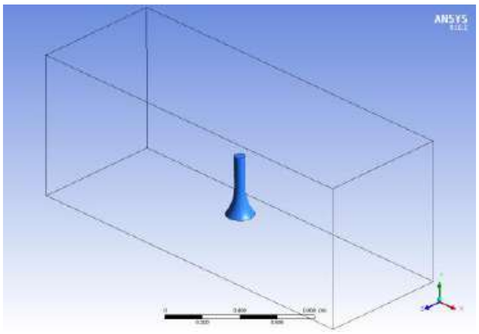


Fig. 16 The based ramp model on the designed fluid flow domain

As the characteristic of the structure was neglected in the process, the non-structured models were used to model the based ramp pier. In addition, the pier's boundaries were assumed to be non-slip walls, as was the channel walls boundary condition. For the Eulerian model, FLUENT provides mixture turbulence model in multiphase flows within the context of the k-ε models, also k-ε turbulence model is employed to simulate. The k-ε model was implemented in the Navier–Stokes flow solver, which was developed for turbulence models and is usually used for problems of solid/fluid interactions [16].

After the model validation was set, the drag coefficient and other related information including frontal area and force acting on pier of each based ramp configuration R1 - R5 were calculated as shown in Table 3. Therefore, the relation between drag coefficient of each based ramp model were plotted showing that R1 has the smallest amount of drag coefficient equal to 0.39 (dimensionless) and following by R2, R3 as 0.40 and 0.41 respectively. The R4 or 16-cm height-based ramp has the biggest coefficient of drag among other based ramp protection cases. Lastly, the R5 or unprotection bridge pier model has the biggest number of drag coefficient equal to 0.65 as shown in Fig. 17.

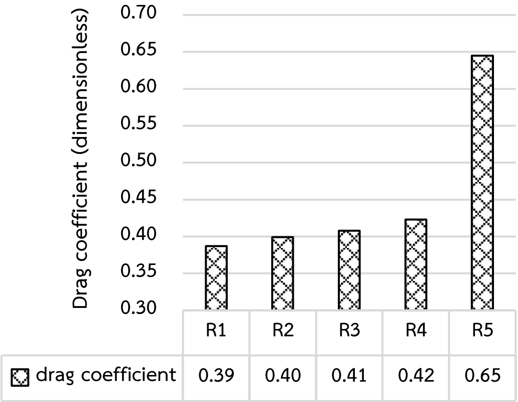


Fig. 17 The drag coefficient of based ramp configurations

Table 3 The drag coefficient results and other related information.

Cases	Drag coefficient	Frontal area (m^2)	Force (N)
R5	0.65	0.0512	0.5166
R4	0.42	0.0308	0.1958
R3	0.41	0.0289	0.1752
R2	0.40	0.0279	0.1652
R1	0.39	0.0270	0.1502

5. Conclusions

This research proudly presents a scour protection device around bridge pier using based ramp models by comparing the characteristic of the shape and its configuration in order to seek for the most effective and proper configuration of the based ramp. The scour mechanism and the time-varied development of scour depth was investigated by carrying out laboratory tests. The scour depth protection efficiency was studied and discussed. Also, the drag coefficient and frontal area of the based ramp models were simulated by the numerical simulation program in order to support the characteristic of the experiment results. The main finding and analytical results, some conclusions can be drawn as follows:

The shape and the configuration of based ramp is an important parameter in the scour processing which result in different size and depth of scour hole. Based on the experimental results: the R1 or 0.25 H/D ratio is the most optimal case that can effectively reduce more than half of scour depth when compare to a pier without protection.

The based ramp protection has clear protective effect that the reduction of H/D ratio contribute to the increasing of the scour depth protection efficiency. In addition, the based ramp protection indicates scour depth protection as much as approximate 52%.

The simulation model reports that the decreasing of frontal area of pier contribute to the decreasing of drag coefficient resulting in better protective effects. In addition, the based ramp models create the coefficient of drag around 0.4

Acknowledgement

The authors sincerely thank the family and friends for their valuable supports and also thank the hydraulic laboratory of department of civil engineering, King Mongkut’s University of Technology Thonburi for the financial support and helps. Our research could not be accomplished without everyone supports.

References

[1] Richardson, E.V., Harrison, L.J., Richardson, J.R., and Davies, S.R. (1993). “Evaluating Scour at Bridges”, Federal Highway Administration, US Department of Transportation: Publ. FHWA-IP-90-017, Washington, DC, USA, pp. 35-39.

[2] Melville, B.W., Coleman, S.E. (2000). Bridge Scour, Water Resources Publication, Highlands Ranch, CO, USA, 2000.

[3] Sheppard, D. M. and Renna, R. (2010). Bridge scour manual, 605 Suwannee Street. Tallahassee, FL 32399-0450.

[4] Leeuwen, Z.V. and Lamb R. (2014). Flood and scour related failure incidents at railway assets between 1846 and 2013, 1st, JBA Trust Limited, North Yorkshire BD23 3AE United Kingdom, pp. 4-20.

[5] Hoffmans, G.J.C.M. and Verheij, H.J. (1997). Scour Manual, 2nd ed., Taylor & Francis, Rotterdam, Netherlands, p. 117.

[6] Breusers, H.N.C. and Raudkivi, A.J. (1991) Scouring. Balkema, Rotterdam, NL.

[7] Yeleğen, M. Ö. and Uyumaz, A. (2016). Flow Velocity Effect on Clear Water Bridge Pier Scour”, The World Congress on Civil, Structural and Environmental Engineering, Prague, Czech Republic, No. ICESDP 103

[8] Dargahi, B. (1987) Flow field and local scouring around a cylinder. Bulletin TITRA- VBI-137, Department of Hydraulics Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

[9] Carstens, T. (1976) Seabed scour by currents near platforms, 3rd Conference on port and ocean engineering under arctic conditions, University of Alaska: 991-1006.

[10] Beg, M. and Beg, S. (2013). Scour Reduction around Bridge Piers: A Review, International Journal of Engineering Inventions, PP: 07-15

[11] Lee, S.O., and Sturm, T.W., 2009, “Effect of sediment size scaling on physical modelling of bridge pier scour. Journal of hydraulic engineering, pp. 86-89

[12] Chiew Y. M., 1995, “Mechanics of riprap failure at bridge piers”, Journal of hydraulic engineering, pp. 23-36.

[13] Mellvile, B. W. (1997). Pier and abutment scour. Integrated approach. Journal of hydraulic engineering, 132(2), 125-136.

[14] Vijayasree, B. A., Eldho, T. I., Mazumder, B. S. and Ahmad, N. (2017). Influence of bridge pier shape on flow field and scour geometry, International Journal of River Basin Management, Taylor & Francis Group.

[15] Kok, J. C. and Spekreijse, S. P. (2000). Efficient and accurate implementation of the k-omega turbulence model in the NLR multi-block Navier-Stokes system, Amsterdam: Nationaal Lucht-en Ruimtevaartlaboratorium, pp. 150-165.

A study of the energy reduction of flow through concrete and natural rubber tetrapods

Watusiri Suwannarat [1*] Duangrudee Kositgittiwong [2] Chaiwat Ekkawatpanit [3] Rachapol Sukjan[4]

[1,2,3,4] *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, THAILAND*

**Corresponding author; E-mail address: Watusiri.s@gmail.com*

Abstract

Natural rubber is widely used as a multipurpose material in engineering for several years. Currently, natural rubber in Thailand has been facing with falling price and oversupply problems which extremely damage to a natural rubber industry. Although, Thailand is the world's top producer and exporter of the natural rubber, but it still faces with these problems in many years. Therefore, the propose of this research is to utilize natural rubber for erosion control due to its special properties and also help a natural rubber industry by increasing the value of product. The process of this research is to study and analyze the flow behavior over concrete and natural rubber tetrapods in laboratory. Two-dimensional physical model is carried out in open-channel flume (12 m. long, 0.6 m. wide and 0.8 m. high) at King Mongkut's University of Technology Thonburi. The results are analyzed to compare the ability of energy dissipation between natural rubber and concrete tetrapod. In the conclusion, natural rubber can be applied for erosion control, which has an efficiency of energy dissipation. The maximum ability to dissipate energy by using natural rubber tetrapods is lower than concrete approximately 5%. In addition, based on natural rubber properties, rubber is able to use with sea water condition. Therefore, natural rubber is alternative to use as a substitute material in erosion control field.

Keywords: Natural rubber, Tetrapod, Energy dissipation, Erosion control

1. Introduction

Natural rubber is a versatile material which is widely used around the world. There are several proper properties to be used in engineering such as an excellent tensile, resilience, tear resistance and elongation. Natural rubber obtains from the latex of certain trees and plants. The world's crucial sources of rubber are located in Asia, especially Southeast Asian countries. Hot weather and monsoon climate are significant effect to natural rubber cultivation. Since early 20th century, Thailand has become the world's largest exporter and producer with high quality of rubber. There is around 32,800 km^2 of natural rubber plantation and a full range supply chain of rubber industry. About 1.4 million households are natural rubber agriculturists. Currently, demand of natural rubber is fluctuated. Thailand has been facing with falling price and oversupply problem which extremely damage to a rubber industry in several years. Thai latex association revealed that natural rubber price continuous decrease [1], which is illustrated as a graph in Figure 1. However, due to its special properties, natural rubber can be used extensively in engineering for many applications and products. This research aims to utilize natural rubber in erosion control by using as an energy dissipation material and also increasing the value of rubber product.

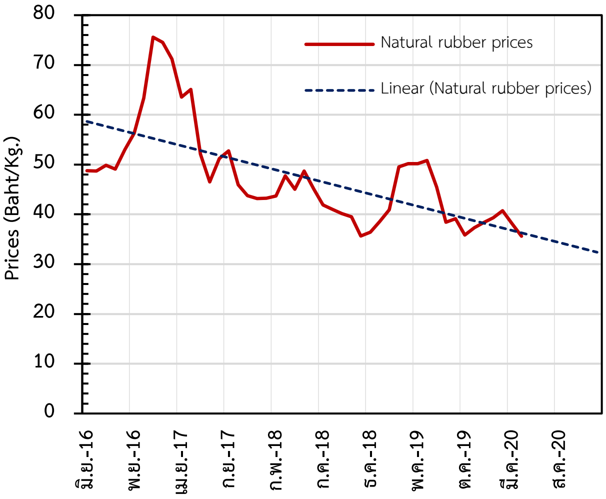


Fig 1. Natural rubber price in Thailand [1]

Thailand is also experiencing coastal erosion almost every year, there are coastline in the gulf of Thailand around 1,878

kilometers and around 937 kilometers facing with Andaman sea. The strong erosion occurs along the coastline with average rate of 5 meters per year [2]. Moreover, river and canal also face with strong erosion problem. In order to protect land from erosion, there are several obstructions that are used to destruct the wave energy or to reflect it. Concrete armor blocks are worldwide obstruction which are used as a revetment and breakwater protection. It not only uses for coastal areas, but concrete armor block is also used in riverside and downstream of dam. During the past years, several shapes of armor block were created. One of the most basic shapes of armor block is tetrapod. There are special legs which can interlock together with the other. However, armor block is normally constructed with concrete. The main problem of concrete armor block is a crack due to cross-section reduction and structural weakness or underweight. Therefore, this research intends to apply natural rubber as a substitute material for erosion control. Tetrapod shape is considered because of easily handled in experiment. The process of research is to analyze flow behavior over tetrapod model and to study the ability of energy reduction between using natural rubber and concrete tetrapod.

2. Literature review

2.1 Artificial armor block

Armor blocks are created for wave dissipation, which are used as a placement of breakwater and revetment. It not only uses for coastal areas, but an armor block also be able to use in riverside such as river bank protection and downstream of dam. Structures such as breakwater and jetty consist of a sloping surface which is exposed directly to the action of water, so an armor block is necessary for the outer layer of the structure to absorb the wave energy and reflect it. A several precast concrete armor unit has invented for a long time. There are many shapes of armor blocks such as a simple cube or the other complex shapes which are shown in Figure 2. Concrete armor units are easily to handle which be able to stand without any steel reinforcement. The tensile capacity and quality of concrete casting are important function for marine structure. Any cracks or large surface defects are used to determine for the performance of armor unit. A Crack is caused by a cross-sectional area reduction of concrete, and a large surface defect may cause of structural weakness or an underweight of the concrete unit. Some units of armor blocks are used in single layer, and some shapes are required in two layers for lump. However, a packed of armor blocks be able to resist the hydraulic loads from the wave impact, but it has never been successful for the very high impact forces of wave [3].

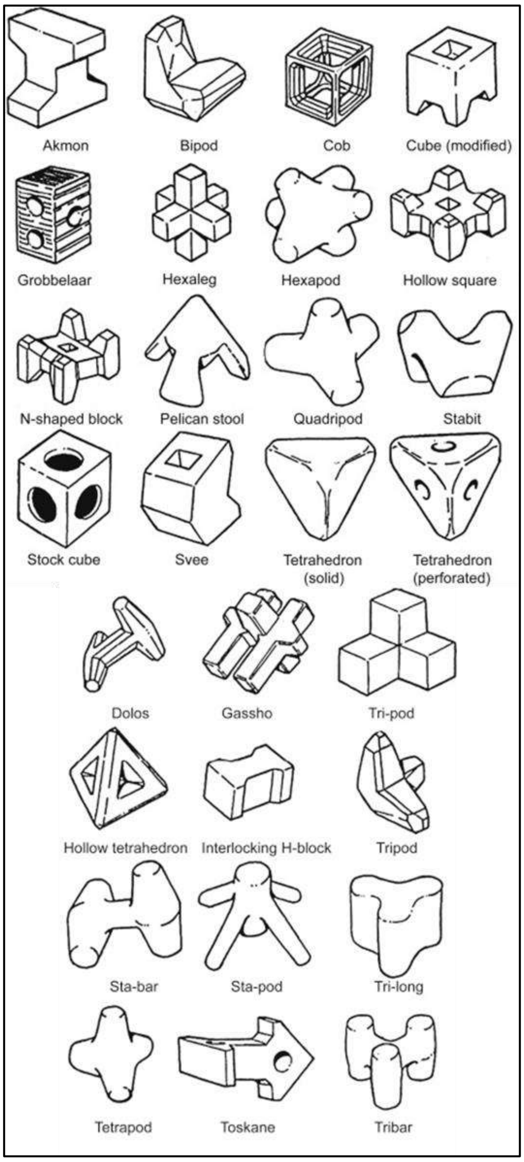


Fig. 2 Shapes of concrete armor block [3]

2.2 Tetrapod

Tetrapod is a type of structure in coastal engineering that used to prevent erosion caused by winds and waves. There were interesting results of the behavior of structure protection. Tetrapod is very stable form in term of hydraulic properties, strength of materials and work site operations. Tetrapods are made of concrete which use a tetrahedral shape to dissipate the force of incoming waves by allowing water to flow around them. The four legs of tetrapod are able to reduce displacement by

interlocking. Therefore, the special shape of tetrapod can interlock together to protect the surface of the structure. In term of strength of materials, tetrapod is very easily to handle even concrete still fresh. There were the experiment of breaking test and work site experience of tetrapod. The results showed that steel reinforcement is unnecessary for tetrapod, which is a great advantage for marine construction. Tetrapod is able to handle with a simple equipment for concrete pouring and vibrating operations.

Two layers of tetrapod armor block are normally placed on structure. There was a study about the placement effect on the stability of tetrapod armor unit on breakwaters. Two methods of tetrapod placement pattern were studied which is shown in Figure 3.

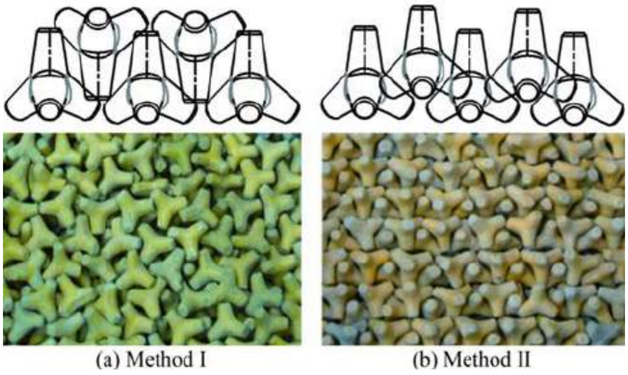


Fig. 3 Tetrapod placement methods [4]

The damage radio versus the stability parameter $H_{1/10}/(\Delta D_n)$ is plotted for both placement methods with all periods in irregular waves in Figure 4. Based on the results, the damage ratio for Method II is larger than Method I. Therefore, tetrapod placement pattern with method I is used in this study. The first layer is placed by three legs down, and the second layer of tetrapod interlock with the one leg of another layers [4].

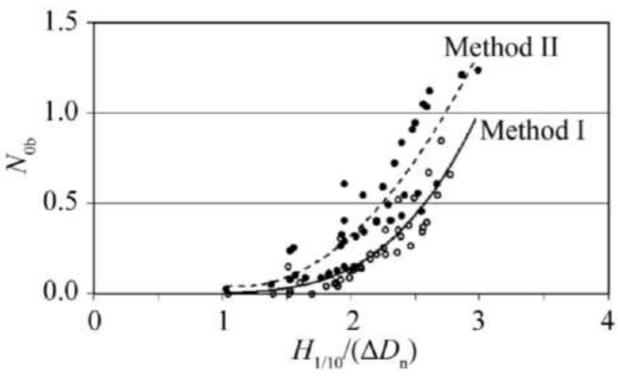


Fig 4. Stability of tetrapod placement methods I and II [4]

2.3 Coastal area

2.3.1 Dynamic equilibrium in the coastal system

A beach consists of sand, gravel or a crushed seashell which have been transported by water flow along a river and stream, carried by waves, and deposited along the coastal area. Beach be able to protect the land from wind and wave, that is the interface area between land and sea. Many factors are related to the beach balance system, such as wave action, wind action, ocean currents and tidal movement. Beach or a shallow coastal area are influenced by wave action, wind action, ocean currents and tidal movement, that have been happening all the time. Sediment transport is the movement of solid particles, which due to fluid motion in rivers, oceans, seas and other bodies of water due to currents and tides. Beach consists of backshore, foreshore and sand bar. Normally, the particles of sand slowly move and arrange to be slope on the beach. In monsoon season, the high wind and wave carry the particles of sand on the beach and place on sand bar in the shallow water area. In normal season, the calm wave transports the heap of sand on sand bar to move back on the beach. The movement of sediment can balance the coastal cycle, which is called “dynamic equilibrium”. Therefore, beach form changes every year because of the fluid motion in coastal zones [5]. The beach cycle is shown in Figure 5.

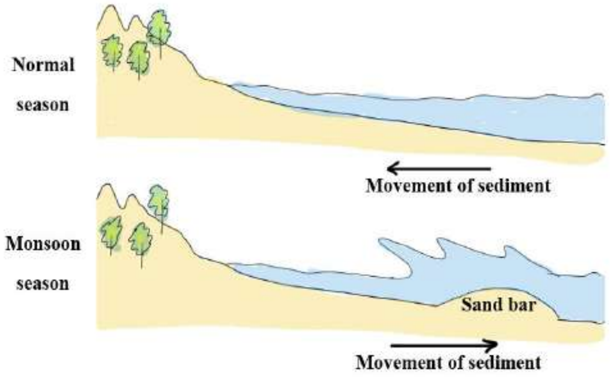


Fig. 5 The balance of dynamic equilibrium [5]

2.3.2 Coastal erosion in Thailand

Thailand is littoral country with the coastal zone including the Gulf of Thailand Coast and the Andaman sea Coast. There are around 2,815 kilometers coastline in Thailand which consist of coastal area in 23 provinces. The coastline in the gulf of Thailand is around 1,878 kilometers that cover in 17 provinces, there are Bangkok, Samutsakorn, Samut Songkhram, Trat, Chanthaburi, Rayong, Chonburi, Chachoengsao, Samut Prakan, Phetchaburi, Prachuap Khiri Khan, Nakornsrithammarat,

Chumphon, Surat Thani, Songkhla, Pattani and Narathiwat. 937 kilometers face with Andaman sea which consist of 6 provinces, there are Ranong, Phangnga, Phuket, Krabi, Trang and Satun. The coasts are characterized by geologic nature of landforms as sandy beach and dunes, coastal wetland, rocky coast, cliff coast and islands [2]. Coastal erosion is a main problem for Thailand on both Gulf of Thailand and Andaman Sea. The strong erosion occurs along the coastline with average rate of 5 meters per year. The coastal changes of Thailand were investigated by using satellite image SAR that were compared with topographic map. The comparison of coastline areas showed that there was land loss in every year. There are many causes of coastal erosion in Thailand such as coastal development projects for tourism, the decreasing of upstream sediment supplies due to dams and upland deterioration, climatic change during the dynamic of natural coastal process and improper land-use activities along the coast. Therefore, the degradation of coastal resources such as beach, sand dune, mangrove swamp and lagoon including natural scenery need to be restoration and maintenance for the future.

2.4 Property of natural rubber

Natural rubber is an elastic material which obtained from the latex of certain trees and plants. After latex is processed, natural rubber becomes an elastomer with excellent properties. There are excellent tensile, resilience, tear resistance, elongation, resistance to water and cold flow. Moreover, natural rubber also has good abrasion resistance and excellent low temperature flexibility. Nevertheless, natural rubber has only moderate resistance to damage from heat, light and the ozone in the air. There is poor resistance to solvents, oils, fuels and petroleum derivatives. The range of useful temperature of natural rubber is -60° F to +175° F (-51° C to +80° C), tensile range of natural rubber (P.S.I) is 500 to 3500, the maximum elongation is 700 [6].

To apply natural rubber for coastal field, the properties of natural rubber were investigated. There was study about the effect of 42 years immersion in sea water on natural rubber. The physical tests were taken to determine the hardness, tensile strength, elongation at break, tensile strength and compression set of rubber samples. Moreover, the chemical analysis was also investigated. Finally, this research showed that there was no serious deterioration in rubber condition after 42 years exposure to sea water [7]. Therefore, rubber was found to be a good material that can be used to exposure in sea water.

3. Methodology

3.1 Studying the related researches

The related researches were studied and reviewed for applying into this study. In this research, tetrapod shape is chosen for study. Many researches studied and compared tetrapod with the other shapes of armor block. The four legs of tetrapod are able to compactly stand together with the other units when there is attacked by water wave. Tetrapod is acceptable and popular shape of armor block which is existed seventy years ago. There is perfect shape with 4 legs to interlock with another and excellent property of hydraulic stability. Tetrapod has low center of gravity, so the individual blocks are very stable against to external forces. In addition, tetrapod is easy to install in any places which is fabricated without steel reinforcement. Therefore, based on the supporting of tetrapod properties, this research choses tetrapod armor block for consideration. Moreover, the purpose of this research is to study and apply natural rubber for erosion control which also be applied for seawater. The properties of natural rubber such a strength, chemical resistance and heat resistance are also reviewed from the related researches. Finally, there are support that natural rubber can be used in hydraulic fields.

3.2 Experimental setup

3.2.1 Hydraulic flume

The experiment was carried out in hydraulic flume (12 meters long, 0.6 meters wide and 0.8 meters deep) at the laboratory of King Mongkut's University of Technology Thonburi, that is shown in Figure 6. A pump power can be set from 20-50 Hz, the discharge can be determined by V-notch weir with a capacity of 1905 liters of water tank.

Fig. 6 Hydraulic flume at King Mongkut's University of Technology Thonburi

The model calibration for discharge equation was computed [8]. The discharge formula for weir calibration is shown in equation (1).

$$Q = 1.15H_w^{2.5} \qquad (1)$$

The variable above are mentioned that Q is the discharge of flow (m^3/s) and H_w is depth of water in tank (m).

3.2.2 Model setting

In order to compare the ability of energy dissipation by using natural rubber and concrete tetrapods, two layers of tetrapod are placed on hydraulic flume. The blocks forming of the first layer is placed by three legs down, and the second layer of tetrapod interlock with the one leg of another layers. Moreover, tetrapods model are covered by wire mesh for locking the position of model. The sizes of wire mesh box are 0.08 meters height, 0.55 meters width and 0.145 meters length, which is shown in Figure 7.

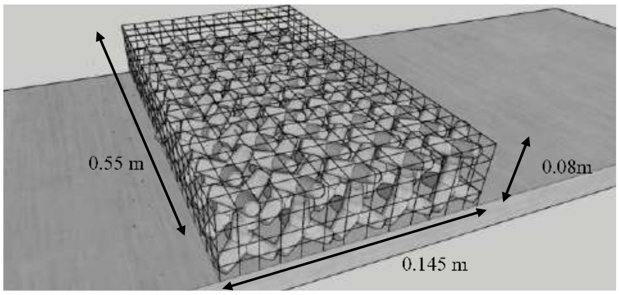


Fig.7 Tetrapod model setup

For the main characteristics of tetrapod model, height of tetrapod is 0.07 meters and volume of model is 66.05 cm3. Weight of concrete and natural rubber tetrapod are 112 g and 60 g, respectively. This tetrapod model is simulated from the actual size of tetrapod, which is 8 tons. There are seven cases study of porosity, which are 22.36%, 27.53%, 37.86%, 43.06%, 48.24%, 63.77% and 74.12%. The model setup of natural rubber and concrete are shown in Figure 8 and 9, respectively.

Fig. 8 Natural rubber artificial tetrapod placement

Fig. 9 Concrete artificial tetrapod placement

3.3 Data collection

In the experiment, there is the comparison of energy reduction between natural rubber and concrete tetrapod. To compare the energy dissipation ($\Delta E\%$) of each materials, specific energy equation and energy dissipation equation are used to compute in experiment which are shown in equations (1) to (3), respectively. Therefore, there are two points of data collecting for water depth in front of and behind the models. The energy dissipation sketch and real experiment in laboratory are shown in Figure 10 (a) and Figure 10 (b), respectively. The water depth in front of the artificial armor blocks is upstream measuring point and downstream measuring point is located behind the models. The water depth in tank is measured by hook measuring, which can be considered for discharge.

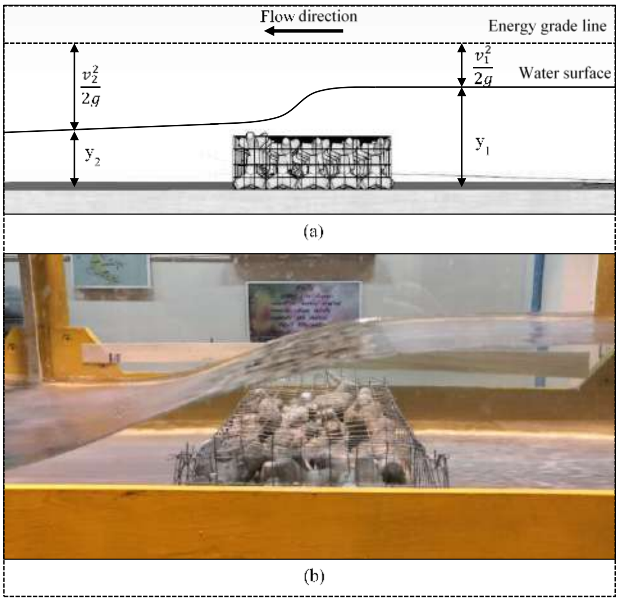


Fig. 10 The energy dissipation (a) sketch (b) real experiment in laboratory

Specific energy for each point is

$$E_1 = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (1)$$

$$E_2 = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (2)$$

$$\Delta E\% = \frac{E_1 - E_2}{E_1} \times 100\% \quad (3)$$

The variables in the equation mention that E represents energy, z is the elevation of waterbed (m), y is water depth (m), v is velocity of water flow (m/s) and g is gravitational acceleration (m/s^2).

4. Results and discussion

4.1 The comparison of energy dissipation between natural rubber and concrete tetrapods

To compare the ability of energy dissipation, there are two points for measuring the depth of water in hydraulic flume, which are the point in front of and behind the tetrapods model. The study of energy dissipation between natural rubber and concrete tetrapods with 22.36%, 27.53%, 37.89%, 43.06%, 48.24%, 63.77% and 74.12% of tetrapods model porosity are investigated. The relationship between energy dissipation ($\Delta E\%$) and Froude number (Fr) by using natural rubber and concrete tetrapods are shown in Figures 11 to 17. Polynomial trendlines are used in fluctuated data analysis. The results show that the maximum potentiality of energy dissipation between using rubber and concrete are indicated around 50% to 60% reduction for 22% to 74% of model porosity.

The performance of energy dissipation is developed to the maximum point, then continuous decreases with incremental Froude number (*Fr*). Although, the maximum ability to dissipate energy by using natural rubber is not higher than concrete, but trends of rubber can be gradually developed to equivalent with concrete. Based on these comparison, natural rubber has an energy dissipation efficient which can be used as an erosion control material.

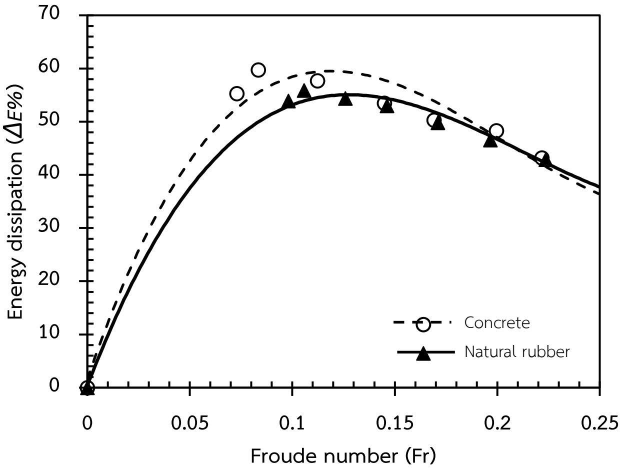


Fig. 11 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 22.36% of porosity.

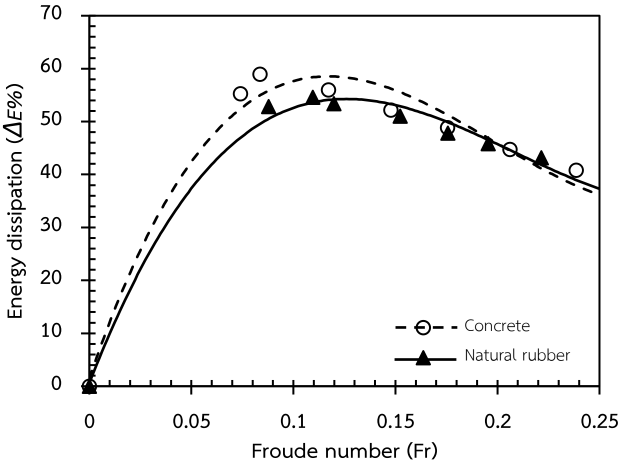


Fig. 12 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 27.53% of porosity

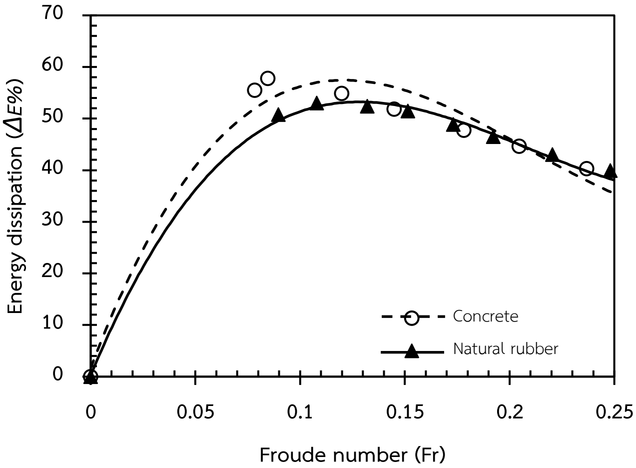


Fig. 13 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 37.89% of porosity

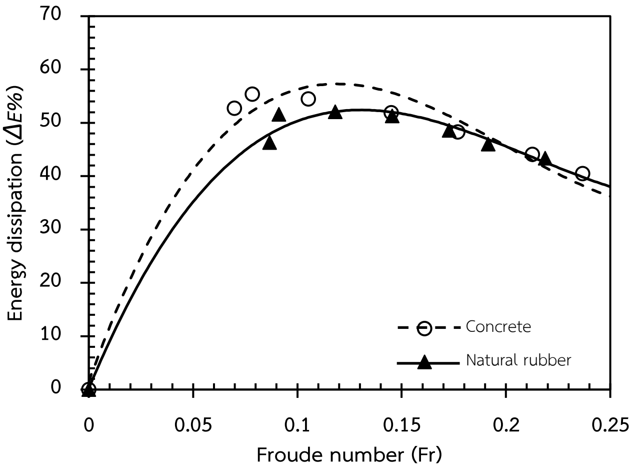


Fig. 14 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 43.06% of porosity

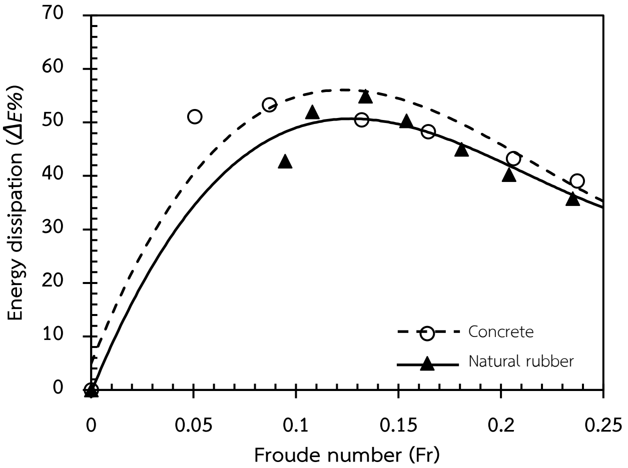


Fig. 15 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 48.24% of porosity

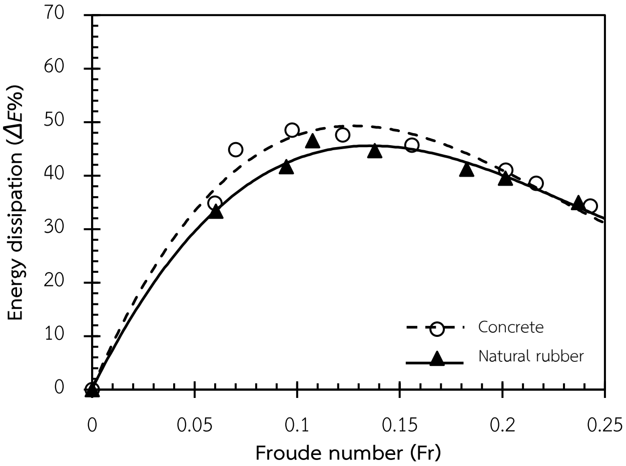


Fig. 16 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 63.77% of porosity

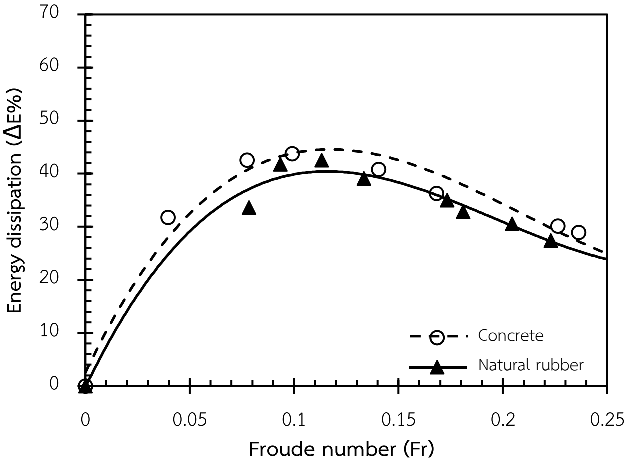


Fig. 17 The relationship between energy dissipation and discharge of natural rubber and concrete tetrapods with 74.12% of porosity

4.2 The porosity of armor block model effects on ability of energy dissipation

The comparison of energy dissipation between different porosities of armor blocks model for using natural rubber and concrete as tetrapods are shown in Figure 18 and 19, respectively. There are seven different cases of model porosities which are 22.36%, 27.53%, 37.89%, 43.06%, 48.24%, 63.77% and 74.12%. Polynomial trendline is also used to analyze the ability of energy dissipation. From the comparison of energy dissipation with different model porosities, void porosity of tetrapod model also effects to the ability of energy dissipation. The maximum ability of energy dissipation by using natural rubber with 22.36%, 27.53%, 37.89%, 43.06%, 48.24%, 63.77% and 74.12% of porosity are 55.06%, 54.27%, 53.23%, 52.42%, 50.70%, 45.58% and 40.42% respectively. It is likewise to concrete case, there are about 59.51%, 58.53%, 57.45%, 57.30%, 56.07%, 49.30% and 44.58% of maximum performance of energy reduction. Therefore, low porosity of armor block has more efficient to dissipate energy.

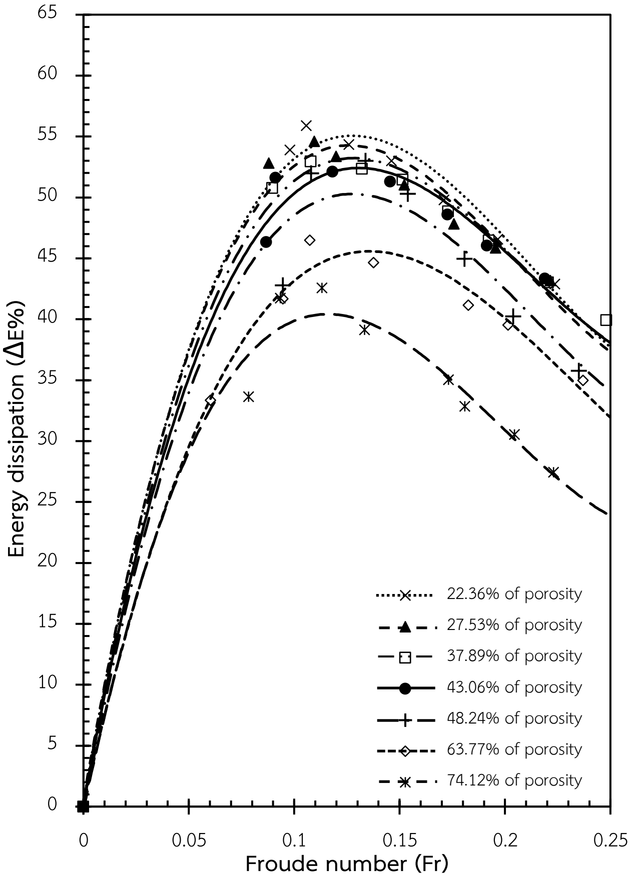


Fig. 18 The comparison of energy dissipation by using natural rubber tetrapods with different porosities

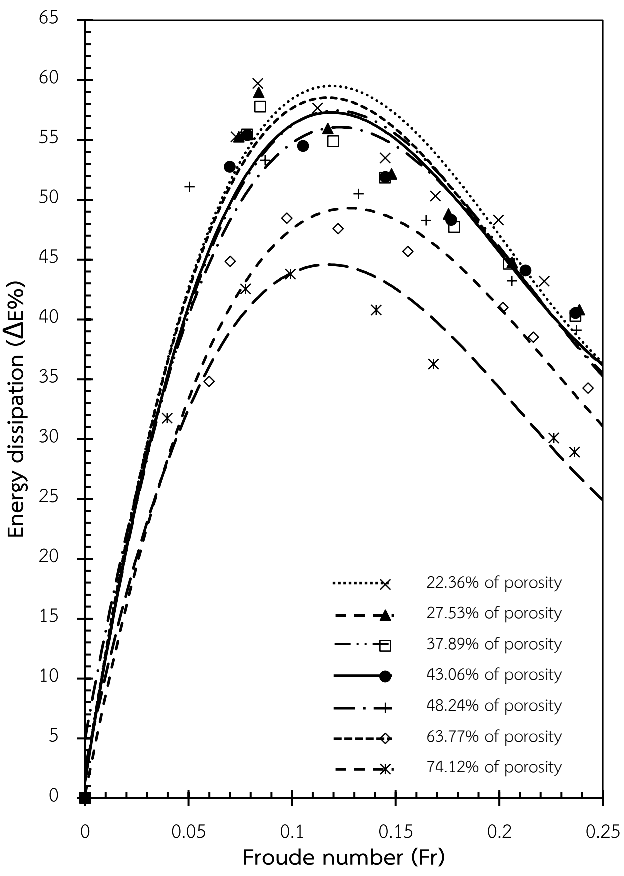


Fig. 19 The comparison of energy dissipation by using concrete tetrapods with different porosities

5. Conclusions

According to Thailand's natural rubber problems, there are falling price and over supply problems which extremely damage to a natural rubber industry in several years. Therefore, the propose of this research is to apply natural rubber for erosion control due to its special properties and also help a natural rubber industry by increase a natural rubber product. The experimental and analytical results can be concluded that natural rubber be able to apply for erosion control.

Based on the comparison of energy dissipation between using natural rubber and concrete tetrapods, natural rubber has ability to dissipate energy. The porous artificial block is also the important factor that impact to the performance of energy reduction. Low porous model has greater efficient to dissipate energy. The maximum ability to dissipate energy by using natural rubber is lower than concrete approximately 5%. Moreover, in order to apply natural rubber in coastal field, the effect of long-term exposure in sea water of natural rubber is searched from many researches. There is determination of the hardness, tensile strength, elongation at break, tensile strength and compression of natural rubber. The chemical and heat resistance are also investigated. However, the results showed that there was no serious deterioration in rubber condition exposure to sea water. Therefore, natural rubber can be applied for erosion control which is used as an energy dissipation material.

Acknowledgement

The authors would like to express our sincere thanks to department of civil engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi for providing the opportunity and financial support of the research. The research could not be accomplished without their support.

References

[1] Thai latex association, 2020, Natural rubber price in Thailand [Online], Available: http://tla-latex.org/show-rubber-price.php

[2] Department of mineral resources, 2016, Status of coastal geo-environment in Thailand [Online], Available: http://www.dmr.go.th/ewtadmin/ewt/dmr_web/main.php?filename =coastal_En.

[3] Alexander, M., 2016, Marine Concrete Structures, Elsevier science publishing company inc., New York, pp. 48-50.

[4] Çelikoğlu, Y.and Engin, D., 2017, "Placement effect on the stability of tetrapod armor unit on breakwaters in irregular waves", China Ocean Engineering, Vol. 31, No. 6, P. 747–753

[5] Pornpinetpong S., Pornpinetpong K., Gotintakom S. and Surangsrirat D. 2011, Beach book, 3rd ed., Graphicnext, Hat Yai, pp. 22-25.

[6] Timco Rubber Products, Inc., 2019, Natural rubber properties [Online], Available: https://www.timcorubber.com/rubber-materials/natural-rubber/

[7] Ab-Malek, K. and Stevenson, A., 1986, "The effect of 42 year immersion in sea-water on natural rubber", Jounal of Materials Science 21, pp.147-154

[8] Chimbanrai, K., Suksumit, N. and Ngamprathuengsopa, V., 2018, A study of propeller angle on the thruster turbine for flood release, Degree of Bachelor of Engineering, Civil Engineering, Faculty of Engineering, King Mongkut's University of Technology Thonburi, pp. 26-27.

การใช้ภาพถ่ายดาวเทียมแสงสว่างในเวลากลางคืนคาดการณ์การใช้น้ำประปาของประเทศไทย
Using Nighttime Light Satellite Image Predicts the Tap Water Usage of Thailand

เจษฎายุทธ ไกรนรา[1,*]

[1,2] *ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย กรุงเทพมหานคร*
**Corresponding author; E-mail address: civilmansri@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการใช้ประโยชน์จากภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนของประเทศไทยจากดาวเทียม DMPS มาคาดการณ์ใช้น้ำประปาของประเทศไทย โดยวิธีการหาความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนประชากร จำนวนผู้ใช้น้ำประปา รายได้ของประชาชนในแต่ละจังหวัดของประเทศไทย เปรียบเทียบกับความเข้มของแสงสว่างที่ได้จากภาพถ่ายดาวเทียม โดยการประยุกต์ใช้โปรแกรม ArcMap 10.2 แปลงค่าแสงสว่างฯ จากดาวเทียมออกมาเป็นตัวเลขตั้งแต่ 0 - 63 เมื่อนำผลลัพธ์ที่ได้มาวิเคราะห์โดยการพล๊อตกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเข้มของแสงไฟกับจำนวนประชากร , มูลค่า GPP และจำนวนผู้ใช้น้ำประปารายจังหวัด รายอำเภอ รายตำบล พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแสงสว่างฯ กับจำนวนประชากร ค่า GPP และจำนวนผู้ใช้น้ำประปา ดังที่ได้กล่าวถึงแล้วนั้น มีแนวโน้มสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกัน ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าแสงสว่างฯ จากดาวเทียมสามารถนำมาเป็นตัวชี้วัดและนำมาใช้ประโยชน์ในการคาดการณ์การใช้น้ำประปาในอนาคตได้อย่างมีประสิทธิภาพ

คำสำคัญ: แสงไฟในเวลากลางคืน (Nighttime Light), การใช้น้ำประปาของประเทศไทย, รายได้ของประชาชน (GPP), ArcMap 10.2

Abstract

This article presents the utilization of the Night Time Light photos in Thailand from DMSP satellites. By using nighttime lights to predict the tap water usage of Thailand. By means of finding relationships between the population, the number of tap water users, the public income In each province of Thailand comparing with the intensity of the light obtained from satellite images. By using ArcMap 10.2 converts the light from satellite to be the numbers 0 – 63. When the results are analyzed by plotting the relationship between lighting and number of population, GPP value and number of tap water users in each district, sub-district. It was found that the relationship between light and the number of population, GPP and the number of tap water users, as already mentioned, tend to be in the same direction. Therefore, it can be concluded that the light from satellites can be used as an indicator and can be utilized to efficiently predict future tap water usage.

Keywords: Nighttime Light, Tap Water Usage of Thailand, Income of population (GPP), ArcMap 10.2

1. คำนำ

ตามที่ประเทศไทยได้มีแผนแม่บทการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำตามยุทธศาสตร์ชาติการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำภายใต้กรอบการดำเนินงาน 20 ปี (พ.ศ. 2561–2580) (แผนระดับ 3) ซึ่งสอดคล้องกับแผนแม่บทภายใต้ยุทธศาสตร์ชาติ 20 ปี ภายใต้ประเด็นที่ 19 การบริหารจัดการน้ำทั้งระบบ (แผนระดับ 2) และยุทธศาสตร์ชาติ 20 ปี (พ.ศ. 2561-2580) (แผนระดับ 1) โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเป็นกรอบและแนวทางในการพัฒนาและเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ โดยยึดหลักแนวทางตามหลักปรัชญาเศรษฐกิจพอเพียง และหลักการสร้างสมดุลระหว่างการ อนุรักษ์ฟื้นฟู และการใช้ประโยชน์จากทรัพยากรน้ำอย่างยั่งยืน (สทนช, 2562) อย่างไรก็ตาม ประเด็นปัญหาที่สำคัญคือในด้านที่ 1 การจัดการน้ำอุปโภค บริโภค ของแผนแม่บทฯน้ำ มีหลายแผนงานที่การดำเนินงานยังไม่เป็นไปตามเป้าหมายทั้งการขยายเขตจ่ายน้ำระบบประปาเมืองหลัก พื้นที่เศรษฐกิจและแหล่งท่องเที่ยว (สทนช, 2562) เนื่องจากความยุ่งยากในการบริหารจัดการด้านต้นทุนน้ำและประเด็นด้านขาดข้อมูลความเชื่อมโยงของความต้องการน้ำที่ตอบสนองต่อการพัฒนาทางเศรษฐกิจและสังคมของเมืองอย่างรวดเร็วตามนโยบายภาครัฐและภูมิภาค

ปัจจุบันมีการนำเทคโนโลยีดาวเทียมโดยเฉพาะข้อมูลแสงไฟในตอนกลางคืน (Night Time Light (NTL) data) มาใช้ประโยชน์ในหลายๆ ด้าน ได้แก่ การใช้ภาพถ่ายดาวเทียม NTL ในการคาดการณ์การเติบโตทางเศรษฐกิจ การคาดการณ์การใช้ประโยชน์ที่ดิน และการใช้ภาพถ่ายดาวเทียมคาดการณ์ความอยู่ดีกินดีของผู้คน อย่างไรก็ตามมีจำนวนงานวิจัยที่จำกัดในด้านการวิเคราะห์ความสัมพันธ์เชิงพื้นที่ระหว่างภาพถ่ายดาวเทียม NTL และการขยายตัวของการบริการประปา จึงเป็นที่มาของการวิจัยในครั้งนี้เพื่อใช้ภาพถ่ายดาวเทียม NTL เป็นตัวแทนการพัฒนา

เศรษฐกิจและสังคมจริงในพื้นที่ในการวิเคราะห์การขยายตัวของระบบประปาจากอดีตถึงปัจจุบันและแนวโน้มทิศทางของการพัฒนาระบบประปาในอนาคตเพื่อตอบสนองเป้าหมายยุทธศาสตร์การพัฒนาและแผนแม่บทที่เกี่ยวข้อง

1.1 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

(1) วิเคราะห์การขยายตัวของระบบประปาจากอดีตถึงปัจจุบันโดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม NTL เป็นตัวแทนการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมจริงในพื้นที่

(2) วิเคราะห์แนวโน้มทิศทางของการพัฒนาระบบประปาในอนาคตโดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม NTLจากอดีตถึงปัจจุบัน รวมถึงเป้าหมายยุทธศาสตร์การพัฒนาและแผนแม่บทที่เกี่ยวข้อง

1.2 ขอบเขตการศึกษา

ขอบเขตของการศึกษาครั้งนี้ ใช้เทคโนโลยีดาวเทียมโดยเฉพาะข้อมูลแสงไฟในตอนกลางคืน (Night Time Light (NTL) data) เป็นตัวแทนการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมจริงภายใต้ขอบเขตการศึกษาดังนี้

มิติของพื้นที่: ครอบคลุมพื้นที่ศึกษาทุกพื้นที่จังหวัดของประเทศไทย

มิติของเวลา: ข้อมูลย้อนหลังอย่างน้อย 10 ปี

มิติด้านประปา: ประกอบด้วยข้อมูล จำนวนครัวเรือน จำนวนผู้ใช้น้ำประปา ข้อมูลการใช้น้ำประปา ข้อมูลการใช้น้ำประปารายหัว ในเขตรับผิดชอบของ

(1) การประปานครหลวง

(2) การประปาส่วนภูมิภาค

(3) องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น ในพื้นที่นอกเขตรับผิดชอบของการประปานครหลวงและการประปาส่วนภูมิภาค

1.3 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

(1) ผลวิเคราะห์การขยายตัวของระบบประปาและภาพถ่ายดาวเทียม NTL

(2) ผลวิเคราะห์แนวโน้มทิศทางของการพัฒนาระบบประปาในอนาคตโดยใช้ภาพถ่ายดาวเทียม NTL เป็นส่วนประกอบการตัดสินใจเชิงนโยบายเพื่อตอบสนองเป้าหมายยุทธศาสตร์การพัฒนาและแผนแม่บทที่เกี่ยวข้อง

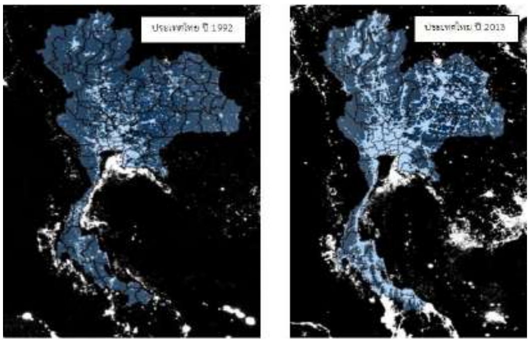
2. งานศึกษาที่ผ่านมา

การศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องจะกล่าวถึงหลักการทำงานของดาวเทียมประเภทต่างๆ รวมถึงการนำภาพถ่ายที่ได้จากดาวเทียมแต่ละดวงมาใช้ประโยชน์ในวัตถุประสงค์ที่ต่างกัน สำหรับประเทศไทยและต่างประเทศมีการนำภาพถ่ายจากดาวเทียมมาใช้ประโยชน์อย่างกว้างขวาง ดังจะเห็นได้จากงานวิจัยและเอกสารทางวิชาการหลายฉบับที่ได้นำภาพถ่ายจากดาวเทียมมาใช้ประโยชน์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งการใช้ภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนที่แสดงให้เห็นว่าภาพถ่ายที่ได้จากดาวเทียมนั้นสามารถนำมาใช้ประโยชน์ได้อย่างมีประสิทธิภาพ โดยมีตัวอย่างการศึกษาที่ผ่านมาและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังนี้

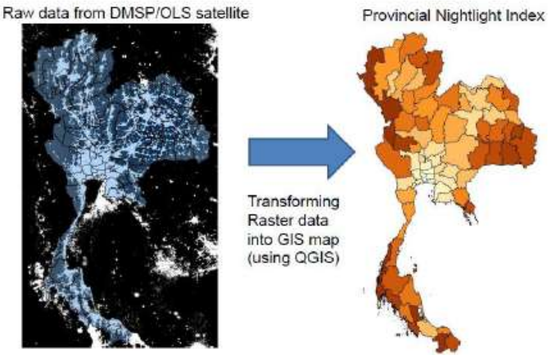
Tilottama Ghosh et al. (2013) ศึกษาโดยใช้แสงไฟในเวลากลางคืนจากดาวเทียม DMSPคาดการณ์การขยายตัวชุมชน โดยศึกษาในภาพรวมทั่วโลกในช่วงปี 1994-2006 แล้วนำผลที่ได้มาเปรียบเทียบกับข้อมูลจริงในด้านต่างๆ เช่น แนวโน้มเศรษฐกิจ GDP per capita, ระบบสาธารณสุข, สิ่งแวดล้อม, การเข้าถึงน้ำดื่มที่สะอาด พบว่าการใช้แสงไฟฯ ให้ค่าที่แม่นยำกว่า แต่เนื่องจากความละเอียดของช่องกริด ขนาด 1 ตร.กม.ที่ได้จากภาพถ่าย ยังไม่ละเอียดพอสำหรับชุมชนเล็กๆ จึงยังไม่สามารถวัดค่าที่แม่นยำได้เท่ากับชุมชนใหญ่ๆ โดยแสดงผลดังรูปที่ 1

รูปที่ 1 ภาพถ่ายจากดาวเทียม DMSP แสดงจำนวนประชากรในพื้นที่ศึกษา
(ที่มา: Sustainability, 2013)

ณัฐพงษ์ พัฒนพงษ์ (2016) ได้ทำการศึกษาวิจัยเกี่ยวกับการใช้ภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนของประเทศไทยที่ได้จากดาวเทียม DMSP/OLS (ช่วงปี 1992-2013) มาเป็นตัวชี้วัดในด้านต่างๆ เช่น การเติบโตของเศรษฐกิจ (GDP) การขยายตัวของชุมชนเมือง การย้ายถิ่นฐานของมนุษย์ การใช้ทรัพยากรต่างๆ และรวมไปถึงการวัดความยากจนหรือความเหลื่อมล้ำทางสังคม คุณภาพชีวิต จำนวนแรงงานด้านการเกษตรและอุตสาหกรรม ฯลฯ โดยการใช้โปรแกรม QGIS (เป็นโปรแกรมที่สามารถดาวน์โหลดได้จากระบบอินเตอร์เน็ตโดยไม่เสียค่าใช้จ่าย) แปลงค่าความสว่างจากภาพถ่ายดาวเทียมในเวลากลางคืนออกมาเป็นตัวเลขรายจังหวัด แล้วนำไปเปรียบเทียบกับข้อมูลจริงที่ได้จากสำนักงานผู้รวบรวมข้อมูลเหล่านั้น พบว่าค่าที่ได้สอดคล้องกับค่าข้อมูลจริงของสำนักงานต่างๆ จึงสรุปได้ว่าภาพถ่ายแสงในเวลากลางคืนฯ สามารถนำมาใช้เป็นตัวชีวัดฯ ได้อย่างมีประสิทธิภาพ ดังแสดงในรูปที่ 2 และรูปที่ 3



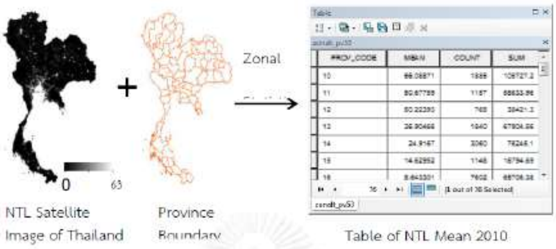
รูปที่ 2 ภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนของประเทศไทย ปี 1992 และ 2013
(ที่มา : ณัฐพงษ์ พัฒนพงษ์ , 2559)



รูปที่ 3 การใช้โปรแกรม QGIS แปลงความเข้มของแสงไฟฯ เป็นตัวเลข

(ที่มา : ณัฐพงษ์ พัฒนพงษ์ , 2559)

เยาวรัตน์ เกกินะ (2559) ได้ศึกษาการเติบโตของเมืองโดยใช้ข้อมูลจากดาวเทียม DMPS เพื่อติดตามการขยายตัวของจังหวัดต่างๆ ทั่วประเทศไทย โดยประยุกต์ใช้แสงไฟในเวลากลางคืนที่ได้จากดาวเทียมดูแนวโน้มการขยายตัวของเมืองโดยใช้ข้อมูล GDP และ GPP ของแต่ละจังหวัด ในช่วงปี 2535-2556 มาเปรียบเทียบกัน โดยพบว่าความเข้มของแสงสว่างรายจังหวัดแสงไฟในเวลากลางคืนเป็นตัวชี้วัดการขยายตัวของชุมชนเมืองที่ชัดเจน (มากกว่า 90 %) และมีความสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกันกับค่า GDP และ GPP ของแต่ละจังหวัดแต่การใช้แสงดังกล่าวยังไม่เหมาะสำหรับจังหวัดที่มีความแตกต่างของความเป็นเมืองสูง เช่น จังหวัดที่เป็นศูนย์กลางภูมิภาค โดยแสดงวิธีการคำนวณดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 การคำนวณค่า NTL Mean ArcGIS Model Builder

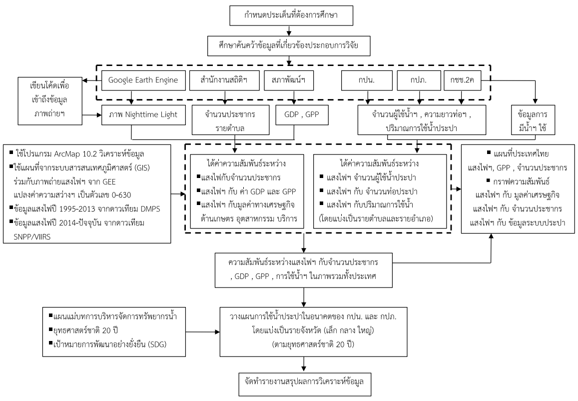
(ที่มา: เยาวรัตน์ เกกินะ, 2559)

3. การดำเนินงานวิจัย

จากการศึกษาที่ผ่านมาพบว่าภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนจากดาวเทียม สามารถนำมาใช้ประโยชน์ในด้านต่างๆ หลากหลายวัตถุประสงค์ เช่น การดูทิศทางการเติบโตของเมือง การประเมินศักยภาพทางเศรษฐกิจ การดูทิศทางการประโยชน์ที่ดิน เป็นต้น สำหรับการศึกษาครั้งนี้ได้ใช้ภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนมาใช้ในการ วิเคราะห์การขยายตัวของระบบประปาจากอดีตถึงปัจจุบันและวิเคราะห์แนวโน้มทิศทางของการพัฒนาระบบประปาในอนาคต โดยมีการดำเนินงานดังนี้

3.1 แนวทางและขั้นตอนการดำเนินงานวิจัย

แนวทางและขั้นตอนการการศึกษาในครั้งนี้ สามารถแสดงดังรูปที่ 5 และมีรายละเอียดดังนี้



รูปที่ 5 ขั้นตอนการศึกษา

(1) รวบรวมข้อมูลแสงไฟในเวลากลางคืนโดยการเขียนโค้ดใน Google Earth Engine โดยสามารถเลือกช่วงเวลาที่เราต้องการข้อมูลได้ เช่น ข้อมูลแสงไฟฯ จากดาวเทียม DMPS ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2538 ถึงปี พ.ศ. 2556 หลังจากได้ภาพถ่ายแสงไฟฯ จากดาวเทียม แล้วทำการแปลผลค่าความสว่างเป็นตัวเลข (ตั้งแต่ 0 – 63) โดยใช้โปรแกรม ArcMap 10.2

(2) รวบรวมค่า GPP ของแต่ละปีที่ศึกษา โดยใช้ข้อมูลจากสำนักงานสภาพัฒนาการเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติ (สภาพัฒน์)

(3) รวบรวมจำนวนประชากรรายจังหวัด รายอำเภอ รายตำบลของทุกจังหวัดทั่วประเทศไทย โดยใช้ข้อมูลจากสำนักงานสถิติแห่งชาติ และข้อมูล กชช. 2ค จากเว็บไซต์ศูนย์ข้อมูลเพื่อการพัฒนาชนบท กรมพัฒนาชุมชนกระทรวงมหาดไทย

(4) รวบรวมข้อมูลผู้ใช้น้ำประปาทั่วทั้งประเทศ โดยใช้ข้อมูลของ กปน. กปภ. และข้อมูล กชช. 2ค เช่น จำนวนผู้ใช้น้ำประปา อัตราการใช้น้ำประปารายหัว

(5) เมื่อได้ข้อมูลครบถ้วนแล้วจึงนำมาหาความสัมพันธ์ของตัวแปรได้แก่ แสงไฟกับจำนวนประชากร แสงไฟกับการเติบโตของเศรษฐกิจ แสงไฟกับจำนวนผู้ใช้น้ำประปา โดยศึกษาถึงระดับตำบล

(6) ผลจากการพล็อตกราฟทำให้เราเห็นความสัมพันธ์ระหว่างแสงไฟฯ กับข้อมูลต่างๆ ในภาพรวมระดับประเทศว่าสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกันหรือไม่ กล่าวคือ ในพื้นที่ที่มีความเข้มของแสงสว่างมาก (ใกล้เคียง 63) จะมีแนวโน้มการใช้น้ำประปามาก ส่วนพื้นที่ที่มีความเข้มของแสงสว่างน้อย (ใกล้เคียง 0) จะมีแนวโน้มของการใช้น้ำประปาน้อย นอกจากนี้ผลการวิเคราะห์ในแต่ละช่วงเวลารวมถึงแผนในอนาคตจะสามารถวิเคราะห์ทิศทางและแนวโน้มของการพัฒนาเศรษฐกิจ สังคม รวมไปถึงประเด็นความต้องการใช้น้ำที่ตอบสนองการพัฒนาดังกล่าว

(7) สรุปผลและข้อเสนอแนะ

3.1.1 ข้อมูลดัชนีแสงไฟในเวลากลางคืน

ข้อมูลค่าดัชนีแสงไฟในเวลากลางคืนหรือ Night Time Light (NTL) เป็นข้อมูลที่ได้มาจากดาวเทียม 2 ดวงที่โคจรรอบโลกในช่วงเวลาที่แตกต่างกัน โดยระหว่างปี 1995 – 2013 จะใช้ข้อมูลจากดาวเทียม DMSP (The Defense Meteorological Satellite Program ที่ใช้ระบบ OLS (Operational Line scan System) หรือเรียกว่า DMSP/OLS และหลังจากที่ NASA ได้ปล่อยดาวเทียม SNPP (Suomi National Polar-orbiting Partnership) ที่ใช้ระบบ VIIRS (Visible Infrared Imaging Radiometer Suite) หรือที่เรียกว่า SNPP/VIIRS ซึ่งมีรายละเอียดภาพถ่ายทางดาวเทียมที่มีคุณภาพสูงกว่าดาวเทียมดวงเดิมเข้าสู่วงโคจรของโลกเมื่อปี ค.ศ. 2011 จึงทำให้นับแต่นั้นเป็นต้นมาจึงใช้ข้อมูลจากดาวเทียม SNPP/VIIRS แทน

ในการที่จะได้มาซึ่งข้อมูลภาพถ่ายแสงไฟฯ ตามที่ได้กล่าวไปแล้วนั้น เราจะต้องมีการเขียนโค้ดลงใน Google Earth Engine ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 6 โดยตารางที่ 1 แสดงตัวอย่างและความหมายของการเขียนโค้ดใน Google Earth Engine

รูปที่ 6 ตัวอย่างการเขียนโค้ดฯ และภาพถ่ายที่ได้จาก Google Earth Engine

(ที่มา: https://code.earthengine.google.com/)

ตารางที่ 1 ความหมายของการเขียนโค้ดใน Google Earth Engine

โค้ด	ความหมาย (สิ่งที่ต้องการให้แสดง)
1.Var countries = ee.FeatureCollection('USDOS/LSIB_SIMPLE/2017'); var Country_array = ['Thailand'];	1.สั่งให้เก็บข้อมูลจากดาวเทียมโดยเลือกพื้นที่ประเทศไทยและให้
2.Country_array.forEach(function(c) { print(c); var sel = countries.filter(ee.Filter.eq('country_na', c));	2.แสดงเป็นแผนที่เฉพาะประเทศไทย
3.var collection2013 = ee.ImageCollection('NOAA/DMSP-OLS/NIGHTTIME_LIGHTS').select('stable_lights') .filter(ee.Filter.date('2013-01-01', '2013-12-31'));	3.ให้แสดงแสงไฟฯ กลางคืนจากดาวเทียม DMSP ตั้งแต่ช่วงวันที่ 1 ม.ค. 2556 ถึง 31 ธ.ค. 2556 ตามที่ได้แสดงให้เห็นว่า
4.var clipped2013 = collection2013.max().clip(sel);	4.การเลือกภูมิภาคในแผนที่
5.Map.setCenter(105, 11.5, 7); Map.addLayer(clipped2013, {min: 0.0, max: 60.0}, 'Nighttime Lights');	5.การกำหนดพิกัดในการแสดงภาพแผนที่โดยให้แสดงเป็นภาพแสงสว่างกลางคืน
6.Export.image.toDrive({ image : clipped2013, description: 'image'.concat('_', c), folder: 'NTL DATA', maxPixels: 3784216672400, scale: 30, crs : 'EPSG:4326', fileFormat: 'GeoTIFF', region: sel.geometry().bounds() });});	6.การสั่งให้โปรแกรมดาวน์โหลดภาพถ่ายแผนที่ไปเก็บไว้ในไดรฟ์ และโฟลเดอร์ตามที่กำหนด

(ที่มา: https://code.earthengine.google.com/)

3.1.2 ข้อมูลด้านสังคม

ข้อมูลด้านสังคม โดยเฉพาะข้อมูลจำนวนประชากรของประเทศไทยที่ลงในรายละเอียดถึงระดับตำบล จำเป็นที่จะต้องใช้ข้อมูลจากหน่วยงานที่มีความน่าเชื่อถือ ผู้วิจัยถึงเลือกใช้ข้อมูลจากสำนักงานสถิติแห่งชาติ ดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ตัวอย่างจำนวนประชากรของ ตำบลท่ายาง อำเภอทุ่งใหญ่ จังหวัดนครศรีธรรมราช (ธ.ค. 2562)

ลักษณะข้อมูล	ชาย	หญิง	รวม
1.แยกตามเพศ	4,856	4,943	9,799
2.แยกตามลักษณะสถานะของบุคคล			
- ผู้ที่มีสัญชาติไทย และมีชื่ออยู่ในทะเบียนบ้าน	4,816	4,916	9,732
-ผู้ที่ไม่ได้สัญชาติไทย และมีชื่ออยู่ในทะเบียนบ้าน	2	0	2
-ผู้ที่มีชื่ออยู่ในทะเบียนบ้านกลาง (ทะเบียนซึ่งผู้อำนวยการทะเบียนกลางกำหนดให้จัดทำขึ้นสำหรับลงรายการบุคคลที่ไม่อาจมีชื่อในทะเบียนบ้าน)	32	25	57
-ผู้ที่อยู่ระหว่างการย้าย (ผู้ที่ย้ายออกแต่ยังไม่ได้ย้ายเข้า)	6	2	8

(ที่มา: สำนักงานสถิติแห่งชาติ)

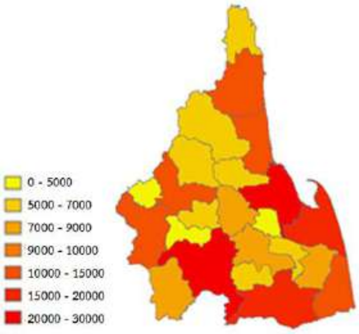
3.1.3 ข้อมูลน้ำประปา

เศรษฐกิจกับการใช้น้ำมีความสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกันนั้นเพื่อทำให้มองเห็นภาพที่ชัดเจนยิ่งขึ้น จึงได้ยกตัวอย่างพื้นที่ กทม. ที่อยู่ในความรับผิดชอบของกปน. ให้เห็นถึงความหนาแน่นของแนวท่อประปา ดังรูปที่ 7

รูปที่ 7 แผนที่แสดงแนวท่อประปาในพื้นที่ กทม. ชั้นใน (พื้นที่สำนักงานประปาสาขาแม้นศรี)

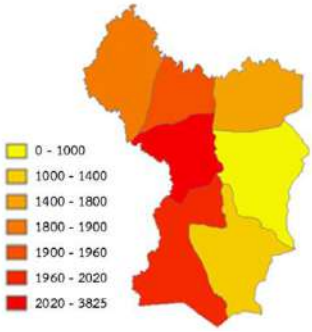
(ที่มา: การประปานครหลวง)

นอกจากนี้ เพื่อเป็นการแสดงให้เห็นพื้นที่การใช้น้ำประปาในพื้นที่ต่างจังหวัด ที่อยู่ในพื้นที่ความรับผิดชอบของการประปาส่วนภูมิภาค (กปภ.) ว่ามีความหนาแน่นมากน้อยเพียงใด จึงได้เลือกพื้นที่จังหวัดนครศรีธรรมราชมาแสดงให้เห็นเป็นตัวอย่าง เพื่อเป็นการเปรียบเทียบ ดังรูปที่ 8 และรูปที่ 9



รูปที่ 8 แผนที่แสดงจำนวนผู้ใช้น้ำประปา (กปภ.) รายอำเภอ

(ที่มา: กชช. 2ค. ข้อมูลการมีน้ำประปาใช้รายอำเภอ ของจังหวัดนครศรีธรรมราช)



รูปที่ 9 แผนที่แสดงจำนวนผู้ใช้น้ำประปา (กปภ.) รายตำบล

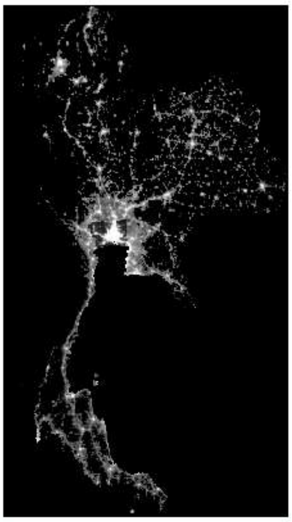
(ที่มา: กชช. 2ค. ข้อมูลการมีน้ำประปาใช้รายตำบล ของอำเภอทุ่งใหญ่ จังหวัดนครศรีธรรมราช)

4. ผลการวิเคราะห์เบื้องต้น

หลังจากได้นำข้อมูลที่รวบรวมมาทั้งหมดมาวิเคราะห์ตามขั้นตอนที่ได้กล่าวถึงไปแล้วนั้น จึงได้ผลการวิเคราะห์เบื้องต้นดังต่อไปนี้

4.1 ภาพถ่ายแสงในเวลากลางคืนจากดาวเทียม

หลังจากได้เขียนโค้ดใน Google Earth Engine ได้ภาพถ่าย NTL ดังรูปที่ 10

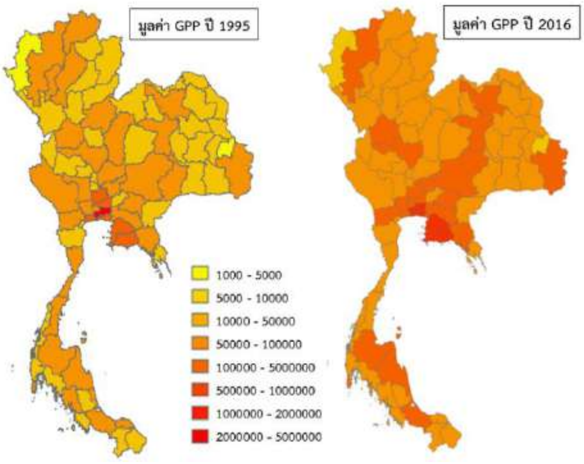


รูปที่ 10 ภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนของประเทศไทย ที่ได้จากการเขียนโค้ดใน Google Earth Engine

(ที่มา: https://code.earthengine.google.com/)

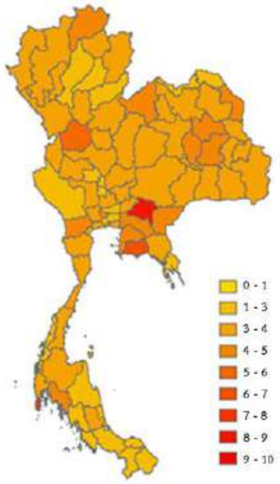
4.2 ข้อมูลมูลค่าเศรษฐกิจ

ก่อนที่จะแสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างแสงไฟกับมูลค่าเศรษฐกิจรายจังหวัดของประเทศไทยจะขอนำเสนอให้เห็นมูลค่าทางเศรษฐกิจรายจังหวัดของประเทศไทยในอดีต (ปี 1995) เทียบกับข้อมูลใหม่ของปี 2016 ดังที่แสดงใน รูปที่ 11 และรูปที่ 12



รูปที่ 11 มูลค่า GPP ในปี 1995 และปี 2016

(ที่มา: สำนักงานสถิติแห่งชาติ)



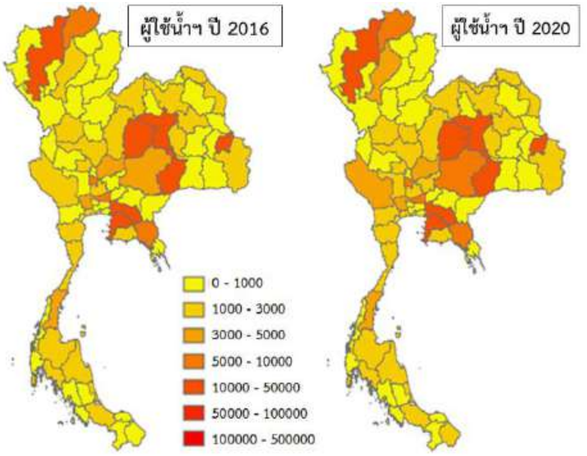
รูปที่ 12 อัตราการเติบโตของมูลค่า GPP ในปี 2016 เทียบกับปี 1995

(ที่มา: สำนักงานสถิติแห่งชาติ)

จากรูปที่ 11 แสดงให้เห็นว่าจังหวัดต่างๆ ทั่วทั้งประเทศไทยมีมูลค่า GPP เพิ่มขึ้นในสัดส่วนที่แตกต่างกัน แต่จากแผนที่ยังไม่สามารถมองเห็นได้ชัดเจนนักว่าจังหวัดใดมีอัตราการขยายตัวของมูลค่าทางเศรษฐกิจสูงที่สุด ดังนั้นเพื่อที่จะแสดงให้เห็นว่าจังหวัดใดมีการขยายตัวของมูลค่าทางเศรษฐกิจ (GPP) มากน้อยเพียงใดเมื่อเทียบกับในอดีตที่ผ่านมา (เปรียบเทียบปี 1995 กับปี 2016) จึงได้จัดทำแผนที่เพิ่มอีก 1 ชุด ตาม รูปที่ 12 ซึ่งทำให้เห็นได้ว่าจังหวัดใดมีการขยายตัวทางเศรษฐกิจมากน้อยเพียงใดลดหลั่นกันลงไป เมื่อได้ทราบข้อมูลและเห็นแนวโน้มการขยายตัวทางเศรษฐกิจดังนี้แล้ว ขั้นตอนต่อไปจึงนำกระบวนการบริหารจัดการเรื่องน้ำมาคาดการณ์การใช้น้ำของจังหวัดต่างๆ ต่อไปได้

4.3 ข้อมูลการใช้น้ำประปา

ตามที่การประปาภูมิภาค (กปภ.) ได้มีการเผยแพร่ข้อมูลการใช้น้ำประปาในพื้นที่บริการของ กปภ. ผ่านเว็บไซต์ของ กปภ. ทำให้ประชาชนสามารถสืบค้นข้อมูลเบื้องต้นเกี่ยวกับการใช้น้ำประปาได้ ดังนั้นผู้วิจัยจึงนำข้อมูลจำนวนผู้ใช้น้ำประปาของแต่ละจังหวัด มาแสดงให้เห็นในรูปแผนที่ตาม รูปที่ 13



รูปที่ 13 แผนที่ประเทศไทยแสดงจำนวนผู้ใช้น้ำประปาของ กปภ. ในปี 2016 เทียบกับปี 2020

(ที่มา: การประปาส่วนภูมิภาค)

เมื่อได้ข้อมูลจากการวิเคราะห์ครบถ้วนแล้ว ทำให้เห็นว่าพื้นที่ต่างๆ ทั่วประเทศมีอัตราการใช้น้ำประปาที่แตกต่างกัน สามารถแบ่งลำดับชุมชนต่างๆ ได้ว่าชุมชนใดจำเป็นต้องมีการพัฒนาระบบประปาให้ดียิ่งขึ้น หรือว่าชุมชนใดควรมีการขยายขอบเขตระบบประปาเพื่อรองรับการขยายตัวของชุมชนในอนาคต

5. สรุปผลการวิจัย

จากผลการวิจัย สามารถสรุปได้ว่าภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนจากดาวเทียม สามารถนำมาใช้ในการคาดการณ์การใช้น้ำประปา และสามารถใช้เป็นตัวช่วยในการตัดสินใจเชิงนโยบายในการวางแผนขยายเขตการจ่ายน้ำประปาในอนาคตได้อย่างมีประสิทธิภาพ สอดคล้องกับยุทธศาสตร์ชาติการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำภายใต้กรอบการดำเนินงาน 20 ปี (พ.ศ. 2561–2580) ซึ่งถือได้ว่าเป็นวิธีการที่ประหยัดงบประมาณค่าใช้จ่าย และประหยัดเวลาในการเก็บรวบรวมข้อมูลลงได้อย่างมาก

อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ว่าภาพถ่ายแสงไฟฯ จะสามารถนำมาใช้ในการคาดการณ์การใช้น้ำประปาได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่ก็ไม่ได้หมายความว่าจะเป็นวิธีที่ดีที่สุดในการคาดการณ์ฯ ยังมีวิธีการอื่นๆ อีกหลากหลายขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ในการใช้งานเป็นกรณีๆ ไป

ผลที่ได้จากงานวิจัยในครั้งนี้เป็นเพียงส่วนหนึ่งของการใช้ประโยชน์จากภาพถ่ายแสงไฟในเวลากลางคืนจากดาวเทียมเท่านั้น นอกจากนี้เรายังสามารถนำภาพถ่ายแสงไฟฯ ไปใช้ประโยชน์ในด้านอื่นอีกมากมายที่ก่อให้เกิดประโยชน์ต่อหน่วยงานต่างๆ ทั้งในระดับประเทศ และระดับโลก

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ได้ให้การสนับสนุนนิสิตและบุคลากรในการทำวิจัย และขอขอบคุณคณาจารย์และเจ้าหน้าที่ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ที่ให้การช่วยเหลือและสนับสนุน ทั้งกำลังกาย กำลังใจ และคำปรึกษาในการทำงานวิจัยนี้ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ดร.พงษ์ศักดิ์ สุทธินนท์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ให้กำลังใจและช่วยแก้ไขข้อบกพร่องต่างๆ ของผู้เขียนจนสามารถทำงานวิจัยชิ้นนี้ให้สำเร็จลุล่วงได้อย่างราบรื่น

เอกสารอ้างอิง

[1] Anna Bruederle, Roland Hodler. *Nighttime lights as a proxy for human development at the local level*. eds. PLOS ONE, 1-22. University of St.Gallen, Switzerland, 2018

[2] Charlotta Mellander. et al. *Night-Time Light Data : A Good Proxy Measure for EconomicActivity*. eds. PLOS ONE, 1-18. University California Los Angeles, United States, 2015

[3] Ghosh. et al. *Using Nighttime Satellite Imagery as a Proxy Measure of Human Well-Being*. eds. Sustainability, 4688-4719. Switzerland : Creative Commons, 2013

[4] Husi Letu. et al. Generating the nighttime light of the human settlements by identifying periodic components from DMSP/OLS satellite imagery. Supporting information, 1999.

[5] Johanna Mard. et al. *Nighttime light data reveal how flood protection shapes human proximity to rivers*. eds. SCIENCE ADVANCES, 1-7. Department of Earth Sciences, Uppsala University, Uppsala, Sweden, 2018

[6] Sutton. et al. *A Comparison of Nighttime Satellite Imagery and Population Density for the Continental United States*. eds. PE&RS, 1303-1313. Department of Geography, University of California, 1997

[7] Sutton. et al. *Estimation of Gross Domestic Product at Sub-National Scales using Nighttime Satellite Imagery*. eds. International Journal of Ecological Economics & Statistics, 5-21. University of Denver, 2007

[8] Xi Li. et al. Potential of NPP-VIIRS Nighttime Light Imagery for Modeling the Regional Economy of China. eds. Remote Sens, 3057-3081. Switzerland : Creative Commons, 2013

[9] “Google Earth Engine Code Editor.”. [Online]. Available : https://code.earthengine.google.com/

[10] เกกินะ. *การประยุกต์ใช้ภาพถ่ายดาวเทียมแสงสว่างกลางคืน (Nighttime Light Satellite Image) วิเคราะห์ความเจริญเติบโตของเมืองในประเทศไทย*. วิทยานิพนธ์ปริญญามหาบัณฑิต ภาควิชาสถาปัตยกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2559

[11] พัฒนพงษ์. Future of Asian Cities : Geography of Jobs The Case of Thailand. ใน *Asian Development Bank*, 1-64. 2016

[12] สังข์จันทราพร และเจริญปัญญาเนตร. ความสัมพันธ์ระหว่างการขยายตัวของเมืองจากภาพดาวเทียมแสงไฟช่วงเวลากลางคืนการใช้ที่ดินประเภทเมืองและความหนาแน่นประชากรบริเวณเมืองเชียงใหม่. ใน *วารสารวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี*, 1094-1106. กรุงเทพมหานคร : มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์, 2561

[13] “ผลิตภัณฑ์ภาคและจังหวัด.”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://www.nesdc.go.th/

[14] “จำนวนประชากรรายจังหวัด.”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://stat.dopa.go.th/

[15] “ข้อมูล กชช.2ค และ จปฐ.”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://rdic.cdd.go.th/

[16] “สำมะโนประชากรและเคหะ.”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : http://www.nso.go.th/

[17] “พื้นที่ให้บริการของการประปานครหลวง.”. [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก : https://www.mwa.co.th/

[18] “สรุปข้อมูลการประปาส่วนภูมิภาคแยกตามรายจังหวัด.” [ออนไลน์]. เข้าถึงได้จาก: https://www.pwa.co.th/

การคาดการณ์ภัยแล้งในอนาคตภายใต้การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศโดยดัชนี SPI
Future Drought Projection Under Climate Change Using SPI

ปริชาติ เวชยนต์[1,*] และ วสันต์ สกุลกิจกาญจน์[2]

[1] ภาควิชาภูมิศาสตร์ คณะสังคมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ กรุงเทพฯ
[2] สาขาบริหารธุรกิจ คณะบริหารธุรกิจเพื่อสังคม มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ กรุงเทพฯ
**Corresponding author; E-mail address: parichatw@g.swu.ac.th*

บทคัดย่อ

เนื่องจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศในปัจจุบันนั้นเริ่มส่งผลกระทบต่อทุกภาคส่วน ในการศึกษาครั้งนี้จึงนำข้อมูลที่คำนวณจากแบบจำลอง HadGEM2-ES จากช่วงเวลาอดีต 35 ปี (ปี ค.ศ. 1971-2005) นำมาหาค่าอคติที่อาจเกิดจากระบบของแบบจำลอง จากนั้นนำค่าอคติที่หาได้มาปรับแก้ข้อมูลที่ทำนายจากแบบจำลอง HadGEM2-ES ในช่วงเวลาอนาคต (ปี ค.ศ. 2020-2040) ภายใต้ Scenario การเพิ่มความเข้มข้นของแก๊สคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศ CMIP5 RCP 4.5 เพื่อใช้คาดการณ์การเกิดภัยแล้งในอนาคตอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศในภาคตะวันออกเฉียงเหนือจากดัชนี SPI ซึ่งผลการศึกษาพบว่าข้อมูลปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES การปรับแก้ค่าอคติด้วยวิธีแบบบวก ให้ค่าใกล้เคียงมากกว่าการปรับแก้ค่าอคติแบบคูณ และในช่วงปี 2020 ถึงปี 2040 ปริมาณฝนในพื้นที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือจะมีแนวโน้มปริมาณฝนเฉลี่ยในอนาคตมีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก แต่ลักษณะการตกของฝนจะเปลี่ยนแปลงไปจากอดีต คือ ฝนตกด้วยความเข้มต่ำในจำนวนหลายวันสม่ำเสมอตลอดปี เปลี่ยนเป็นฝนตกด้วยความเข้มสูงในจำนวนวันที่ฝนตกจะน้อยลง ผลการศึกษาแสดงค่าดัชนี SPI เฉลี่ยในพื้นที่จังหวัดนครนายกมีค่าระหว่าง -2.0 ถึง 2.0 พบว่าในปี 2020 ถึงปี 2040 เกิดสภาวะชื้นหรือฝนตกมากกว่าปกติ จำนวน 35 เดือน และเกิดสภาวะแห้งแล้ง จำนวน 27 เดือน

คำสำคัญ: การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ, WRF, CMIP5 HadGEM2-ES, ภัยแล้ง, SPI

Abstract

Regarding Climate Change affects all regions around the world. This paper statistical downscaling was applied in drought occurrence frequency area projection. We examine 35-year past rainfall during 1971-2005 from HadGEM2-ES model under the climate change scenario CMIP5 RCP 4.5, in order to derive systematic bias. To obtain higher accuracy future rainfall (2020-2040), the systematic bias was used in correction process. We project the drought events for northeastern Thailand by using common drought index, the Standardized Precipitation Index (SPI)). Future total rainfall amount trends to equal the past, but the results show different rainfall pattern between the past and future. In the past, rainfall has a weak to moderate intensity and frequency rainy day, whereas in future rainfall has a moderate to heavy intensity and infrequency rainy day. In addition, overall SPI has a ranging between -2.0 to 2.0, moreover, SPI indicated extreme rainfall in 35 months and drought events in 35 months from year 2020 to 2040.

Keywords: Climate change, WRF, CMIP5 HadGEM2-ES, Drought, SPI

1. คำนำ

พื้นที่จังหวัดนครนายกเป็นพื้นที่ป่าไม้ อุทยานแห่งชาติเขาใหญ่อันเป็นต้นกำเนิดของแม่น้ำ ลำธาร พร้อมทั้งเป็นที่ตั้งของเขื่อนขนาดใหญ่ ได้แก่ เขื่อนขุนด่านปราการชล ดังนั้น การคาการณ์สภาวะภัยแล้งในอนาคตจึงมีประโยชน์ในการประเมินปริมาณน้ำท่า ตลอดจนการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำในอนาคต และยังเพื่อวางแผนป้องกันหรือบรรเทาความสูญเสียที่จะเกิดขึ้นจาก ผลกระทบ และภัยธรรมชาติดังกล่าวในอนาคตได้ เนื่องจากข้อมูลการสำรวจลักษณะภูมิอากาศ ตลอดจนปริมาณน้ำฝนจากสถานีของกรมอุตุนิยมวิทยาในพื้นที่จังหวัดนครนายกมีค่อนข้างน้อย และไม่ครอบคลุมทั่วทั้งพื้นที่ อีกทั้งงานศึกษาวิจัยผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศต่อปัจจัยกายภาพของสภาพภูมิอากาศในจังหวัดนครนายกนั้น เท่าที่ทำการสืบค้นยังไม่มีการศึกษาเป็นที่แพร่หลายนัก ทำให้ฐานข้อมูลปริมาณน้ำฝน อุณหภูมิ และความชื้นในบริเวณนี้มีไม่มากหรือไม่มี ดังนั้น ข้อมูลจากแบบจำลองจึงจำเป็นอย่างยิ่งในการสร้างฐานข้อมูลปัจจัยทางกายภาพของสภาพภูมิอากาศ โดยมีการปรับเทียบและสอบทาน (Bias correction and validation) โดยข้อมูลสภาพภูมิอากาศเพื่อให้ข้อมูลจากแบบจำลองมีความแม่นยำเพิ่มขึ้น โดยใช้ข้อมูลสำรวจในพื้นที่จังหวัดนครนายก จึงเป็นแนวทางในการใช้แบบจำลองที่เหมาะสม ทำให้ข้อมูลที่มีความน่าเชื่อถือ และถูกต้องมากขึ้น ปัจจุบันโลกได้เผชิญกับ

ภาวะการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ (Climate Change) อันเป็นผลจากกิจกรรมของมนุษย์ที่เปลี่ยนองค์ประกอบของบรรยากาศโลกโดยตรงหรือโดยอ้อมและที่เพิ่มเติมจากความแปรปรวนของสภาวะอากาศตามธรรมชาติที่สังเกตได้ในช่วงระยะเวลาเดียวกัน ได้แก่ อุณหภูมิ ความชื้น ปริมาณน้ำฝน และฤดูกาล ซึ่งเป็นปัจจัยสำคัญต่อการดำรงอยู่ของมนุษย์และการดำเนินชีวิตประจำวัน จากการแปรปรวนของสภาพอากาศนั้นมีกลไกที่เชื่อมโยงและนำไปสู่ภาวะอากาศรุนแรง (severe weather events) ซึ่งเป็นสาเหตุของภัยพิบัติทางธรรมชาติ (Natural disaster) เช่น อุทกภัย ภัยแล้ง เป็นต้น ซึ่งส่งผลทั้งในระยะสั้นและระยะยาว [1] ตัวอย่างเช่น อุทกภัยครั้งใหญ่ในปี 2554 เกิดน้ำท่วมเป็นบริเวณกว้าง เริ่มตั้งแต่ภาคเหนือตอนล่างไปจนถึงกรุงเทพฯ และปริมณฑล ซึ่งก่อให้เกิดความเสียหายต่อบ้านเรือน เกษตรกร และอุตสาหกรรมอย่างมากมายนั้น มีสาเหตุมาจากปริมาณน้ำฝนและน้ำเหนือที่หลากลงมา มีปริมาณมากกว่าความจุของแม่น้ำ ซึ่งผลกระทบต่อบริเวณลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาและลุ่มน้ำโขง [2] ศึกษาผลการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศโลกต่อปริมาณน้ำฝน/น้ำท่า รายเดือนของ 25 ลุ่มน้ำในประเทศไทย พบว่าในช่วงปี 2000-2010 ที่ผ่านมาปริมาณฝนเฉลี่ยทุกเดือน และเกือบทุกพื้นที่ของประเทศไทยมีค่าลดลง ยกเว้นในบางลุ่มน้ำ เช่น ลุ่มน้ำน่าน ลุ่มน้ำประจวบคีรีขันธ์และลุ่มน้ำปัตตานี ที่มีปริมาณเพิ่มขึ้น จะเห็นได้ว่าปริมาณน้ำฝนมีแนวโน้ม ที่จะเพิ่มขึ้นหรือลดลงในแต่ละพื้นที่อย่างไม่สอดคล้องกันและไม่สามารถคาดเดาได้ ซึ่งอาจจะเป็นผลมาจากผลการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศในปัจจุบันก็เป็นได้

นอกจากนี้องค์กร ระหว่างประเทศเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศของโลก (IPCC: International Panel on Climate Change) ได้รายงานการศึกษาการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ ทั้งในระดับโลก/ทวีป และนำเสนอข้อมูลการเปลี่ยนแปลงไปในอนาคตจากหลากหลายแบบจำลอง ภูมิอากาศโลก (General circulation models: GCMs) ภายใต้โครงการ Coupled Model Intercomparison Project Phase 5 (CMIP5) ซึ่งได้รับความยอมรับในความแม่นยำสูง แต่มีความละเอียดต่ำ (100 – 300 ตารางกิโลเมตร) เมื่อนำมาปรับใช้ในระดับภูมิภาค ซึ่งครอบคลุมพื้นที่ขนาดเล็กกว่ามาก (น้อยกว่า 100 ตารางกิโลเมตร) พบว่าความแม่นยำของข้อมูลลดลงมาก มีงานวิจัยหลายงานที่พยายามจะสอบเทียบข้อมูลจาก แบบจำลองในโครงการ CMIP5 เพื่อหาค่าอคติ [3 – 9] แล้วนำค่าอคติที่ได้มาแก้ไขข้อมูลให้ถูกต้อง ซึ่งงานวิจัยส่วนใหญ่ใช้ข้อมูลจากดาวเทียมและ ความละเอียดข้อมูลระดับโลก ต่อมา [10] ได้ทำการสอบเทียบแบบจำลอง CMIP5 MRI-CGCM3 กับสถานีวัดปริมาณฝนพื้นผิว พบว่า แบบจำลอง CMIP5 MRI-CGCM3 แสดงปริมาณน้ำฝนเฉลี่ยในบริเวณภาคเหนือของประเทศไทยตั้งแต่ปี 1986 ถึง 2005 ในปริมาณสูงกว่าที่ตรวจวัดได้จริง

ในการศึกษาครั้งนี้ ดำเนินการศึกษาจากข้อมูลปริมาณฝนจากแบบจำลอง CMIP5 MOHC-HadGEM2 ในพื้นที่จังหวัดนครนายก เพื่อประเมินแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงปริมาณฝนในอนาคตอันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศในบริเวณพื้นที่จังหวัดนครนายก และคาดการณ์การเกิดภัยแล้งด้วยดัชนี SPI

2. ข้อมูลและวิธีการวิเคราะห์

2.1 ข้อมูลปริมาณฝน

ข้อมูลปริมาณฝนถูกรวบรวมในช่วงเวลาอดีต (1971-2005) และอนาคต (2020-2040) จากแบบจำลองที่ได้มีการวิเคราะห์ร่วมกับข้อมูลสำรวจภาคพื้นดินจาก European Centre for Medium Range Weather Forecast (ECMWF) ผลิตภัณฑ์ ERA-Interim (Dee, D. P. l.et. al., 2011) ซึ่งเป็นข้อมูลที่มีความถูกต้องสูง เทียบเท่าข้อมูลสำรวจ ถือว่าเป็นข้อมูลจริง มีรายละเอียดเชิงพื้นที่เพียง 79 กิโลเมตร x 79 กิโลเมตร และข้อมูลจากแบบจำลองด้วย Scenario การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศอันเกิดจากอิทธิพลของปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศที่เพิ่มขึ้นเป็น 450 part per million (ppm) หรือ CMIP5 RCP4.5 โดย แบบจำลอง HadGEM2-ES จาก [1] ในบริเวณพื้นที่จังหวัดนครนายก ซึ่งทำการเพิ่มรายละเอียดของข้อมูลแล้ว จากความละเอียดเชิงพื้นที่ 125 กิโลเมตร x 187.5 กิโลเมตร เป็น 50 กิโลเมตร x 50 กิโลเมตร [11]

2.2 สอบเทียบและแก้ค่าอคติข้อมูลปริมาณฝน

สอบเทียบและประเมินผลเชิงสถิติจากการจำลองภูมิอากาศกับข้อมูลสำรวจภาคพื้นดินในอดีตในที่นี้ใช้ข้อมูลปริมาณฝนจาก ECMWF ERA-Interim เพื่อหาค่าอคติ (Bias factor) ดังสมการที่ 1 และการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างข้อมูลสำรวจและแบบจำลองนั้นใช้ไดอแกรมเทย์เลอร์ [12] ซึ่งวาดโดยใช้ค่าทางสถิติ คือ ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (CC) ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (σ) และค่าผิดพลาดเฉลี่ยยกกำลังสอง ดังสมการที่ 2 และ 3 โดยข้อมูลจากแบบจำลอง HadGEM2-ES ในช่วงอดีตปี 1971-2005 (36 ปี) จะถูกแบ่งครึ่ง โดยครึ่งแรกใช้ในการคำนวณค่าอคติด้วยวิธีบวก ส่วนอีกครึ่งจะใช้ในการทบสอบความถูกต้องของการใช่ค่าอคติที่หาได้จากข้อมูลครึ่งแรกในการปรับแก้ไข

$$Bias\ factor \;=\; Rain_{obs} - Rain_{model} \tag{1}$$

โดย $Bias\ factor$ คือ ค่าอคติ $Rain_{obs}$ คือ ปริมาณฝนจาก ECMWF ERA-interim และ $Rain_{model}$ คือ ปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES

$$CC \;=\; \frac{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}(obs_n - \overline{obs})(model_n - \overline{model})}{\sigma_{obs}\sigma_{model}} \tag{2}$$

โดย CC คือ ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation coefficient) N คือ จำนวนข้อมูลทั้งหมด obs คือ ปริมาณฝนจาก ECMWF ERA-interim ส่วน $model$ คือ ปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES และ σ คือ ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

$$RMSE = \left\{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}[obs_n - model_n]^2\right\}^{1/2} \tag{3}$$

โดย *RMSE* คือ ค่าผิดพลาดเฉลี่ยยกกำลังสอง (Root Mean Square Error)

2.3 ดัชนี SPI (Standardized Precipitation Index; SPI)

ดัชนี SPI คือ ดัชนีความแห้งแล้งจากฝนที่ต่างจากเกณฑ์ปกติ ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย [13] จึงนำมาใช้เป็นดัชนีวัดความแห้งแล้ง เพราะสะท้อนความแห้งแล้งจากการขาดแคลนปริมาณฝน ที่เป็นปัจจัยที่ส่งผลให้เกิดความแห้งแล้งในแต่ละช่วงเวลาที่ต่างไปจากปกติ (ค่าเฉลี่ย) ในการศึกษานี้ใช้ปริมาณฝนสะสม 1 เดือนในการวิเคราะห์ ด้วยฟังชั่นความน่าจะเป็นสะสม (cumulative probability density function) ของปริมาณฝนรวมแล้วทำการแปลงให้อยู่ในรูปการแจกแจงปกติแบบมาตรฐาน เพื่อหาค่า SPI สำหรับสถานที่และช่วงเวลานั้น แล้วนำมาวิเคราะห์หารูปความรุนแรงที่บอกถึงระดับความชุ่มชื้นและความแห้งแล้งของปริมาณฝนในแต่ละพื้นที่ ซึ่งข้อมูลน้ำฝนรายเดือนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES ในพื้นที่ประเทศไทยในอนาคต ตั้งแต่ปี 2020 – 2040 (20 ปี) จะถูกนำมาวิเคราะห์หาดัชนี SPI [13] ซึ่งจะบ่งบอกถึงปริมาณน้ำฝนในอนาคตว่ามีมากขึ้นหรือน้อยลงอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศในอนาคต โดยใช้เกณฑ์การบ่งชี้ระดับความรุนแรงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 เกณฑ์การจำแนกสภาวะแล้งจากดัชนี SPI

SPI Value	สภาวะ
2.00 ≤ SPI	ชื้นระดับวิกฤติ
1.50 ≤ SPI < 2.00	ชื้นมาก
1.00 ≤ SPI < 1.50	ชื้นปานกลาง
-1.00 ≤ SPI < 1.00	ปกติ
-1.50 ≤ SPI < -1.00	แล้งปานกลาง
-2.00 ≤ SPI < -1.50	แล้งรุนแรง
SPI < -2.00	แล้งระดับวิกฤติ

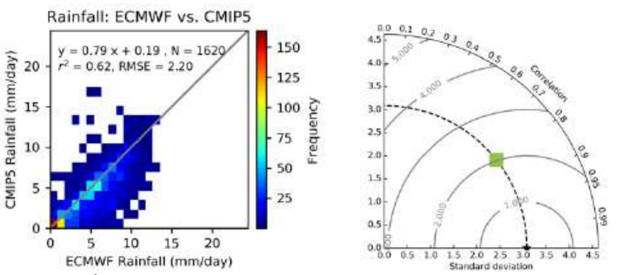
3. ผลการวิเคราะห์

3.1 การสอบเทียบความแม่นยำปริมาณฝนเชิงสถิติ

ปริมาณฝนจากแบบลอง HadGEM2-ES ด้วยข้อมูลในอดีต ปี 1971 – 2005 (35 ปี) ซึ่งมีความละเอียดเชิงพื้นที่ 50 กิโลเมตร x 50 กิโลเมตร และความละเอียดเชิงเวลา 1 เดือน จำนวน 3,240 ข้อมูล ถูกแบ่งเป็น 2 ชุด ดังนี้ ชุดที่ 1 คือ 50% ของข้อมูลนำมาหาค่าอคติ และ ชุดที่ 2 คือ 50% ของข้อมูลที่เหลือจะถูกนำมาใช้สอบเทียบการปรับแก้ค่าอคติจากข้อมูลชุดที่ 1 จากวิเคราะห์ข้อมูลชุดที่ 1 พบว่า ปริมาณฝนมีค่า CC เท่ากับ 0.5 และ RMSE เท่ากับ 2.4 แสดงว่าปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES นั้น มีค่าใกล้เคียงข้อมูลจริงจาก ECMWF ERA-Interim ร้อยละ 57 และมีปริมาณฝนคลาดเคลื่อนเฉลี่ย 2.41 มิลลิเมตรต่อวัน ความถี่ปรากฏของปริมาณฝนมากที่สุดอยู่ในช่วงฝนตกเบา 0.5-2.0 มิลลิเมตรต่อวันต่อวัน (รูปที่ 1 (a)) เมื่อนำค่าสถิติทั้ง 3 มาพล็อตลงในไดอะแกรมเทย์เลอร์ รูปที่ 1 (b) เห็นได้ชัดว่าปริมาณฝน (จุดสีเขียว) มีค่าคลาดเคลื่อนไปจากจุดอ้างอิง (จุดสีดำ)

ดังนั้น กล่าวได้ว่า แบบจำลอง HadGEM2-ES สามารถจำลองข้อมูลปริมาณฝนได้แม่นยำร้อยละ 57 โดยมีแนวโน้มให้ค่ามากกว่าข้อมูลจริง 2.41 มิลลิเมตรต่อวันโดยเฉลี่ย

(a) สอบเทียบปริมาณฝนและความถี่ปรากฏ (b) เทย์เลอร์ไดอแกรม



รูปที่ 1 การสอบเทียบปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES และข้อมูลจริงจาก ERA-interim

3.2 แก้ค่าอคติ

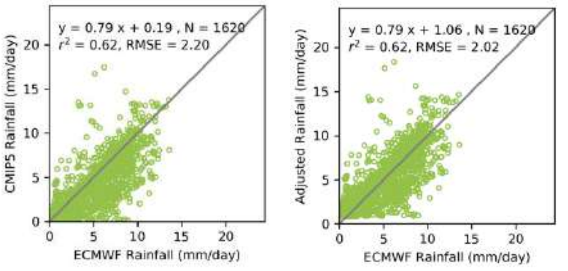
ค่าอคติที่หาได้จากชุดที่ 1 จะถูกนำมาแก้ค่าอคติในข้อมูลชุดที่ 2 จากนั้นทดสอบหาความแม่นยำของข้อมูลปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES เพื่อทดสอบความเหมาะสมกับชนิดของข้อมูล แล้วจึงจะนำค่าอคตินั้นไปใช้ปรับแก้ไขข้อมูลในอนาคตต่อไป ซึ่งผลจากการสอบเทียบหาค่าอคติจากข้อมูลในอดีต จำนวน 3,240 ข้อมูล ได้ผลดังตารางที่ 2 พบว่า ชุดข้อมูลปริมาณฝนมีค่าความสัมพันธ์ของข้อมูลจากแบบจำลอง HadGEM2-ES และข้อมูลจริง เท่ากับ 0.57 และค่าคลาดเคลื่อน (RMSE) เท่ากับ 2.20 มิลลิเมตรต่อวัน ซึ่งคำนวณค่าอคติแบบบวกเท่ากับ 1.01 เมื่อนำค่าอคติมาทำการปรับแก้ค่าปริมาณฝน พบว่า หลังการปรับแก้ด้วยวิธีแบบบวกให้ค่า RMSE เท่ากับ 2.02 มิลลิเมตรต่อวัน ดังรูปที่ 2

ตังนั้น การปรับแก้ค่าอคติแบบบวกนั้นช่วยลดค่าคลาดเคลื่อนได้ และข้อมูลหลังปรับแก้มีความแม่นยำเพิ่มขึ้นจริง

ตารางที่ 2 เกณฑ์การจำแนกสภาวะแล้งจากดัชนี SPI

วิธีปรับแก้ค่าอคติ	ก่อนปรับแก้ค่าอคติ	หลังปรับแก้ค่าอคติ
R^2	0.62	0.62
RMSE	2.20	2.02
ค่าอคติ	1.01	-

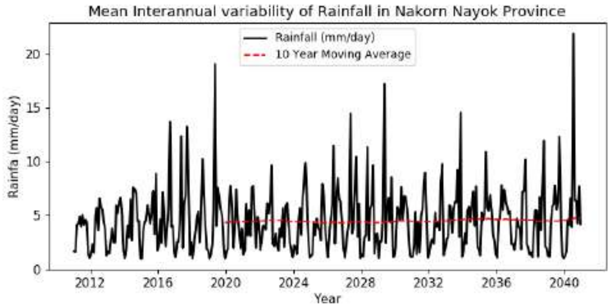
(a) ก่อนการปรับแก้ค่าอคติ (b) หลังการปรับแก้ค่าอคติ



รูปที่ 2 การสอบเทียบปริมาณฝนจากแบบจำลอง HadGEM2-ES และข้อมูลจริงจาก ERA-interim ก่อน (a) และหลัง (b) การปรับแก้ค่าอคติ

3.3 ผลกระทบการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศต่อปริมาณฝน

ข้อมูลปริมาณฝน 20 ปี ในอนาคต (ปี 2020 – 2040) บริเวณพื้นที่จังหวัดนครนายก โดยสมมติฐานว่าความเข้มข้นของแก๊สคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศในอนาคตเท่ากับ 450 ppm (RCP4.5) ด้วยโมเดล HadGEM2-ES นั้นแสดงในรูปที่ 3 พบว่าปริมาณฝนมีค่าขึ้นลงผันแปรไปตามฤดูกาล เส้นสีแดงแสดงค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ 10 ปี ซึ่งมีค่าคงที่ตั้งแต่ปี 2020 ถึงปี 2040 แสดงให้เห็นว่าแนวโน้มปริมาณฝนในอนาคตมีค่าค่อนข้างคงที่ ไม่เปลี่ยนแปลงมาก เมื่อดูจากลักษณะของกราฟ พบว่าความสูงของพีคแสดงค่าอัตราการตกของฝนสูงสุดนั้น ตั้งแต่ปี 2020 มีพีคที่สูงกว่าในช่วงปี 2011 ถึง ปี 2019 อย่างชัดเจน ซึ่งไม่สอดคล้องกับค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ 10 ปี ที่ไม่เปลี่ยนแปลงไปในแต่ละปี สามารถอธิบายได้ว่าในอนาคตตั้งแต่ปี 2020 – 2040 จะมีแนวโน้มฝนตกด้วยอัตราที่สูงต่อวันมากกว่าในอดีต อาจกล่าวได้ว่าใน 1 วันฝนจะตกแรงและมีปริมาณฝนสูงมากกว่าอดีต แต่จำนวนวันที่ฝนตกจะน้อยลง ดังนั้น ในอนาคตผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศต่อปริมาณน้ำฝนนั้น มีแนวโน้มจะทำให้เกิดสภาพอากาศรุนแรง คือ เมื่อฝนตกจะตกหนักจนทำให้เกิดอุทกภัยได้ และเมื่อฝนไม่ตก จะทิ้งช่วงเป็นเวลานาน ซึ่งทำให้เกิดภัยแล้งที่ยาวนานและรุนแรงขึ้น ในการศึกษาครั้งนี้จึงทำการวิเคราะห์สภาพความแห้งแล้งด้วยดัชนี Standardized Precipitation Index (SPI) (McKee et al., 1993) ซึ่งเป็นดัชนีที่องค์กรอุตุนิยมวิทยาโลก (World Meteorology Organization) ได้นำมาใช้ในการตรวจติดตามสภาวะภัยแล้งเพื่อการเตือนภัยแล้งทั่วโลกและแนะนำให้แต่ละประเทศให้ใช้ดัชนี SPI เช่นกัน โดยเกณฑ์ที่ใช้บ่งชี้สภาวะแล้งหรือชื้น (WMO, 2009)

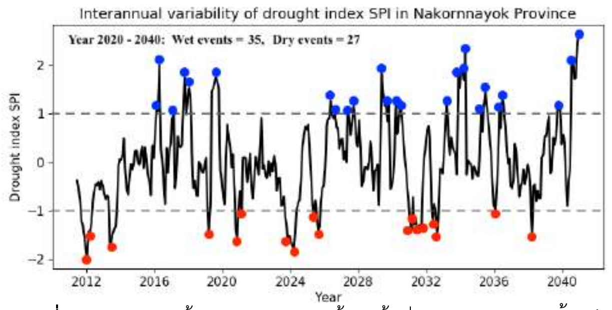


รูปที่ 3 ปริมาณฝนเฉลี่ยรายเดือนจากข้อมูลในช่วงอดีตปี 1971-2005 (36 ปี) และอนาคตปี 2020 – 2040 (20 ปี) ในพื้นที่จังหวัดนครนายก และค่าเฉลี่ยเคลื่อนที่ 10 ปี (เส้นประสีแดง)

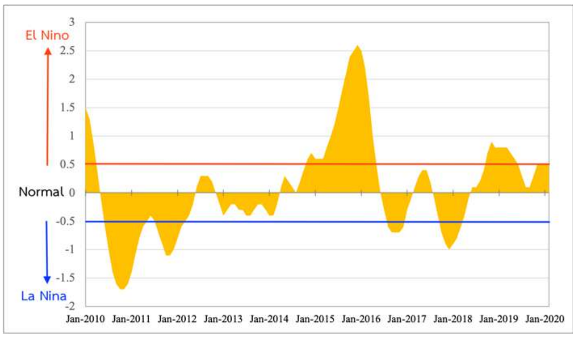
3.4 การคาดการณ์ภัยแล้งในอนาคตด้วยดัชนี SPI

จากรูปที่ 4 แสดงค่าดัชนี SPI เฉลี่ย 1 เดืออนในพื้นที่จังหวัดนครนายก มีค่าระหว่าง -2.00 ถึง 2.00 เมื่อใช้เกณฑ์ในตารางที่ 1 ในการวิเคราะห์สภาวะแห้งแล้ง พบว่าในปี 2020 ถึงปี 2040 เกิดสภาวะชื้นหรือฝนตกมากกว่าปกติ (SPI > 1.00) จำนวน 35 เดือน และเกิดสภาวะแห้งแล้ง (SPI < -1.00) จำนวน 27 เดือน ซึ่งผลการวิเคราะห์ถูกแสดงเชิงพื้นที่ในรูปแบบปฏิทินแผนที่สภาวะแล้งรายเดือนตั้งแต่ปี 2020 ถึง ปี 2040 โดยจังหวัดนครนายกจะแสดงอยู่บริเวณพื้นที่ตรงกลางของแผนที่ ซึ่งมีทั้งหมด 12 ภาพ แต่ในที่นี้ขอยกตัวอย่างเพียง 2 ภาพ คือ ในปี 2020 และ 2040 เท่านั้น (รูปที่ 6 - 7) ซึ่งผลการวิเคราะห์ภัยแล้งด้วยดัชนี SPI รายเดือนพบว่า จะเกิดภัยแล้งรุนแรงในช่วงปลายปี 2020 ต่อเนื่องไปยังต้นปี 2021 คือ เดือนตุลาคม ถึง เดือนมีนาคม ตั้งแต่เดือนเมษายน ปี 2022 ถึง สิงหาคม ปี 2023 มีสภาวะปกติ และกลับมาแล้งถึงแล้งวิกฤติอีกครั้งในเดือนกันยายน ปี 2023 ถึง เดือนมีนาคม ปี 2024 จากนั้นเดือนเมษายน ปี 2024 ถึง เดือนกุมภาพันธ์ ปี 2026 จะกลับมาอยู่ในสภาวะปกติ และเริ่มมีปริมาณฝนมากกว่าปกติในเดือนมีนาคม ปี 2026 ถึง เดือนมกราคม ปี 2028 แล้วกลับมาปกติจนถึงเดือนเมษายน ปี 2029 จากนั้นปริมาณฝนจะเพิ่มขึ้นจนมากกว่าปกติจนถึงเดือนสิงหาคม ปี 2030 และจะเกิดสภาวะแล้งปานกลางถึงแล้งวิกฤติตั้งแต่ต้นปี 2031 ถึงปี 2032 แล้วจะกลับมาสู่สภาวะปกติในปี 2033 จนถึงเดือนพฤศจิกายน ปี 2033 จะเกิดปริมาณฝนมากกว่าปกติอีกครั้งและต่อเนื่องไปจนถึงเดือนเมษายน ปี 2034 จากนั้นจะเข้าสู่สภาวะปกติในเดือนพฤษภาคม ปี 2034 ถึง เดือนมิถุนายน ปี 2040 และ เกิดภาวะฝนมากผิดปกติขั้นวิกฤติตั้งแต่เดือนกรกฎาคมไปจนถึงเดือนธันวาคม ปี 2040

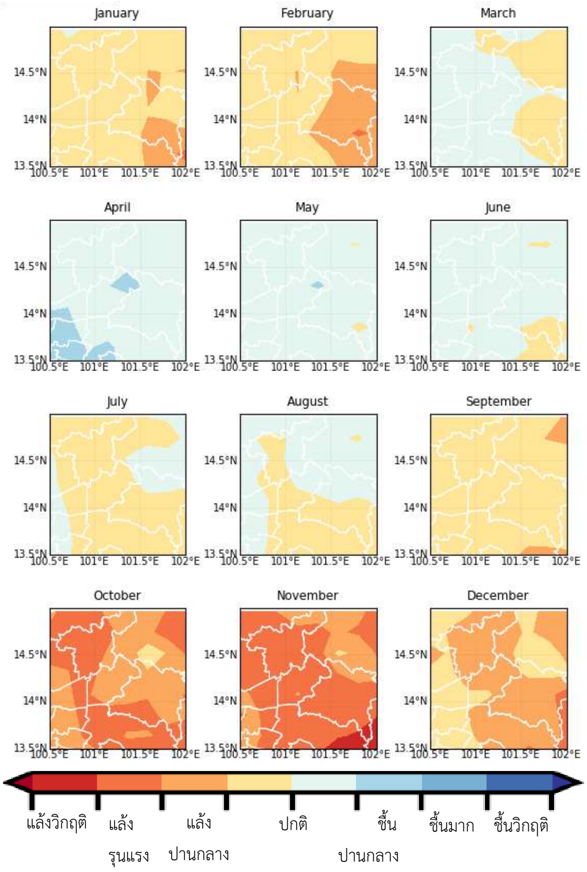
ลักษณะความผันผวนของปริมาณฝนมาก หรือ น้อย ในแต่ละปีนั้น เมื่อวิเคราะห์ร่วมกับดัชนี Niño ที่บ่งบอกการเกิดปรากฏการณ์เอนโซ (El Niño – Southern Oscillation) ที่ก่อให้เกิดสภาวะเอลนีโญ (El Niño) ซึ่งส่งผลให้ฝั่งตะวันตกของมหาสมุทรแปซิฟิค (รวมประเทศไทย) เกิดสภาวะแห้งแล้ง และ ลานีญา (La Niña) ซึ่งส่งผลตรงกันข้าง คือ เกิดฝนตกมากกว่าปกติ โดยปรากฏการณ์ทั้งสองจะเกิดสลับกันไปมาดังในรูปที่ 5 พบว่ามีลักษณะขึ้นลงของกราฟสอดคล้องกัน



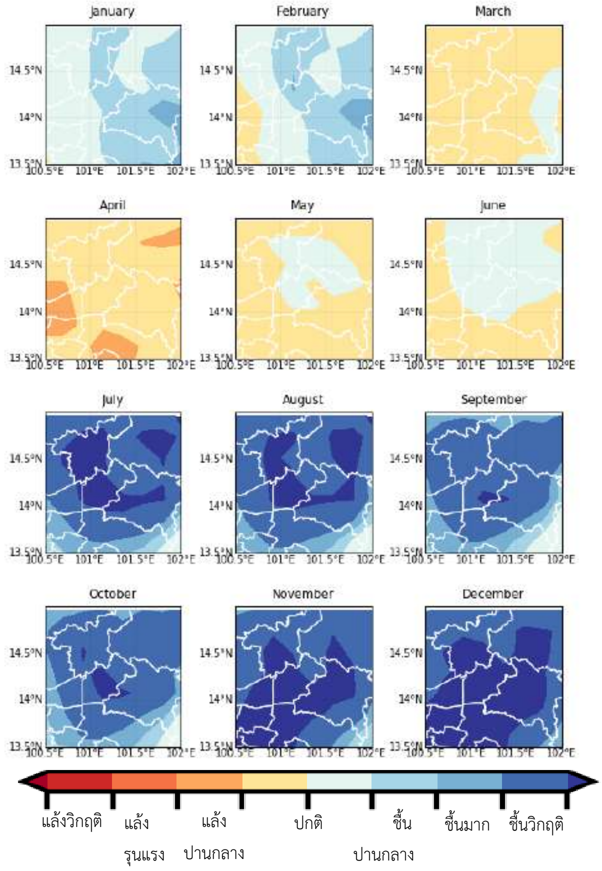
รูปที่ 4 ดัชนี SPI บ่งชี้สภาวะแล้งและชุ่มชื้นในพื้นที่จังหวัดนครนายก ตั้งแต่ปี 2010 ถึง 2040



รูปที่ 5 ดัชนี Nino บ่งชี้สภาวะเอลนีโญและลานีญา ตั้งแต่ปี 2010 ถึง 2040



รูปที่ 6 ดัชนี SPI บ่งชี้สภาวะแล้งและชุ่มชื้นในพื้นที่จังหวัดนครนายกในปี 2020



รูปที่ 7 ดัชนี SPI บ่งชี้สภาวะแล้งและชุ่มชื้นในพื้นที่จังหวัดนครนายกในปี 2040

4. บทสรุป

ข้อมูลปริมาณฝนในช่วงเวลาอดีต (1971-2005) และอนาคต (2020-2040) บริเวณพื้นที่จังหวัดนครนายกจากแบบจำลอง HadGEM2-ES ด้วย Scenario การเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศอันเกิดจากอิทธิพลของปริมาณก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ในบรรยากาศที่เพิ่มขึ้น หรือ CMIP5 ได้สอบเทียบความแม่นยำกับข้อมูล ERA-Interim พบว่าข้อมูลจากแบบจำลอง HadGEM2-ES สามารถจำลองปริมาณฝนได้แม่นยำร้อยละ 57 และ RMSE เท่ากับ 2.41 มิลลิเมตรต่อวัน เมื่อแก้ค่าอคติด้วยวิธีแบบบวกแล้วพบว่า มีค่า RMSE ลดลงมาอยู่ที่ 2.18 มิลลิเมตรต่อวัน

ในช่วงปี 2020 ถึงปี 2040 ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศส่งผลให้ปริมาณฝนในพื้นที่จังหวัดนครนายกจะมีแนวโน้มปริมาณฝนเฉลี่ยในอนาคตมีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงมากนัก แต่ลักษณะรูปแบบการตกของฝนจะเปลี่ยนแปลงไปจากอดีต คือ จากที่ฝนตกไม่แรงมาก แต่ตกหลายวันสม่ำเสมอตลอดปี เปลี่ยนเป็นฝนจะตกแรงแต่จำนวนวันที่ฝนตกจะน้อยลง ดังนั้น ในอนาคตผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศต่อปริมาณน้ำฝนในอนาคต มีแนวโน้มจะทำให้เกิดสภาพอากาศรุนแรง คือ ช่วงที่ฝนตกจะตกหนักในระยะเวลาสั้นจนทำให้เกิดอุทกภัย และช่วงที่ฝนไม่ตกจะทิ้งช่วงเป็นเวลานาน ซึ่งทำให้เกิดภัยแล้งที่ยาวนานและรุนแรงขึ้น ในการศึกษาครั้งนี้จึงใช้ดัชนี SPI มาบ่งชี้สภาวะแล้งหรือชื้น ผลการศึกษาแสดงค่าดัชนี SPI เฉลี่ยในพื้นที่จังหวัดนครนายกมีค่าระหว่าง -2.00 ถึง 2.00 พบว่าในปี 2020 ถึงปี 2040 เกิดสภาวะชื้น

หรือฝนตกมากกว่าปกติ จำนวน 35 เดือน และเกิดสภาวะแห้งแล้ง จำนวน 27 เดือน ซึ่งแสดงผลการวิเคราะห์เชิงพื้นที่ในรูปแบบปฏิทินแผนที่สภาวะแล้งรายเดือนตั้งแต่ปี 2020 ถึง ปี 2040 ผลของการผันผวนสลับแล้งและชื้นไปมานี้ น่าจะเป็นผลมาจากวัฎจักรเอนโซ ที่ก่อให้เกิดสภาวะเอลนีโญและลานีญาสลับกันไปมา ซึ่งบ่งชี้ว่ารอบการเกิดสภาวะแล้งวิกฤติมีความถี่สูงขึ้นและเกิดยาวนานมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

การดำเนินการวิจัยครั้งนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากเงินรายได้มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ และความอนุเคราะห์ใช้เครื่อง Server เพื่อประมวลผลแบบจำลองจาก NECTEC ภายใต้โครงการ National e-Science Infrastructure Consortium อีกทั้งพนักงานคณะสังคมศาสตร์ที่ให้การสนับสนุนและอำนวยความสะดวกทำให้การดำเนินการจัดทำวิจัยจนสำเร็จลุล่วง

เอกสารอ้างอิง

[1] IPCC, (2013). Climate Change 2013: The Physical Science Basis Working Group I Contribution to the IPCC Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Stockholm, Sweden.

[2] สุจริต คูณธนกุลวงศ์ และคณะ (2553). รายงานผลการวิจัยโครงการผลการเปลี่ยนแปลง สภาพภูมิอากาศโลกต่อปริมาณน้ำฝน/น้ำท่ารายเดือนของประเทศไทยและผลกระทบต่อการบริหารจัดการน้ำในพื้นที่ภาคตะวันออก.

[3] Monerie, P.-A., B. Fontaine, and P. Roucou. (2012). Expected future changes in the African monsoon between 2030 and 2070 using some CMIP3 and CMIP5 models under a medium-low RCP scenario. J. Geophys. Res., 117, pp.1-12.

[4] Chen, H., Sun, J. and Chen, X. (2014). Projection and uncertainty analysis of global precipitation-related extremes using CMIP5 models. International Journal Climatology., 34, pp.2730–2748.

[5] Yin L., R. Fu and E. Shevliakova. (2013). How well can CMIP5 simulate precipitation and its controlling processes over tropical South America?. Climate Dynamic, 41, pp.3127–3143

[6] Su, F., Duan, X., Chen, D., Hao, Z. and Cuo, L. (2013). Evaluation of the Global Climate Models in the CMIP5 over the Tibetan Plateau. Journal of Climate, 26, pp.3187-3208.

[7] Chen H. P., J. Q. Sun. (2013). Projected change in East Asian summer monsoon precipitation under RCP scenario. Meteor. Atmos. Phys., 121, pp.55-77.

[8] Palazzi E., Hardenberg J. von, A. Provenzale. (2013). Precipitation in the Hindu-Kush Karakoram Himalaya: observations and future scenarios. Journal of Geophysic Research, 118, pp.85–100.

[9] Pennelly, C., Reuter, G. and Flesch, T. (2014). Verification of the WRF model model for simulating heavy precipitation in Alberta. Atmospheric Research, 135-136, pp.172-192.

[10] Wetchayont, P., and Chotpantarat, S. (2015). Evaluation of precipitation over Northern Thailand in CMIP5 MRI-CGCM3 simulations. THA2015 International Conference on Climate Change and Water&Environment Management in Monsoon Asia, Bangkok, Thailand, 28-30 January 2015, pp.76-80.

[11] ปริชาติ เวชยนต์ และ วสันต์ สกุลกิจกาจน์ (2562). รายงานโครงการผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศต่อสภาพแวดล้อมทางกายภาพในอนาคตบริเวณพื้นที่จังหวัดนครนายก. หน้า 1-157.

[12] Taylor, K. E. (2001). Summarizing multiple aspects of model performance in a single diagram. Journal Geophysic Research, 106(D7), pp.7183–7192.

[13] McKee, T.B., N.J. Doesken and J. Kleist. (1993). The Relationship of Drought Frequency and Duration to Time

Scales. Proceedings of the 8th Conference on Applied Climatology, 17–22 January 1993, Anaheim, CA. Boston, MA, American Meteorological Society.

การศึกษาด้านแหล่งน้ำเพื่อการจัดการความเสี่ยงน้ำท่วมของลุ่มน้ำปิง และน่านเชิงกลยุทธ์

Water Resources Study for Strategic Flood Risk Management in Ping and Nan River Basin

จิรนันท์ เพชรนุ้ย[1] ,ณัฐธิดา คงมาก[2] ,ณัฐวาณี เรียงสมบูรณ์[3] ,ภาวินี น้อยท่าทอง[4] และ สนิท วงษา[5,*]

ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[1]Jiranan Phatnui; E-mail address: Jiranan781@gmail.com
[2]Natthida Kongmak; E-mail address: natthida673@gmail.com
[3]Nattavanee Riangsomboon ; E-mail address: natvne@gmail.com
[4]Pavinee: Noytatong; E-mail address: Noytatongpavinee.472@mail.kmutt.ac.th
[5]Sanit Wongsa; E-mail address: sanit.won@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

จากเหตุการณ์วิกฤติน้ำท่วมปี 2554 ที่เคยเกิดขึ้นในประเทศไทยบริเวณลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน ส่งผลให้เกิดน้ำท่วมหนักในหลายจังหวัดทางภาคเหนือ ก่อให้เกิดความเสียหายในทุกภาคส่วนไม่ว่าจะเป็นภาครัฐหรือเอกชน ทั้งทางด้านเศรษฐกิจและสังคม ทางผู้วิจัยจึงได้ศึกษาการจัดการความเสี่ยงน้ำในแต่ละพื้นที่ที่จะเกิดน้ำท่วม โดยจุดประสงค์การทำวิจัยคือเพื่อศึกษาพฤติกรรมด้านชลศาสตร์ของลุ่มน้ำภายใต้การบริหารจัดการน้ำและเพื่อประเมินผล รวมถึงคาดการณ์พื้นที่ที่จะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมที่อาจจะเกิดในอนาคต ด้วยการใช้โปรแกรม ArcGIS เป็นเครื่องมือในการเตรียมข้อมูล Digital Elevation Model จาก EarthData-NASA ของพื้นที่ศึกษา ซึ่งมีความละเอียด 30x30 เมตร และใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC (Nays2D Flood) เป็นเครื่องมือในการจำลองลักษณะการไหลของลุ่มน้ำ โดยลุ่มน้ำปิงศึกษาการไหลตั้งแต่ท้ายเขื่อนภูมิพล จังหวัดตาก และลุ่มน้ำน่านศึกษาตั้งแต่ท้ายเขื่อนสิริกิติ์ จังหวัดอุตรดิตถ์ จนถึงปากน้ำโพ จังหวัดนครสวรรค์ และนำผลการคำนวณมาจัดทำแผนที่น้ำท่วมและแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม ซึ่งจะแสดงจังหวัดที่เกิดน้ำท่วมและพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วมรวมถึงระดับความลึกของน้ำท่วม เพื่อเตรียมความพร้อมในการบริหารจัดการน้ำหากเกิดน้ำท่วมในอนาคต

คำสำคัญ: ลุ่มน้ำปิง, ลุ่มน้ำน่าน, แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC, แผนที่น้ำท่วม, การบริหารจัดการน้ำท่วม

Abstract

In 2011, Thailand encountered with the worst flood also Ping basin and Nan river. It made many countries in Northern also get a flood too. The economy and socialize was broadly affect, even in government or public. This research was studied about the risk to manage water in each province. The purposes of this study were to exam the habit of water in each basin's water management and to evaluate result and predict the area to be a flood in the future, which ArcGIS tools to prepare the data was Digital Elevation Model from EarthData – NASA which details was 30*30 meters and used iRIC (Nays2DFlood) tools to simulated flow of the water in the river. A Ping basin was selected from the end of Bhumibol dam in Tak province and Nan river was selected from the end of Sirikit dam in Utatradit province to Pak Nam Pho in Nakhon Sawan province. The resulted let to do the flood mapping and the risk of flooding in each province. The map will show about scope that will be a flood or have a risk to be and show a depth of water for prepare to manage water in the future.

Keywords: Ping river, Nan river, iRIC model, Flood Map, Flood management

1. คำนำ

ในปลายปี 2554 ประเทศไทยประสบอุทกภัยครั้งใหญ่ในรอบ 70 ปี มหาอุทกภัยในครั้งนี้มีสาเหตุจากฝนที่ตกหนักเป็นบริเวณกว้างและสะสมต่อเนื่องตลอดทั้งฤดูฝนจากอิทธิพลของมรสุมและพายุ ส่งผลให้ทางไหลของน้ำตามธรรมชาติไม่สามารถรองรับได้ จึงเอ่อล้นเข้าท่วมพื้นที่การเกษตรและพื้นที่อุตสาหกรรม และมีความรุนแรงสูงสุดในช่วงเดือนตุลาคม - เดือนพฤศจิกายน สร้างความสูญเสียอย่างมากแก่ประชาชนและระบบเศรษฐกิจ ทั้งบ้านเรือน ทรัพย์สิน ไร่นา โรงงานเครื่องจักรและอุปกรณ์ต่าง ๆ [1] โดยในการวิจัยครั้งนี้จึงมีจุดประสงค์การทำวิจัยคือเพื่อศึกษาพฤติกรรมด้านชลศาสตร์ของลุ่มน้ำภายใต้การบริหารจัดการน้ำ และเพื่อประเมินผล รวมถึงคาดการณ์พื้นที่ที่จะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมที่อาจจะ

เกิดในอนาคตโดยใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC (Nays2D Flood) และนำผลการคำนวณมาจัดทำแผนที่น้ำท่วมและแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม เพื่อเตรียมความพร้อมในการบริหารจัดการน้ำหากเกิดน้ำท่วมในอนาคต

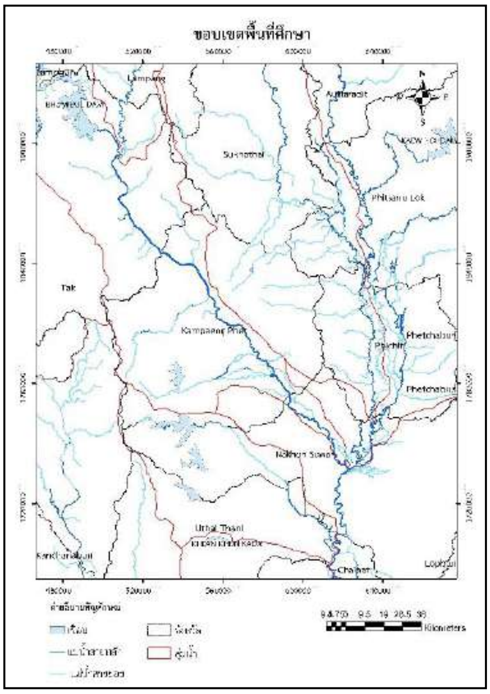
2. ขอบเขตการศึกษา

2.1 ขอบเขตเนื้อหา

ในการศึกษาครั้งนี้ ได้นำแบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC (Nays2D Flood) มาใช้เป็นเครื่องมือในการจำลองลักษณะการไหลของลุ่มน้ำ โดยลุ่มน้ำน่านใช้ข้อมูลอัตราการไหลรายวันตั้งแต่วันที่ 15 สิงหาคม ถึงวันที่15 ตุลาคม 2554 และลุ่มน้ำปิงใช้ข้อมูลอัตราการไหลรายวันตั้งแต่วันที่ 1 กันยายน ถึงวันที่ 30 ตุลาคม 2554

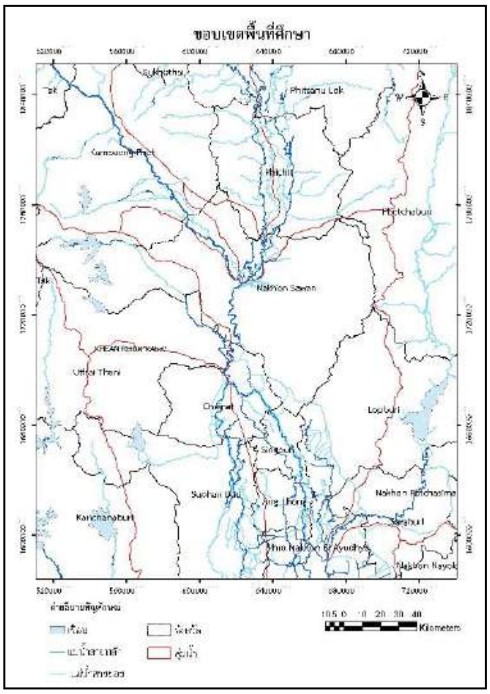
2.2 ขอบเขตพื้นที่

พื้นที่ศึกษา ลุ่มน้ำปิงศึกษาตั้งแต่ท้ายเขื่อนภูมิพล อำเภอสามเงา จังหวัดตาก จนถึงปากน้ำโพ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ครอบคลุมพื้นที่ทั้งหมด 3 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดตาก จังหวัดกำแพงเพชร และจังหวัดนครสวรรค์ ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 ขอบเขตพื้นที่ศึกษาลุ่มน้ำปิง

ลุ่มน้ำน่าน ศึกษาตั้งแต่บริเวณท้ายเขื่อนสิริกิติ์ อำเภอท่าปลา จังหวัดอุตรดิตถ์ จนถึงปากน้ำโพ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ครอบคลุม 5 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดอุตรดิตถ์ จังหวัดพิษณุโลก จังหวัดสุโขทัย จังหวัดพิจิตร และจังหวัดนครสวรรค์ ดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ขอบเขตพื้นที่ศึกษาลุ่มน้ำน่าน

2.2.1 ลุ่มน้ำปิง

2.2.1.1 ลักษณะทางภูมิประเทศ [2]

แม่น้ำปิงมีต้นกำเนิดในทิวเขาผีปันน้ำในเขตอำเภอเชียงดาว จังหวัดเชียงใหม่ ไหลจากทิศเหนือลงมาทางทิศใต้ผ่านพื้นที่ในเขตจังหวัดเชียงใหม่ จังหวัดลำพูน จังหวัดตาก มาบรรจบกับลุ่มน้ำวังที่จังหวัดตาก และไหลผ่านจังหวัดกำแพงเพชรไปบรรจบกับลุ่มน้ำน่านที่ปากน้ำโพ จังหวัดนครสวรรค์ มีความยาวรวมทั้งสิ้นประมาณ 740 กิโลเมตร มีพื้นที่รับน้ำฝนทั้งหมดประมาณ 34,536.83 ตารางกิโลเมตร ลำน้ำช่วงที่ไหลผ่านพื้นที่ราบในหุบเขาก่อนไหลลงอ่างเก็บน้ำเขื่อนภูมิพล มีระดับความสูง 140-260 เมตร ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง ความลาดชันท้องน้ำประมาณ 1:1,590 พื้นที่ราบตอนล่างของเขื่อนภูมิพลอยู่ในพื้นที่จังหวัดตาก จังหวัดกำแพงเพชร และจังหวัดนครสวรรค์ มีระดับความสูงประมาณ 25-140 เมตร ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง ความลาดชันท้องน้ำประมาณ 1:2,300

2.2.1.2 สภาพอุตุนิยมวิทยาและอุทกวิทยา

ลักษณะภูมิอากาศ

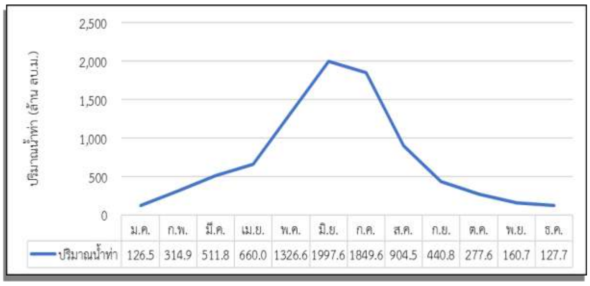
พื้นที่ลุ่มน้ำปิง ลักษณะภูมิประเทศส่วนใหญ่เป็นภูเขาสูง สภาพภูมิอากาศทั่วไปอยู่ภายใต้อิทธิพล ของลมมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ และลมมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ นอกจากนั้นแล้วในแต่ละปีจะได้รับอิทธิพลจากพายุดีเปรสชั่น ซึ่งมาจากทะเลจีนใต้ในช่วงเดือนกรกฎาคมถึงเดือนกันยายน ทำให้พื้นที่ลุ่มน้ำปิงมีฝนตกชุกตั้งแต่ เดือนพฤษภาคมถึงเดือนตุลาคม จากการรวบรวมข้อมูลภูมิอากาศที่สถานีตรวจอากาศต่าง ๆ ในเขตพื้นที่ลุ่มน้ำปิง ซึ่งบันทึกไว้โดยกรมอุตุนิยมวิทยา ช่วงปี 2523-2552 จำนวน 6 สถานี ได้แก่ สถานีตรวจอากาศเกษตรแม่โจ้ สถานีจังหวัด

เชียงใหม่ สถานีจังหวัดลำพูน สถานีจังหวัดตาก สถานีเขื่อนภูมิพล และสถานีจังหวัดกำแพงเพชร และสรุปค่าเฉลี่ยได้ดังนี้

- อุณหภูมิเฉลี่ยตลอดปี 26.6 องศาเซลเซียส อุณหภูมิเฉลี่ยสูงสุดในเดือนเมษายนวัดได้ 37.4 องศาเซลเซียส และอุณหภูมิเฉลี่ยต่ำสุดในเดือนธันวาคมวัดได้ 16.0 องศาเซลเซียส ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน 22.2-30.0 องศาเซลเซียส
- ความชื้นสัมพัทธ์โดยเฉลี่ยตลอดปีจะอยู่ระหว่าง 71.9 เปอร์เซ็นต์ ค่าความชื้นสัมพัทธ์สูงสุดวัด ได้ 95.0 เปอร์เซ็นต์ และค่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำสุดวัดได้ 32.3 เปอร์เซ็นต์ ช่วงพิสัยของ ค่าเฉลี่ยรายเดือน 56.0-82.7 เปอร์เซ็นต์
- ปริมาณการระเหยโดยเฉลี่ยตลอดทั้งปี 1,568.3 มิลลิเมตร ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน 92.7-191.0 มิลลิเมตร
- ความครึ้มของเมฆโดยเฉลี่ย 5.0 อ๊อกต้า (0-10 อ๊อกต้า) ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน 2.0-8.2 อ๊อกต้า
- ความเร็วลมโดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 1.4 น๊อต ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน 0.7-2.1 น๊อต
- ปริมาณฝนเฉลี่ยรายปี 1,105.2 มิลลิเมตร ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน 2.3-217.8 มิลลิเมตร

ปริมาณน้ำท่า

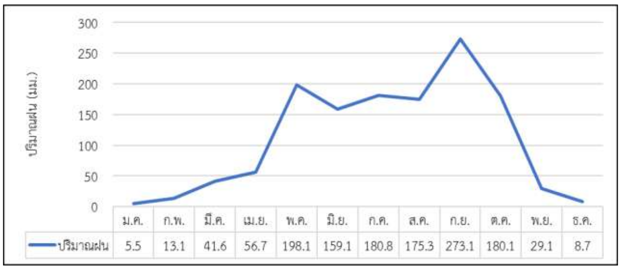
ปริมาณน้ำท่า ลุ่มน้ำปิงมีพื้นที่รับน้ำทั้งหมด 33,896 ตารางกิโลเมตร และมีปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติทั้งปีเฉลี่ย 8,725.3 ล้านลูกบาศก์เมตร หรือมีปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยต่อหน่วยพื้นที่รับน้ำฝน 8.16 ลิตร/วินาที/ตารางกิโลเมตร ตามรูปที่ 3 แสดงปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายเดือนในแต่ละลุ่มน้ำย่อย



รูปที่ 3 กราฟปริมาณน้ำท่ารายเดือนลุ่มน้ำปิง

ปริมาณน้ำฝน

ปริมาณน้ำฝน ลุ่มน้ำปิงมีปริมาณน้ำฝน ตั้งแต่ 900 มิลลิเมตร จนถึง 1,900 มิลลิเมตร โดยมีปริมาณน้ำฝนทั้งปีเฉลี่ยประมาณ 1,124.6 มิลลิเมตร ลักษณะการผันแปรของปริมาณน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ยได้แสดงไว้ตามรูปที่ 4 และมีลักษณะการกระจายของปริมาณน้ำฝน



รูปที่ 4 กราฟปริมาณน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ย 30 ปี ตั้งแต่ปี 2520-2549

2.2.1.3 ลักษณะและผลกระทบที่เคยเกิดขึ้นในพื้นที่บริเวณลุ่มน้ำปิง

เขตพื้นที่บริเวณจังหวัดตาก (วันที่ 7 สิงหาคม 2554) นายสามารถ ลอยฟ้า ผู้ว่าราชการจังหวัดตาก กล่าวว่า สถานการณ์น้ำท่วมในพื้นที่จังหวัดตาก ยังรุนแรงโดยเฉพาะพื้นที่อำเภอสามเงา ได้เกิดน้ำป่าไหลหลาก เนื่องจากแม่น้ำวังเอ่อล้นไหลทะลักเข้าท่วมพื้นที่สร้างความเสียหายแก่บ้านเรือน ไร่นา สวนผลไม้ และถนนทำให้การเดินทางยากลำบากและในบางส่วนถนนขาดทำให้เดินทางผ่านไปไม่ได้ ระดับน้ำสูงประมาณ 30 เซนติเมตร บางแหล่งสูง 1-2 เมตร เช่น ตำบลยกกระบัตร อำเภอสามเงา ที่บ้านแม่เชียงราย หมู่ 7 เสียหายทั้งหมู่บ้านกว่า 600 หลังคาเรือน[6]

2.2.2 ลุ่มน้ำน่าน

2.2.1.1 ลักษณะทางภูมิประเทศ [4]

ลุ่มน้ำน่าน ตั้งอยู่ทางภาคเหนือของประเทศไทย มีพื้นที่ลุ่มน้ำรวมทั้งสิ้น 34,682.04 ตารางกิโลเมตร พื้นที่ครอบคลุม 11 จังหวัด ได้แก่ จังหวัดกำแพงเพชร จังหวัดพะเยา จังหวัดแพร่ จังหวัดน่าน จังหวัดเลย จังหวัดสุโขทัย จังหวัดอุตรดิตถ์ จังหวัดพิษณุโลก จังหวัดพิจิตร จังหวัดเพชรบูรณ์ และจังหวัดนครสวรรค์ โดยมีต้นกำเนิดมาจากเทือกเขาหลวงพระบาง ซึ่งเป็นเส้นแบ่งเขตแดนไทย-ลาว มีความสูงอยู่ที่ระดับ 220 เมตร ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง จากนั้นไหลผ่านที่ราบระหว่างหุบเขาในเขตอำเภอเมือง และอำเภอเวียงสา จังหวัดน่าน หุบเขาทางด้านตะวันตกและตะวันออกทั้งสองด้านนี้เป็นต้นกำเนิดของลำน้ำสาขาหลายสาย ที่ราบบริเวณนี้จะมีระดับความสูงประมาณ 180-220 เมตร ที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง จากนั้นแม่น้ำน่านจะไหลผ่านหุบเขาลงสู่อ่างเก็บน้ำสิริกิติ์ พื้นที่ตอนล่างของลุ่มน้ำน่านจะเป็นที่ราบสองฝั่งลุ่มน้ำ ซึ่งจัดได้ว่าเป็นทุ่งราบผืนใหญ่ที่สำคัญที่สุดของประเทศไทย จากจังหวัดพิษณุโลก ลุ่มน้ำน่านจะไหลเคียงคู่กับลุ่มน้ำยมลงมาจนบรรจบกันที่อำเภอชุมแสง จังหวัดนครสวรรค์ จากนั้นจะไหลผ่านบึงบอระเพ็ดทางฝั่งซ้าย ก่อนจะบรรจบกับลุ่มน้ำปิง ที่อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของลุ่มน้ำเจ้าพระยา

2.2.1.2 สภาพอุตุนิยมวิทยาและอุทกวิทยา

ลักษณะภูมิอากาศ

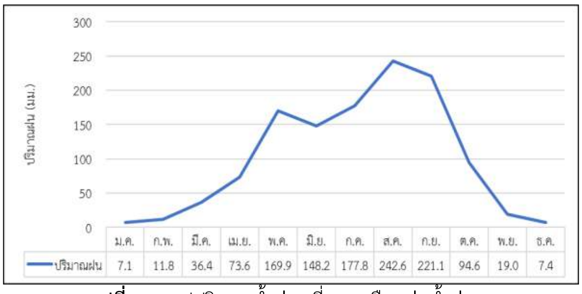
จากการรวบรวมข้อมูลภูมิอากาศที่ สถานีตรวจอากาศต่าง ๆ ในเขตพื้นที่ลุ่มน้ำน่าน ซึ่งบันทึกไว้โดยกรมอุตุนิยมวิทยา ช่วงปี 2523-2552 จำนวน 7 สถานี ได้แก่ สถานีจังหวัดน่าน สถานีตรวจอากาศ

เกษตรน่าน สถานีท่าวังผา สถานีทุ่งช้าง สถานีจังหวัดอุตรดิตถ์ สถานีจังหวัดพิษณุโลก และสถานีจังหวัดนครสวรรค์รายละเอียดแต่ละสถานี สรุปค่าเฉลี่ยช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือน ค่าสูงสุดรายเดือน และค่าเฉลี่ยต่ำสุดรายเดือนของตัวแปรภูมิอากาศหลักของแต่ละสถานีตรวจอากาศ การผันแปรรายเดือนของตัวแปรภูมิอากาศของสถานีตรวจอากาศ ในลุ่มน้ำน่าน และสรุปค่าเฉลี่ยได้ดังนี้

- อุณหภูมิเฉลี่ยตลอดปี 26.3 องศาเซลเซียส อุณหภูมิเฉลี่ยสูงสุดในเดือนเมษายนวัดได้ 36.6 องศาเซลเซียส และอุณหภูมิเฉลี่ยต่ำสุดในเดือนธันวาคมวัดได้ 15.3 องศาเซลเซียส ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 22.1-29.3 องศาเซลเซียส
- ความชื้นสัมพัทธ์โดยเฉลี่ยตลอดปีจะอยู่ระหว่าง 75.9 เปอร์เซ็นต์ ค่าความชื้นสัมพัทธ์สูงสุดวัดได้ 95.6 เปอร์เซ็นต์และค่าความชื้นสัมพัทธ์ต่ำสุดวัดได้ 37.9 เปอร์เซ็นต์ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 65.1-84.4 เปอร์เซ็นต์
- ปริมาณการระเหยโดยเฉลี่ยตลอดทั้งปี 1,457.4 มิลลิเมตร ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 95.4-168.9 มิลลิเมตร
- ความครึ้มของเมฆโดยเฉลี่ย 4.7 อ๊อกต้า (0-10 อ๊อกต้า) ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 1.7-8.1 อ๊อกต้า
- ความเร็วลมโดยเฉลี่ยมีค่าประมาณ 0.9 น๊อต ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 0.5-1.4 น๊อต
- ปริมาณฝนเฉลี่ยรายปี 1,371.0 มิลลิเมตร ช่วงพิสัยของค่าเฉลี่ยรายเดือนวัดได้ 5.9-280.9 มิลลิเมตร

ปริมาณน้ำท่า [5]

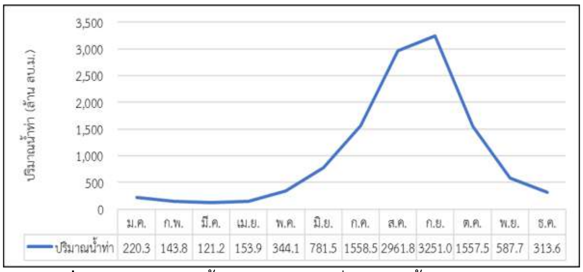
ปริมาณน้ำท่า ลุ่มน้ำน่านมีพื้นที่รับน้ำทั้งหมด 34,331 ตารางกิโลเมตร จะมีปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติ เฉลี่ยทั้งหมด 12,014.8 ล้าน ลูกบาศก์เมตร ตามกราฟหรือคิดเป็นปริมาณน้ำท่ารายปีเฉลี่ยต่อหน่วยพื้นที่รับน้ำฝนประมาณ 11.10 ลิตร/วินาที/ตารางกิโลเมตร



รูปที่ 5 กราฟปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายเดือนลุ่มน้ำน่าน

ปริมาณน้ำฝน [6]

ปริมาณฝนเฉลี่ยในลุ่มน้ำน่าน ได้คำนวณหาค่าเฉลี่ยจากเส้นชั้นน้ำฝน (Isohyetal) โดยใช้สถิติข้อมูลน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ย 30 ปี ตั้งแต่ปี 2528-2557 มาใช้ในการวิเคราะห์ พบว่ามีปริมาณฝนเฉลี่ยรายปีประมาณ 1,187.7 มิลลิเมตร การกระจายตัวของปริมาณฝนจะเกิดตั้งแต่เดือนพฤษภาคมไปจนถึงเดือนกันยายน ดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 กราฟปริมาณน้ำฝนรายเดือนเฉลี่ย 30 ปี ตั้งแต่ปี 2528–2557

2.2.1.3 ลักษณะและผลกระทบที่เคยเกิดขึ้นในพื้นที่บริเวณลุ่มน้ำน่าน[7]

จังหวัดอุตรดิตถ์ ในวันที่ 31 กรกฎาคม 2554 ประสบปัญหาอุทกภัย บริเวณอำเภอทองแสนขัน หมู่ 8 บ้านวังเบน หมู่ 9 บ้านวังตะเคียน ตำบลผักขวง หมู่ 1 กับหมู่ 12 บ้านแสนขัน ตำบลบ่อทอง หมู่ 6 บ้านปางค้อ หมู่ 4 บ้านน้ำลอก ตำบลบ่อทอง ระดับน้ำ 2.00-4.00 เมตร สร้างความเสียหายให้กับชาวบ้านจำนวน 1,000 ครัวเรือน ร้านค้าหลายแห่งไม่สามารถเก็บสิ่งของหนีได้ทันเป็นจำนวนมาก และรถยนต์ของชาวบ้านจำนวนกว่า 50 คัน จมอยู่ในน้ำ

3. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

3.1 โปรแกรมแบบจำลองคณิตศาสตร์ iRIC (Nays2D Flood)

เป็นโปรแกรม Freeware ซึ่งได้รับการสนับสนุนและพัฒนาโปรแกรมขึ้นโดย The Foundation of Hokkaido River Disaster Prevention Research Center (RIC) แห่งประเทศญี่ปุ่น นอกจากนี้งานวิจัยในประเทศไทยยังได้นำโปรมแกรมแบบจำลองนี้มาช่วยในการจำลองพฤติกรรมทางชลศาสตร์อย่างแพร่หลาย[8]

แบบจำลองคณิตศาตร์ iRIC เป็นโปรแกรมที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลในลำน้ำและการเปลี่ยนของท้องน้ำโดยประกอบไปด้วยฟังก์ชั่นของ MD_SWMS ซึ่งถูกพัฒนาโดย USGS (U.S. Geological Survey) และ iRIC-Nays ที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย The Foundation of Hokkaido River Disaster Prevention Research Center (RIC) แบบจำลอง ดังกล่าวมีหลากหลายโปรแกรมให้เลือกในการคำนวณ อาทิเช่น Nays2D, Mophor2D, SToRM เป็นต้น

3.2 ทฤษฎีสมการพื้นฐาน

สมการพื้นฐานที่ถูกนำมาใช้ในโปรแกรม ประกอบด้วย สมการการไหลต่อเนื่องและ สมการโมเมนตัม คือ[9]

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (hv)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_x}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[v\frac{\partial (hu)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial (hu)}{\partial y}\right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial (hv)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial (hv^2)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_y}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[v\frac{\partial (hv)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial (hv)}{\partial y}\right] \quad (3)$$

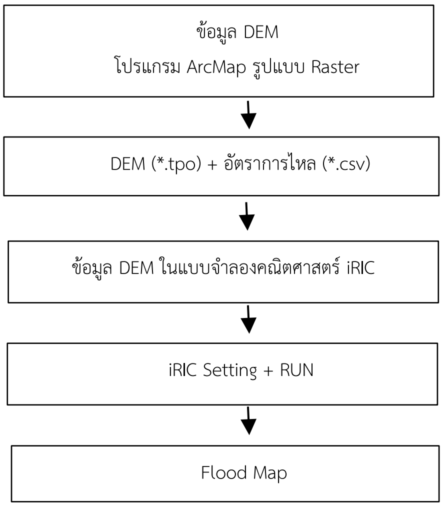
โดยที่ h คือ ความลึกของน้ำ, u,v คือ ความเร็วเฉลี่ยของน้ำในแนวดิ่ง, τ_x,τ_y คือ ความเค้นเฉือนในแนวแกน x กับ y, ρ คือ ความหนาแน่นของน้ำ, H คือ ค่าเสาระดับ ($H=z_b+h$), z_b คือ ระดับของท้องน้ำ, v คือ ความหนืดจลน์, t เป็นเวลา และ x, y คือ แนวแกนของระบบพิกัดแบบฉากตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉาก, พจน์ของความเค้นเฉือน τ_x, τ_y และความหนืดจลน์สามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_x=\rho C_u u\sqrt{u^2+v^2},\ \tau_y=\rho C_d v\sqrt{u^2+v^2} \qquad (4a,4b)$$

$$v=\frac{k}{6}u_*\cdot h \qquad (5)$$

โดยที่ C_d คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน, k คือ ค่าคงที่ของ Karman (มีค่าเท่ากับ 0.4) และ u_* เป็น ความเร็วเฉือน ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ $u_*=C_d\sqrt{u^2+v^2}$

4. การดำเนินงานวิจัย



แผนผังขั้นตอนการวิเคราะห์พื้นที่ที่เกิดอุทกภัยโดยการใช้โปรแกรม

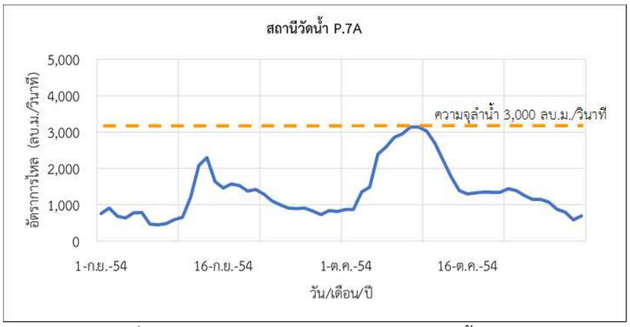
โปรแกรม ArcMap เป็นโปรแกรมที่ใช้ในการเตรียมข้อมูล Digital Elevation Model (DEM) จาก https://earthdata.nasa.gov/ โปรแกรม iRIC (Nay2D Flood) เป็นโปรแกรมจำลองทิศทางและลักษณะการไหลของน้ำจากข้อมูลการไหลจริง โดยแสดงข้อมูลในรูปแบบแบบจำลอง 2 มิติ

4.1 การเตรียมข้อมูล DEM

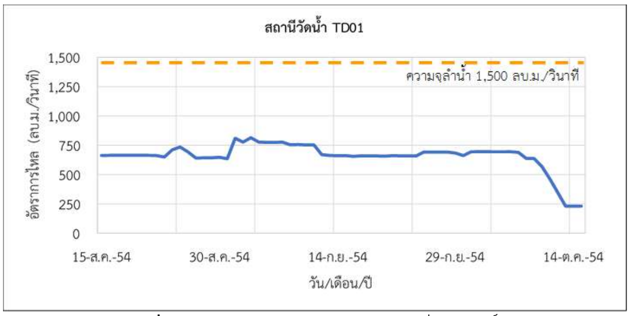
การเตรียมข้อมูล เป็นการนำข้อมูล DEM ซึ่งเป็นข้อมูลที่ได้จากการรังวัดความสูงหรือจุดระดับความสูงที่เป็นตัวแทนภูมิประเทศ จัดเก็บในลักษณะของ Raster ความละเอียด 30*30 เมตร มาทำการแปลงเป็นไฟล์ *.tpo ด้วยโปรแกรม ArcMap เพื่อนำเข้าไปในโปรแกรม iRIC (Nays2D Flood) และปรับแก้ก่อนการจำลองการไหลแสดงลักษณะและทิศทางการไหลของลุ่มน้ำที่ศึกษา

4.2 การเตรียมข้อมูลอัตราการไหล

ลุ่มน้ำปิง ใช้ข้อมูลอัตราการไหล วันที่ 1 กันยายน ถึงวันที่ 30 ตุลาคม 2554 ของสถานีวัดน้ำ P.7A ดังรูปที่ 7 และลุ่มน้ำน่านใช้ข้อมูลอัตราการไหลวันที่ 15 สิงหาคม ถึงวันที่ 15 ตุลาคม 2554 ของเขื่อนสิริกิติ์ ดังรูปที่ 8



รูปที่ 7 กราฟอัตราการไหลรายวันของสถานีวัดน้ำ P.7A



รูปที่ 8 กราฟอัตราการไหลรายวันของเขื่อนสิริกิติ์

การศึกษาครั้งนี้เลือกใช้ข้อมูลอัตราการไหลในเหตุการณ์อุทกภัยปี 2554 ซึ่งเกิดจากผลกระทบของพายุดังต่อไปนี้ [10]

พายุโซนร้อน “นกเตน” (NOCK-TEN) เคลื่อนเข้าสู่ประเทศไทยบริเวณจังหวัดน่าน แล้วอ่อนกำลังลงเป็นหย่อมความกดอากาศต่ำ ปกคลุมภาคเหนือของประเทศไทยบริเวณจังหวัดแพร่ จังหวัดลำปาง จังหวัดเชียงใหม่ และ จังหวัดแม่ฮ่องสอนในเวลาต่อมา

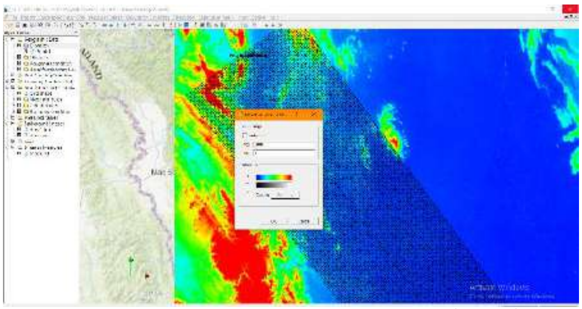
พายุโซนร้อนไห่ถาง เป็นหย่อมความกดอากาศต่ำกำลังแรง เคลื่อนเข้าปกคลุมที่ภาคตะวันออกเฉียงเหนือและภาคเหนือของไทยในวันที่ 28 กันยายน 2554

พายุโซนร้อนเนสาด ไต้ฝุ่นที่เคลื่อนตัวผ่านอ่าวตังเกี๋ยขึ้นฝั่งที่เมืองฮาลอง ประเทศเวียดนาม ในช่วงที่มีกำลังแรงเป็นพายุโซนร้อนในวันที่ 30 กันยายน 2554

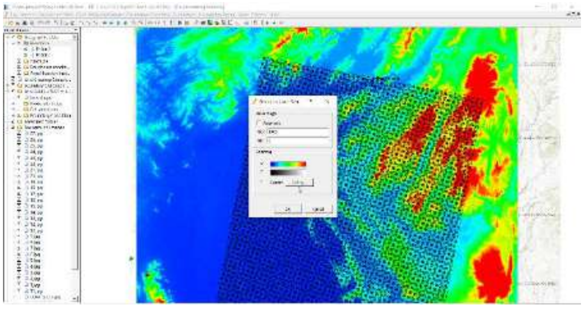
พายุโซนร้อนนาลแก เมื่อวันที่ 5 ตุลาคม 2554 ส่งผลให้ประเทศไทยมีฝนตกหนาแน่นจนหลายพื้นที่เกิดอุทกภัยอย่างหนัก ทั้งภาคเหนือตอนล่างและภาคกลาง ซึ่งในระยะนี้ยังมีแนวโน้มว่า อุทกภัยครั้งนี้จะยาวนานและสร้างความเสียหายเป็นอย่างมาก

4.2 การเตรียมกริดในแบบจำลอง iRIC (Nays2D Flood)

การจำลองลักษณะและทิศทางการไหลของลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน โดยการสร้างกริดครอบคลุมพื้นที่ที่ศึกษา เลือกการสร้างกริดแบบ Create grid from polygonal line and width โดยลุ่มปิง ใช้ขนาดกริดเท่ากับ D_i = 150 เมตร D_j = 150 เมตร และ W = 65,000 เมตร ลุ่มน้ำน่านใช้ขนาดกริดเท่ากับ D_i = 150 เมตร D_j = 150 เมตร และ W = 100,000 เมตร รูปที่ 9, รูปที่ 10



รูปที่ 9 การปรับสีของ DEM และการสร้างกริดขอบเขตพื้นที่ลุ่มน้ำปิง



รูปที่ 10 การปรับสีของ DEM และการสร้างกริดขอบเขตพื้นที่ลุ่มน้ำน่าน

4.3 วิเคราะห์ข้อมูล

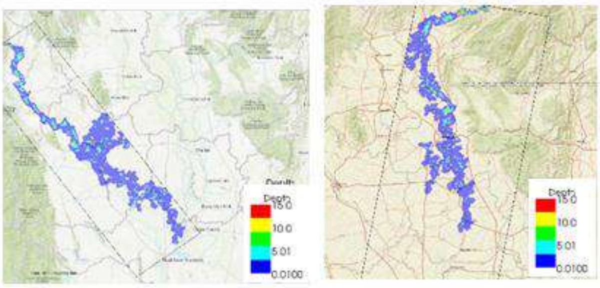
ทำการวิเคราะห์ข้อมูลโดยการใช้อัตราการไหลในช่วงที่เกิดอุทกภัยปี2554 มาสร้างแบบจำลองการไหลหลังปรับแก้ระดับพิกัดดินของ DEM และนำผลการคำนวณมาวิเคราะห์หาจังหวัดที่เกิดน้ำท่วม พื้นที่ที่เสี่ยงต่อการเกิดน้ำท่วม และระดับความลึกของน้ำ เพื่อเตรียมความพร้อมในการบริหารจัดการน้ำหากเกิดน้ำท่วมในอนาคต

5. ผลการการศึกษา

การศึกษาในครั้งนี้ใช้ DEM จาก https://earthdata.nasa.gov/ ซึ่งมีความละเอียด 30x30 เมตร เข้ามาสร้างแบบจำลองในโปรแกรม iRIC (Nay2D Flood) ในการจำลองครั้งแรกพบว่าเกิดคลาดเคลื่อนของเส้นทางและทิศทางการไหลทั้ง 2 ลุ่มน้ำทั้งลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการปรับแก้ DEM เพื่อให้เกิดความถูกต้องในการจำลอง

5.1 ผลการจำลองการไหล

5.1.1 ผลการจำลองการไหลก่อนปรับแก้ DEM



(ก) ลุ่มน้ำปิง (ข) ลุ่มน้ำน่าน

รูปที่ 11 ผลการจำลองก่อนการปรับแก้ DEM

จากรูปที่ 11 แสดงผลการจำลองการไหล โดยที่ลุ่มน้ำปิงใช้อัตราการไหลจากเขื่อนภูมิพล อำเภอสามเงา จังหวัดตาก เป็นอัตราการไหลคงที่เท่ากับ 4,965 ลูกบาศก์เมตร/วินาที (ไม่รวมน้ำฝน) ลุ่มน้ำน่านใช้อัตราการไหลออกจากเขื่อนสิริกิติ์ อำเภอท่าปลา จังหวัดอุตรดิตถ์ เป็นอัตราการไหลคงที่ 344 ลูกบาศก์เมตร/วินาที (ไม่รวมน้ำฝน) ผลปรากฏว่าลักษณะและทิศทางการไหลของทั้งสองลุ่มน้ำไม่ตรงตามลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ เนื่องจากค่าพิกัดดินของ DEM มีความคลาดเคลื่อนจากความเป็นจริง จึงจำเป็นต้องทำการปรับแก้ค่าพิกัดดินของ DEM เพื่อให้การไหลของน้ำเป็นไปตามลักษณะการไหลตามธรรมชาติ

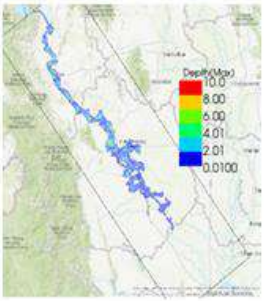
5.1.2 ผลการจำลองการไหลหลังปรับแก้ค่าพิกัดดินของ DEM

การจำลองการไหลหลังปรับแก้ค่าพิกัดดินของ DEM โดยลุ่มน้ำปิงใช้อัตราการไหลจากเขื่อนภูมิพล อำเภอสามเงา จังหวัดตาก เป็นอัตราการไหลคงที่เท่ากับ 1600 ลูกบาศก์เมตร/วินาที (ไม่รวมน้ำฝน) จำนวน 60 วัน และลุ่มน้ำน่านใช้อัตราการไหลออกจากเขื่อนสิริกิติ์ อำเภอท่าปลา จังหวัดอุตรดิตถ์ เป็นอัตราการไหลคงที่ 814.6991 ลูกบาศก์เมตร/วินาที (ไม่รวมน้ำฝน) จำนวน 60 วัน โดยการใช้ค่าพารามิเตอร์และค่า Calculation Condition ดังตารางที่ 1

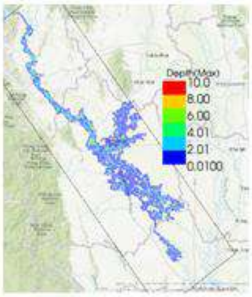
ตารางที่ 1 การตั้งค่าพารามิเตอร์และค่า Calculation Condition

ค่าพารามิเตอร์ /Calculation Condition	ลุ่มน้ำปิง	ลุ่มน้ำน่าน
Filter	1	1
D_i	150 เมตร	150 เมตร
D_j	150 เมตร	150 เมตร
W	62,000 เมตร	100,000 เมตร
Boundary conditions for j	outflow	outflow
Boundary conditions for i	outflow	outflow
Time unit of discharge/water surface	Free outflow	Free outflow
Output time interval	10,800 วินาที	21.600 วินาที
Calculation time Step	1.5 วินาที	2 วินาที

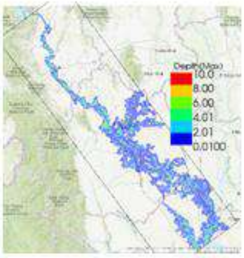
จากการคำนวณการไหลสามารถแสดงการกระจายตัวของน้ำและขอบเขตของพื้นที่ที่เกิดน้ำท่วมของลุ่มน้ำปิง ดังแสดงในรูปที่ (ก)-(ง) จากภาพการจำลองทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 12 จะเห็นได้ว่าในช่วงแรกลักษณะการไหลของลุ่มน้ำเป็นไปตามลักษณะทางกายภาพจนถึงช่วงวันที่ 15 ของการจำลอง ดังแสดงในรูปที่ 12-(ก) ที่อำเภอพรานกระต่าย จังหวัดกำแพงเพชร ทิศทางของการไหลของน้ำได้ไหลแผ่ไปด้านข้างทั้งบริเวณของอำเภอพรานกระต่าย และเริ่มเคลื่อนที่กระจายเป็นกลุ่มขนาดใหญ่ผ่านอำเภอคลองขลุงไปยังอำเภอขาณุวรลักษบุรีดังแสดงในรูปที่ 12-(ข) และไหลผ่านไปจนถึงอำเภอเก้าเลี้ยว จังหวัดกำแพงเพชร ดังแสดงในรูปที่ 12-(ค) หลังจากนั้นการไหลของน้ำในลุ่มน้ำในบริเวณจังหวัดนครสวรรค์ก็ไม่ได้ไหลตามลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ โดยน้ำได้ไหลเอ่อเข้าที่บริเวณอีกฝั่งของอำเภอเก้าเลี้ยว และมีการท่วมบริเวณกว้างรอบลุ่มน้ำและพื้นที่ข้างเคียงจนกระทั่งสุดท้ายน้ำจากทั้งสองฝั่งของอำเภอเก้าเลี้ยวได้ไหลมารวมกันที่บริเวณปากน้ำโพ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ดังแสดงในรูปที่ 12-(ง)



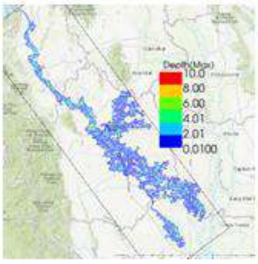
(ก) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 15 วัน



(ข) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 30 วัน



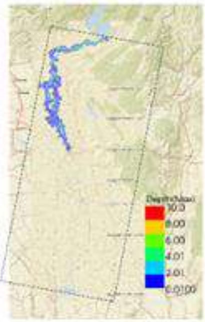
(ค) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 45 วัน



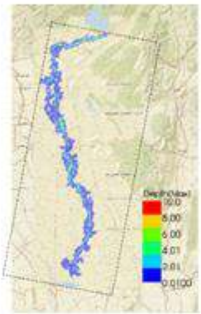
(ง) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 60 วัน

รูปที่ 12 การจำลองการไหลในแต่ละช่วงเวลาของลุ่มน้ำปิง

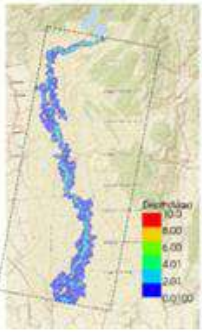
จากการคำนวณการไหลสามารถแสดงการจำลองของการกระจายตัวของน้ำและขอบเขตของการแผ่ของลุ่มน้ำน่าน ดังแสดงในรูปที่ (จ)–(ซ) จากภาพการจำลองทั้งหมด ดังแสดงในรูปที่ 13 จะเห็นได้ว่าในช่วงเวลาแรกลักษณะการไหลของลุ่มน้ำเป็นไปตามลักษณะทางกายภาพจนถึงอำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ ดังแสดงในรูปที่ 13–(จ) จากนั้นก็มีการไหลท่วมบริเวณในรอบของลุ่มน้ำ จนถึงช่วงเวลา 15 วันน้ำก็เริ่มเคลื่อนที่ไปจนถึง อำเภอพรหมพิราม จังหวัดพิษณุโลก และไหลต่อไปจนถึงอำเภอชุมแสง จังหวัดนครสวรรค์ ซึ่งใช้เวลาในการไหลที่ช่วงเวลา 30 วัน ดังแสดงในรูปที่ 13–(ฉ) จากนั้นเมื่อเวลาผ่านไป 45 วัน พบว่าการไหลของน้ำในลุ่มน้ำไหลไปจนถึงปากน้ำโพ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ และมีการท่วมบริเวณกว้างบริเวณรอบลุ่มน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 13–(ช) จนกระทั่งเวลาผ่านไป 60 วัน ผลที่แสดงในแบบจำลองพบว่าน้ำไหลท่วมพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์และพื้นที่ข้างเคียงในที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 13–(ซ)



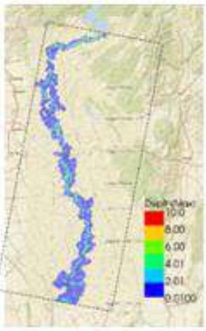
(จ) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 15 วัน



(ฉ) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 45 วัน



(ช) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 45 วัน

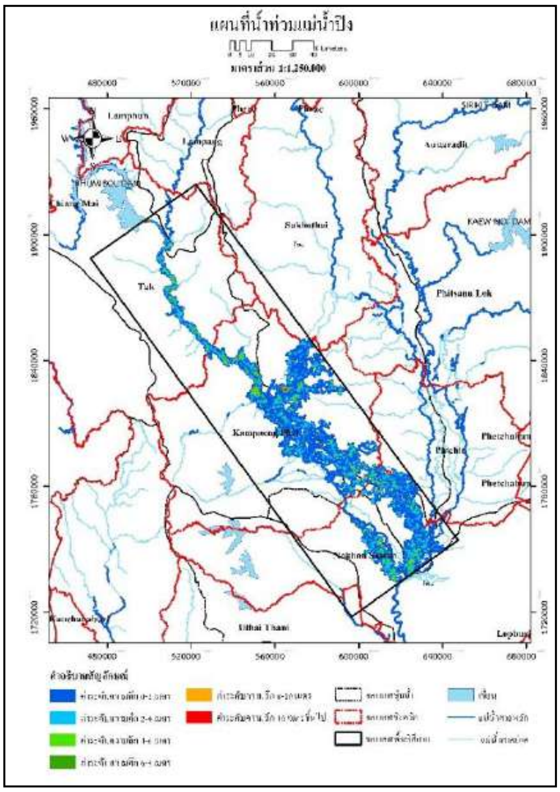


(ซ) ผลการคำนวณการท่วมของ ช่วงเวลา 60 วัน

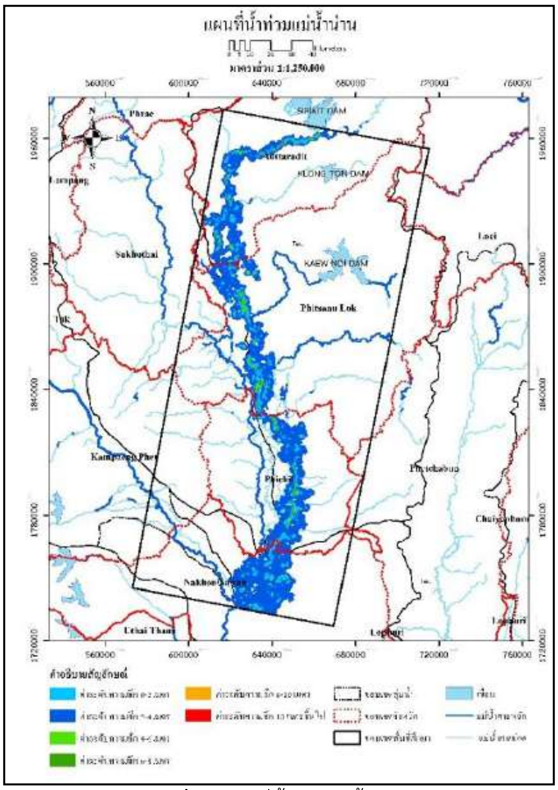
รูปที่ 13 การจำลองการไหลในแต่ละช่วงเวลาของลุ่มน้ำน่าน

5.2 แผนที่น้ำท่วม

จากผลการจำลองลักษณะการไหลของลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน นำมาจัดทำแผนที่น้ำท่วม ดังแสดงในรูปที่14 และรูปที่ 15



รูปที่ 14 แผนที่น้ำท่วมลุ่มน้ำปิง



รูปที่ 15 แผนที่น้ำท่วมลุ่มน้ำน่าน

ตารางที่ 2 ตารางแสดงความรุนแรงตามระดับความลึกของน้ำ [7]

ความลึกของน้ำท่วม	รายละเอียด	ระดับความรุนแรง
0.00	ไม่เกิดน้ำท่วม	ไม่มีความรุนเรง
0.01-0.50	ไม่สะดวกในการเดินทาง แต่ไม่สูญเสียทรัพย์สินมาก	รุนแรงน้อย
0.51-0.50	ทำให้สูญเสียทรัพย์สินและส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้าง แต่ไม่มีการสูญเสียชีวิต	รุนแรงปานกลาง
มากกว่า 1.50 ขึ้นไป	ทำให้สูญเสียทรัพย์สินและส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างมากกว่าระดับความรุนแรงปานกลาง และเป็นอันตรายต่อชีวิต	รุนแรงมาก

5.2.1 ความลึกของน้ำท่วม

จากผลการคำนวณด้วยโปรแกรม ทำให้สามารถบอกระดับความลึกของน้ำท่วม สีแดงคือระดับความลึก 8.01-10.00 เมตร สีส้มคือระดับความลึก 6.01-8.00 เมตร สีเขียวอ่อนคือระดับความลึก 4.02-6.00 เมตร สีเขียวเข้มคือระดับความลึก 2.02-4.01 เมตร สีฟ้าคือระดับความลึก 0.02-2.01 เมตร และสีน้ำเงินคือระดับความลึก 0.00-0.01 เมตร ซึ่งมีระดับความรุนแรงในการเปรียบเทียบ ดังแสดงในตาราที่ 2

จากผลการคำนวณพบว่าระดับความลึกส่วนใหญ่ของน้ำท่วมบริเวณโดยรอบของลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่านคือ 0.01-0.50 เมตรซึ่งอยู่ในช่วงความรุนแรงปานกลาง แต่ก็จะมีบางพื้นที่บริเวณรอบลุ่มน้ำ ที่มีความลึกอยู่ในช่วงมากกว่า 1.50 เมตรขึ้นไปซึ่งอยู่ในความรุนแรงระดับรุนแรงมาก

รูปที่ 14 ภาพข่าวระดับน้ำท่วมบริเวณพื้นที่อำเภอบรรพตพิสัย
ที่มา : https://news.mthai.com/general-news/134232.html

เมื่อวันที่ 25 กันยายน 2554 น้ำจากแม่น้ำปิงที่ไหลมาจากจังหวัดกำแพงเพชร ล้นตลิ่งเข้าท่วมพื้นที่ เศรษฐกิจของอำเภอบรรพตพิสัย จังหวัดนครสวรรค์ ระดับน้ำสูง 50-150 เซนติเมตร ทำให้ร้านค้าต่าง ๆ ต้องเร่งเก็บของหนีน้ำ ขึ้นที่สูงเพื่อป้องกันความเสียหาย ในขณะที่บางส่วนต้องนำกระสอบทรายวางเป็นแนวกั้นน้ำกันเป็นจำนวนมาก[10] ซึ่งสอดคล้องกับภาพในภาพแผนที่น้ำท่วมที่จัดทำในบริเวณอำเภอบรรพตพิสัย จังหวัดนครสวรรค์ อยู่ในบริเวณที่มีสีน้ำเงินและสีฟ้าบางแห่ง ที่มีระดับความลึก 0.00–2.01 เมตร

รูปที่ 15 ภาพข่าวระดับน้ำท่วมบริเวณพื้นที่อำเภอน้ำปาด
ที่มา : https://www.posttoday.com/social/general/599302

เมื่อวันที่ 31 สิงหาคม 2554 มีน้ำป่าซึ่งเกิดจากพายุโพดุลไหลเข้าท่วมบ้านเรือนประชาชนในพื้นที่ ตำบลบ้านเสี้ยว อำเภอฟากท่า และ เขตเทศบาลตำบลน้ำปาด อำเภอน้ำปาด นอกจากนี้ช่วงสาย ๆ เกิดน้ำท่วมหลากถนนสายน้ำปาด-สักใหญ่ ตำบลน้ำไคร้ อำเภอน้ำปาด ระดับน้ำสูงราว 30 เซนติเมตร รถใหญ่พอผ่านได้ ส่วนรถเล็กไม่สามารถผ่านได้ นอกจากนี้ที่ หมู่ 12 ตำบลผาเลือด อำเภอท่าปลา น้ำป่าหลากเข้าท่วมบ้านเรือนประชาชนหลายหลัง[11] ซึ่งสอดคล้องกับภาพในภาพแผนที่น้ำท่วมที่จัดทำในบริเวณอำเภอน้ำปาด จังหวัดอุตรดิตถ์ อยู่ในบริเวณที่มีสีน้ำเงินและสีฟ้าบางแห่ง ที่มีระดับความลึก 0.00–2.01 เมตร

5.2.2 ขอบเขตของน้ำท่วม

จากผลการจำลองจากโปรแกรมพบว่า ขอบเขตการท่วมของลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน ได้แก่บริเวณโดยรอบของลุ่มน้ำ แต่มีบางพื้นที่ ที่การท่วมส่งผลกระทบไปยังพื้นที่อื่น ๆ ซึ่งลุ่มน้ำปิง ได้แก่ บริเวณอำเภอเมืองตาก จังหวัดตาก อำเภอวังเจ้า จังหวัดตาก อำเภอพรานกระต่าย จังหวัดกำแพงเพชร อำเภอเมือง จังหวัดกำแพงเพชร อำเภอคลองขลุง จังหวัดกำแพงเพชร อำเภอขาณุวรลักษบุรี จังหวัดกำแพงเพชร อำเภอบรรพตพิสัย จังหวัดนครสวรรค์ อำเภอเก้าเลี้ยว จังหวัดนครสวรรค์ อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ และลุ่มน้ำน่าน ได้แก่อำเภอเมือง จังหวัดอุตรดิตถ์ อำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์จนถึงอำเภอพรหมพิราม จังหวัดพิษณุโลก อำเภอเมือง จังหวัดพิษณุโลก และอำเภอชุมแสง จังหวัดนครสวรรค์

6. บทสรุป

จากผลการคำนวณพบว่าระดับความลึกส่วนใหญ่ของน้ำท่วมบริเวณโดยรอบของลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่านคือ 0.01-0.50 เมตรซึ่งอยู่ในช่วงความรุนแรงปานกลาง อาจทำให้สูญเสียทรัพย์สินและส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้าง แต่ไม่มีการสูญเสียชีวิต แต่ก็จะมีบางพื้นที่บริเวณรอบลุ่มน้ำที่มีความลึกอยู่ในช่วง มากกว่า 1.50 เมตรขึ้นไปซึ่งอยู่ในความรุนแรงระดับรุนแรงมากซึ่งอาจทำให้สูญเสียทรัพย์สินและส่งผลกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างมากกว่าระดับความรุนแรงปานกลาง และเป็นอันตรายต่อชีวิต

จากการวิเคราะห์ข้อมูลจากแบบจำลอง 2 มิติ ในโปรแกรม iRIC (Nays2D Flood) และทำการสร้างแผนที่น้ำท่วม เพื่อศึกษารูปแบบการไหลและทิศทางของน้ำในลุ่มน้ำที่ศึกษา ขอบเขตที่จะได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมและความลึกของน้ำท่วม การศึกษานี้เป็นเพียงกรณีตัวอย่างเพื่อการเตรียมความพร้อมในการรับมือเหตุการณ์น้ำท่วม ไม่ให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินดังเช่นเหตุการณ์มหาอุทกภัยปี 2554 หากเกิดเหตุการณ์น้ำท่วมในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสำนักงานคณะกรรมการส่งเสริมวิทยาศาสตร์ วิจัย และนวัตกรรม (สกสว.) ที่ให้สนับสนุนเงินทุนในการวิจัยครั้งนี้ และขอขอบคุณทุกคำปรึกษาและคำแนะนำจากนางสาวธิดารัตน์ คำคง ทำให้งานวิจัยครั้งนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

เอกสารอ้างอิง

[1] ทีมวิเคราะห์สนเทศธุรกิจ, 2555, มหาอุทกภัย 2554 ผลกระทบและแนวโน้มการฟื้นตัว จากการสำรวจผู้ประกอบการ [Online], Available: https://www.ryt9.com/s/bot/1317095[9 เมษายน 2563]

[2] จุฑามาศ ดิษฐ์ทอง และเมธิณี สุภหัสดิ์, **การประยุกต์ใช้แบบจำลอง iRIC เพื่อนศึกษาหมาอุทกภัยในลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างปี 2554 กรณีศึกษา พื้นที่จังหวัดอ่างทอง, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 21**, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562, หน้า14.

[3] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน ้าและการเกษตร (องค์การมหาชน), 2555, ลุ่มน้ำน่าน [Online], Available: http://www.thaiwater.net/web/attachments/25basins/09-nan.pdf[15 พฤษภาคม 2563]

[4] Nigel West, 2563, ลุ่มน้ำน่าน ที่ตั้ง ลักษณะภูมิประเทศ พื้นที่ลุ่มน้ำ ภูมิอากาศ ปริมาณน้ำท่า-น้ำฝน [Online], Available: https://www.slideserve.com/nigel-west/5938471[15 พฤษภาคม 2563]

[5] ฝ่ายสารสนเทศและพยากรณ์น้ำ, 2563, ปริมาณฝนเฉลี่ย 25 ลุ่มน้ำ [Online], Available: http://water.rid.go.th/hyd/hyd_isohyetal/hyd_isohyetal.html[15 พฤษภาคม 2563]

[6] ไทยรัฐ, 2554, พายุนกเตนเข้าอุตรดิตถ์อ่วมน้ำท่วมหลายอำเภอ [Online], Available: https://www.thairath.co.th/content/190645[15 พฤษภาคม 2563]

[7] จุฑามาศ ดิษฐ์ทอง และเมธิณี สุภหัสดิ์, **การประยุกต์ใช้แบบจำลอง iRIC เพื่อนศึกษามหาอุทกภัยในลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างปี 2554 กรณีศึกษา พื้นที่จังหวัดอ่างทอง, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 21**, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562

[8] กนกวรรณ แท่นนอก, **การประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC เพื่อศึกษาพื้นที่น้ำท่วมจากมหาอุทกภัยปี 2554 : กรณีศึกษาลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 10**, พัทยา, ชลบุรี, 2-4 พฤษภาคน 2548, หน้า1311-1312.

[9] ไทยรัฐออนไลน์, 2554, แกะรอย5 พายุมัจจุราช ธรรมชาติเอาคืน [Online], Available: https://www.thairath.co.th/lifestyle/woman/209612[9 เมษายน 2563]

[10] Mthai, 2554, น้ำท่วมนครสวรรค์ เกาะติดข่าวน้ำท่วมนครสวรรค์ 2554[Online], Available: https://news.mthai.com/general-news/134232.html

[11] Posttoday, 2554, พิษพายุทำน้ำท่วมอุตรดิตถ์ 4 อำเภอ[Online], Available: https://www.posttoday.com/social/general/599302

การประเมินความต้องการใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัยในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงแบบรายพื้นที่
MWA residential water demand estimation by the sub-area analysis

นางสาวสขิลา ลีลาชัย[1,*] ผศ.ดร.สิตางศุ์ พิลัยหล้า[2]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร 10900
[1,2] Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Kesetsart University, Bangkok 10900
E-mail address: sakila.lee@gmail.com[1] sitangpilailar@gmail.com[2]

บทคัดย่อ

ในการวางแผนการจัดการน้ำเพื่อการอุปโภคและบริโภคและการออกแบบระบบประปา ต้องมีการประเมินความต้องการใช้น้ำของผู้พักอาศัยในพื้นที่ ปัจจุบันการประปานครหลวงใช้ตัวเลขความต้องการใช้น้ำซึ่งเป็นค่าเฉลี่ย 250 ลิตรต่อคนต่อวัน ในการวางแผนและออกแบบ ค่าดังกล่าวนี้มีความคลาดเคลื่อนจากพฤติกรรมการใช้น้ำจริงของประชากรซึ่งเป็นผลจากหลายปัจจัย อาทิเช่น ฐานะรายได้ ความเป็นอยู่ ลักษณะที่อยู่อาศัยและการใช้ที่ดิน เป็นต้น การศึกษานี้ประเมินความต้องการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัย (M1) ในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงโดยวิเคราะห์ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำจากฐานข้อมูลผู้ใช้น้ำของการประปานครหลวงย้อนหลัง 7 ปี (ปี พ.ศ. 2555 - 2561) จำแนกเป็นรายเขต/อำเภอ พร้อมทั้งศึกษาความสัมพันธ์และองค์ประกอบระหว่างจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ ลักษณะอสังหาริมทรัพย์ (แนวดิ่ง/แนวราบ) ในพื้นที่ และจำนวนประชากรแฝงในรูปแบบของแรงงานธุรกิจบริการ จำนวน 62 พื้นที่ (กรุงเทพมหานคร 50 เขต จังหวัดสมุทรปราการ 6 อำเภอ และจังหวัดนนทบุรี 6 อำเภอ) ทั้งนี้ การศึกษานี้แบ่งพื้นที่อยู่อาศัยออกเป็น 6 กลุ่ม คือ กลุ่มที่ 1 พื้นที่เมืองเก่าที่ยังคงสภาพเดิม กลุ่มที่ 2 พื้นที่ธุรกิจการค้าและที่พักแนวดิ่ง กลุ่มที่ 3 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดเล็ก กลุ่มที่ 4 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดกลาง กลุ่มที่ 5 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดใหญ่ และกลุ่มที่ 6 พื้นที่อุตสาหกรรม ผลการศึกษาพบว่าอัตราการใช้น้ำเฉลี่ยของกลุ่มที่พักอาศัยในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงอยู่ในช่วง 125 – 263 ลิตรต่อคนต่อวัน โดยกลุ่มที่ 1 มีความต้องการใช้น้ำต่ำที่สุดเท่ากับ 125 ลิตรต่อคนต่อวัน กลุ่มที่ 5 มีความต้องการใช้น้ำสูงสุดเท่ากับ 263 ลิตรต่อคนต่อวัน นอกจากนี้ยังพบว่า กลุ่มที่ 3 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดเล็กซึ่งครอบคลุมพื้นที่เขตคลองสามวา อำเภอบางใหญ่ และอำเภอบางบัวทอง มีอัตราการเจริญเติบโตของกลุ่มผู้ใช้น้ำมากที่สุด ซึ่งอาจส่งผลต่อความต้องการใช้น้ำในอนาคตในปริมาณมากเกินกว่าที่การประปานครหลวงเคยคาดการณ์ไว้ในอดีต ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมการใช้น้ำเชิงพื้นที่ย่อยซึ่งสอดคล้องกับรูปแบบการพัฒนาของเมืองในการศึกษานี้จะสนับสนุนให้การวางแผนการจัดการน้ำเพื่อการอุปโภคบริโภคมีความถูกต้องยิ่งขึ้น

คำสำคัญ: น้ำประปา, ความต้องการใช้น้ำ, ที่พักอาศัย, การประปานครหลวง

Abstract

The estimation of residential water demand is the essential part for water supply management and planning. Currently, the Metropolitan Waterworks Authority (MWA) applies the average water demand of 250 l/cap/day for the planning and design. This value is inaccurate from the actual water use behavior of the population, which is a result of various factors such as income status, living conditions, housing characteristics and land use. etc. Thus, this study assesses MWA water demand of residential water users (M1) by analyzing the water consumption data based on the 7-year recoded water user database (2012 - 2018). The estimation has been classified by area / district, with the concerns of the numbers of registered population, property (vertical / horizontal) and the latent populations in the form of service business labor in 62 areas (50 in Bangkok , 6 in Samut Prakan and 6 in Nonthaburi) . The residential users is divided into 6 groups, which are Group.1 : the old town area, Group.2 : business areas and vertical accommodations, Group.3 : small horizontal residential areas, Group.4 : medium-sized residential areas, Group.5 : large-sized low-rise residential areas and Group.6 : industrial areas. The results show that the average water consumption rate of the residential groups of MWA is 125 - 263 l/cap/day; in which the lowest and highest water demands are found in Group.1 and Group.5, respectively. In addition, Group.3 : a small horizontal residential area which covers Khlong Sam Wa , Bang Yai and Bang Bua Thong districts has the greatest growth rate of the water user. This may affect the excess of future water demand that MWA had previously predicted. The results of the analysis of sub-spatial water usage behavior which are in line with the urban development model will support the water management planning for consumption to be more accurate.

Keywords: Water Supply, Water Demand, Residential Water demand, Metropolitan Waterworks Authority

1. บทนำ

การประปานครหลวง (กปน.) เป็นหน่วยงานรัฐวิสาหกิจในสังกัดของกระทรวงมหาดไทย มีภารกิจและความรับผิดชอบในการจัดหาน้ำดิบและผลิตน้ำประปาเพื่อการอุปโภคบริโภคให้เพียงพอต่อความต้องการทั้งในปัจจุบันและอนาคตของผู้ใช้น้ำในพื้นที่กรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ และนนทบุรี คิดเป็นพื้นที่รับผิดชอบรวมประมาณ 3,195 ตารางกิโลเมตร ปัจจุบัน กปน. ได้ดำเนินการพัฒนาระบบโครงสร้างพื้นฐานตามแผนแม่บทระยะยาว ฉบับ พ.ศ. 2533 (ครอบคลุมระยะเวลา 30 ปี) โดยมีการทบทวนปริมาณการใช้น้ำในภาพรวมของพื้นที่ และกำหนดขอบเขตการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานให้สอดรับกับสถานการณ์และการพัฒนาเมือง ณ เวลาต่าง ๆ เป็นระยะ ๆ อย่างไรก็ตาม ในช่วงระยะเวลาประมาณ 10 ปีที่ผ่านมา มีการเปลี่ยนแปลงทางเศรษฐกิจ สังคม การเมือง รวมทั้งการพัฒนาระบบสาธารณูปโภค อาทิ การก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีเขียว รถไฟฟ้าสายสีม่วง และรถไฟฟ้าสายสีน้ำเงิน ซึ่งทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินไปอย่างมาก เกิดย่านธุรกิจใหม่ๆ รวมทั้งการเพิ่มจำนวนของอาคารสำนักงานและที่พักอาศัยในลักษณะแนวดิ่ง ทั้งที่อยู่ใจกลางเมือง และพื้นที่ชานเมือง เหล่านี้ ล้วนส่งผลต่อตัวเลขความต้องการใช้น้ำที่ต่างไปจากอดีต จากสถิติน้ำจำหน่ายในช่วงปี 2550 – 2561 พบว่าอัตราเติบโต (Compound Annual Growth Rate ,CAGR) ของน้ำจำหน่ายเฉลี่ยทั้งหมดประมาณร้อยละ 1.4 ต่อปี ในขณะที่อัตราการเพิ่มของปริมาณน้ำจำหน่ายในพื้นที่ชานเมือง เช่น พื้นที่นนทบุรีทางฝั่งตะวันตกตอนบน (อำเภอบางกรวย อำเภอบางใหญ่ และอำเภอบางบัวทอง) และพื้นที่กรุงเทพมหานครทางฝั่งตะวันออก (เขตสายไหม เขตประเวศ และเขตมีนบุรี) มีอัตราการเติบโต (CAGR) ของปริมาณน้ำจำหน่ายเฉลี่ยประมาณร้อยละ 4.2 ต่อปี ซึ่งสูงกว่าค่าเฉลี่ยในภาพรวม ทั้งนี้จากข้อมูลเบื้องต้นพบว่า ในการวางแผนและออกแบบระบบส่งน้ำของ กปน. นั้น ได้ประเมินความต้องการใช้น้ำในลักษณะของผู้พักอาศัยโดยใช้ค่าความต้องการน้ำเฉลี่ย 250 ลิตรต่อคนต่อวัน ซึ่งค่าดังกล่าวนี้อาจไม่สะท้อนถึงความต้องการใช้น้ำแท้จริงในปัจจุบัน การประเมินด้วยตัวเลขที่ไม่เป็นจริงนอกจากจะส่งผลต่อการวางแผนในภาพรวมที่คลาดเคลื่อนแล้ว ยังไม่อาจนำไปสู่การวางแผนเพื่อการให้บริการและยกระดับความพึงพอใจแก่ผู้ใช้น้ำในเชิงพื้นที่ได้อีกด้วย

การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์ในการประเมินความต้องการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำประเภทที่พักอาศัยซึ่งเป็นกลุ่มผู้ใช้น้ำที่มีสัดส่วนการใช้น้ำมากที่สุดในพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวง ซึ่งประกอบด้วย 62 พื้นที่ กล่าวคือ อยู่ในกรุงเทพมหานคร 50 เขต จังหวัดสมุทรปราการ 6 อำเภอ และจังหวัดนนทบุรี 6 อำเภอ โดยเป็นการวิเคราะห์ความต้องการใช้น้ำทั้งในภาพรวมและรายพื้นที่ย่อย ที่คำนึงถึงรูปแบบการใช้ประโยชน์ที่ดินและวิถีชีวิตที่เปลี่ยนแปลงไปตามบริบททางสังคมและเศรษฐกิจ อันจะเป็นประโยชน์ในการวางแผนเพื่อบริหารจัดการ รวมทั้งการปรับปรุงและพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานของ กปน. ให้สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เกิดขึ้นในปัจจุบัน

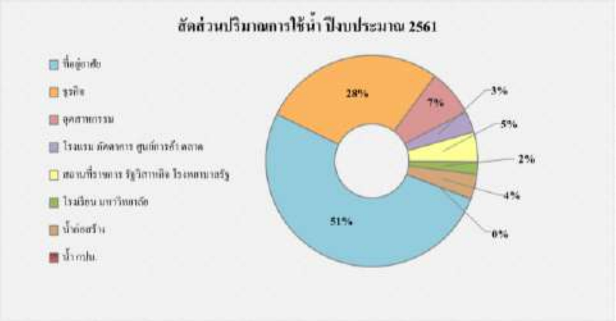
2. ข้อมูลและสภาพพื้นที่ศึกษา

2.1 ข้อมูลการใช้น้ำและการแบ่งประเภทผู้ใช้น้ำของการประปานครหลวง

การประปานครหลวงมีโรงงานผลิตน้ำ 4 แห่ง คือ โรงงานผลิตน้ำบางเขน โรงงานผลิตน้ำมหาสวัสดิ์ โรงงานผลิตน้ำสามเสน และโรงงานผลิตน้ำธนบุรี มีกำลังการผลิตรวมสูงสุดประมาณ 6.2 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อวัน (การประปานครหลวง, 2562) โดยมีจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎรในพื้นที่รับผิดชอบรวมประมาณ 8.2 ล้านคน (กรมการปกครอง, 2561) แบ่งพื้นที่ในการบริหารจัดการเป็นสองพื้นที่หลัก คือ พื้นที่ฝั่งตะวันออกของแม่น้ำเจ้าพระยาและพื้นที่ฝั่งตะวันตกของแม่น้ำเจ้าพระยา โดยพื้นที่ฝั่งตะวันออกของแม่น้ำเจ้าพระยามีโรงงานผลิตน้ำหลัก คือ โรงงานผลิตน้ำบางเขนและโรงงานผลิตน้ำสามเสน ใช้น้ำดิบจากแม่น้ำเจ้าพระยา รับน้ำจากสถานีสูบน้ำดิบสำแล และพื้นที่ฝั่งตะวันตกมีโรงงานผลิตน้ำมหาสวัสดิ์และโรงงานผลิตน้ำธนบุรี โดยโรงงานผลิตน้ำมหาสวัสดิ์ใช้น้ำดิบจากลุ่มน้ำแม่กลองซึ่งรับน้ำดิบจากเขื่อนแม่กลอง ส่วนโรงงานผลิตน้ำธนบุรีรับน้ำดิบจากคลองประปาฝั่งตะวันตกผ่านสถานีสูบน้ำดิบบางซื่อ โดยน้ำประปาที่ผ่านกระบวนการผลิตแล้วจะถูกสูบส่งเข้าสู่สถานีสูบจ่ายน้ำซึ่งมีหน้าที่สูบจ่ายน้ำประปาเข้าสู่ระบบโครงข่ายท่อประปาเพื่อให้บริการประชาชนในพื้นที่ ทั้งนี้ กปน. แบ่งกลุ่มผู้ใช้น้ำออกเป็น 8 กลุ่ม เพื่อประโยชน์ในการบริหารจัดการ ประกอบด้วย

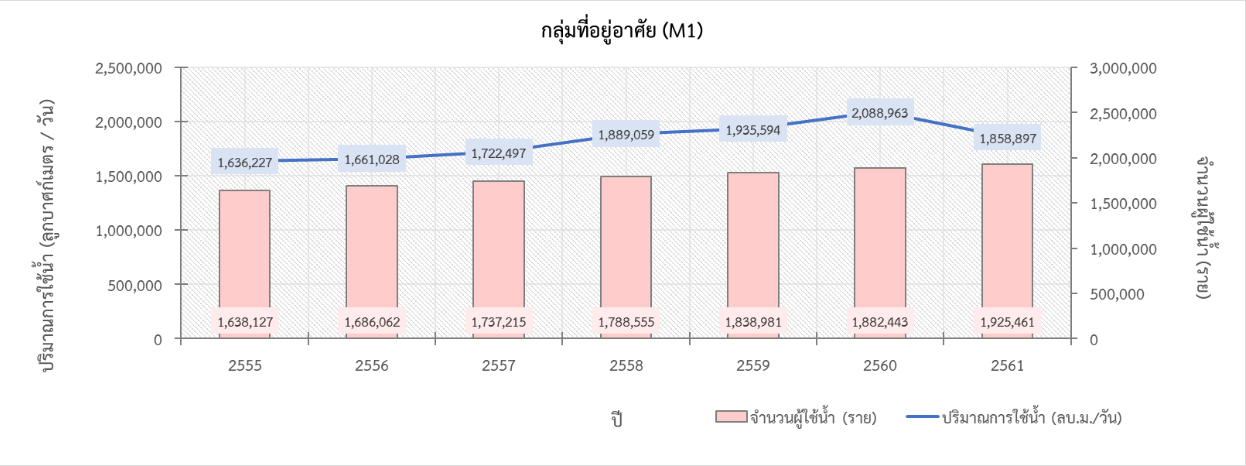
กลุ่ม M1 ผู้ใช้น้ำประเภทที่พักอาศัย
กลุ่ม M2 ผู้ใช้น้ำประเภทธุรกิจ
กลุ่ม M3 ผู้ใช้น้ำประเภทอุตสาหกรรม
กลุ่ม M4 ผู้ใช้น้ำประเภทโรงแรม ภัตตาคาร ศูนย์การค้า ตลาด
กลุ่ม M5 ผู้ใช้น้ำประเภทสถานที่ราชการ รัฐวิสาหกิจ โรงพยาบาลรัฐ
กลุ่ม M6 ผู้ใช้น้ำประเภทโรงเรียน มหาวิทยาลัย
กลุ่ม M7 ผู้ใช้น้ำประเภทก่อสร้างชั่วคราว
กลุ่ม M8 การใช้น้ำของการประปานครหลวง

จากข้อมูลปีงบประมาณ 2561 พบว่า สัดส่วนการใช้น้ำหลักของ กปน. เป็นการใช้น้ำประเภทที่พักอาศัย (M1) คิดเป็นประมาณร้อยละ 51 และลำดับรองลงมาคือผู้ใช้น้ำประเภทธุรกิจ (M2) ดังแสดงใน **ภาพที่ 1**



ภาพที่ 1 สัดส่วนการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำประเภทต่าง ๆ

จากข้อมูลจำนวนผู้ใช้น้ำและปริมาณการใช้น้ำของกลุ่มที่พักอาศัยพบว่า กปน. เก็บข้อมูลผู้ใช้น้ำเป็นรายมาตรวัดน้ำ (Connection) โดยช่วงปีงบประมาณ 2555 - 2561 มีจำนวนผู้ใช้น้ำเพิ่มขึ้นจากผู้ใช้น้ำจำนวน 1.64 ล้านราย (ปี 2555) เป็นจำนวน 1.93 ล้านราย (ปี 2561) คิดเป็นอัตราการเติบโตร้อยละ 3.29 และมีปริมาณการใช้น้ำเพิ่มขึ้นจาก 1.64 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อวัน (ปี 2555) เป็น 1.86 ล้านลูกบาศก์เมตรต่อวัน (ปี 2561) คิดเป็นอัตราการเติบโตร้อยละ 2.58 ดังแสดงใน **ภาพที่ 2** โดยยังคงมีแนวโน้มการเจริญเติบโตสังเกตได้จากยังคงมีการพัฒนาโครงการอสังหาริมทรัพย์ในพื้นที่อีกเป็นจำนวนมาก



ภาพที่ 2 สถิติจำนวนผู้ใช้น้ำและปริมาณการใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัย

2.2 ข้อมูลประชากรตามทะเบียนราษฎร์

การศึกษานี้ ได้รวบรวมข้อมูลจำนวนประชากร และ ครัวเรือนตามทะเบียนราษฎร์ ที่มีการเผยแพร่และจัดทำโดยสำนักบริหารการทะเบียน กรมการปกครองช่วงปี พ.ศ. 2551 - พ.ศ. 2561 โดยดำเนินการเก็บรวบรวมข้อมูลจำนวนประชากรในระดับย่อยรายตำบล จากข้อมูลดังกล่าว พบว่า ในภาพรวมจำนวนประชากรในพื้นที่นนทบุรี และสมุทรปราการ ยังคงมีอัตราการเพิ่มอย่างต่อเนื่อง ในขณะที่ภาพรวมของพื้นที่กรุงเทพมหานครมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อย โดยประชากรตามทะเบียนราษฎร์รวมในพื้นที่เพิ่มขึ้นจาก 7.91 ล้านคนในปี พ.ศ. 2551 เป็น 8.24 ล้านคนในปี พ.ศ. 2561 คิดเป็นอัตราการเพิ่มของประชากรในพื้นที่โดยเฉลี่ยประมาณร้อยละ 0.41 ดังแสดงใน**ตารางที่ 1**

ตารางที่ 1 จำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ (กรมการปกครอง, 2561)

หน่วย : ล้านคน

ปี พ.ศ.	กรุงเทพมหานคร	สมุทรปราการ	นนทบุรี	รวม
2551	5.711	1.147	1.053	7.911
2552	5.703	1.164	1.078	7.945
2553	5.701	1.185	1.102	7.988
2554	5.675	1.203	1.123	8.001
2555	5.674	1.223	1.142	8.039
2556	5.686	1.242	1.156	8.084
2557	5.692	1.262	1.174	8.128
2558	5.696	1.279	1.194	8.169
2559	5.687	1.294	1.212	8.193
2560	5.682	1.311	1.230	8.223
2561	5.677	1.327	1.236	8.240

ในขณะที่จำนวนครัวเรือนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นทั้งสามพื้นที่ โดยเพิ่มขึ้นจาก 3.23 ล้านครัวเรือน ในปี พ.ศ. 2251 เป็น 4.32 ล้านครัวเรือน ในปี พ.ศ. 2561 คิดเป็นอัตราการเพิ่มของครัวเรือนในพื้นที่โดยเฉลี่ยประมาณร้อยละ 2.94 ดังแสดงใน **ตารางที่ 2**

ตารางที่ 2 จำนวนครัวเรือน (กรมการปกครอง, 2561)

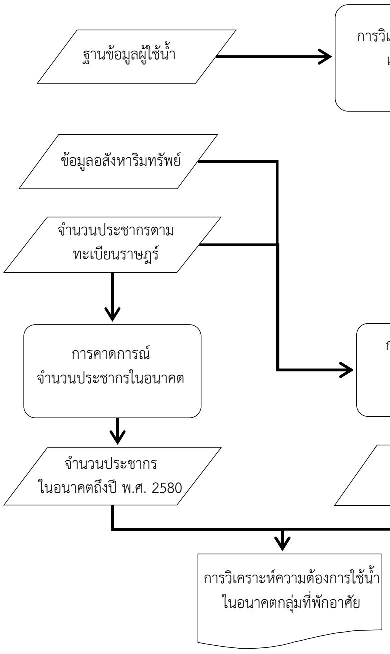
หน่วย : ล้านครัวเรือน

ปี พ.ศ.	กรุงเทพมหานคร	สมุทรปราการ	นนทบุรี	รวม
2551	2.264	0.480	0.492	3.236
2552	2.334	0.497	0.507	3.338
2553	2.401	0.514	0.525	3.440
2554	2.46	0.532	0.539	3.531
2555	2.523	0.549	0.562	3.634
2556	2.594	0.571	0.578	3.743
2557	2.672	0.594	0.602	3.868
2558	2.754	0.608	0.629	3.991
2559	2.817	0.634	0.649	4.100
2560	2.887	0.656	0.668	4.211
2561	2.960	0.675	0.689	4.324

3. วิธีการศึกษา

การศึกษานี้ประกอบด้วย 3 ส่วน ได้แก่ การประเมินจำนวนประชากรในอนาคต การประเมินความต้องการใช้น้ำเฉลี่ย และการประเมินความต้องการใช้น้ำในอนาคตของกลุ่มที่พักอาศัย โดยอาศัยหลักการทางสถิติเพื่อวิเคราะห์ลักษณะพื้นฐานของข้อมูล พร้อมทั้งแนวโน้มการเจริญเติบโตของจำนวนประชากรและความต้องการใช้น้ำ การประเมินคุณภาพในเชิงพื้นที่โดยมีขั้นตอน ดังแสดงใน**ภาพที่ 3**

ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษาวิเคราะห์ รวบรวมจากหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำและจำนวนผู้ใช้น้ำ เก็บรวมรวมจากฐานข้อมูลระบบผู้ใช้น้ำของ กปน. ปี พ.ศ. 2555 – 2561 ข้อมูลสถิติจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ กรมการปกครองกระทรวงมหาดไทย ปี พ.ศ. 2555 – 2561 และข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดิน โครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ และข้อมูลแรงงานในพื้นที่กรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ และนนทบุรี เป็นต้น



ภาพที่ 3 ขั้นตอนการศึกษา

3.1 การคาดการณ์จำนวนประชากรในอนาคต

การศึกษานี้ คาดการณ์จำนวนประชากรในอนาคตโดยวิธีการทางคณิตศาสตร์ (Mathematical Method) ด้วยวิธีต่อเนื่อง (Exponential) ซึ่งเป็นการวิเคราะห์โดยอาศัยสมมติฐานว่าประชากรเพิ่มในลักษณะทวีคูณ เช่นเดียวกับวิธีเรขาคณิตแต่มีการทวีคูณทุก ๆ ช่วงเวลาอย่างต่อเนื่องซึ่งจะอยู่ในรูปของสมการเอ็กซ์โพเนนเชียล ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$P_t = P_0 e^{Rt} \quad (1)$$

โดยใช้ข้อมูลจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ ในช่วงปี พ.ศ. 2551 – พ.ศ. 2561 เป็นข้อมูลพื้นฐานในการศึกษา กำหนดให้ P_t คือ จำนวนประชากร ณ ปีที่คาดการณ์ , P_0 คือ จำนวนประชากร ณ ปีฐาน และ R คือ อัตราการเจริญเติบโต (เพิ่ม/ลด) พิจารณาจากสถิติการเปลี่ยนแปลงของจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ช่วงปี พ.ศ. 2551 – พ.ศ. 2561 (เพิ่ม/ลด) รายเขต/อำเภอ

3.2 การวิเคราะห์อัตราการใช้น้ำเฉลี่ย (ลิตรต่อคนต่อวัน)

การพิจารณาปริมาณความต้องการใช้น้ำ ลิตรต่อคนต่อวันเฉลี่ย ใช้ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำกลุ่มครัวเรือน (M1) จากระบบฐานข้อมูลผู้ใช้น้ำของ กปน. (CIS) หารด้วยจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ในช่วง ปี พ.ศ. 2555 - พ.ศ. 2561 (กรมการปกครอง) โดยวิเคราะห์ร่วมกับข้อมูลลักษณะการใช้ที่ดิน ประเภทอสังหาริมทรัพย์ และข้อมูลจำนวนแรงงานแฝงรายเขต/อำเภอ

4. ผลการศึกษา

4.1 การวิเคราะห์อัตราการใช้น้ำต่อคน (Per Capita)

ด้วยลักษณะการเก็บข้อมูลของ กปน. เป็นข้อมูลปริมาณการใช้น้ำต่อรายมาตรวัดน้ำ (Connection) การวิเคราะห์อัตราการใช้น้ำต่อคน (Per Capita) จึงมีความจำเป็นต้องพิจารณาปริมาณน้ำ และข้อมูลจำนวนประชากรตามทะเบียนราษฎร์ (รายอำเภอ) มากระจายลงบนพื้นที่ย่อยขนาด 1x1 ตารางกิโลเมตร เพื่อศึกษาปริมาณการใช้น้ำเฉลี่ยต่อคนในพื้นที่รับผิดชอบของ กปน. ซึ่งสามารถสรุปภาพรวมรายจังหวัดได้ดังแสดงใน **ตารางที่ 3**

ตารางที่ 3 อัตราการใช้น้ำเฉลี่ย (ลิตรต่อคนต่อวัน) ของการประปานครหลวง

จังหวัด	ค่าเฉลี่ย (ลิตร/คน/วัน)	ค่าต่ำสุด – สูงสุด (ลิตร/คน/วัน)	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน
กรุงเทพมหานคร	215.45	93.37 – 311.08	53.64
สมุทรปราการ	223.23	102.89 – 289.80	62.46
นนทบุรี	218.75	189.17 – 269.35	34.30
เฉลี่ยทั้งพื้นที่	216.52	93.37 – 311.08	52.28

การศึกษาพบว่าพื้นที่ที่มีอัตราการใช้น้ำต่ำกว่า 100 ลิตรต่อคนต่อวัน ได้แก่ เขตป้อมปราบศัตรูพ่าย(กรุงเทพมหานคร) เขตบางรัก (กรุงเทพมหานคร) และอำเภอไทรน้อย(นนทบุรี) และพื้นที่ที่ใช้น้ำสูงกว่า 250 ลิตรต่อคนต่อวัน ได้แก่ เขตวังทองหลาง(กรุงเทพมหานคร) เขตสวนหลวง (กรุงเทพมหานคร) เขตวัฒนา(กรุงเทพมหานคร) เขตพระโขนง (กรุงเทพมหานคร) เขตประเวศ (กรุงเทพมหานคร) อำเภอบางกรวย (นนทบุรี) และอำเภอบางพลี (สมุทรปราการ) และเมื่อวิเคราะห์ถึงปัจจัยที่ส่งผลทำให้ในแต่ละพื้นที่มีอัตราการใช้น้ำที่แตกต่างกัน โดยพิจารณาตามลักษณะทางกายภาพเพิ่มเติม ได้แก่

1) ลักษณะชุมชนเดิม พื้นที่ไม่มีการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์สมัยใหม่ ยังคงเป็นสภาพพื้นที่ดั้งเดิม ประกอบด้วยพื้นที่เขตเมืองเก่า แหล่งท่องเที่ยวเชิงประวัติศาสตร์ ศิลปะ วัฒนธรรม

2) จำนวนของโครงการอสังหาริมทรัพย์ ในพื้นที่เขต/อำเภอ
โครงการอสังหาริมทรัพย์แนวราบขนาดเล็ก (มูลค่าต่ำกว่า 5 ล้านบาท)
โครงการอสังหาริมทรัพย์แนวราบขนาดกลาง (มูลค่า 5 - 20 ล้านบาท)
โครงการอสังหาริมทรัพย์แนวราบขนาดใหญ่ (มูลค่ากว่า 20 ล้านบาท)

3) จำนวนอสังหาริมทรัพย์แนวดิ่ง ในพื้นที่เขต/อำเภอ

4) จำนวนแรงงานภาคบริการ ในพื้นที่เขต/อำเภอ

สามารถจำแนกพื้นที่ตามพฤติกรรมการใช้น้ำ ได้เป็น 6 กลุ่ม ได้แก่

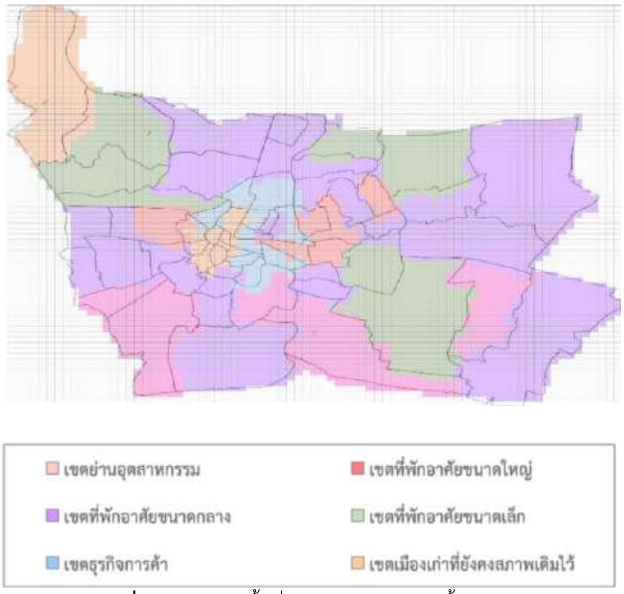
กลุ่มที่ 1 พื้นที่เมืองเก่าที่ยังคงสภาพเดิม
กลุ่มที่ 2 พื้นที่ธุรกิจการค้าและที่พักแนวดิ่ง
กลุ่มที่ 3 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดเล็ก
กลุ่มที่ 4 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดกลาง
กลุ่มที่ 5 พื้นที่พักอาศัยแนวราบขนาดใหญ่
กลุ่มที่ 6 พื้นที่พักอาศัยย่านอุตสาหกรรม

โดยแต่ละกลุ่ม มีความต้องการใช้น้ำดังแสดงใน**ตารางที่ 4**

ตารางที่ 4 สรุปอัตราการใช้น้ำเฉลี่ย (ลิตรต่อคนต่อวัน) ของการประปานครหลวง

กลุ่ม	ค่าเฉลี่ย (ลิตร/คน/วัน)	ค่าต่ำสุด – สูงสุด (ลิตร/คน/วัน)	ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน
กลุ่มที่ 1 เขตเมืองเก่าที่ยังคงสภาพเดิม	124.93	83.47 – 158.62	28.21
กลุ่มที่ 2 เขตธุรกิจการค้า	198.01	139.36 – 247.05	35.20
กลุ่มที่ 3 เขตที่พักอาศัยขนาดเล็ก	227.56	156.91 – 282.11	31.97
กลุ่มที่ 4 เขตที่พักอาศัยขนาดกลาง	220.86	140.85 – 303.55	37.89
กลุ่มที่ 5 เขตพักอาศัยขนาดใหญ่	262.02	213.55 – 297.98	35.41
กลุ่มที่ 6 เขตที่พักอาศัยย่านอุตสาหกรรม	162.25	134.33 – 202.51	27.99

ค่าเฉลี่ยการใช้น้ำในภาพรวมของ กปน. อยู่ระหว่าง 125 -262 ลิตรต่อคนต่อวัน เมื่อพิจารณาปัจจัยด้านลักษณะของอสังหาริมทรัพย์ และจำนวนแรงงานภาคบริการเข้ามาประกอบการวิเคราะห์ พบว่า อัตราการใช้น้ำของกลุ่มที่พักอาศัยแนวราบ (กลุ่มที่ 3 – กลุ่มที่ 5) มีอัตราการใช้น้ำโดยเฉลี่ยสูงกว่า 220 ลิตรต่อคนต่อวัน โดยอัตราการใช้น้ำของกลุ่มที่พักอาศัยแนวราบขนาดใหญ่ (กลุ่มที่ 5) มีอัตราการใช้น้ำโดยเฉลี่ยสูงสุดอยู่ที่ประมาณ 262.02 ลิตรต่อคนต่อวัน ซึ่งสูงกว่าพื้นที่เขตที่เป็นอสังหาริมทรัพย์แนวดิ่งหรือพื้นที่ธุรกิจการค้า (กลุ่มที่ 2) ที่มีอัตราการใช้น้ำโดยเฉลี่ยอยู่ที่ 198 ลิตรต่อคนต่อวัน สาเหตุที่การใช้น้ำเฉลี่ยต่อวันที่แตกต่างกันเกิดจาก ลักษณะที่พักอาศัย เช่น ลักษณะของที่พักอาศัย (บ้านเดี่ยว ทาวน์เฮ้าส์ คอนโดมิเนียม) พื้นที่ส่วนกลางภายในที่พักอาศัย พื้นที่สวน สระว่ายน้ำส่วนตัว ขนาดพื้นที่ใช้สอยของบ้าน สิ่งอำนวยความสะดวกต่าง ๆ และรูปแบบการใช้ชีวิตภายในชุมชนเมือง โดยสามารถแสดงขอบเขตพื้นที่ทั้ง 6 กลุ่ม ได้ดัง**ภาพที่ 4**



ภาพที่ 4 การจำแนกพื้นที่ตามพฤติกรรมการใช้น้ำได้ 6 กลุ่ม

4.2 การคาดการณ์จำนวนประชากรในอนาคตรายจังหวัด

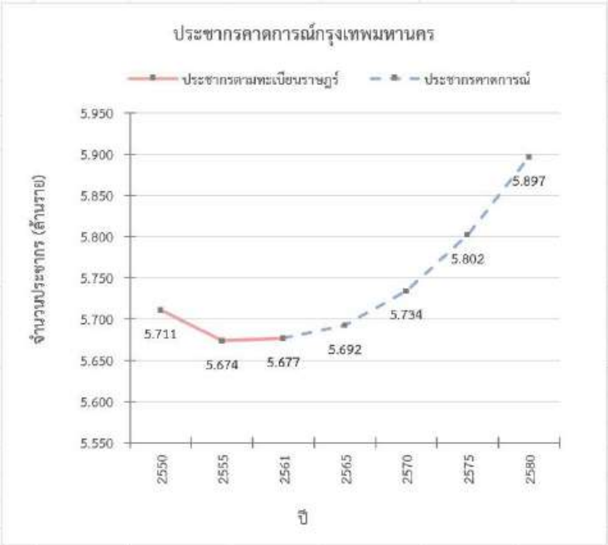
ในการคาดการณ์จำนวนประชากรในอนาคตโดยวิธีต่อเนื่อง (Exponential) พบว่าประชากรในพื้นที่ส่วนใหญ่ของกรุงเทพมหานครมีแนวโน้มลดลง ยกเว้นพื้นที่รอบนอกที่มีแนวโน้มของจำนวนประชากรเพิ่มขึ้นอย่างต่อเนื่อง ได้แก่ เขตคลองสามวา เขตลาดกระบัง เขตประเวศ เขตคันนายาว เขตหนองจอก เขตสายไหม และเขตบางขุนเทียน สำหรับพื้นที่สมุทรปราการและนนทบุรียังคงมีอัตราการเพิ่มของประชากรในระดับที่สูงกว่าร้อยละหนึ่ง โดยพื้นที่ที่มีอัตราการเพิ่มของจำนวนประชากรในอัตราที่สูงในจังหวัดนนทบุรี ได้แก่ อำเภอบางกรวย อำเภอบางใหญ่ อำเภอบางบัวทอง และอำเภอไทรน้อย สำหรับจังหวัดสมุทรปราการได้แก่ อำเภอบางเสาธง อำเภอบางพลี อำเภอพระสมุทรเจดีย์ และอำเภอบางบ่อ

ผลจากการคาดการณ์จำนวนประชากรถึง ปี พ.ศ. 2580 พบว่าจำนวนประชากร ณ ปี พ.ศ. 2580 คาดว่าพื้นที่รับผิดชอบของ กปน. จะมีประชากรประมาณ 9.5 ล้านคน คิดเป็นอัตราการเพิ่มประมาณร้อยละ 0.6 ต่อปี ดังแสดงใน**ตารางที่ 5** และแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของจำนวนประชากรในกรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ นนทบุรี คาดการณ์โดยวิธีต่อเนื่อง(Exponential) ดังแสดงใน**ภาพที่ 5**

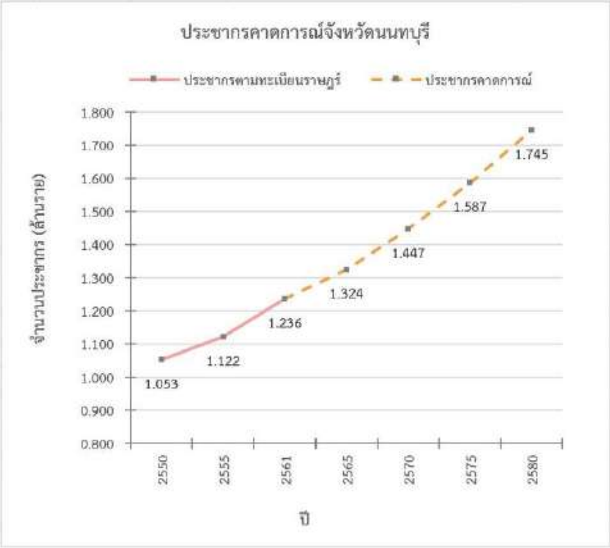
ตารางที่ 5 ผลการคาดการณ์จำนวนประชากรโดยวิธีต่อเนื่อง **(Exponential)**

หน่วย : ล้านคน

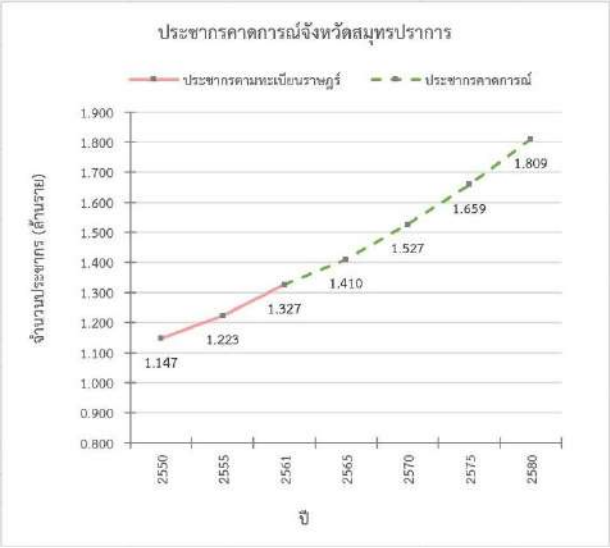
ปี พ.ศ.	กรุงเทพมหานคร	สมุทรปราการ	นนทบุรี	รวม
2561	5.676	1.326	1.236	8.239
2565	5.692	1.409	1.324	8.426
2570	5.734	1.526	1.447	8.707
2575	5.801	1.658	1.586	9.047
2580	5.896	1.809	1.745	9.451



ภาพที่ 5 (ก.) ประชากรคาดการณ์พื้นที่กรุงเทพมหานครโดยวิธีต่อเนื่อง



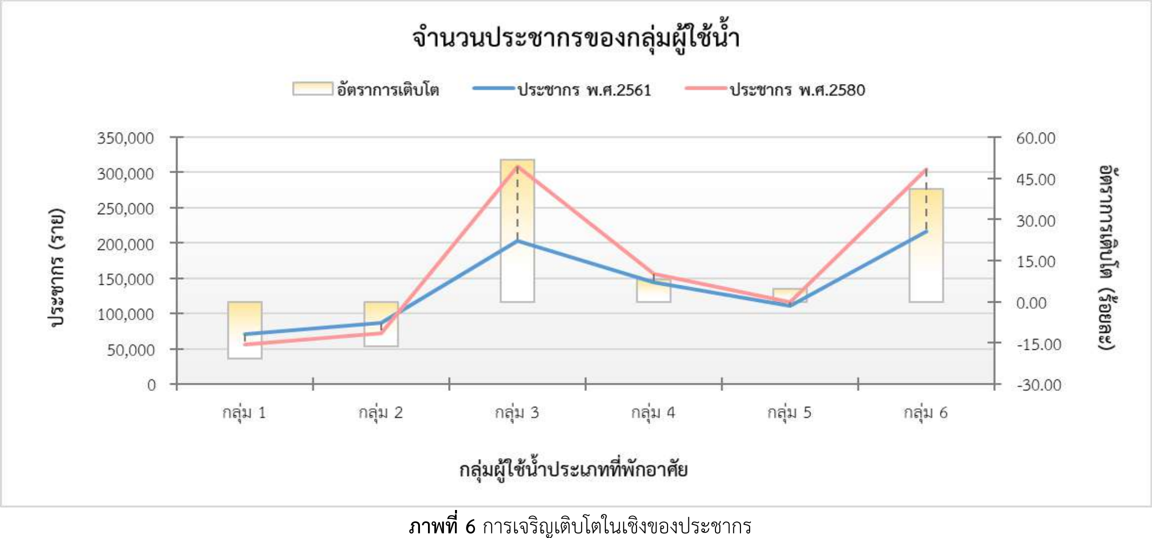
ภาพที่ 5 (ข.) ประชากรคาดการณ์พื้นที่จังหวัดนนทบุรีโดยวิธีต่อเนื่อง



ภาพที่ 5 (ค.) ประชากรคาดการณ์พื้นที่จังหวัดสมุทรปราการโดยวิธีต่อเนื่อง

4.3 การวิเคราะห์การเจริญเติบโตของประชากรและการใช้น้ำ

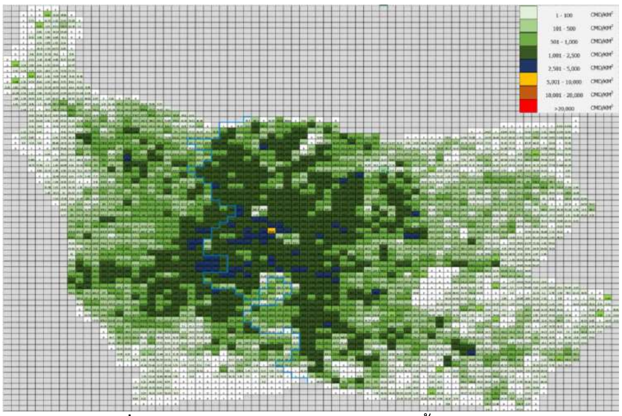
การวิเคราะห์คาดการณ์ความต้องการใช้น้ำ ช่วงปี พ.ศ. 2562 – พ.ศ. 2580 พบว่ากลุ่มพื้นที่ที่มีการเจริญเติบโตในเชิงประชากรสูงสุด คือ กลุ่มที่ 3 เขตที่พักอาศัยแนวราบขนาดเล็ก ประกอบด้วยพื้นที่เขตคลองสามวา (กรุงเทพมหานคร) อำเภอบางใหญ่ (นนทบุรี) และอำเภอบางบัวทอง (นนทบุรี) โดยมีการเติบโตของประชากรอยู่ที่ร้อยละ 51.87 และกลุ่มที่ 6 เขตพื้นที่พักอาศัยย่านอุตสาหกรรม ประกอบด้วยพื้นที่เขตบางขุนเทียน (กรุงเทพมหานคร) อำเภอพระประแดง (สมุทรปราการ) และ อำเภอเมืองสมุทรปราการ (สมุทรปราการ) โดยมีการเติบโตของประชากร ร้อยละ 40.94 ดังแสดงใน **ภาพที่ 6** ซึ่งทั้งสองกลุ่มนี้ เป็นเขต/อำเภอ ที่มีการเจริญเติบโตและขยายตัวของอสังหาริมทรัพย์ในเขตพื้นที่ชานเมือง



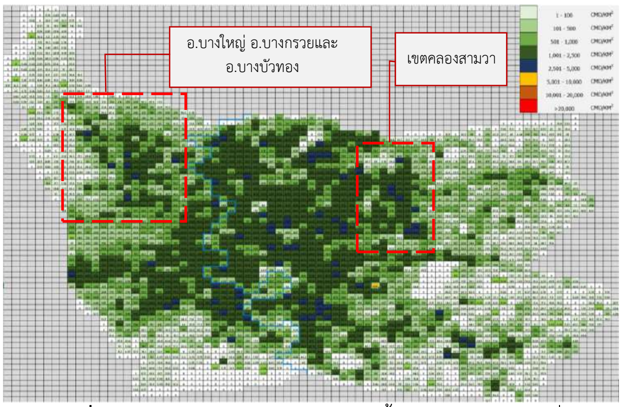
ภาพที่ 6 การเจริญเติบโตในเชิงของประชากร

ทั้งนี้พบพื้นที่ที่มีการเติบโตของประชากรในเชิงลบซึ่งมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง ได้แก่ กลุ่มที่ 1 พื้นที่เมืองเก่าที่คงสภาพเดิม ประกอบด้วยพื้นที่เขตสัมพันธวงศ์ (กรุงเทพมหานคร) เขตธนบุรี (กรุงเทพมหานคร) และเขตบางกอกน้อย (กรุงเทพมหานคร) โดยมีประชากรลดลงจากเดิมร้อยละ 20.80 และกลุ่มที่ 2 พื้นที่เขตธุรกิจการค้า ประกอบด้วยพื้นที่เขตปทุมวัน (กรุงเทพมหานคร) เขตคลองเตย (กรุงเทพมหานคร) และเขตบางพลัด (กรุงเทพมหานคร) โดยประชากรลดลงจากเดิมร้อยละ 16.14

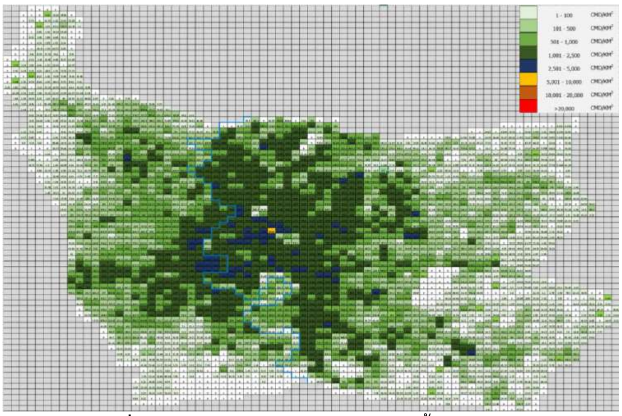
สำหรับกลุ่มที่มีการเพิ่มขึ้นของปริมาณการใช้น้ำสูงสุด ได้แก่ กลุ่มที่ 3 ประกอบด้วยพื้นที่อำเภอบางใหญ่ (นนทบุรี) อำเภอบางกรวย (นนทบุรี) อำเภอบางบัวทอง (นนทบุรี) เขตคลองสามวา (กรุงเทพมหานคร) โดย **ภาพที่ 7** แสดงการเจริญเติบโตของความต้องการใช้น้ำเชิงพื้นที่ย่อยของกลุ่มที่ 3 ช่วง พ.ศ. 2561 และ พ.ศ. 2580 และกลุ่มที่ 6 ประกอบด้วยพื้นที่อำเภอเมืองสมุทรปราการ (สมุทรปราการ) อำเภอพระประแดง (สมุทรปราการ) อำเภอบางเสาธง (สมุทรปราการ) และเขตบางขุนเทียน (กรุงเทพมหานคร) โดย **ภาพที่ 8** แสดงการเจริญเติบโตของความต้องการใช้น้ำเชิงพื้นที่ย่อยของกลุ่มที่ 6 ช่วง พ.ศ. 2561 และ พ.ศ. 2580



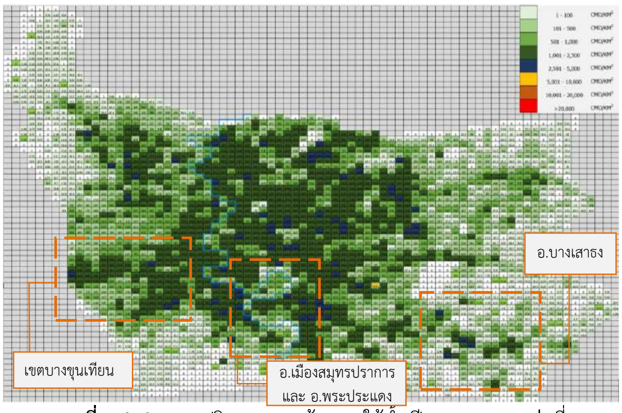
ภาพที่ 7 (ก.) แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ ปี พ.ศ. 2561



ภาพที่ 7 (ข.) แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ ปี พ.ศ. 2580 กลุ่มที่ 3



ภาพที่ 8 (ก.) แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ ปี พ.ศ. 2561



ภาพที่ 8 (ข.) แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ ปี พ.ศ. 2580 กลุ่มที่ 6

5. บทสรุป

จากการศึกษาเพื่อประเมินความต้องการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัย ซึ่งเป็นกลุ่มที่มีสัดส่วนการใช้น้ำสูงที่สุดของการประปานครหลวงซึ่งให้บริการครอบคลุมพื้นที่กรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ และนนทบุรี พบว่า มีความต้องการน้ำเฉลี่ย 125 - 263 ลิตรต่อคนต่อวัน ซึ่งเมื่อจำแนกพื้นที่ตามพฤติกรรมการใช้น้ำ สามารถจำแนกได้เป็น 6 กลุ่ม แต่ละกลุ่มมีความต้องการใช้น้ำแตกต่างกัน ดังนี้

กลุ่มที่ 1 พื้นที่เขตเมืองเก่าที่ยังคงสภาพเดิม มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ยต่ำสุด อยู่ที่ประมาณ 125 ลิตรต่อคนต่อวัน

กลุ่มที่ 2 พื้นที่ธุรกิจการค้า ครอบคลุมพื้นที่ใจกลางกรุงเทพมหานคร ลักษณะที่พักอาศัยส่วนใหญ่เป็นอสังหาริมทรัพย์แนวดิ่ง (คอนโดมิเนียม) มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ย อยู่ที่ประมาณ 198 ลิตรต่อคนต่อวัน

กลุ่มที่ 3 พื้นที่เขตที่พักอาศัยแนวราบขนาดเล็ก ครอบคลุมพื้นที่เขตคลองสามวา (กรุงเทพมหานคร) อำเภอบางใหญ่ (นนทบุรี) และอำเภอบางบัวทอง (นนทบุรี) มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ย อยู่ที่ประมาณ 228 ลิตรต่อคนต่อวัน และมีอัตราการเจริญเติบโตของกลุ่มผู้ใช้น้ำมากที่สุดจาก 202,922 ราย ในปี พ.ศ.2561 เพิ่มเป็น 308,177 ราย ในปี พ.ศ.2580 คิดเป็นอัตราเติบโต (CAGR) ประมาณร้อยละ 1.4 ต่อปี

กลุ่มที่ 4 พื้นที่เขตที่พักอาศัยแนวราบขนาดกลาง มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ย อยู่ที่ประมาณ 220 ลิตรต่อคนต่อวัน

กลุ่มที่ 5 พื้นที่เขตที่พักอาศัยแนวราบขนาดใหญ่ มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ยสูงสุด อยู่ที่ประมาณ 263 ลิตรต่อคนต่อวัน และ

กลุ่มที่ 6 พื้นที่พักอาศัยย่านอุตสาหกรรม มีความต้องการใช้น้ำเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 163 ลิตรต่อคนต่อวัน

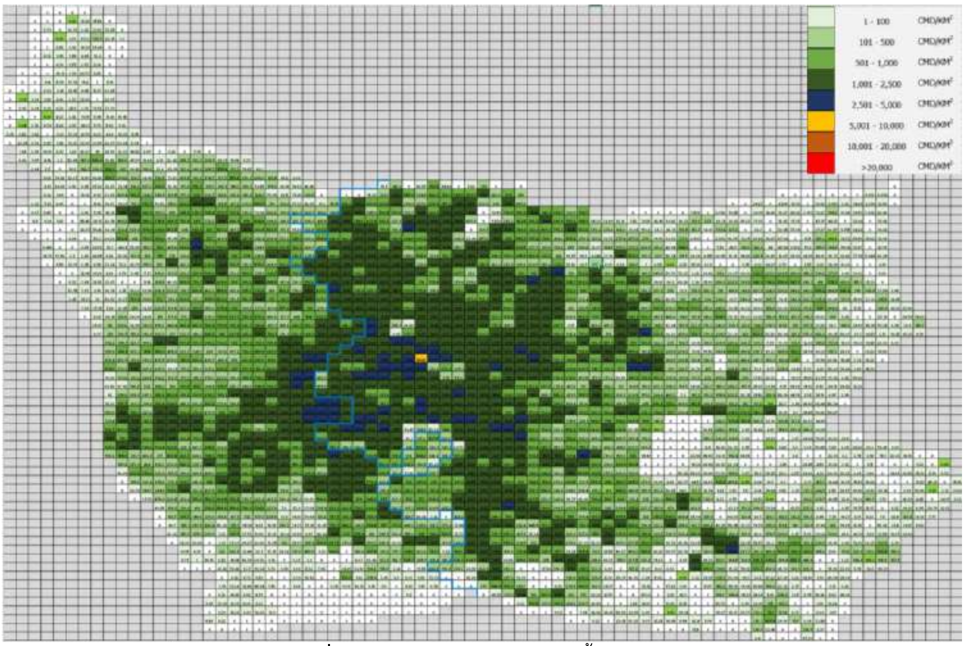
ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาแยกเป็นรายจังหวัด สามารถคาดการณ์ปริมาณความต้องการใช้น้ำในอนาคตรายจังหวัดได้ดังแสดงใน**ตารางที่ 6**

ตารางที่ 6 คาดการณ์ความต้องการใช้น้ำกลุ่มที่พักอาศัย

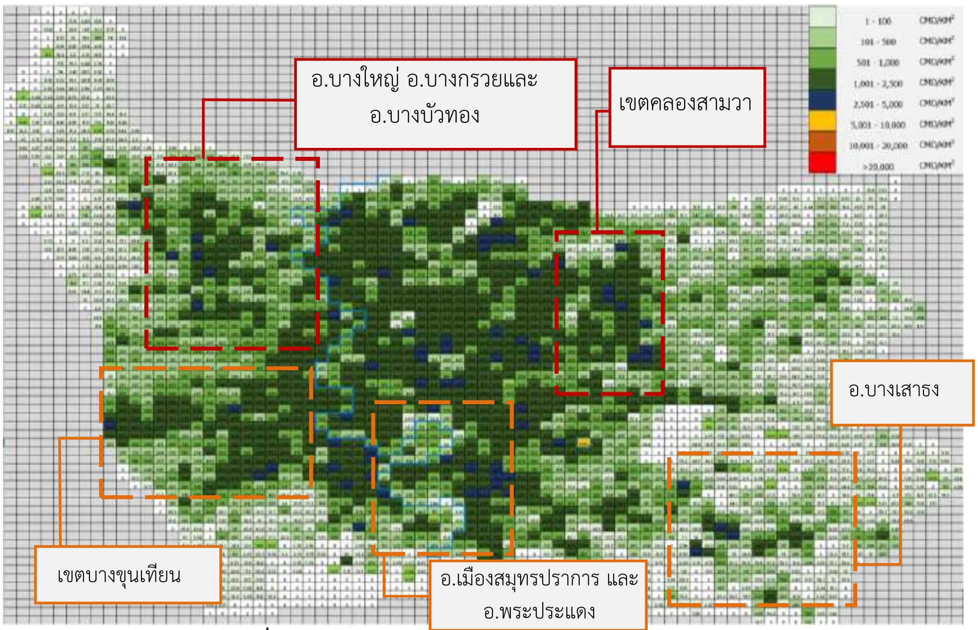
หน่วย : ล้านลูกบาศก์เมตร/ปี

ปี พ.ศ.	กรุงเทพมหานคร	สมุทรปราการ	นนทบุรี	รวม
2561	1.33	0.27	0.25	1.86
2565	1.39	0.31	0.27	1.97
2570	1.40	0.32	0.30	2.02
2575	1.42	0.35	0.32	2.09
2580	1.44	0.37	0.35	2.17

ภาพที่ 9 และ **ภาพที่ 10** แสดงการเจริญเติบโตของความต้องการใช้น้ำครอบคลุมพื้นที่รับผิดชอบของการประปานครหลวงทั้งหมด ในเชิงพื้นที่ย่อยขนาด 1 x 1 ตารางกิโลเมตร ปี พ.ศ. 2561 และ พ.ศ. 2580ตามลำดับ



ภาพที่ 9 แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ พ.ศ. 2561



ภาพที่ 10 แสดงปริมาณความต้องการใช้น้ำ พ.ศ. 2580 (ภาพรวม)

ซึ่งการวิเคราะห์รายพื้นที่ตาม**ภาพที่ 7 8 9** และ **10** แสดงให้เห็นถึงแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของความต้องการใช้น้ำเชิงพื้นที่ย่อย และทิศทางการขยายตัวของเมืองซึ่งสอดคล้องกับรูปแบบการพัฒนาของเมือง โดยพื้นที่ที่ความต้องการน้ำมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด ในเขตกรุงเทพมหานคร ได้แก่ พื้นที่เขตคลองสามวา ในเขตจังหวัดสมุทรปราการ ได้แก่ อำเภอพระประแดง และในเขตนนทบุรี ได้แก่ อำเภอบางใหญ่

ผลการศึกษาความต้องการใช้น้ำรายพื้นที่ ทั้งในปัจจุบันและอนาคตนี้ แตกต่างจากตัวเลขค่าเฉลี่ยความต้องการใช้น้ำ 250 ลิตรต่อคนต่อวัน ที่ กปน. ใช้ในการออกแบบและวางแผนมาตลอด เป็นตัวเลขที่สะท้อนให้เห็นถึงพฤติกรรมการใช้น้ำตามบริบทที่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงทางเศรษฐกิจ สังคม ที่เป็นปัจจุบันและต่อเนื่องถึงอนาคต ซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อการวางแผนเพื่อการบริหารจัดการ การปรับปรุงและการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานของ กปน. ทั้งในภาพรวมและเชิงพื้นที่ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ ผศ.ดร.สิตางศุ์ พิลัยหล้า อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ ที่ให้การสนับสนุนและให้คำปรึกษาตลอดการศึกษาวิจัย และ ขอขอบคุณการประปานครหลวงที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลเพื่อใช้ประกอบการศึกษาวิจัยในครั้งนี้ ทั้งนี้ การประปานครหลวงเป็นเพียงผู้ให้ข้อมูล หากงานศึกษาวิจัยครั้งนี้มีข้อผิดพลาดประการใดผู้วิจัยขอรับผิดชอบทุกประการ

เอกสารอ้างอิง

[1] Thai Dci. 1990. **MWA Master Plan 1990**

[2] กรมชลประทาน. 2558. **ความต้องการใช้น้ำกิจกรรมต่าง ๆ. คู่มือปฏิบัติการด้านจัดสรรน้ำ**

[3] การประปานครหลวง. 2555 2561. **รายงานประจำปี 2555 - 2561**

[4] กรมการปกครอง. 2555 - 2561. **ระบบสถิติทางการทะเบียน สำนักบริหารการทะเบียน กรมการปกครอง**

[5] เจริญ ภัสระ. 2550. **การผลิต จ่ายน้ำประปาสำหรับชุมชนเมืองหลวงในสองทศวรรษหน้า (พ.ศ.2551-2570)**. วิทยาลัยการทัพเรือ สถาบันวิชาการทหารเรือชั้นสูง

[6] ณิชา สุภาพิมพ์. 2555. **การพยากรณ์ความต้องการใช้น้ำเพื่อการอุปโภคบริโภคในอนาคตโดยใช้แบบจำลองอารีมาและแบบจำลองการ์ช**. สาขาเศรษฐศาสตร์ธุรกิจ คณะวิทยาการจัดการ มหาวิทยาลัยขอนแก่น

[7] มั่นสิน ตัณฑุลเวศม์. 2542. **วิศวกรรมการประปา เล่ม 1-2**. กรุงเทพฯ. คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

[8] ลักษมณ์ วศินพงศ์วณิช. 2542. **ศึกษาอุปสงค์น้ำประปา กรณีศึกษาการประปานครหลวง (กรุงเทพมหานคร นนทบุรี และสมุทรปราการ)**

การจำลองระบบล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิง ในพื้นที่เฝ้าระวัง สำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ การประปานครหลวง
Blow off Modeling in District Metering Area THUNGMAHAMEK Brunch Office

สกุณี พัฒนโภครัตนา[1,*] สุรชัย ลิปิวัฒนาการ[2] และ อดิชัย พรพรหมินทร์[3]

[1,2,3] สาขาวิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร
E-mail: [1]sakunee.pa@ku.th , [2]fengsuli@ku.ac.th, [3] fengacp@ku.ac.th

บทคัดย่อ

การประปานครหลวงได้กำหนดมาตรการในการล้างเส้นท่อในพื้นที่เฝ้าระวังอย่างน้อย 1 ครั้งต่อปี เพื่อแก้ไขปัญหาน้ำประปาขุ่นและค่าคลอรีนอิสระคงเหลือไม่ได้มาตรฐาน อย่างไรก็ตามยังไม่มีการศึกษาถึงขอบเขตเส้นท่อที่ถูกล้างและระยะเวลาในการเปิดหัวดับเพลิงที่เหมาะสม ดังนั้นการจำลองระบบการล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิง สามารถใช้ในการศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมทางด้านชลศาสตร์ของกระบวนการดังกล่าว

งานวิจัยนี้ได้ทำการจำลองระบบการล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิงในพื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05 ของสำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ ด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ EPANET โดยได้ทำการวัดแรงดันน้ำในพื้นที่เฝ้าระวังทั้งหมด 3 จุดเป็นระยะเวลา 5 วัน และเปิดน้ำล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิงเพื่อจำลองกระบวนการล้างเส้นท่อ ผลการจำลองระบบการล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิงสามารถแสดงขอบเขตอิทธิพลของการระบายน้ำล้างเส้นท่อที่มีผลกระทบต่อค่าแรงดันน้ำที่ลดลง และทำให้ทราบว่าระยะเวลาในการระบายน้ำล้างเส้นท่อไม่มีผลต่อค่าคลอรีนอิสระคงเหลือแต่เป็นการดึงน้ำใหม่เข้ามาในช่วงระยะเวลาหนึ่งเท่านั้น ปัจจัยที่สำคัญในการล้างเส้นท่อให้มีประสิทธิภาพ คือ ความเร็วการไหลในเส้นท่อต้องไม่น้อยกว่า 0.91 เมตร/วินาที ตามมาตรฐาน AWWA standard ANSI/AWWA C651-14 [1] ซึ่งผลการจำลองสามารถแสดงค่าความเร็วการไหลในระบบโครงข่ายท่อ ทำให้สามารถประเมินประสิทธิภาพของการล้างเส้นท่อได้ และสามารถนำแบบจำลองที่ได้ไปกำหนดแผนการระบายน้ำล้างเส้นท่อที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพ

คำสำคัญ: การล้างเส้นท่อ, โครงข่ายท่อ, น้ำประปา

Abstract

Metropolitan Waterworks Authority has a regulation to flush a district metering area at least once a year for solving turbidity and substandard chlorine concentration problems. However, there has been no study of the extent of the clean area and appropriate duration for flushing. Therefore, the modelling of flushing through a fire hydrant will enable us to understand the hydraulic nature of such process.

This research modelled a flushing process in a district metering area 05-05-05 in Thungmahamek branch office by using EPANET model. We measured pressure at three fire hydrants for 5 days and opened a fire hydrant to simulate a flushing process. The model results showed low pressure affected area from flushing and indicated that flushing duration did not affect chlorine concentration in a long run but rather temporarily induced a new water into the area. The essential factor in effective flushing is fluid velocity that must be higher than 0.91 meter/second according to AWWA standard ANSI/AWWA C651-14 [1] The modelling results showed velocities distribution in the pipe network which can help in assessment of flushing effectiveness. The model can be used for an efficient and appropriate flushing plan.

Keywords: flushing, pipe network, potable water

1. บทนำ

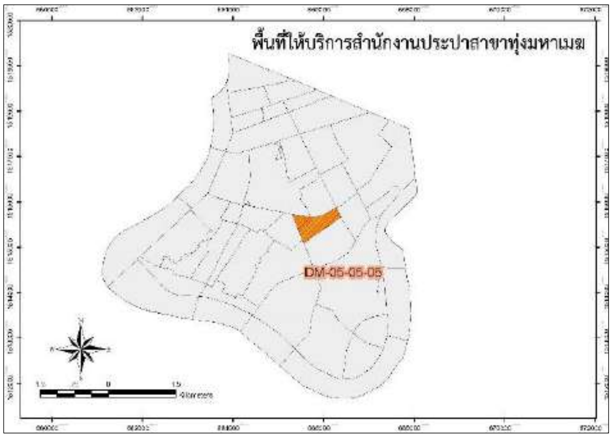
การประปานครหลวงเป็นหน่วยงานรัฐวิสาหกิจในสังกัดกระทรวงมหาดไทย จัดตั้งเมื่อวันที่ 16 สิงหาคม พ.ศ. 2510 มีความรับผิดชอบในการจัดหาน้ำเพื่อการอุปโภค บริโภค ในเขตกรุงเทพมหานคร สมุทรปราการ และนนทบุรี มีพื้นที่ความรับผิดชอบ 3,080 ตร.กม. ประกอบด้วยสำนักงานประปาสาขาทั้งหมด 18 แห่ง ได้แก่ สำนักงานประปาสาขามหาสวัสดิ์ สาขาสุวรรณภูมิ สาขาสุขสวัสดิ์ สาขาตากสิน สาขาทุ่งมหาเมฆ สาขาสุขุมวิท สาขานนทบุรี สาขาบางกอกน้อย สาขาบางเขน สาขาบางบัวทอง สาขาประชาชื่น สาขาพญาไท สาขาพระโขนง สาขาภาษีเจริญ สาขามีนบุรี สาขาแม้นศรี และสาขาลาดพร้าว

ในปัจจุบันมีความต้องการใช้น้ำของประชากรในปริมาณที่เพิ่มมากขึ้น ทำให้ระบบท่อประปาของการประปานครหลวงมีระบบที่ซับซ้อนมากขึ้น มีการวางท่อประปาและการตัดบรรจบท่อเดิมเกิดขึ้น ทำให้เกิดปัญหาข้อร้องเรียนจากประชาชนเรื่องน้ำประปาขุ่น การประปานครหลวงจึงได้กำหนดมาตรฐานการปฏิบัติงานสำหรับงานระบายน้ำล้างเส้นท่อประปาขึ้น โดยทุกสาขาต้องมีการระบายน้ำล้างเส้นท่อผ่านหัวดับเพลิง อย่างน้อยพื้นที่เฝ้าระวังละ 1 ครั้ง/ปี ไม่รวมงานระบายน้ำจากกิจกรรมต่างๆ เช่น งานตัดบรรจบ เป็นต้น การระบายน้ำล้างเส้นท่อทำขึ้นเพื่อให้ระบบท่อประปาของการประปานครหลวงสามารถจ่ายน้ำประปาได้อย่างสะอาด และปลอดภัย ตามแผนงานน้ำประปาปลอดภัยของการประปานครหลวง (Water safety plan) นอกจากนี้แล้วยังเป็นการเพิ่มระดับคลอรีนอิสระคงเหลือในเส้นท่ออีกด้วย

อย่างไรก็ตามปัจจุบัน การประปานครหลวงยังไม่มีการศึกษาและจำลองพฤติกรรมการไหลและแรงดัน ที่เกิดจากกระบวนการล้างเส้นท่อ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงเป็นการศึกษาพฤติกรรมการไหล แรงดัน และปริมาณสารคลอรีนอิสระคงเหลือในระบบท่อประปาให้ใกล้เคียงกับสภาพจริง โดยได้เลือกแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ EPANET Version 2.0 เข้ามาช่วยในการวิเคราะห์ เนื่องจากแบบจำลองมีความสามารถในการจำลองสภาพการไหลในระบบท่อ และสภาพการเคลื่อนที่ของสารคลอรีนอิสระคงเหลือในระบบท่อประปา ซึ่งอยู่ในสภาวะการไหลแบบเต็มท่อและแรงดัน โดยใช้โปรแกรม Arcview GIS Version 10.3 ในการนำข้อมูลจากระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์มาใช้งานร่วมกับ EPANET Version 2.0 ทำให้สามารถนำข้อมูลมาวิเคราะห์และแสดงผล ได้หลากหลายมากขึ้น โดยการจำลองระบบล้างเส้นท่อนั้นทำให้เราทราบถึงขอบเขตและอิทธิพลของกระบวนการล้างเส้นท่อว่าส่งผลต่อพื้นที่บริเวณใดอย่างไรบ้าง และยังสามารถนำแบบจำลองดังกล่าวไปใช้ประกอบในการวางแผนการระบายน้ำล้างเส้นท่ออีกด้วย

2. พื้นที่ศึกษา

สำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ มีพื้นที่รับผิดชอบทั้งสิ้น 32.8 ตารางกิโลเมตร ปัจจุบันมีจำนวนผู้ใช้น้ำรวมทั้งสิ้น 71,499 ราย โดยแยกเป็นผู้ใช้น้ำรายเล็ก 69,471 ราย ผู้ใช้น้ำรายใหญ่ 1,584 ราย และผู้ใช้น้ำราชการ 444 ราย ระบบท่อในพื้นที่สาขาทุ่งมหาเมฆประกอบด้วย ท่อประธาน 51 กม. ท่อจ่ายน้ำ 550 กม. ท่อบริการ 283 กม. พื้นที่การให้บริการของสาขาทิศเหนือจรดคลองผดุงกรุงเกษมถนนพระราม 4 ทิศใต้จรดแม่น้ำเจ้าพระยา ทิศตะวันออกจรดแม่น้ำเจ้าพระยา ทางรถไฟสายช่องนนทรี ทิศตะวันตกจรดแม่น้ำเจ้าพระยา

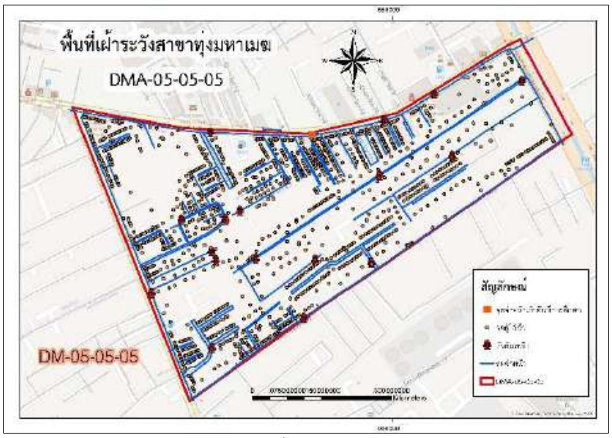


รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษาสำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ

งานวิจัยนี้ได้ทำการจำลองระบบโครงข่ายท่อประปาในพื้นที่เฝ้าระวังสำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ ซึ่งได้แก่พื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05 แสดงดังรูปที่ 2 ในปัจจุบันมีจำนวนผู้ใช้น้ำทั้งสิ้น 1,076 ราย ระบบท่อจ่ายน้ำในพื้นที่เฝ้าระวังดังกล่าวมีความยาว 11,280 เมตร รายละเอียดวัสดุ อายุท่อเฉลี่ย และความยาวรวมของท่อในพื้นที่เฝ้าระวัง แสดงไว้ในตารางที่ 1 มีหัวดับเพลิงจำนวน 17 ตัว จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ 1 จุด จากข้อมูลเดือนเมษายน 2563 พบว่ามีปริมาณน้ำเข้าในพื้นที่ 51,980.65 ลบ.ม. ปริมาณน้ำจำหน่าย 48,805 ลบ.ม. และน้ำสูญเสียร้อยละ 6.11

ตารางที่ 1 วัสดุ อายุท่อเฉลี่ย และความยาวรวมของท่อในพื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05

วัสดุ	อายุท่อเฉลี่ย (ปี)	ความยาวรวม (กิโลเมตร)
Asphalt Cement (AC)	33	0.56
Cast Iron (CI)	18	0.06
Polybutylene (PB)	21	0.2
Poly Vinyl Chlorine (PVC)	18	10.98
STSteel (ST)	27.5	0.05



รูปที่ 2 ขอบเขตพื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05

3. การทบทวนงานวิจัยและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

การประปานครหลวงได้นำมาตรฐาน AWWA C651 มาใช้เป็นมาตรฐานในการล้างทำความสะอาดฆ่าเชื้อโรคในระบบท่อประปา ซึ่งมาตรฐานฉบับนี้ไดอธิบายวิธีการในการฆาเชื้อโรคในทอประปาที่กอสรางวางทอใหม ทอประปาซึ่งอยูในแผนการซอมหรือแผนการบำรุงรักษาที่เกิดการปนเปอนขณะเคลื่อนยาย ทอประปาที่จำเป็นตองซอมฉุกเฉิน และทอประปาในสภาพปกติที่พบการปนเปอนของโคลิฟอรมแบคทีเรีย โดยในการล้างระบายเบื้องต้นตามมาตรฐาน ANSI/AWWA C651-14 [1] ฉบับล่าสุด ในการชะล้างเศษวัสดุต่างๆ ที่ติดอยู่ในเส้นท่อ ต้องมีความเร็วการไหลในเส้นท่อไม่น้อยกว่า 3 ฟุต/วินาที หรือ 0.91 เมตร/วินาที จากงานวิจัยศึกษาแบบจำลองความเสี่ยงของจุลินทรีย์ต่างๆ เพื่อใช้ในการประเมินผลกระทบของการชะล้างและฆ่าเชื้อโรคเพื่อลดความเสี่ยงในการปนเปื้อน [2] พบว่าต้องใช้ความเร็วในการล้างเส้นท่ออย่างน้อย 3 ฟุต/วินาที และฆ่าเชื้อโรคด้วยผลคูณของความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือกับระยะเวลาสัมผัส (CT) อย่างน้อย 100 มิลลิกรัมนาที/ลิตร ในการศึกษานี้จึงได้ทำการจำลองระบบระบายล้างเส้นท่อในพื้นที่เฝ้าระวัง (District Metering Area, DMA) ซึ่ง DMA เป็นการแบ่งระบบจ่ายน้ำออกเป็นพื้นที่ย่อยๆ แยกจากกันตามหลักชลศาสตร์และติดตั้งมาตรวัดปริมาณน้ำและแรงดันบริเวณจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้าระวัง เพื่อติดตามตรวจวัดอัตราการไหลและแรงดันบริเวณจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้าระวังอย่างต่อเนื่องทำให้ทราบถึงอัตราการเปลี่ยนแปลงของอัตราการไหลและแรงดัน และง่ายต่อการวิเคราะห์ในการจำลองระบบการระบายน้ำด้วยแบบจำลอง EPANET สามารถใช้ Emitter function จำลองได้ เนื่องจากมีสมการสอดคล้องกับสมการการไหลรั่ว โดยที่ Emitter คือฟังก์ชันที่สามารถใช้เพื่อจำลองการไหลผ่านระบบชลประทานหยดน้ำ ระบบสปริงเกอร์ระบบที่มีน้ำรั่ว และระบบอื่นๆที่อัตราการไหลแปรผันกับแรงดัน ซึ่งอัตราการไหลผ่านรูรั่วแปรผันกับแรงดันที่ตำแหน่งของรูนั้นๆ แสดงได้ดังสมการ (1)

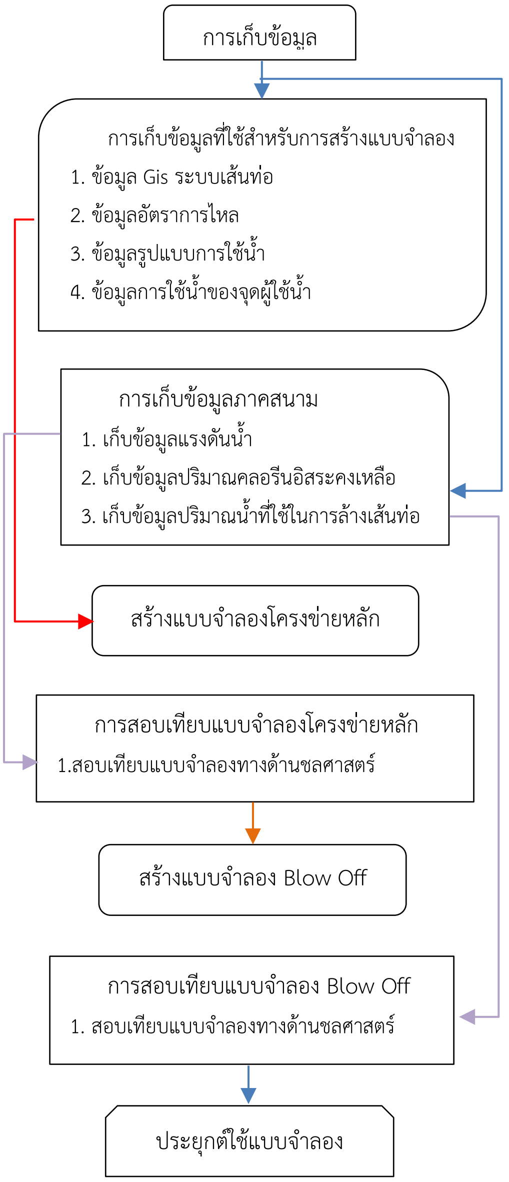
$$Q_l = CH^{N1} \qquad (1)$$

โดยที่ Q_l คือ อัตราการไหลรั่ว (ม.^{3}/วินาที), H คือ แรงดันน้ำ (ม.), C คือ สัมประสิทธิ์อัตราการไหลของ Emitter (Emitter Coefficient) และ N_1 คือ ค่ายกกำลังแรงดันของ Emitter (Emitter Exponent)

ในงานวิจัยนี้เลือกใช้ค่า Emitter Exponent เท่ากับ 0.5

4. ขั้นตอนและวิธีการ

ขั้นตอนและวิธีการจำลองระบบการล้างเส้นท่อ ผ่านหัวดับเพลิงในพื้นที่เฝ้าระวังสำนักงานประปาทุ่งมหาเมฆของการประปานครหลวง สามารถสรุปได้ดังรูปที่ 3 ซึ่งมีรายละเอียดต่าง ๆ ดังนี้

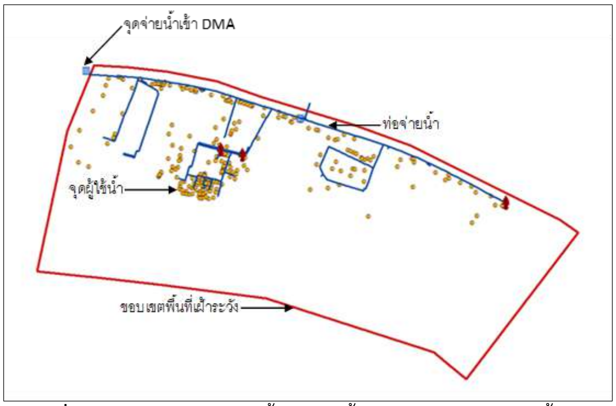


รูปที่ 3 ขั้นตอนการศึกษา

4.1 รวบรวมข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

รวบรวมข้อมูลประกอบด้วย

4.1.1 ข้อมูล GIS ประกอบด้วย โครงข่ายท่อจ่ายน้ำ จุดจ่ายน้ำเข้า หัวดับเพลิง จุดผู้ใช้น้ำและขอบเขตของ DMA แสดงดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 ข้อมูลโครงข่ายท่อจ่ายน้ำ จุดจ่ายน้ำเข้า หัวดับเพลิง จุดผู้ใช้น้ำและขอบเขต DMA

4.1.2 ข้อมูลปริมาณการใช้น้ำรายเดือนของผู้ใช้น้ำในพื้นที่เฝ้าระวัง จากระบบ CIS ของการประปานครหลวง

4.1.3 ข้อมูลอัตราการไหล (Q) และค่าแรงดัน (H) บริเวณจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้าระวัง (District Meter, DM) ซึ่งเป็นข้อมูลที่ได้รับจากเครื่องตรวจวัดอัตราการไหลและแรงดัน ที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้าระวัง ผ่านตู้รับส่งสัญญาณระยะไกล ข้อมูลที่ได้เป็นข้อมูลที่บันทึกทุกชั่วโมง โดยมีหน่วยเป็น ลูกบาศก์เมตรต่อชั่วโมงและเมตร ตามลำดับ แสดงดังตารางที่ 2

4.1.4 ข้อมูลอัตราการไหล (Q) ที่ใช้ในการระบายน้ำล้างเส้นท่อ ผ่านหัวดับเพลิง โดยทำการเก็บปริมาณน้ำที่ใช้ในการ Blow Off พร้อมจับเวลา

ตารางที่ 2 ข้อมูลอัตราการไหลและค่าแรงดันน้ำที่จุดน้ำจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เฝ้าระวัง

วันที่ 12-16 กันยายน 2562					
เวลา	อัตราการไหลเฉลี่ย	แรงดันเฉลี่ย	เวลา	อัตราการไหลเฉลี่ย	แรงดันเฉลี่ย
	(ลบ.ม./ชม.)	(เมตร)		(ลบ.ม./ชม.)	(เมตร)
0.00	64.50	1.96	12.00	123.36	3.83
1.00	62.55	2.10	13.00	116.35	3.91
2.00	64.31	2.20	14.00	115.61	3.99
3.00	64.08	2.31	15.00	118.97	3.96
4.00	89.68	3.05	16.00	125.24	4.01
5.00	139.51	4.87	17.00	150.56	4.69
6.00	165.74	4.81	18.00	151.05	4.76
7.00	164.54	4.69	19.00	149.23	4.66
8.00	162.98	4.80	20.00	150.39	4.64
9.00	159.85	4.87	21.00	150.09	4.83
10.00	137.95	3.89	22.00	123.93	4.10
11.00	126.25	3.71	23.00	98.36	3.25

ที่มา : การประปานครหลวง 2562

4.1.5 ข้อมูลแรงดันภายในพื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05 ได้ใช้ข้อมูลการตรวจวัดแรงดันภาคสนามบนหัวดับเพลิงที่กระจายอยู่ในพื้นที่เฝ้าระวัง จำนวน 3 จุด โดยทำการติดเครื่องวัดแรงดัน (Pressure Logger) ไว้ตลอด 24 ชั่วโมง เป็นระยะเวลา 5 วัน โดยทำการเก็บข้อมูลทุกๆ 1 นาที

4.1.6 ข้อมูลปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือ เป็นการเก็บข้อมูลภาคสนามปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือตัวแทนในพื้นที่เฝ้าระวัง โดยทำการเก็บตัวอย่างน้ำจากจุดที่ต่อโดยตรงจากท่อประปาและยังไม่เข้าถังพักน้ำของผู้ใช้น้ำจำนวน 1 จุด บริเวณหัวดับเพลิงที่ทำการล้างเส้นท่อ 1 จุด และจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ศึกษาจำนวน 1 จุด โดยทำการเก็บข้อมูลทุกๆ 30 นาที ตั้งแต่เวลา 08.00 น. – 17.00 น. และในช่วงเวลาการระบายน้ำล้างเส้นท่อจะทำการเก็บข้อมูลทุกๆ 5 นาที ตั้งแต่เวลา 12.45 น. – 14.10 น.

4.2 กระบวนการล้างเส้นท่อ (Blow Off)

4.2.1 เลือกหัวดับเพลิงที่เหมาะสมสำหรับการล้างเส้นท่อ โดยเลือกจากหัวดับเพลิงที่อยู่บริเวณปลาย (Dead End)

4.2.2 ทำการต่อสายยางจากหัวดับเพลิงเพื่อระบายน้ำทิ้ง หลังจากนั้นทำการเปิดหัวดับเพลิง โดยระยะเวลาในการล้างเส้นท่อขึ้นอยู่กับค่าความขุ่นและปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือ โดยค่าความขุ่นต้องไม่เกิน 1 เอ็นทียู และปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือไม่ต่ำกว่า 0.2 มิลลิกรัม/ลิตร

4.2.3 เก็บปริมาณน้ำที่ได้จากการระบายล้าง พร้อมทั้งจับเวลาในการระบายน้ำ เพื่อนำข้อมูลส่วนนี้ไปใช้ในการสอบเทียบแบบจำลอง

4.3 การสร้างแบบจำลอง

การขึ้นแบบจำลองโครงข่ายระบบท่อจ่ายน้ำประปาในการศึกษานี้มีขั้นตอน ดังต่อไปนี้

4.3.1 ใช้โปรแกรม shp2epa เพื่อทำการแปลงไฟล์ GIS ของโครงข่ายท่อจ่ายน้ำและจุดผู้ใช้น้ำเป็นไฟล์นามสกุล .inp

4.3.2 นำเข้าไฟล์นามสกุล .inp จากข้อ 4.3.1 ในโปรแกรม Microsoft office excel ที่มีการพัฒนา Macro เพื่อทำการขึ้นโครงข่ายระบบท่อจ่ายน้ำประปา

4.3.3 นำไฟล์โครงข่ายระบบท่อจ่ายน้ำจากข้อ 4.3.2 มาเปิดด้วยโปรแกรม EPANET และทำการทดลองรันโปรแกรมเพื่อแก้ไขโครงข่ายระบบท่อจ่ายน้ำประปาบางส่วนที่มีปัญหาเรื่องการเชื่อมต่อ จนสามารถรันโปรแกรมได้

4.4 การสอบเทียบแบบจำลองชลศาสตร์ของโครงข่ายหลัก

เมื่อขึ้นแบบจำลองเรียบร้อยแล้วจึงทำการสอบเทียบแบบจำลองทางด้านชลศาสตร์ โดยใช้ข้อมูลปริมาณน้ำขายและข้อมูลแรงดันของเดือนกันยายน 2562 โดยมีขั้นตอนการสอบเทียบดังนี้

4.4.1 ป้อนค่าปริมาณการใช้น้ำของผู้ใช้น้ำเข้าไปในแบบจำลอง ส่วนปริมาณน้ำสูญเสีย ถูกนำเข้าโดยใช้ Emitter function ดังแสดงในสมการ(1) โดยใช้ค่า Emitter exponent (N_1) เท่ากับ 0.5 และทำการปรับแก้ค่า Emitter coefficient (C) เพื่อทำให้ปริมาณน้ำเข้ารวมเท่ากับ

ค่าที่วัดได้ที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ โดยสมมุติให้ค่า C ในแบบจำลองเท่ากันทุก node ของแบบจำลอง

4.4.2 สอบเทียบแรงดันน้ำในพื้นที่ศึกษา

โดยทำการปรับแก้สัมประสิทธิ์ความขรุขระท่อ (C_{HW}) เพื่อให้แรงดันในแบบจำลองสอดคล้องกับแรงดันที่วัดได้จริงในสนามที่กระจายอยู่ในพื้นที่จำนวน 3 จุด

4.5 การสอบเทียบแบบจำลองการล้างเส้นท่อ

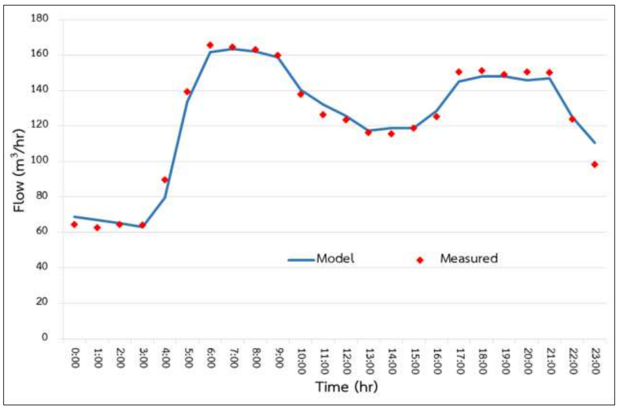
เมื่อทำการสอบเทียบแบบจำลองหลักเป็นที่เรียบร้อยแล้ว นำแบบจำลองในข้อ 4.4 มาสร้างแบบจำลองการล้างเส้นท่อและทำการสอบเทียบแบบจำลองโดยใช้ปริมาณน้ำ (Q) ที่เก็บได้ตอนระบายล้างเส้นท่อ ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

4.5.1 นำแบบจำลองโครงข่ายหลักในข้อ 4.4 ที่ผ่านการสอบเทียบเรียบร้อยแล้ว มาทำการจำลองระบบการระบายน้ำล้างเส้นท่อ โดยใช้วาล์วแทนจุด Blow และคำสั่ง simple control ในการควบคุมการเปิด - ปิด และทำการปรับแก้ค่า Emitter coefficient (C) ที่จุด Blow ให้ได้ปริมาณน้ำรั่วมีค่าเท่ากับปริมาณน้ำที่เก็บได้จากการระบายล้างเส้นท่อ

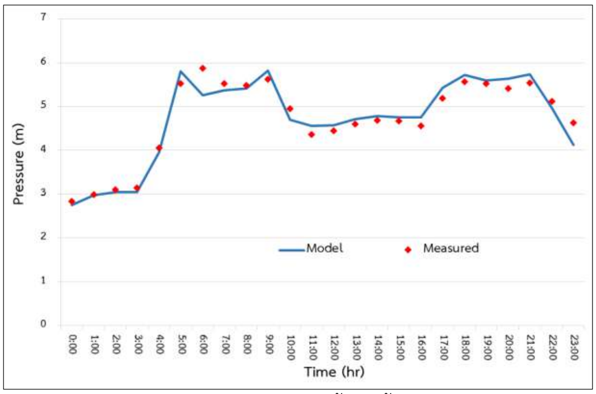
5. ผลการศึกษา

5.1 ผลการสอบเทียบแบบจำลองชลศาสตร์

ผลจากการสอบเทียบแบบจำลองได้ค่า C เท่ากับ 0.006719 ม.^{2}/ชม. ที่ทำให้ค่าปริมาณน้ำที่เข้าพื้นที่ศึกษาในแบบจำลองใกล้เคียงค่าจริงมากที่สุดดังรูปที่ 5 โดยมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (r) ของอัตราการไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ศึกษาระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัดเท่ากับ 0.9921 ส่วนการสอบเทียบแรงดันน้ำในพื้นที่ศึกษาได้ค่า r เฉลี่ย 3 จุด เท่ากับ 0.9723 แสดงตัวอย่างที่จุดวัดแรงดันที่ 1 ดังรูปที่ 5 และได้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระท่อเฉลี่ยเท่ากับ 117.66 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองที่ปรับแก้มีความสอดคล้องกับพื้นที่จริง



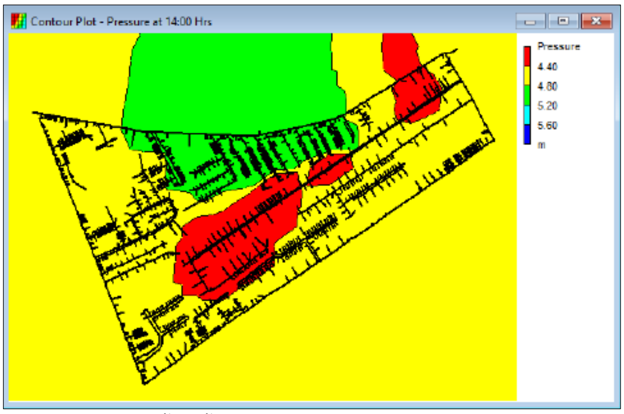
รูปที่ 5 กราฟการเปรียบเทียบอัตราการไหลที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัด



รูปที่ 6 กราฟการเปรียบเทียบแรงดันที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัด

5.2 ผลกระทบทางด้านแรงดันน้ำ

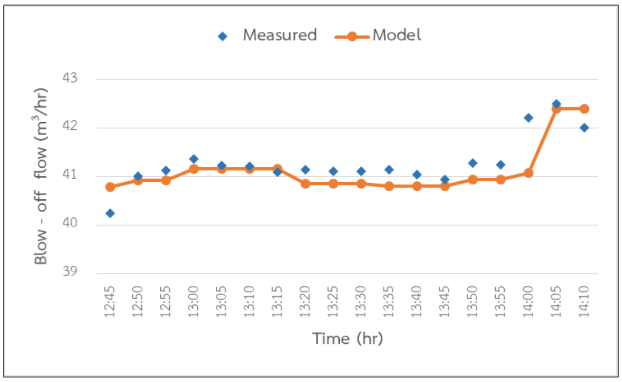
ผลกระทบทางด้านแรงดันน้ำของกระบวนการล้างเส้นท่อต่อพื้นที่ข้างเคียงในพื้นที่เฝ้าระวัง ที่ศึกษาแสดงดังรูปที่ 7 พบว่ากระบวนการดังกล่าวส่งผลกระทบต่อค่าแรงดันในพื้นที่เฝ้าระวังที่ทำการศึกษา ในบางพื้นที่มีค่าแรงดันน้ำลดลงจาก 6 เมตร เป็น 5 เมตรและ 4 เมตร



รูปที่ 7 แรงดันน้ำในพื้นที่เฝ้าระวัง 05-05-05 ช่วงเวลา 14.00 น. ขณะมีกระบวนการล้างเส้นท่อ

5.3 ผลการสอบเทียบแบบจำลองการล้างเส้นท่อ

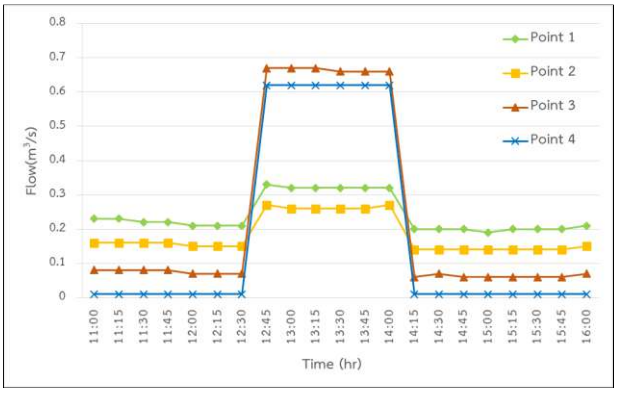
ผลการสอบเทียบแบบจำลองการระบายน้ำล้างเส้นท่อได้ค่า Emitter coefficient (C) ที่จุดระบาย เท่ากับ 53 ทำให้ปริมาณน้ำจากการระบายน้ำล้างเส้นท่อในแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงกับค่าจริงดังรูปที่ 8 โดยมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (r) ของน้ำที่ระบายออกผ่านหัวดับเพลิงที่ศึกษาระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัดเท่ากับ 0.6965 และมีค่า Root Mean Square Error เท่ากับ 0.3747 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองที่มีการปรับแก้มีความสอดคล้องกับพื้นที่จริง



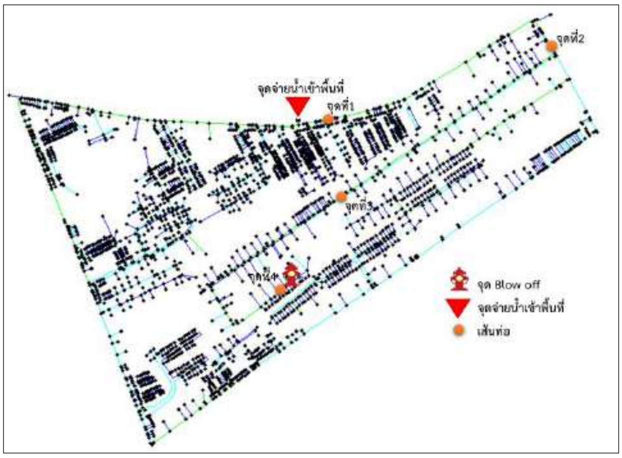
รูปที่ 8 กราฟการเปรียบเทียบปริมาณน้ำที่ใช้ในกระบวนการล้างเส้นท่อ ระหว่างแบบจำลองกับจุดตรวจวัด

5.4 ความเร็วการไหลและทิศทางการไหล

จากรูปที่ 9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วการไหลในเส้นท่อในพื้นที่เฝ้าระวังในขณะที่เกิดกระบวนการล้างเส้นท่อในช่วงเวลา 12.45 น. ถึง 14.10 น. จำนวน 4 จุด แสดงในรูปที่ 10 โดยจุดที่ 1 คือบริเวณใกล้กับจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ และจุดที่ 4 คือบริเวณใกล้กับจุดที่มีการระบายน้ำล้างเส้นท่อ ความเร็วการไหลสูงสุดที่เกิดขึ้นมีค่าประมาณ 0.28 – 0.68 เมตร/วินาที



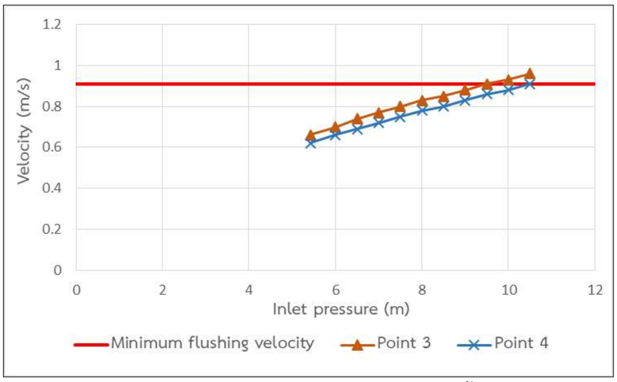
รูปที่ 9 ความเร็วการไหลในเส้นท่อขณะเกิดกระบวนการล้างเส้นท่อ 4 เส้นท่อ



รูปที่ 10 ตำแหน่งตรวจวัดภายในพื้นที่

5.5 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง

นำแบบจำลองในข้อ 5.3 มาวิเคราะห์ต่อโดยการเพิ่มแรงดันทางด้านจุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่เพื่อหาค่าความดันน้อยสุดที่ทำให้เกิดความเร็วการไหลในเส้นท่อมีค่าไม่น้อยกว่า 0.91 เมตร/วินาที ดังรูปที่ 11 จะเห็นได้ว่าแรงดันน้ำน้อยสุดที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 10.5 เมตร



รูปที่ 11 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงดันที่จุดจ่ายน้ำเข้า และความเร็วการไหลในเส้นท่อที่จุดตรวจวัด 3 และ 4

6. สรุป

จากการวิเคราะห์แบบจำลองระบบท่อจ่ายน้ำประปาโดยใช้โปรแกรม EPANET ผลการวิเคราะห์พบว่าในการจำลองทางด้านชลศาสตร์ ผลการสอบเทียบสมดุลน้ำได้ค่าสัมประสิทธิ์ Emitter coefficient (C) เท่ากับ 0.006719 ม.^{2}/ชม. ซึ่งเป็นตัวแทนการจำลองน้ำสูญเสีย และการสอบเทียบแรงดันได้สัมประสิทธิ์ความขรุขระท่อฮาเซน-วิลเลียม (C_{HW}) เฉลี่ยเท่ากับ 117.66 จากการวิเคราะห์แบบจำลองการล้างเส้นท่อนั้นทำให้ทราบถึงทิศทางการดึงน้ำและผลกระทบต่อแรงดัน ซึ่งผลปรากฏว่ากระบวนการล้างเส้นท่อส่งผลกระทบต่อแรงดันในพื้นที่เฝ้าระวังที่ทำการศึกษาเพียง 1-2 เมตรเท่านั้น แต่ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อแรงดันโดยตรงคือ แรงดัน ณ จุดจ่ายน้ำเข้า และการวิเคราะห์ความเร็วการไหลในเส้นท่อขณะเกิดกระบวนการล้างเส้นท่อพบว่า มีค่าอยู่ที่ 0.28 – 0.68 เมตร/วินาที จากมาตรฐานของ ANSI/AWWA C651-14 [1] และงานวิจัยของ Yang 2015 [2] พบว่าความเร็วการไหลที่เพียงพอต่อการชะล้างสิ่งสกปรกและเชื้อโรคต่างๆ ที่ติดอยู่ที่ผิวท่อนั้นต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 3 ฟุต/วินาที หรือ 0.91 เมตร/วินาที จะเห็นได้ว่าในการระบายน้ำล้างเส้นท่อในครั้งนี้ ไม่สามารถทำความสะอาดผิวท่อได้จริงเป็นเพียงการระบายน้ำเก่าที่มีอายุน้ำมาก และดึงน้ำใหม่เข้าสู่ระบบเท่านั้น แต่หากต้องการให้การล้างเส้นท่อในครั้งนี้มีประสิทธิผลและสูญเสียน้ำขายโดยสูญเปล่าต้องเลือกช่วงเวลาหรือเพิ่มแรงดันที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่อย่างน้อย 10.5 เมตร เพื่อทำให้เกิดความเร็วการไหลเพียงพอต่อการระบายน้ำล้างเส้นท่อ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ รศ.สุรชัย ลิปิวัฒนาการ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ให้การสนับสนุน และให้คำปรึกษาตลอดการศึกษาวิจัย ขอขอบพระคุณการประปานครหลวงในความอนุเคราะห์ให้ข้อมูลต่างๆ ในงานวิจัย และขอขอบพระคุณส่วนปฏิบัติการลดน้ำสูญเสีย (สปน.) สำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ การประปานครหลวง ที่ให้ความช่วยเหลือในการเก็บข้อมูลและลงพื้นที่ภาคสนาม

เอกสารอ้างอิง

[1] American Water Works Association. (2014). Disinfection Water Mains
[2] Jian Yang., Orren D ., Patrick K. and Mark W. (2015). Microbial Risk Modeling For Main Breaks. American Water Works Association 2015
[3] การประปานครหลวง. (2562ก). ข้อมูลอัตราการไหลและค่าแรงดันน้ำ. (Microsoft office excel). สำนักงานประปาสาขาทุ่งมหาเมฆ การประปานครหลวง. กรุงเทพฯ
[4] การประปานครหลวง. (2562ข). คู่มือปฏิบัติงาน การ Flushing เพื่อให้เกิดสุขอนามัย. คณะทำงานแผนน้ำประปาปลอดภัย ด้านบริการผู้ใช้น้ำ การประปานครหลวง. กรุงเทพฯ
[5] ศุภรักษ์ แก้วแสง. (2557). การจำลองคุณภาพน้ำของระบบโครงข่ายท่อประปาด้วยแบบจำลอง EPANET, วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

การติดตามและวิเคราะห์ความเค็มรุกตัวด้วยระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ในช่วงพายุโซนร้อนปาปึก 2562

Monitor and Analyzing Salinity intrusion using Salinity Intrusion Forecast System in the Chao Phraya River During Tropical Pabuk 2019

ธีรพล เจริญสุข[1,*] คชาภรณ์ เจตนาวณิชย์[2] วาทิน ธนาธารพร[3] และ ปิยมาลย์ ศรีสมพร[4]

[1,2,3,4] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) เลขที่ 901 ถนนงามวงศ์วาน แขวงลาดยาว เขตจตุจักร กรุงเทพฯ

**; E-mail address:Theerapol.c@hii.or.th*

บทคัดย่อ

ในปี พ.ศ. 2562 ที่ผ่านมาประเทศไทยได้เผชิญพายุโซนร้อนปาบึก ที่มีความรุนแรงในรอบ 2 ทศวรรษหลังจากพายุไต้ฝุ่นลินดาในปี พ.ศ. 2540 โดยพายุโซนร้อนปาบึกได้เคลื่อนตัวขึ้นฝั่ง บริเวณอำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช สร้างความเสียหายต่อพื้นที่ภาคใต้ของประเทศไทยเป็นอย่างมาก แต่ในขณะเดียวกันอิทธิพลของพายุโซนร้อนปาบึกได้ส่งผลกระทบเป็นวงกว้าง ปากแม่น้ำเจ้าพระยาเป็นอีกสถานที่ได้รับอิทธิพลของคลื่นลมจากพายุโซนร้อนปาบึกส่งผลให้ระดับน้ำทะเลสูงขึ้น ทำให้ความเค็มจากน้ำทะเลรุกตัวเข้าสู่บริเวณสถานีสูบน้ำผลิตน้ำประปาของการประปานครหลวง สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ได้ติดตามสถานการณ์ความเค็มรุกตัวด้วยระบบติดตามและคาดการณ์ความเค็มรุกตัว 7 วันล่วงหน้าในแม่น้ำเจ้าพระยา ร่วมกับระบบคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งและเตือนภัยล่วงหน้าในอ่าวไทย (Storm Surge Forecasting and Early Warning System in The Gulf of Thailand) ผลการคาดการณ์ความเค็มรุกตัวช่วงปาบึกล่วงหน้า 1 วัน 2 วัน 3 วัน มีความถูกต้องอยู่ที่ 68% 55% และ 50% ผลการคาดการณ์ความเค็มรุกตัวอยู่ในเกณฑ์ยอมรับได้ อย่างไรก็ตามระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวแม่น้ำเจ้าพระยาเป็นสิ่งที่ท้าทายอย่างมาก ด้วยเนื่องจากการบริหารจัดการน้ำที่เปลี่ยนแปลง อีกทั้งความไม่แน่นอนของผลการคาดการณ์อากาศและคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งล้วนแล้วมีผลกระทบต่อระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัว

คำสำคัญ: ความเค็มรุกตัว, พายุโซนร้อนปาบึก, ระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัว, แม่น้ำเจ้าพระยา

Abstract

In 2019s, Thailand has encountered Tropical Storm Pabuk. Tropical Storm Pabuk is the latest severe storm in the past two decades since Typhoon Linda in 1997. On the afternoon of 4 January 2019, the storm overcame the Pak Phanang district of Nakhon Si Thammarat, which affected the southern region of Thailand. It brought heavy rains and storm surges causing widespread along gulf of Thailand. Chao Phraya River Mouth is another place that has been influenced by the wind waves from the tropical storm Pabuk resulting in rising sea levels. In the Chao Phraya River, seawater salinity intrusion hits near the Metropolitan Waterworks Authority (MWA) pumping station, which provides fresh water for water supply. Hydro-Informatics Institute (HII) monitored salinity intrusion situation by 7 -day salinity intrusion forecasting system in Chao Phraya River and Storm Surge Forecasting and Early Warning System in the Gulf of Thailand. The accuracy of salinity forecasting 1 day, 2 days and 3 days are 68% 55% 50%, which is still acceptable. However, the salinity intrusion forecasting system in the Chao Phraya River is very challenging. Due to the changing water management, the uncertainty of weather forecasts and storm surge forecasting have an impact on the salinity intrusion forecasting.

Keywords: Salinity intrusion, Tropical Storm Pabuk, Salinity Intrusion Forecast System, Chao Phraya river

1. บทนำ

พายุฝนหรือพายุต่าง ๆ โดยนิยามของของพายุ หมายถึง ปริมาณฝนตกหนัก ส่งผลกระทบให้เกิดน้ำท่วม น้ำป่าไหลหลาก ดินโคลนถล่มและคลื่นซัดฝั่งสร้างความเสียหายแก่ประชาชนเป็นอย่างมาก ตัวอย่างเช่น พายุโซนร้อนปาบึกส่งผลกระทบทำให้ปริมาณฝนตกหนักถึง 253 มม. ที่จังหวัดนครศรีธรรมราช ทำให้เกิดน้ำป่าไหลหลากเข้าท่วมพื้นที่ 5 จังหวัด ได้แก่ นครศรีธรรมราช สุราษฎร์ธานี ชุมพรและตรัง พายุโซนร้อนนี้ส่งผลทำให้ระดับน้ำทะเลหนุนสูงและคลื่นซัดฝั่งที่บริเวณอำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช แต่ในขณะเดียวกันอิทธิพลของพายุโซนร้อนปาบึกยังผลให้เกิดระดับน้ำทะเลในหนุนสูงบริเวณอ่าวไทย มีผลต่อเนื่องให้เกิด

ความเค็มรุกตัวจากปากแม่น้ำเจ้าพระยาเข้าสู่สถานีสูบน้ำผลิตน้ำประปาของการประปานครหลวง

บทความนี้นำเสนอการพัฒนาระบบติดตามและคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา เพื่อใช้เป็นระบบปฏิบัติการจำลองความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยาครอบคลุมทุกน้ำขึ้นน้ำลง และคลื่นซัดฝั่ง เพื่อนำไปใช้ในการติดตามสถานการณ์และวิเคราะห์การคาดการณ์ที่เกิดขึ้นในช่วงพายุโซนร้อนปาบึก ซึ่งข้อมูลจากระบบคาดการณ์นำไปใช้สนับสนุนภารกิจของรัฐบาลในการแจ้งเตือนภัยในการผลิตน้ำประปา

2. ระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา

ระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ประกอบด้วยแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (MIKE11-HD, Hydrodynamic Model) ทำหน้าที่จำลองการไหลในลำน้ำ 1 มิติ คำนวณอัตราการไหลและระดับน้ำ แบบจำลองการพัดพาและการแพร่กระจาย (MIKE11-AD, Advection-Dispersion Model) **[4]** ทำหน้าที่จำลองการเคลื่อนที่ของมวลสารในลำน้ำ 1 มิติ โดยมี 2 ลักษณะ คือ การพัดพา (Advective Transport) เป็นการกระบวนการเคลื่อนย้ายของมวลสารจากที่หนึ่ง โดยอิทธิพลการไหล และการแพร่กระจาย (Dispersion Transport) เป็นการเคลื่อนที่ของมวลสารในลักษณะฟุ้งกระจายทุกทิศทุกทาง เมื่อรวมกับการเคลื่อนที่ของทิศทางการไหลของน้ำจะเกิดกระบวนการแพร่กระจาย ในทิศทางการไหลของน้ำ

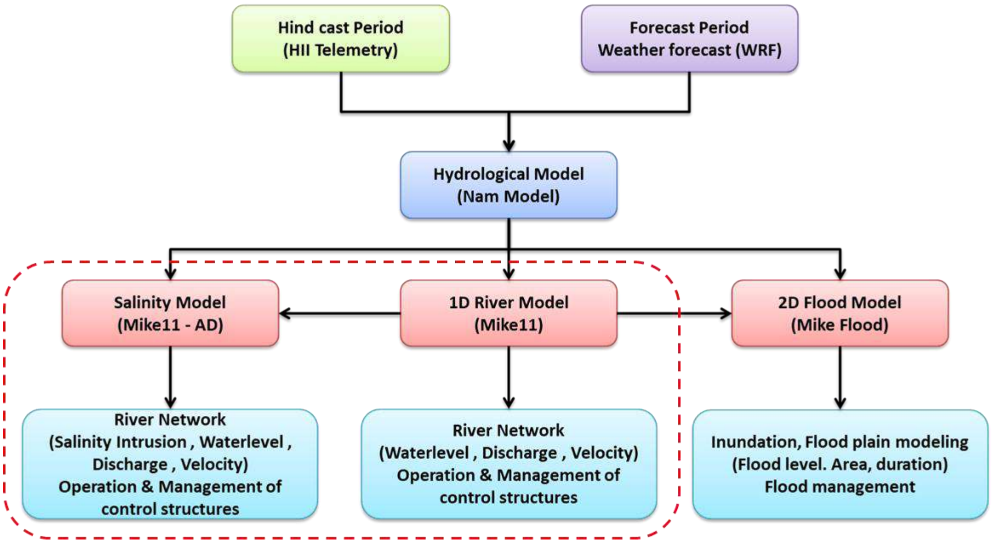
2.1 โครงสร้างระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา

โครงสร้างระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ประกอบไปด้วย 4 ส่วนหลัก คือ 1. แบบจำลองการคาดการณ์ฝน (Rainfall Forecast Model) 2. แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff Model) 3. แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (River Model) 4. แบบจำลองการพัดพาและการแพร่กระจาย (Advection-Dispersion Model) ดัง**รูปที่ 1**

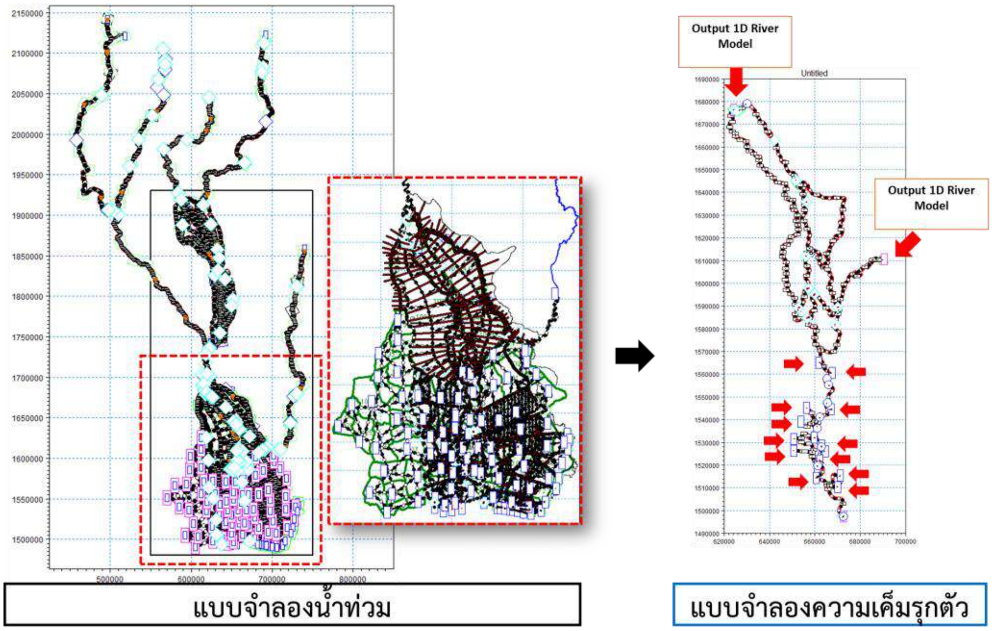
ขั้นตอนการทำงานของระบบคาดการณ์เค็มรุกตัว จะอยู่ภายใต้ระบบสนับสนุนการตัดสินใจ (Decision Support System, DSS) **[2-3]** โดยแบบจำลองทั้งหมดจะถูกเชื่อมโยงเข้ากับฐานข้อมูลและข้อมูลตรวจวัดอัตโนมัติแบบ real time ด้วยโปรแกรม MIKE CUSTOMISED บนคอมพิวเตอร์โครงข่ายแบบ Client-server ภายใต้ DSS environment โดยจะมีส่วนเพิ่มเติม คือ ระบบแบบจำลองความเค็มรุกตัว จะนำผลการคำนวณปริมาณน้ำท่า ปริมาณการระบายน้ำและระดับน้ำจากแบบจำลองคาการณ์น้ำท่วมลุ่มน้ำเจ้าพระยา เป็นข้อมูลนำเข้าสู่การจำลองความเค็มรุกตัวต่อไป และดัง**รูปที่ 2** และนำค่าพารามิเตอร์จากการศึกษาผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลต่อการจัดการทรัพยากรน้ำและการเกษตรของแม่น้ำเจ้าพระยา **[4]** มาปรับปรุงและพัฒนาต่อยอดให้เหมาะสมกับระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา

2.2 ขอบเขตแบบจำลองความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา

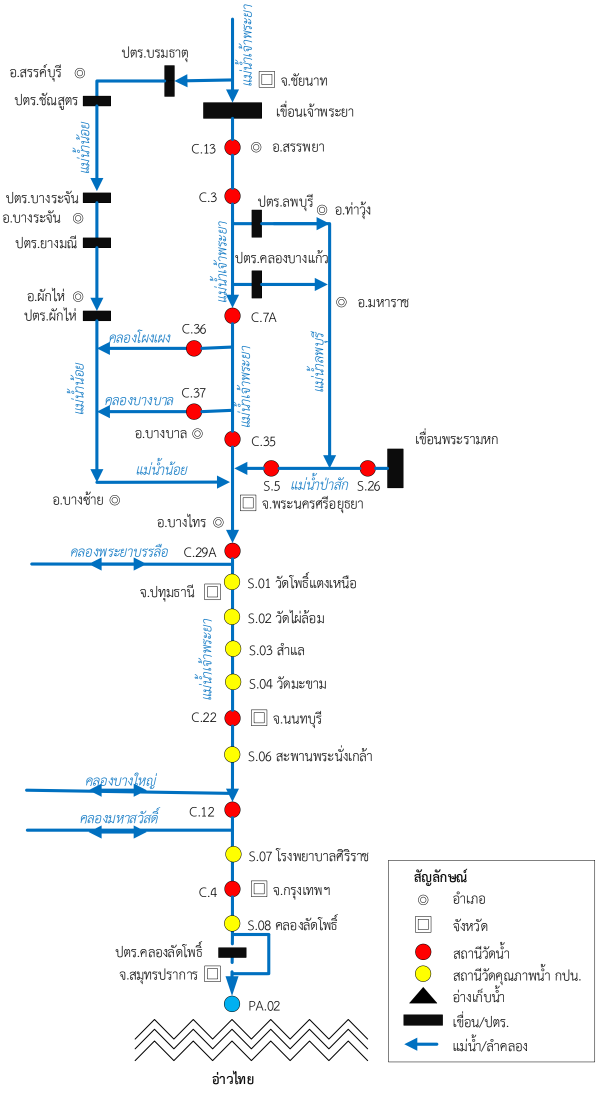
ขอบเขตแบบจำลองความเค็มรุกตัวได้กำหนดครอบคลุมแม่น้ำเจ้าพระยาตั้งแต่เขื่อนเจ้าพระยาถึงปากแม่น้ำเจ้าพระยา แม่น้ำป่าสักตั้งแต่เขื่อนพระรามหกบรรจบแม่น้ำเจ้าพระยา แม่น้ำน้อยตั้งแต่ประตูระบายน้ำบรมธาตุบรรจบแม่น้ำเจ้าพระยา ขอบเขตด้านข้างใช้ข้อมูลการระบายน้ำตามประตูระบายน้ำต่าง ๆ และขอบเขตท้ายน้ำใช้ระดับน้ำทะเลคาดการณ์ด้วยวิธี Harmonic Analysis ดัง**รูปที่ 3**



รูปที่ 1 โครงสร้างระบบคาดการณ์แบบจำลอง



รูปที่ 2 ขอบเขตแบบจำลองความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา



รูปที่ 3 ขอบเขตแบบจำลองความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา

2.3 ระบบการแสดงผล

ระบบการแสดงผล (Broadcasting) เป็นการนำเสนอข้อมูลจากการตรวจวัดจริง และข้อมูลที่ได้จากการวิเคราะห์และคาดการณ์จากแบบจำลองความเค็มรุกตัว โดยการจัดเตรียมรูปแบบการนำเสนอจะทำงานบนระบบ Dashboard ซึ่งสามารถเลือกข้อมูลที่จะนำเสนอและกำหนดรูปแบบการแสดงผลในรูปแบบของ web-based เพื่อให้สะดวกต่อการติดตามสถานการณ์ ซึ่งการทำงานทั้งหมดรวมถึงการอัพเดทข้อมูลตรวจวัดต่าง ๆ จะถูกตั้งโปรแกรมแบบอัตโนมัติ ทำให้การนำเสนอข้อมูลมีความรวดเร็ว ทันต่อสถานการณ์

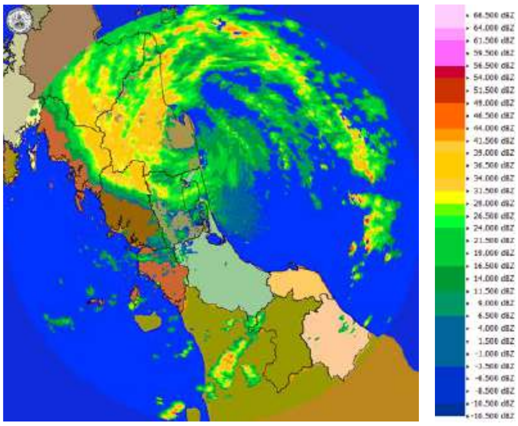
รูปที่ 4 การนำเสนอผ่านเว็บไซต์ด้วยระบบ Dashboard

3. การติดตามและคาดการณ์สถานการณ์ ในช่วงพายุโซนร้อนปาบึก

พายุโซนร้อน “ปาบึก” (PABUK) ก่อตัวขึ้นจากหย่อมความกดอากาศต่ำบริเวณทะเลจีนใต้ตอนล่าง เมื่อวันที่ 31 ธันวาคม 2561 และมีทิศทางการเคลื่อนตัวมาทางทิศตะวันตกมุ่งเข้าสู่อ่าวไทยตอนล่าง โดยอิทธิพลของพายุเริ่มส่งผลทำให้เกิดฝนตกเพิ่มขึ้นบริเวณภาคใต้ตอนล่างตั้งแต่วันที่ 2 มกราคม 2562 และได้เคลื่อนขึ้นฝั่ง ดัง**รูปที่ 5** ในขณะที่ความแรงของพายุอยู่ในระดับพายุโซนร้อน ในช่วงเที่ยงของวันที่ 4 มกราคม 2562 ดัง **รูปที่ 6** และต่อมาได้เคลื่อนตัวเข้าปกคลุมบริเวณจังหวัดพังงาพร้อมกับลดกำลังลงเป็นพายุดีเปรสชันในช่วงเช้าของวันที่ 5 มกราคม 2562 ก่อนที่จะเคลื่อนตัวลงทะเลอันดามันไปในวันเดียวกัน

ที่มา : https://en.wikipedia.org/wiki/2019_Pacific_typhoon_season

รูปที่ 5 เส้นทางพายุปาบึก



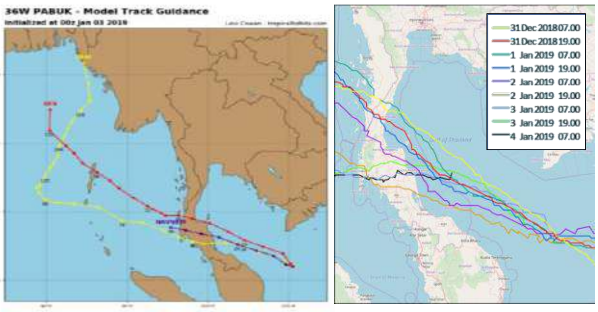
ที่มา : กรมอุตุนิยมวิทยา

รูปที่ 6 ภาพเรดาร์สงขลา วันที่ 4 มกราคม 2562

การติดตามสถานการณ์ในช่วงพายุโซนร้อนปาบึก สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (สสน.) ได้เริ่มติดตามตั้งแต่วันที่ 25 ธันวาคม 2561 พบการก่อตัวของพายุปาบึก และทำการเฝ้าระวังรวมถึงการแจ้งเตือนไปยังหน่วยงานต่าง ๆ จนสิ้นสุดเหตุการณ์ดังหล่าว

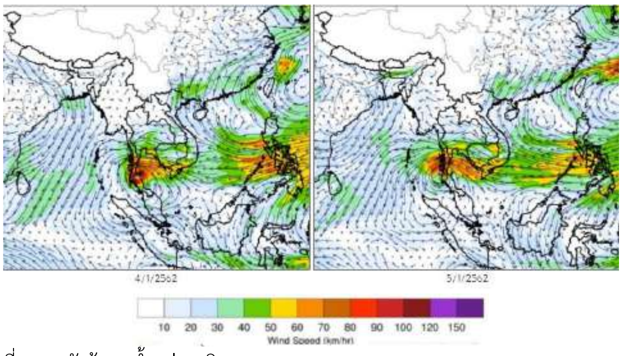
3.1 การคาดการณ์สภาพอากาศ

ในช่วงพายุโซนร้อนปาบึก สสน. ได้ติดตามการเคลื่อนตัวของพายุด้วยแบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศ WRF-ROMS ที่ สสน. ได้พัฒนาขึ้นร่วมกับแบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศอื่น ๆ ได้แก่ แบบจำลองคาดการณ์อากาศของสหรัฐอเมริกา Global Forecast System (GFS) แบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศ Navy Global Environmental Model (NAVGEM) แบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศ Global Environmental Multiscale Model (GEM) รวมถึงแบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศ WRF จากกรมอุตุนิยมวิทยา ดัง**รูปที่ 7** เพื่อวิเคราะห์แนวโน้มการเคลื่อนตัวของพายุโซนร้อนปาบึก และเฝ้าติดตามสถานการณ์อย่างใกล้ชิด ผลคาดการณ์สภาพอากาศของแต่ละแบบจำลองไปในทิศทางเดียวกัน โดยจะเคลื่อนตัวผ่านภาคใต้ของประเทศไทย และมีโอกาศที่จะขึ้นฝั่งบริเวณจังหวัดชุมพร สุราษฎร์ธานี นครศรีธรรมราชและสงขลา จากผลคาดการณ์ความเร็วของลมจากแบบจำลอง WRF-ROMS พบว่า วันที่ 4 – 5 มกราคม 2562 ส่งผลกระทบลมแรงบริเวณบริเวณอ่าวไทย ดัง**รูปที่ 8**



แบบจำลอง GFS , GEM และ NAVGEM | แบบจำลอง WRF-ROMS

รูปที่ 7 ผลคาดการณ์เส้นทางการเคลื่อนตัวของพายุโซนร้อนปาบึก ด้วยแบบจำลองคาดการณ์อากาศต่าง ๆ

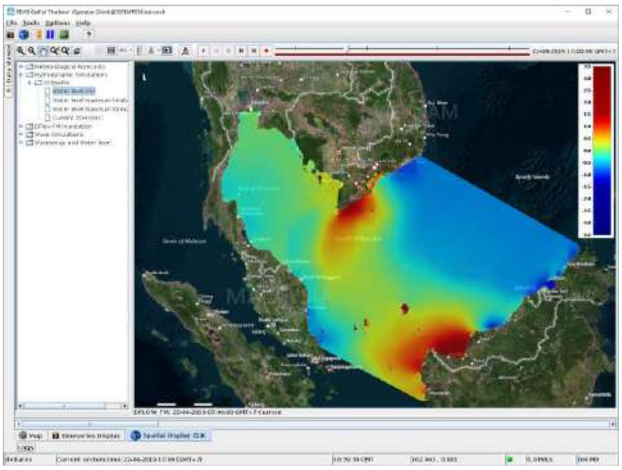


ที่มา : คลังข้อมูลน้ำแห่งชาติ

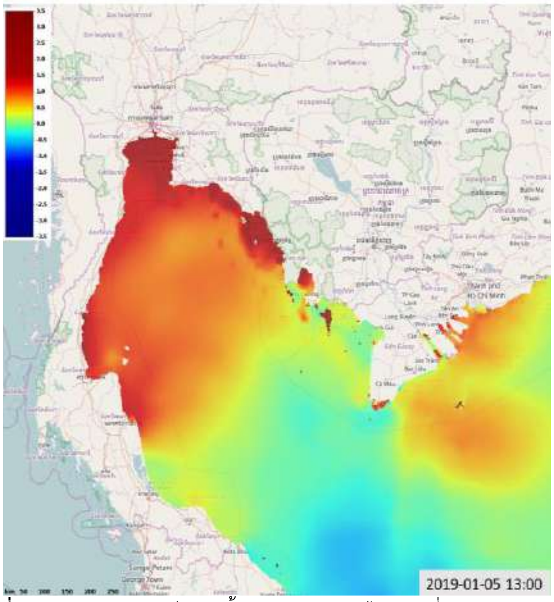
รูปที่ 8 ผลคาดการณ์ความเร็วของลมพายุโซนร้อนปาบึก จากแบบจำลอง WRF-ROMS

3.2 การคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่ง

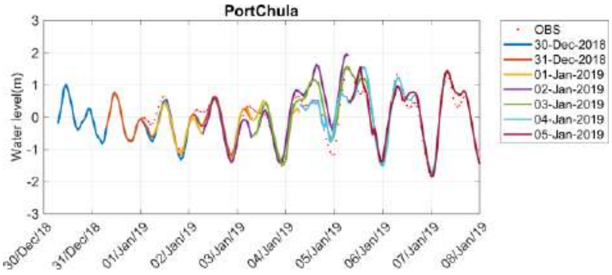
การคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่ง เป็นผลการคาดการณ์จากระบบคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งและเตือนภัยล่วงหน้าในอ่าวไทย (Storm Surge Model) **[5]** ซึ่งเป็นระบบปฏิบัติการ Flood Early Warning System (FEWS) ดัง**รูปที่ 9** ที่ใช้แบบจำลอง Delft3D FM จำลองระดับน้ำขึ้นน้ำลงและระดับน้ำยกตัวด้วยอิทธิพลของลมหรือ surge และแบบจำลอง SWAN เพื่อจำลองความสูงคลื่น โดยนำผลการคาดการณ์อากาศจากหัวข้อที่ 3.1 มาเป็นข้อมูลนำเข้าในการจำลองระดับน้ำทะเล ผลของการคาดการณ์ระดับน้ำทะเลด้วยระบบคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งและเตือนภัยล่วงหน้าในอ่าวไทยเปรียบเทียบ ที่สถานีป้อมพระจุลจอมเกล้า พบว่ามีระดับน้ำทะเลหนุนสูงบริเวณปากแม่น้ำเจ้าพระยาในวันที่ 5 มกราคม 2562 ดัง**รูปที่ 10** ความถูกต้องของการคาดการณ์ระดับน้ำทะเล ณ สถานีป้อมพระจุลจอมเกล้า **[5]** มีค่าความสอดคล้องและความแม่นยำเป็นอย่างดี R^2 เท่ากับ 0.82 **(รูปที่ 11)** และความถูกต้องของการคาดการณ์ระดับน้ำทะเลในช่วง 3 วันล่วงหน้า อยู่ที่ 67% 63% และ 54% ตามลำดับ **[1]**



รูปที่ 9 ระบบปฏิบัติการ FEWS **[5]**



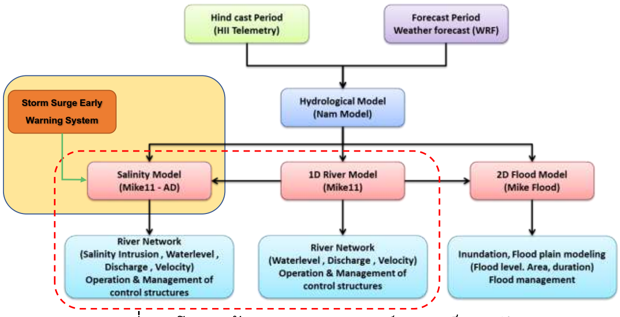
รูปที่ 10 ผลการคาดการณ์ระดับน้ำทะเลบริเวณอ่าวไทย วันที่ 5 มกราคม 2562



รูปที่ 11 ผลการเปรียบเทียบระดับน้ำ สถานีป้อมพระจุลจอมเกล้า

3.3 การคาดการณ์ความเค็มรุกตัว

ระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ได้ทำการจำลองความเค็มรุกตัว ณ เวลา 6.00 น. ทุกวันโดยใช้ขอบเขตด้านท้ายน้ำ เป็นระดับน้ำทะเลคาดการณ์ด้วยวิธี Harmonic Analysis ซึ่งจะมาไม่สามารถจำลองระดับน้ำทะเลหนุนที่เกิดจากคลื่นลมแรง (Surge) แต่ในขณะที่อิทธิพลของพายุโซนร้อนปาบึกได้ส่งผลกระทบให้เกิดคลื่นซัดฝั่งเป็นบริเวณกว้างรวมถึงบริเวณปากแม่น้ำเจ้าพระยาดังหัวข้อที่ 3.2 ระบบคาดการณ์ความเค็มจึงนำผลการคาดการณ์ระดับน้ำทะเลจากระบบคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งและเตือนภัยล่วงหน้าในอ่าวไทย (Storm Surge Model) มาเป็นขอบเขตด้านท้ายน้ำ **(รูปที่ 12)** จำลองความเค็มรุกตัว ณ เวลา 14.00 น. เพื่อติดตามความเค็มรุกตัวในช่วงพายุปาบึกหรือช่วงที่เกิดคลื่นซัดฝั่ง

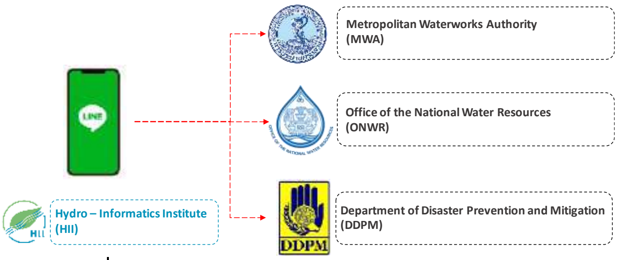


รูปที่ 12 โครงสร้างระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัว

3.4 การแจ้งเตือน

สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) หรือ สสน. ได้ติดตามสถานการณ์พายุปาบึกอย่างใกล้ชิด และสนับสนุนข้อมูลเพื่อการวิเคราะห์และการตัดสินใจให้แก่สำนักทรัพยากรน้ำแห่งชาติ (สทนช.) และหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ การประปานครหลวงและกรมป้องกันภัยและบรรเทาสาธารณภัย ให้เฝ้าระวังความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยาในวันที่ 5 มกราคม 2562 ที่แม่น้ำเจ้าพระยาได้รับอิทธิพลคลื่นซัดฝั่งจากพายุโซนร้อนปาบึก ดัง**รูปที่ 13** และได้ทำการแจ้งเตือนในช่องทางของ Line Application ดัง**รูปที่ 14**

รูปที่ 13 ผลการคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ณ วันที่ 4 มกราคม 2562



รูปที่ 14 การแจ้งเตือนในช่องทางของ Line Application

4. การตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

หลังจากเหตุการณ์พายุโซนร้อนปาบึก ได้ทำการรวบรวมข้อมูลความเค็มที่ตรวจวัด จากการประปานครหลวง เพื่อเปรียบเทียบผลการคำนวณความเค็มจากแบบจำลอง จำนวน 3 สถานี ได้แก่ สถานีสำแล สถานีสะพานพุทธยอดฟ้า และสถานีโรงไฟฟ้าพระนครใต้ ผลการเปรียบเทียบในช่วงพายุปาบึก ระหว่างวันที่ 3 – 7 มกราคม 2562 ดัง**รูปที่ 15-17** กราฟแสดงค่าความเค็มตรวจวัดเปรียบเทียบผลการจำลองความเค็มในวันคาดการณ์ต่าง ๆ มีความสอดคล้องและมีความแม่นยำเป็นที่น่าพอใจ ความถูกต้องของการคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในช่วง 3 วันข้างหน้าอยู่ที่ 68%, 55% และ 50% ตามลำดับ

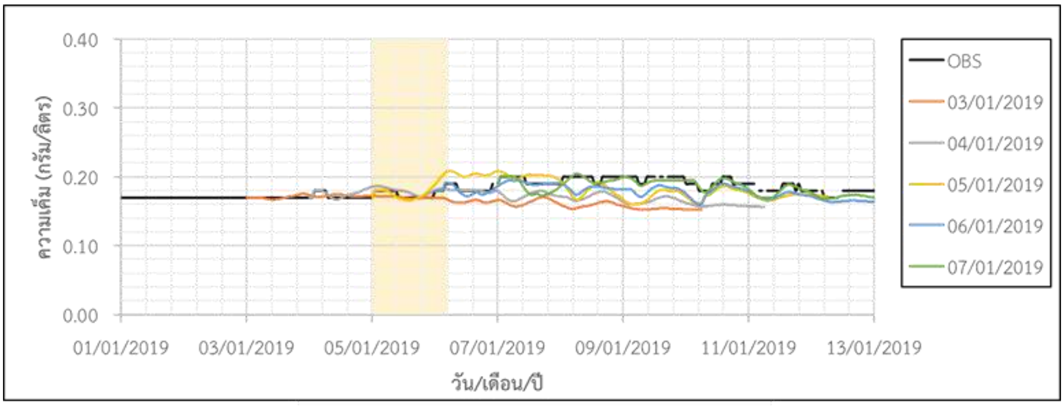
5. บทสรุป

ระบบคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยาที่พัฒนาขึ้น ระบบปฏิบัติการจำลองความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยาคลอบคลุมทุกน้ำขึ้นน้ำลง และคลื่นซัดฝั่งซึ่งพบว่าแบบจำลองสามารถคำนวณความเค็มในช่วงพายุปาบึกให้ผลอยู่ที่ระดับที่น่าพอใจ ความถูกต้องของการคาดการณ์ในช่วง 3 วันข้างหน้าอยู่ในช่วง 68%, 55% และ 50% ตามลำดับ

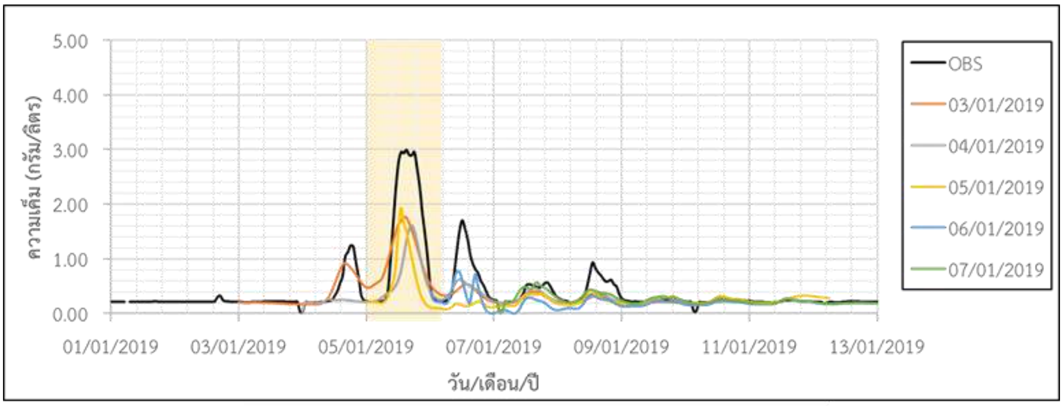
ระบบติดตามและคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยา ที่พัฒนาขึ้นเป็นระบบเป็นระบบที่ยืดหยุ่นเป็นอย่างมากสามารถปรับเปลี่ยนตามสถานการณ์ได้ทันอย่างท่วงที อย่างไรก็ตามการคาดการณ์ความเค็มรุกตัวในแม่น้ำเจ้าพระยาเป็นสิ่งที่ท้าทายอย่างมาก เนื่องจากผลกระทบจากการบริหารจัดการน้ำที่เปลี่ยนแปลงในแต่ละวัน รวมถึงผลคาดการณ์จากแบบจำลองคู่ควบระหว่างบรรยากาศและมหาสมุทร (WRF-ROM) และแบบจำลองคลื่นพายุซัดฝั่ง (Storm Surge model) ล้วนแล้วส่งผลกระทบต่อความเค็มรุกตัวในแม่น้ำ

กิตติกรรมประกาศ

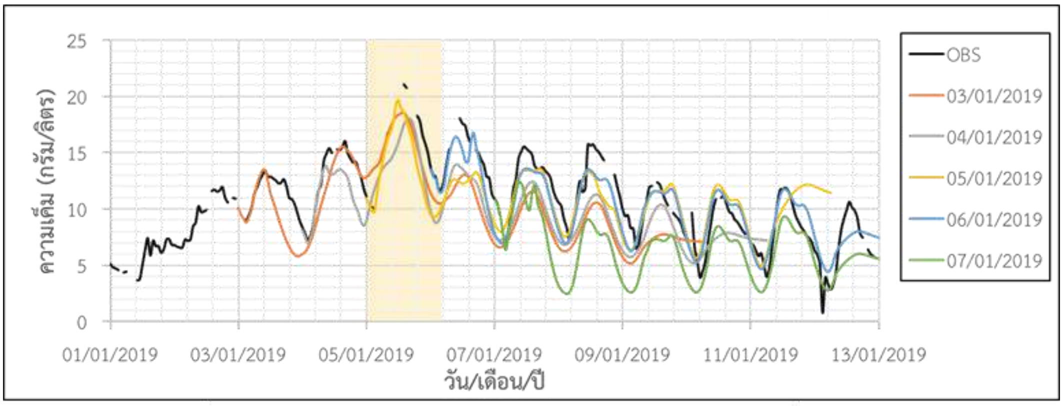
สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ขอขอบคุณสำนักทรัพยากรน้ำแห่งชาติ (สทนช.) กรมอุตุนิยมวิทยา กรมอุทกศาสตร์ กองทัพเรือ การประปานครหลวง กรมป้องกันภัยและบรรเทาสาธารณภัย และกรมชลประทาน ที่อนุเคราะห์สนับสนุนข้อมูลในการพัฒนาระบบติดตามและคาดการณ์ความเค็มรุกในแม่น้ำเจ้าพระยา



รูปที่ 15 ผลการเปรียบเทียบความเค็ม ณ สถานีสำแล



รูปที่ 16 ผลการเปรียบเทียบความเค็ม ณ สถานีสะพานพุทธยอดฟ้า



รูปที่ 17 ผลการเปรียบเทียบความเค็ม ณ สถานีโรงไฟฟ้าพระนครใต้

เอกสารอ้างอิง

[1] Chettanawanit, K., Thanathanphon, W., Luangdilok, N., Sisomphon, P. (2019). Early Warning System for Storm surge and Inundation in the Gulf of Thailand During the Tropical Storm Pabuk (2019), *AOGS 16th Annual Meeting,* Singapore, 28 Jul - 2 Aug 2019

[2] ปิยมาลย์ ศรีสมพร, สถิตย์ จันทร์ทิพย์, สุรเจตส์ บุญญาอรุณเนตร และ รอยล จิตรดอน (2556). การพัฒนาระบบแบบจำลองและระบบช่วยการตัดสินใจเพื่อวิเคราะห์การไหลและพยากรณ์น้ำท่วมในลุ่มน้ำเจ้าพระยา, *การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 18*, เชียงใหม่, 8-10 พฤษภาคม 2556, หน้า 45 – 52.

[3] วาทิน ธนาธารพร, สถิต จันทร์ทิพย์ และ ปิยมาลย์ ศรีสมพร (2557). การพัฒนาระบบสนับสนุนการตัดสินใจเพื่อบริหารจัดการอุทกภัยในลุ่มน้ำชีและลุ่มน้ำมูล, *การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19*, ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557

[4] สุนารี เสือทุ่ง และ สนิษ วงษา (2558). ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลต่อการจัดการทรัพยากรน้ำและการเกษตรของแม่น้ำเจ้าพระยา. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20*, ชลบุรี, 8-10 กรกฎาคม 2558

[5] วาทิน ธนาธารพร, ณรงค์ฤทธิ์ เหลืองดิลก, คชาภรณ์ เจตนาวณิชย์ และ ปิยมาลย์ ศรีสมพร (2562). การติดตามและวิเคราะห์สถานการณ์ระดับน้ำทะเลด้วยระบบคาดการณ์คลื่นพายุซัดฝั่งและเตือนภัยล่วงหน้าในอ่าวไทยในช่วงพายุโซนร้อนปาบึก. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562

The Effect of Depths of Partial Breakwater on Wave Transmissibility by Physical Model

Nantawoot Inseeyong[1,*] and Anurak Sriariyawat[1,2]

[1,2] *Department of Water Resource Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand*

[2] *Research Unit on Technology for Oil Spill and Contamination Management, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand*

**Corresponding author; E-mail address: nantawootlt@gmail.com*

Abstract

Coastal erosion in Thailand becomes more dangerous nowadays, especially in the Upper Gulf of Thailand, where is the mudflat. Some kinds of mitigation structures face the subsidence problem because of the lack of the strength capacity of the muddy ground. Therefore, not every type of protection structure can be constructed on this clay. Only the structure that transfers its weight directly and deeply into the ground can initiate in this muddy area. In Khun Samut China village located in Samut Prakan province, the villagers applied the piles with the partial wall on the water surface, as called “partial breakwater”, to protect their land. This kind of structure is an appropriate alternative and has a higher potential for muddy coast protection. However, the effectiveness of the partial breakwater was studied only from the influence of the wave characteristics. The impact of the appearance of the structure is not yet proved. This study aims to investigate the relationship between the physical attributes of the breakwater and the transmission ability of waves through it. The experiment was conducted by varying the depth of the partial breakwater and measuring wave height before and after it hit the structure. After that, the transmission coefficient was calculated. Besides, the influence distance after the structure was considered. The results showed that the more structure depth is, the less wave transmission coefficient becomes. In conclusion, the inverse variation is the tread of the relationship between these two parameters. The results of the study will be usefully revealed to support the design of the mitigation structure for the erosion problem of the muddy coast in the future.

Keywords: Partial Breakwater, wave transmissibility, physical model, wave basin, mudflat

1. Introduction

Coastal erosion, especially in community areas, is a significant concern throughout the world. The issue represents a serious concern for many vulnerable coastlines throughout the coastal regions of the world. This issue must be studied for root causes so it can if at all possible, be brought under some semblance of control before it is too late. The cost of ignoring this issue would be catastrophic to both communities on the beach and the marine life that depend on the coastal areas for their very survival. A breakwater is one of many alternatives to solve this erosion problem by reducing the wave energy that passes through the structure. Due to the difference in ground stability, engineers cannot use every type of breakwater in each area.

Erosion can happen in a variety of places for an assortment of reasons. Some of an eroding coastline are loss of coastal land and a decrease of offshore features. One good example of this is the situation that is happening in the Chao Phraya River delta region. At Chao Phraya River mount, there is both erosion and deposition of sediment. The sediments in this estuary zone are predominantly composed of silt and clay that display substantial distribution in grain size distribution due to hydrodynamic and vegetation cover changes, such as grass, mangroves, and other plantations. However, these muddy shores are very sensitive to erosion [1]. Although many types of breakwaters have been constructed on this muddy ground, almost all of them have faced the subsidence problem due to the weakness of clay, which cannot stand for a heavyweight. As the structure subsided, it lost the performance of the wave energy reduction from the design [2]. Thus, the type of breakwater that suitable for the muddy ground should be the structure that transfers its weight directly and deeply into the ground, not only at the surface.

In Ban Khun Samut Chin Village, Samut Prakarn where has the mudflat along the coastline, the villagers applied the piles with the partial wall in the water surface zone, as called "partial breakwater", to protect their land. The structures are made from plenty of electricity poles left from the area where the electric wires were managed to be underground, as shown in fig. 1. This structure transfers the wave force from the partial wall, combining with their weight, directly and deeply into the ground by using their columns. Therefore, the partial breakwater may be an appropriate alternative and has a higher potential for muddy coast protection; however, the effectiveness of the partial breakwater was studied only from the influence of the wave characteristics [3]. The impact of the appearance of the structure is not yet proved. Since at present the villagers use a large number of piles to construct the structure and design the shape of breakwater by using their own experience, the design can be under or over the necessary depth leading to the remaining coastline erosion problem or the increase of construction cost.

Fig.1 Partial breakwater at Ban Khun Samut Chin Village

This study aims to investigate the relationship between the physical attributes of the breakwater and the transmission ability of waves through the partial breakwater. The study results will be revealed and usefully adapt to construct the mitigation structure from now on.

2. Wave Theory

2.1 Water wave mechanics

2.1.1. Wave procreation

When the surface of the water's body is disturbed in the vertical direction, the force of gravity will act to return the surface to its equilibrium position. The returning water surface has inertia that causes it to pass its equilibrium position and establish a surface oscillation. This oscillation disturbs the adjacent water surface, causing the forward propagation of a wave [4]. Accordingly, the wave is a changing up and down of the water surface in each period and position.

A wave on the water surface is thus generated by some disturbing force which may typically result from the wind, a moving vessel, or the gravitational attraction of the sun and moon. These forces impart energy to the wave, which transmits the power across the water surface until it reaches some obstacle such as a structure or the shoreline, which reflects and dissipates the wave energy [4-5].

2.1.2. Definition of wave parameters

Waves are mostly described and measured by seven wave parameters as follows: [4-6]

- Wave height (H) is the difference between the elevations of a crest and an adjacent trough.
- Wave period (T) is the time taken for a wave to pass a point.
- Wave length (L) is the distance from one point on a wave to the same point on the next wave.
- Wave celerity (C) is the distance traveled by a wave in one second.
- Still water level (SWL) is the assumption line that defines the still water level.
- Water depth (d) is the distance from the still water level to the bottom surface.
- Wave steepness is the parameter that determines the stability of the wave defined by:

$$\text{wave steepness} = \frac{H}{L} \qquad (1)$$

Fig. 2 depicts a monochromatic wave traveling at a phase celerity C on the water of depth d. The definition of other parameters will be shown in this figure.

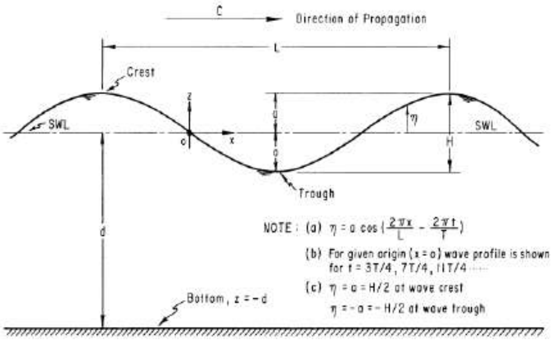


Fig.2 Definition of Wave Parameters [5]

2.2 Small amplitude wave theory

Small amplitude wave theory or Airy wave theory is the theory that has ideas from the ideal flow of liquid in two-dimensional, freely propagating, periodic gravity waves. This theory is developed by linearizing the equations that define the free surface boundary conditions. This theory is generated from a linear equation with the free surface condition. The effects of viscosity or surface tension are regardless. The theory describes the characteristics of the wave as a simple harmonic wave, which is the linear motion of waves [4].

Small-amplitude wave theory is applied by using the equations, as shown in Table 1, to calculate some wave parameters. The equations in this theory are classified by the types of a wave, which are shallow-water-wave, intermediate-water-wave, and deep-water-wave, respectively [5]. The types of waves can be sorted by the ratio of water depth to wave length (d/L), as shown in Table 1.

Table 1 Wave characteristics equations by using Small amplitude wave theory. [5]

Wave Parameter	Shallow water $(\frac{d}{L}<\frac{1}{25})$	Intermediate water $(\frac{1}{25}<\frac{d}{L}<\frac{1}{2})$	Deep water $(\frac{d}{L}>\frac{1}{2})$
Wave Length	$L = T\sqrt{gd}$	$L = \frac{gT^2}{2\pi}\tanh\frac{2\pi d}{L}$	$L = \frac{gT^2}{2\pi}$
Wave celerity	$C = \sqrt{gd}$	$C = \frac{gT}{2\pi}\tanh\frac{2\pi d}{L}$	$C = \frac{gT}{2\pi} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}$

2.3 Wave transmission coefficient

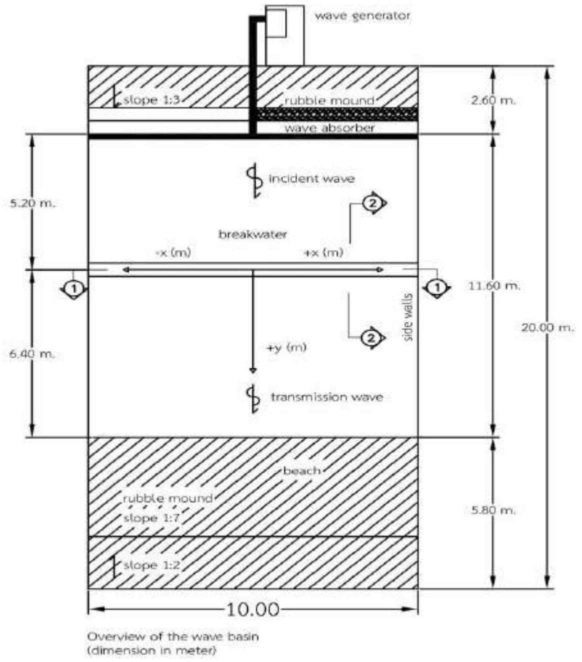
Wave transmission is an ability of waves that can pass through the breakwater structure. Several laboratory investigations were conducted in the past to quantify the transmission coefficient, defined by:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} \qquad (2)$$

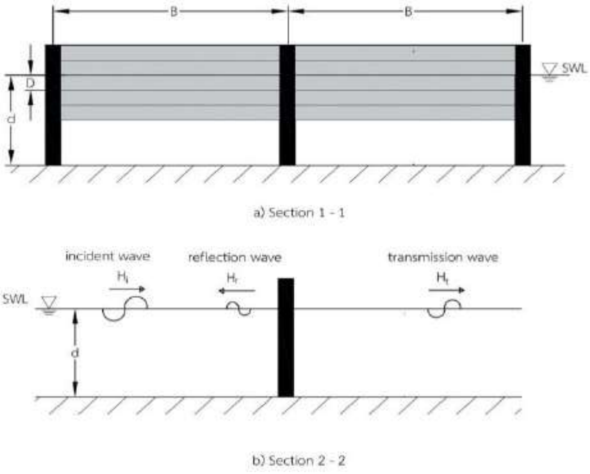
Where, H_t and H_i are the measures of the transmitted waves and incident waves, respectively [7-9]. The value of the transmission coefficient depends on many factors, including the porosity of breakwater, the thickness or the depth of breakwater, and the wave characteristics.

3. Methodology

This study used a two-dimension physical model to observe the wave characteristics that passed through partial breakwater. The experiment was conducted by varying the depth of the partial breakwater and measuring wave height before and after it hit the structure. After that, the transmission coefficient was calculated. The experiments were performed in the rectangular wave basin with 10 meters width, 20 meters length, and 0.7 meters height as shown in fig. 3 and fig. 4. The wave basin has a wave generator with a hinge connection to create the wave in different characteristics. For reducing the wave reflection from the wall, this basin has a rocky beach to absorb the wave energy. The direction of the waves created by the wave generator will be moved along the length of the pool, which is perpendicular to the beach. The depth of water in this experiment is 0.45 meters, and the thickness of the structure is 0.0375 meters.



(a) Drawing of Wave basin



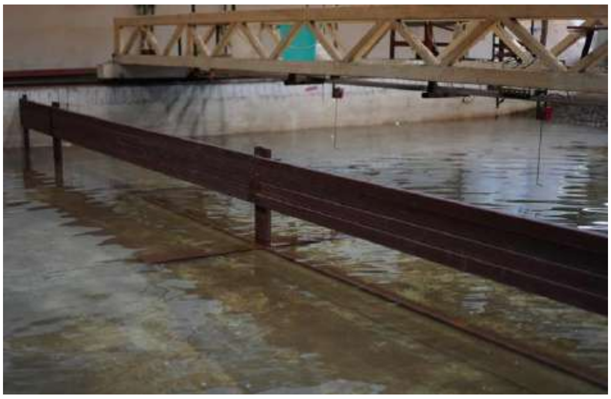
(b) Cross-section of breakwater

Fig.3 Wave basin and location of Breakwater

Fig.4 Wave Basin

3.1 Experiment setup

The artificial partial breakwater was constructed in this experiment by using the rectangular carbon steel boxes, which four times scale down from the real structure, as shown in fig. 5 [10]. The structure was located at the center of the wave basin, as shown in fig. 3.



(a) The construction of artificial partial breakwater

(b) The layer of artificial partial breakwater

Fig.5 Artificial Partial Breakwater

This experiment will continuously consider from the previous study [3] by changing the submerged depth of the structure into four values, including 0.075, 0,150, 0.225, and 0.300 meters. Additionally, the structure has some parts located over the still water level, which used to prevent the overflow of the waves by using 0.15 meters height of steel boxes over the still water level, as shown in Fig. 3.

3.2 Data collection

During the experiment, the wave height was measured by using CH-403A and CHT4-40 wave gages from Kennek company. The data was collected in the frequency of 50 wave data per second for 30 seconds per one point. For the transmitted wave, the locations of data collection in x-axis or alongshore direction were -2.50, 0.00 and +2.50 meters, in y-axis or cross-shore direction were 0.10, 0.20, 0.40, 0.60, 1.00, 2.00, 3.00 and 4.00 meters. It was noted that the center of the measuring axis was in the middle of the structure. For the incident wave, the location of data collection was in the middle of the structure in alongshore direction and 2 meters far from the structure in the cross-shore direction, as shown in fig. 6. The wave gauges read the data in the volt unit by using the electrical conductivity method. The wave was generated and created the different water levels that gave different electrical potential depending on the wave configuration. This study calibrated and verified the wave gages by using the observed wave height data from the video camera in a linear regression method. The volt data from wave gauges was converted to a wave height by using these regressions.

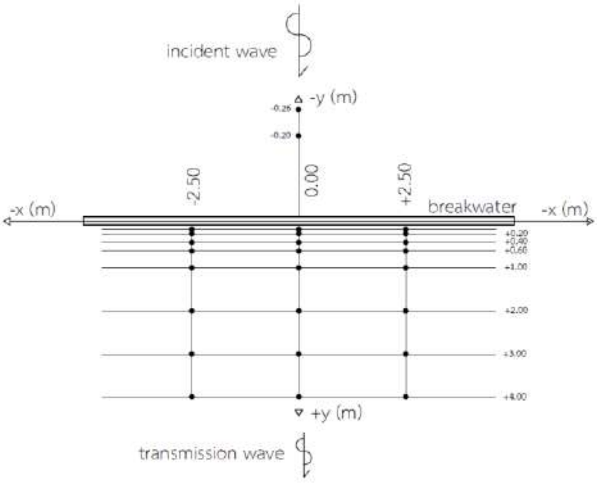


Fig.6 Data Collection's Location

3.3 Parameter consideration

This study fixed a lot of parameters, such as the water level, and the thickness of the structure. Additionally, the wave steepness in the upper gulf of Thailand is about 0.010 – 0.025 [11]. As verified in the previous study [3], this study would vary the wave steepness for five values between 0.010 and 0.025, which are the representatives of wave steepness in the upper gulf of Thailand where is the mudflat. Moreover, the main focus parameter was the submerged depth of the structure. Thus, this experiment would vary for four values of the structure's depth, which was 0.075, 0,150, 0.225, and 0.300 meters.

From the wave collecting instruments, wave height and wave period were measured and calculated. However, equation (1) required the wave length parameter. Accordingly, this study was based on the assumption of small-amplitude wave theory; the wave length could be calculated using Table 1.

In changing the steepness of the incident wave, the wave height before and after it hit the structure was measured. The wave transmission coefficient was calculated after that by using equation (2).

4. Result and Discussion

Due to the duration and the frequency of data collecting, the recorded data from wave gauges consisted of many waves. Therefore, frequency analysis was performed by using the Power Spectral Energy (PSE) method, with a graph of the relationship between the density power and frequency. As a regular wave, the chart had only one peak frequency, and the reversion of peak value was the wave period. The wave height in each wave was calculated by using the wave period. Then, significant wave height was calculated by defining traditionally as the mean wave height of the highest third of the waves.

As the steepness calculation, the wave length was calculated by using small-amplitude wave theory and equation in Table 1. The estimates of the wave classification provided the result that the wave in every experiment was in the range of intermediate water waves. Therefore, the middle equation in Table 1 would be used to calculate the wave length. Then, wave steepness was calculated by using equation (1), and the wave transmission coefficient was calculated by using equation (2).

Firstly, the influence distance from the structure in transmitted direction was considered. fig.7 shows the plotting of the relationship between the location in cross-shore direction and the transmission coefficient. As a result of the difference of wave characteristics, especially for the value of wave length in each case, the dimensionless parameter should be considered to compare for the influent distance. Nevertheless, the wave length is the parameter that has the same direction with the influence range, so that the dimensionless setting would be the ratio of influence distance to wave length (y/L) following the previous study [13]. From fig.7, the graphs do not compare only the relation from W1 to W5 and also D1 to D4, which refers to the large to the small value of incident wave steepness and submerged depth, respectively.

The result from graphs in fig.7 shown that the distribution of the transmission coefficient from the cases that have the same submerged depth was quite similar. On the contrary, the distribution from the evidence that has the same incident wave steepness was different. It means that the incident wave steepness will have more effect on the influence distance than the submerged depth of the structure. Moreover, there was a turbulent effect after the wave passes through the breakwater, which can see from the jerk of the transmission coefficient next to the structure, which had some relationships with the incident wave steepness. The peak of the turbulent was located at the center of the turbulent distance. After that violent location, the value of the transmission coefficient would be stable for some distance in the cross-shore direction. However, some cases would have an increase of the transmission coefficient at far away from the structure. These events show that partial breakwater can reduce the wave energy or wave height for an only limit interval, which has the relation with the incident wave steepness[14]. Although only in case W1 and W2 can obviously see the limit of influence distance, the effects in W3, W4, and W5 are not able to see because of the size of the wave basin. The summary of the results shows in Table 2.

Table 2 Influence distance from the partial breakwater

Wave Parameter	Wave Characteristic				
	W1	W2	W3	W4	W5
Wave Steepness	0.010-0.013	0.013-0.016	0.016-0.019	0.019-0.022	0.022-0.025
Wave Length (m)	3.117	2.555	2.120	2.120	2.120
Turbulent distance (y/L)	0.65	0.60	0.50	0.50	0.50
Influence distance (y/L)	1.00	1.20	~	~	~

Remark : ~ refers that the influence distance is larger than the boundary of wave basin

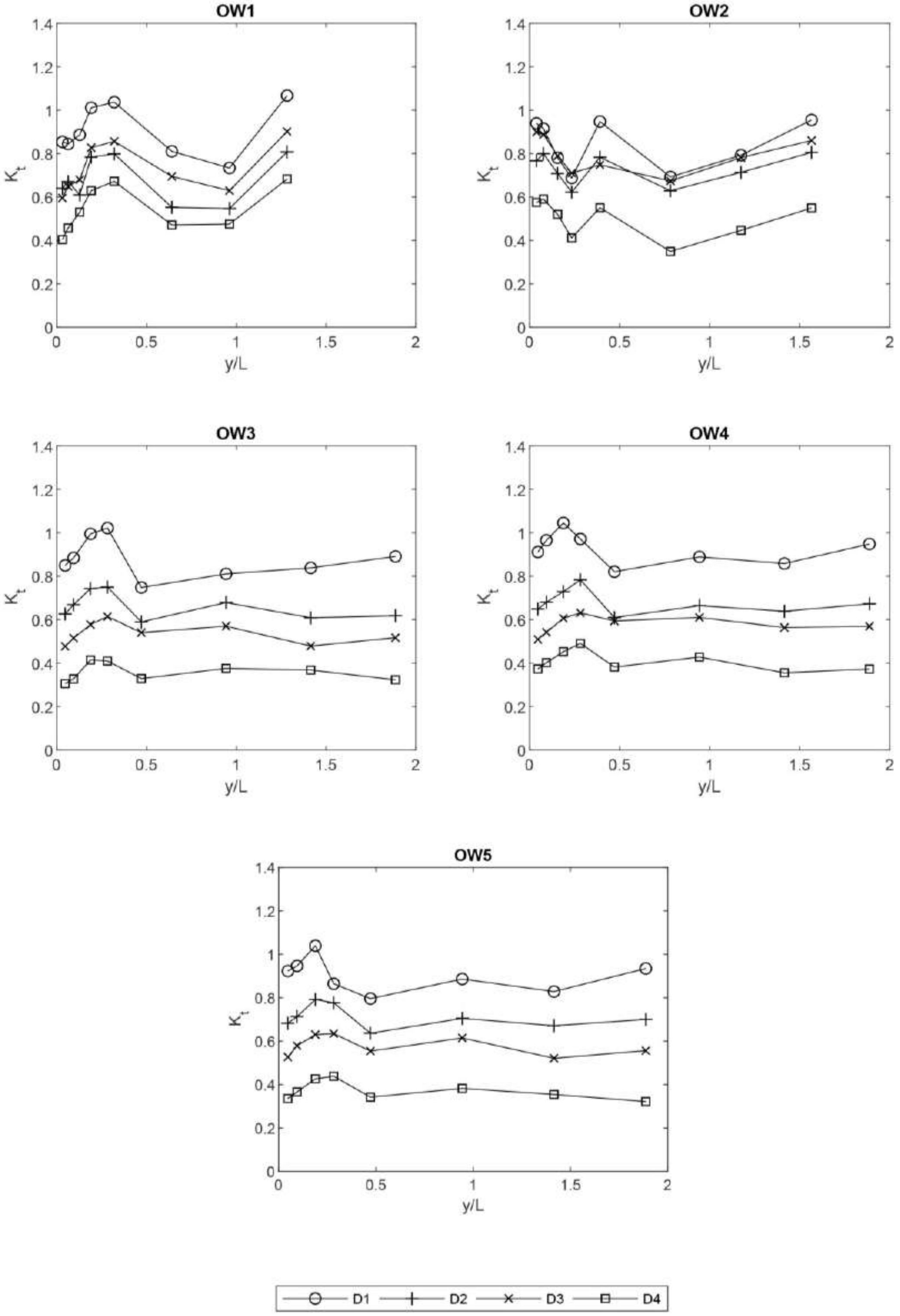


Fig.7 The wave transmission coefficient and the ratio of distance in cross-shore direction to wave length (y/L)

Table 2 and fig.7 show that the more wave steepness leads to be the less turbulent distance and the more influence interval. For deep consideration, the trend of the turbulent distance and the influence distance may depend on the wave length. Owing to W3 – W5 has the equal wave length with less than W2 and W1, respectively, and they give the result of the turbulent distance as the same trend and the influence distance as the opposite trend, with the same values. So wave length may be the significant parameter that affects the wave dissipate. From the small-amplitude wave theory, the more wave length is, the deeper of wave energy distribute [15]. Therefore, the deeper of wave energy can go through under the structure and make the turbulent distance long and the influence distance short. However, this study has the boundary that the length of the wave basin was limited, so the effect from the wave length should be proved in future research.

Secondly, many points of measuring at the transmitted front of the structure occurred in each case. So, the considering of the symbolic value of the transmission coefficient was essential. For alongshore direction, the average of three points, which are -2.5, 0, and 2.5 meters, were used as the exponent of each layer. Combine with the distribution in fig.7, there was a turbulent effect at 10 to 100 centimeters, far from structure. Moreover, some cases would have an increase of the transmission coefficient at layer 400 centimeters, far from structure. Normally, the value of the transmission coefficient was stable at 200 and 300 centimeters, far from the structure. So, the result values at 200 and 300 centimeters, far from the structure, which were the most suitable location, would be averaged as a representative value of the transmission coefficient in each case.

As a result of wave transmission which showed in Table 3, the trends of the relationship between wave transmission coefficient and the submerged depth of the structure could be plotted, as shown in fig. 8. It shows that the increase of the submerged depth leads to the decreasing of wave transmission coefficient. The reason for this correlation is energy dissipation from the submerged bottom of the partial breakwater. Waves that dynamic on the water surface will not only have energy in the water surface zone but also deeply expand their power through the water depth [4-6]. Therefore, if the breakwater is deeply constructed, it will dissipate the wave energy not only at the water surface but also on a more in-depth level. Accordingly, the deeper the submerge depth is, the more wave energy dissipates, and the decreasing of wave transmission coefficient becomes.

Table 3 Transmission coefficients

Incident Wave Steepness	Transmission Coefficients (K_t)			
	D1 (0.075 m.)	D2 (0.150 m.)	D3 (0.225 m.)	D4 (0.300 m.)
0.010 – 0.013	0.89	0.88	0.72	0.60
0.013 – 0.016	0.89	0.84	0.62	0.56
0.016 – 0.019	0.77	0.76	0.56	0.35
0.019 – 0.022	0.78	0.74	0.56	0.35
0.022 – 0.025	0.78	0.75	0.56	0.34

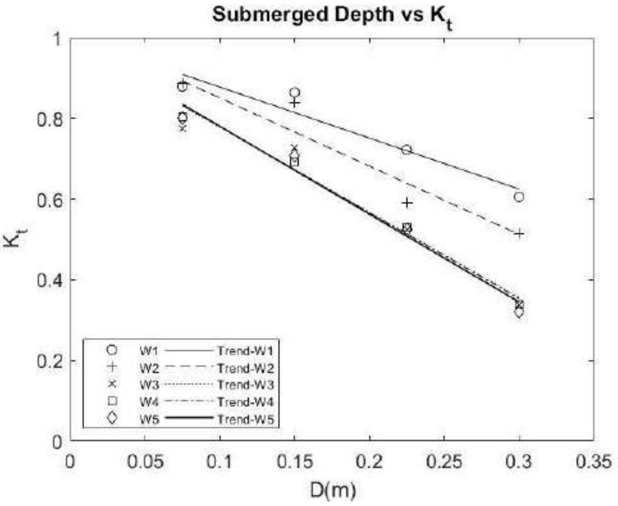


Fig.8 Relation of wave transmission coefficient and submerged depth

To verify the study in the past, fig.8 compared the relation from W1 to W5, which refers to the incident wave steepness that sorted from small to big. It shows that the higher the incident wave steepness through the partial breakwater is, the lower the wave transmission would become. This result was following the previous study [12]. Combine with the influence of submerged depth, the graph shows that the slope of the regression in large incident wave steepness is steeper than in small ones. It could conclude that the influence of the submerged depth to the transmission behavior will have more effect in larger incident wave steepness than in smaller ones.

Consequently, this study can be concluded that the more increasing of incident wave steepness through the partial breakwater is, the more decreasing of wave transmission and influence distance would become. The more submerged depth

of the structure is, the more decreasing wave transmission would grow as well.

5. Conclusions

Due to most of the coast in the upper gulf of Thailand is the mudflat, some types of breakwater may not function as the design in this muddy area. Therefore, the engineers need to design the structure that suitable for this muddy ground. Partial breakwater or the piles with the partial wall on the water surface is one of the alternatives to solve this problem.

This paper presents the wave transmission through the partial breakwater with the varying of the submerged depth of the breakwater and incident wave steepness by using a one-dimension physical model in flat bed wave basin. Wave height before and after it hit the structure was measured. After that, the transmission coefficient was calculated in each case. The relationship of transmission coefficient and submerged depth in each incident wave steepness were shown in fig.8.

As the results of transmission coefficient in this study, the submerged depth of partial breakwater would affect the transmission behavior of waves through the structure. The results show that the more profound the submerge depth is, the more wave energy dissipates or the wave transmission coefficient decreases. Moreover, the incident wave steepness that moved through the breakwater affected the transmission of waves through the gap in the breakwater as well. Follow the previous study, these results can conclude that the higher of the incident wave steepness through the partial breakwater is, the lower the wave transmission would become. Additionally, the higher the incident wave steepness will affect the distance that the structure will have an influence by the more decreasing influence distance would grow and the more decreasing turbulent distance would become.

This study has some limitations from the experimental instruments that make this study base on the assumptions. However, using the results in the real area may be out of the assumptions, so it is necessary to study more especially about the variable of water depth, the length of the breakwater, the width of the breakwater, the distance between column, and the porosity of the structure to design the structure that is suitable for the actual environment.

Acknowledgement

The authors would like to thank the Department of Water Resource Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University for financial support for this study. We are also grateful to every professor in the department for their valuable recommendations and suggestions.

References

[1] Bidorn, B., Buser, Michael., Panompongpaisarn, N. and Sriariyawat. A (2018). Role of engineering in community resilience in a severe coastal erosion area of Thailand. *The 23rd National Convention on Civil Engineering (NCCE23)*, Nakhon Nayok, Thailand, 18-20 July 2018.

[2] Cihan, K. and Y. Yuksel. (2011). Deformation of Rubble-Mound Breakwaters under Cyclic Loads. *Coastal Engineering*, 58(6), pp. 528-539.

[3] Inseeyong, N. and Sriariyawat, A. (2019). Effectiveness of Wave Transmissibility on Partial Breakwater by Physical Model. *The 24th National Convention on Civil Engineering (NCCE24)*, Udonthani, Thailand, 10-12 July 2019.

[4] Sorensen, R. M. (1991). *Basic Coastal Engineering*. John Wiley & Sons, pp.9-49.

[5] U.S. CERC. (1984). *Shore Protection Manual*. Department of the U.S. Army Corps. of Engineers., Inc., pp. V-3-43 – V-3-45.

[6] Sawaragi, T. (1995). *Coastal Engineering - Waves, Beaches, Wave-Structure Interactions*. Department of Civil Engineering, Osaka University., pp.1 - 58

[7] Christos V. Makris and Constantine D. Memos (2007). Wave Transmission over Submerged Breakwaters: Performance of Formulae and Models. International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE) Lisbon, Portugal, 1-6 July 2007, pp. 2613-2620.

[8] Nagai, S. (1966). Researches on Steel-Pipe Breakwater. *Proceedings of 10th Coastal Engineering Conference*, Tokyo, Japan.

[9] Herbich, J. B. and B. Douglas (1988). Wave Transmission through a Double-Row Pile Breakwater. *Proceedings of 21st Coastal Engineering Conference*, Coata del Sol-Malaga, Spain.

[10] Dalrymple, R. A. (1985). Physical Modelling in coastal engineering: University of Delaware, Newark.

[11] Panjailue, T. (2016). Wave Transmission and Diffraction Through Gap of Submerged Breakwater Using Physical Model. *The 21st National Convention on Civil Engineering (NCCE21).* Songkhla, THAILAND, 28-30 June 2016

[12] Biesheuvel, A. C. (2013). Effectiveness of Floating Breakwaters*:* Wave attenuating floating structures*.* (Master), Delft University of Technology, The Netherlands.

[13] Johnson, J. W. (1951). Generalized Wave Diffraction Diagrams*.* Coastal Engineering Proceedings.

[14] Bricio, L., Negro, V., and Diez, J. J. (2008). Geometric Detached Breakwater Indicators on the Spanish Northeast Coastline. *Journal of Coastal Research, 5*(24), 1289-1303.

[15] Kriebel, D. L. and C. A. Bollmann (1996). Wave Transmission Past Vertical Wave Barriers. *Coastal Engineering Conference*, ASCE American Society of Civil Engineering, pp. 2470-2483

Assessing Forecast Quality of HII Flood Forecast Service in Chao Phraya River Basin

Kay Khaing Kyaw[1, *] Theerapol Charosesuk[2] Watin Thanathanphon [3] and Piyamarn Sisomphon[4]

[1,2,3,4] Hydro-informatics Modelling Section, Hydro-Informatics Institute, Bangkok, THAILAND

*Corresponding author; E-mail address: kay@hii.or.th

Abstract

Hydrometeorological forecasts are essential to water management plans including early warning and flood damage prevention. Forecasting models have varying levels of skill depending on the forecast location and period of the year. Measure of skills can have a strong influence on how forecasts impact decisions related to water management, and they must be communicated to the users of the forecasts. Various forecast verification methods are available for assessing the multiple facets of forecast performance including notions such as accuracy, reliability and sharpness. This paper describes a variety of complementary performance metrics to verify Hydro Informatic Institute (HII)'s flood forecasts in Chao Phraya River Basin. The accuracy of the forecasts is evaluated using the continuous rank probability score (CRPS) which quantifies the difference between a forecast distribution and observation. The sharpness of forecasts is calculated using the ratio of inter quantile range (IQRs) of streamflow forecasts and a historical reference. The reliability of forecasts is also considered using attribute diagrams and Kolmogorov-Smirnov (KS) test. In addition, this paper applies the traditional continuous verification methods and statistics such as Bias, Mean Absolute Error (MAE), Root Mean Square Error (RMSE), Nash-Sutcliffe Efficiency Coefficient (NSE), Coefficient of determination (R^2) and Pearson Correlation Coefficient (r). The comparison of the forecast and observed discharge indicate that the MIKE11 model can predict well. The trends are similar in almost all key stations and the overall correlation is acceptable. This study definitely answers the question regarding the correlation between the forecast and observed streamflow and the performance of the forecasts. Based on the verification statistics, it was demonstrated that HII's flood forecasts are reliable.

Keywords: Flood forecasting, Forecast verification, Forecast accuracy, Forecast sharpness, Forecast reliability

1. Introduction

The term forecast means a prediction of the future state and the forecast verification means the process of accessing the quality of a forecast. The forecast is compared or verified against a corresponding observation of what actually occurred, or some good estimate of the true outcome. The verification can be qualitative or quantitative. In either case, it should give information about the nature of the forecast errors. Forecast quality is required to monitor the accuracy and improvement of the forecasts over time. Forecast quality is not the same as forecast value. A forecast has high quality if it predicts the observed conditions well according to some objectives or subjective criteria. It has value if it helps the user to make a better decision. Hydro-informatics Institute Thailand (HII) has a flood forecasting system in the Chao Phraya River Basin and this study will use the flood forecasting (discharge data) from that system to evaluate the performance of the forecasts.

2. Study area and Data

The study area covers the Chao Phraya River Basin and the key stations are selected in five rivers; Ping river, Wang river, Yom river, Nan river and Pasak river.

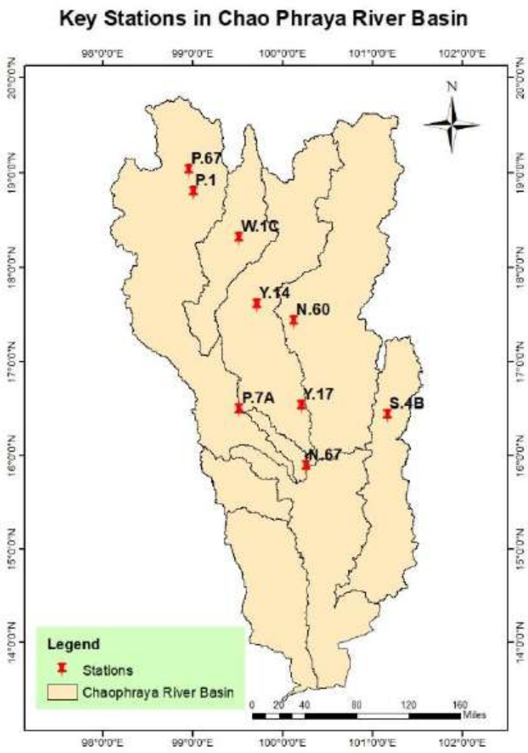


Fig. 1 Location of key stations in Chao Phraya River Basin

Key stations are selected based on having regular long-term maintenance to generate representative series of river system and locations free of backwater effects from any existing, ongoing or future. The generated datasets; observed and forecasted discharge from HII's flood forecasting system are collected and used in this study.

Table 1 Observed and Forecasted Discharge from Key Stations

Stations	River	Frequency	Period
P.67	Ping River	Daily	2017-2020
P.1	Ping River	Daily	2017-2020
P.7A	Ping River	Daily	2017-2020
W.1C	Wang River	Daily	2017-2020
Y.14	Yom River	Daily	2017-2020
Y.17	Yom River	Daily	2017-2020
N.60	Nam River	Daily	2017-2020
N.67	Nam River	Daily	2017-2020
S.4B	Pasak River	Daily	2017-2020

3. Methodology

3.1 Forecast Accuracy

Forecast Accuracy is the level of agreement between the forecast and the observation. The difference between the forecast and the observation is the error. The lower the errors, the greater the accuracy. The continuous rank probability score (CRPS) metric quantifies the difference between a forecast distribution and observation as follows (Hersbach,2000);

$$CRPS=\frac{1}{N}\times\sum_{i=1}^{N}\int_{-\infty}^{\infty}[F_i(y)-H_i\{y\geq y_0\}]^2\,dy \qquad (1)$$

where F_i is the cumulative distribution function (cdf) of the forecast of the year i, y is the forecast variable (here discharge) and y_0 is the corresponding observed value. $H_i\{y\geq y_0\}$ is the Heaviside step function that equals to 1 when the forecast values are greater than the observed values and equal to 0 otherwise. The CRPS summarizes the reliability, sharpness and bias attributes of the forecast. The perfect forecast, i.e. a point forecast that matches the actual value of the predicted quantity, has CRPS=0.

Linear error in probability (LEPS) measures the error in probability space as opposed to measurement space, where $CDF_0(F_i)$ and $CDF_0(O_i)$ are cumulative distribution function of forecasts and observations (Zhang & Casey, 2000). The range of LEPS is between 0 and 1 and the perfect score is 0.

$$LEPS=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}|CDF_0(F_i)-CDF_0(O_i)| \qquad (2)$$

3.2 Forecast Reliability

Forecast reliability is related to the correspondence between the distribution of forecasts and the distribution of observations. It is critically important so that water managers can confidently eliminate least plausible options in their water allocation and delivery planning which invariably involves extensive scenario analysis [4]. The reliability diagram, also called the attribute diagram, plots the observed frequency against the forecast probability. This can show how well their observed frequencies match to the expected event probabilities [5]. Reliability is indicated by the proximity of the plotted curve to the diagonal. The deviation from the diagonal gives the conditional bias. If the curve lies below the line, this indicates over forecasting and points lying above the line indicate under forecasting.

In statistics, the Kolmogorov-Smirnov (KS) test is a non-parametric test of the equality of continuous, one dimensional probability distributions that can be used to compare a sample with a reference probability distribution (one sample KS test) or to compare two samples KS test. The p value from KS test is used to categorize the reliability rating which is derived form p

value obtained form KS test at significance thresholds varying from 1% to 10%. A p value greater than 10 % implies a strong degree of confidence in forecast reliability, while a p value less than 1% implies a poor probability of accurate forecast distributions [2]. Also, Kolmogorov's D statistics enables to test whether the empirical distribution of data is different than a reference distribution.

3.3 Forecast Sharpness

The sharpness of forecasts is evaluated using the ratio of inter-quantile ranges (IQRs) of discharge forecasts and a historical reference. The following definition is used.

$$IQR_q=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{F_i(100-q)-F_i(q)}{C_i(100-q)-C_i(q)}\times 100\% \tag{3}$$

where IQR_q is the IQR value corresponding to percentiles q, $F_i(q)$ and $C_i(q)$ are respectively the qth percentiles of forecast and the historical reference for year i. An IQR_q of 100% indicates a forecast with the same sharpness as the reference, an IQR_q below 100% indicates forecasts that are sharper than the reference, and an IQR above 100% indicates forecasts that are less sharp than the reference (Woldemeskel et al., 2018). In this study, IQR_{99} ; the IQR at the 99th percentile is used in order to detect forecasts with unreasonably long tails in their predictive distributions.

3.4 Commonly used performance metrics

Standard verification methods are also used in this study to evaluate the forecast performance.

3.4.1 Mean Error

Mean Error can give the average forecast error. The range is between -∞ to ∞ and the perfect score is zero.

$$Mean\ Error=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{n}(F_i-O_i) \tag{4}$$

whereas, N = number of samples, F_i = forecast discharge, O_i = observed discharge.

3.4.2 Bias

Bias is the correspondence between the mean forecast and mean observations.

$$BIAS=\frac{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}F_i}{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}O_i} \tag{5}$$

3.4.3 Mean Absolute Error (MAE)

MAE is the average magnitude of the forecast errors. The range is from 0 to ∞ and the perfect score is 0.

$$MAE=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}|F_i-O_i| \tag{6}$$

3.4.4 Root Mean Square Error (RMSE)

RMSE is error computed from summation of mean square of observed and computed values. It can be considered as average value of error.

$$RMSE=\sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(F_i-O_i)^2} \tag{7}$$

3.4.5 Nash Sutcliffe efficiency coefficient (NSE)

NSE is frequently used to quantify the accuracy of hydrological predictions. It can answer a question as to how well the forecast predicts the observed time series. The range is between -∞ and 1 and the perfect score is 1.

$$NSE=\frac{\sum_{i=1}^{n}(F_i-O_i)^2}{\sum_{i=1}^{n}(O_i-\bar{O})^2} \tag{8}$$

3.4.6 Coefficient of determination (R^2)

The coefficient of determination (R^2) is a measure that assesses the ability of a model to predict or explain an outcome in the linear regression setting.

$$R^2=\frac{\left[\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})\right]^2}{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2} \tag{9}$$

where x_i and y_i are observed and forecasted data and $\bar{x}$ and $\bar{y}$ are averaged data of them.

3.4.7 Pearson correlation coefficient (r)

The Pearson coefficient is a type of correlation coefficient that represents the relationship between two variables that are measured on the same interval or ratio scale. The Pearson coefficient is a measure of the strength of the association between two continuous variables.

$$r=\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}} \tag{10}$$

where x_i and y_i are observed and forecasted data and $\bar{x}$ and $\bar{y}$ are averaged data of them.

4. Results and Discussion

4.1 Fitting probability distribution

Before analyzing the data, it is necessary to adjust the probability distributions to the observed and the forecasted (simulated) discharge. This study used three types of goodness

of fit tests, such as the Kolmogorov- statistics, the Crkamer-Mises statistics and the Anderson- statistics. The best probability distribution is then chosen for both datasets at each key station. For example, the statistics at Y.14 station (Yom River), are shown in the following tables. Weibull distribution is the best fit for Y.14 station, and the parameters of shape and scale are determined according to the test. After that, the cumulative distribution functions are calculated using those parameters.

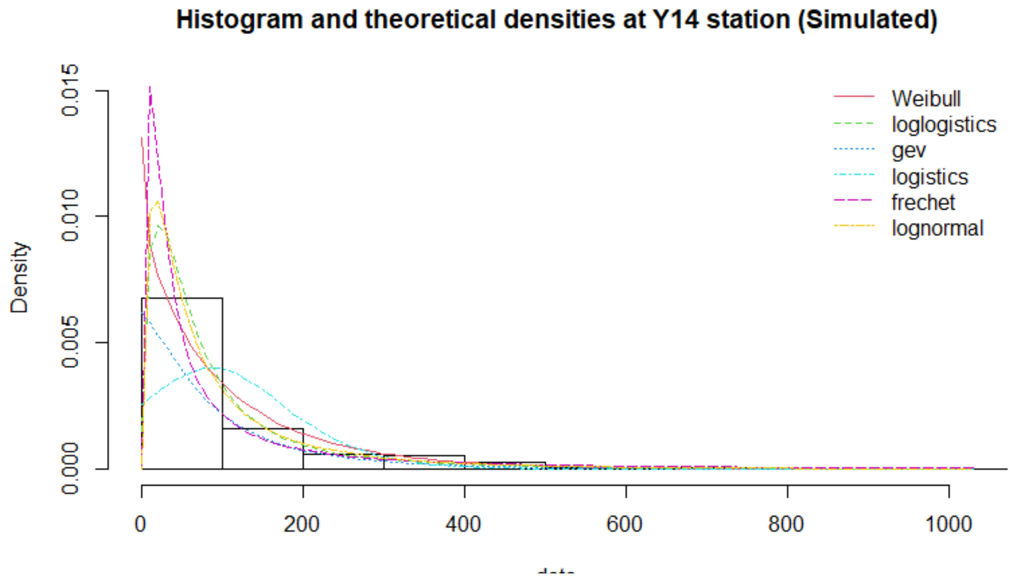


Fig.2 Histogram and theoretical densities at Y.14 station (simulated).

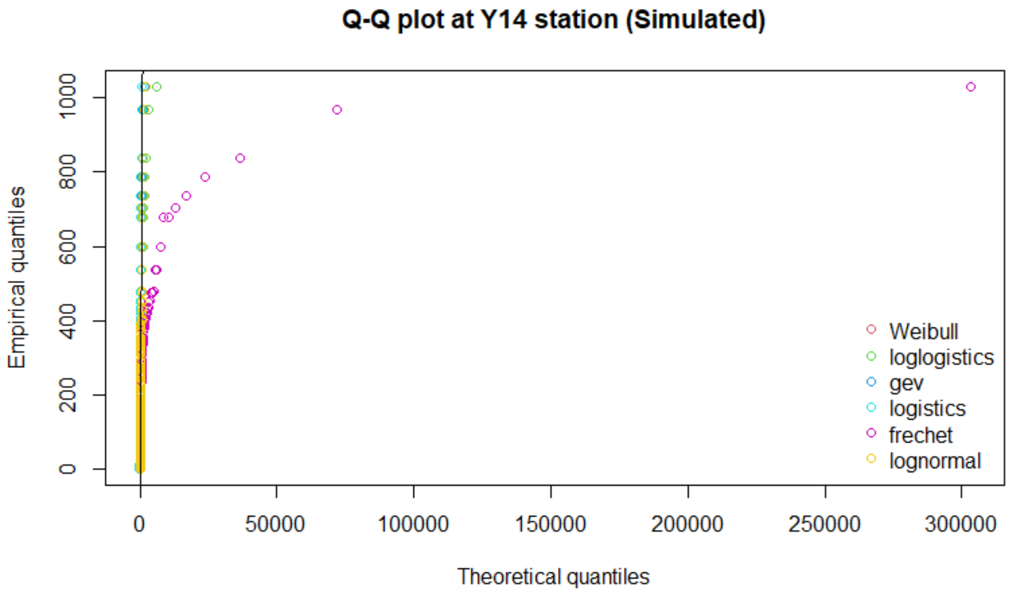


Fig.3 Q-Q plot at Y.14 station (simulated).

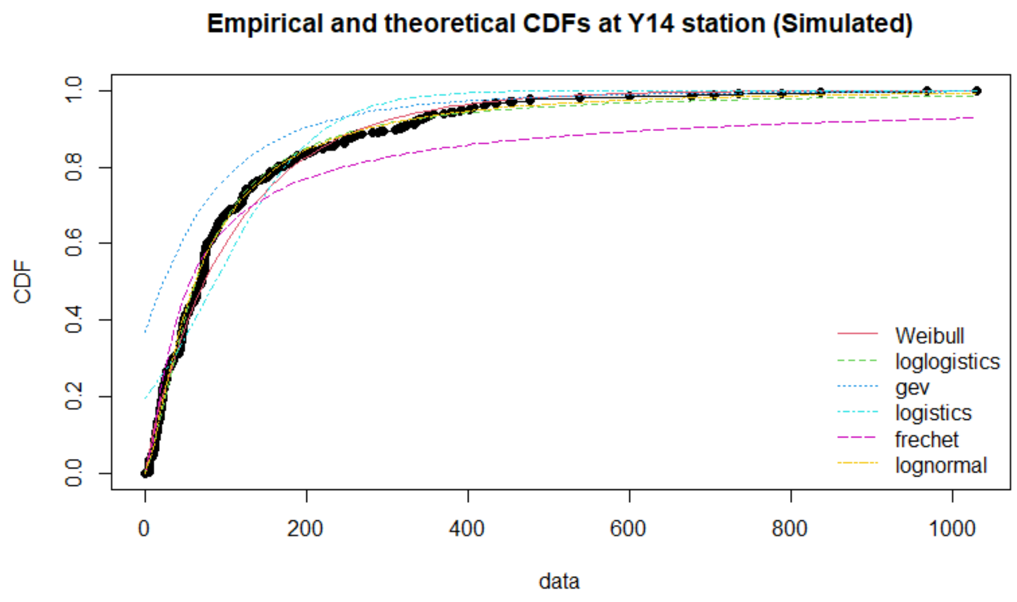


Fig.4 Empirical and theoretical CDFs at Y.14 station (simulated).

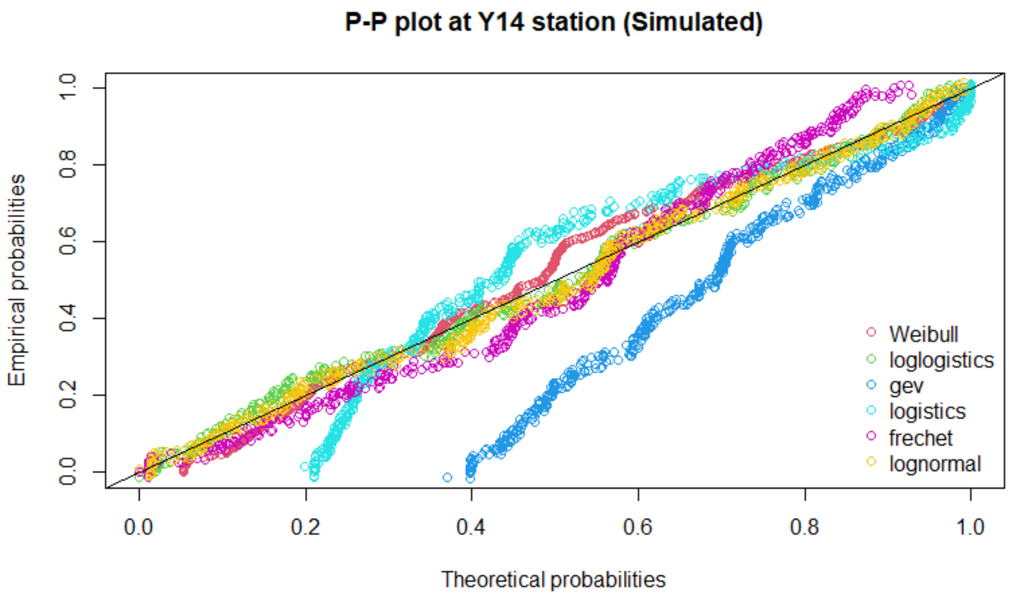


Fig.5 P-P plot at Y.14 station (simulated).

Table 2 Statistics Result for Simulated Discharge at Y.14 Station.

Goodness-of-fit statistics	Wei bull	Log normal	Gamma	Log logistics	GEV	Logistics	Burr	Frechet
Kolmogorov-Smirnov statistic	0.087	0.054	0.103	0.048	0.395	0.209	0.380	0.109
Cramer-von Mises statistic	0.741	0.204	1.057	0.204	23.69	4.159	24.84	1.664
Anderson-Darling statistic	4.621	1.154	5.783	1.439	112.8	30.491	120.7	11.314

Table 3 Statistics Result for Observed Discharge at Y.14 Station.

Goodness-of-fit statistics	Wei bull	Log normal	Gamma	Log logistics	GEV	Logistics	Burr	Frechet
Kolmogorov-Smirnov statistic	0.081	0.134	0.090	0.123	0.386	0.220	0.347	0.152
Cramer-von Mises statistic	0.842	1.134	0.993	1.304	21.53	3.994	17.91	3.006
Anderson-Darling statistic	5.363	6.939	6.244	6.244	106.5	29.379	89.29	22.343

4.2 Continuous ranked probability score and Linear error in probability score

Both scores are within the range between 0 and 0.5 at all main stations so forecast accuracy is decent and appropriate. LEPS and CRPS scores for all key stations are shown in the following figures.

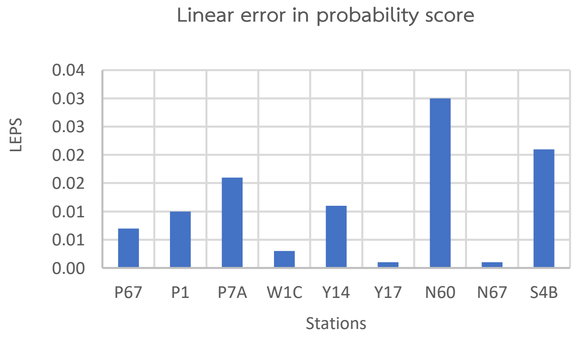


Fig. 6 Linear error in probability score

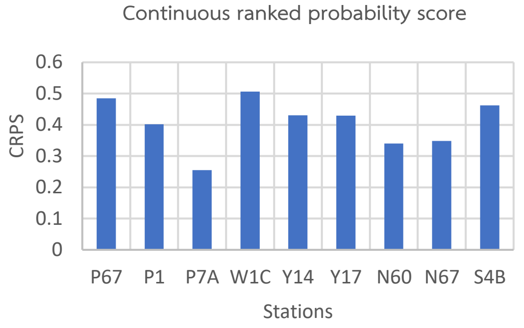


Fig. 7 Continuous ranked probability score

4.3 Forecast reliability test results

Reliability of forecasts is evaluated in key stations using reliability plots and KS tests. Reliability plots represent the curve that can say the observed frequency for a certain probability, and KS test D statistics show the difference between the predicted and observed discharge empirical cumulative dispersion functions. P values from KS test may also provide the response that the data is or is not reliable. For example, the P value for P.67 station is 0.053 so that the forecast is considered to be reliable since the P value is rated as reliable by more than or equal to 5 percent. The figure 8 and 9 show the reliability plots and KS test diagram at P.67 station.

4.4 Forecast Sharpness test results

The Interquartile Ranges (IQRs) for all main Chao Phraya Basin stations are calculated for forecast sharpness. The forecast is less sharp than the observed discharge for P.7A, P.67, N.67, and W.1C stations have predictions sharper than the comparison observed. The forecasts of remaining Stations are as accurate as those of reference. The results can be seen clearly in the bar chart below.

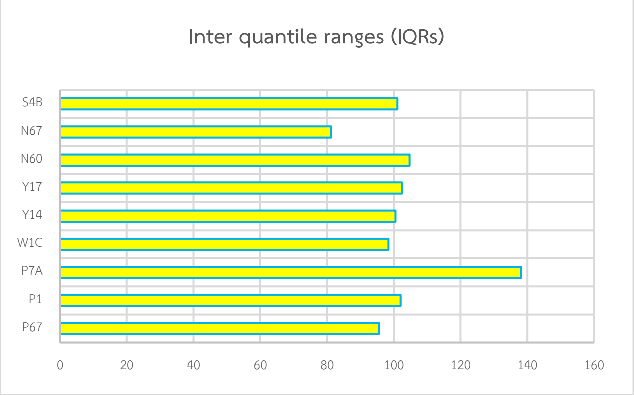


Fig. 10 Inter quantile ranges (IQRs) for key stations

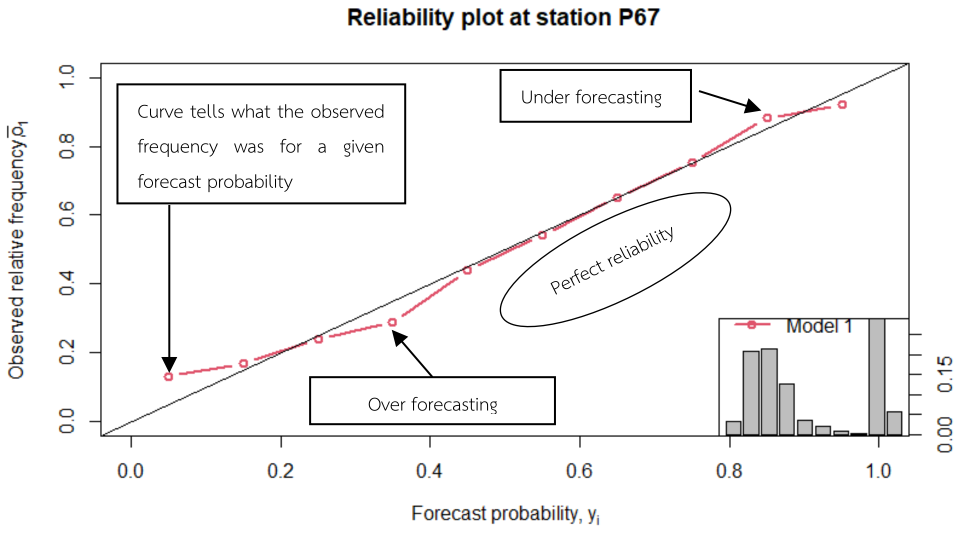


Fig.8 Reliability plot at P.67 station

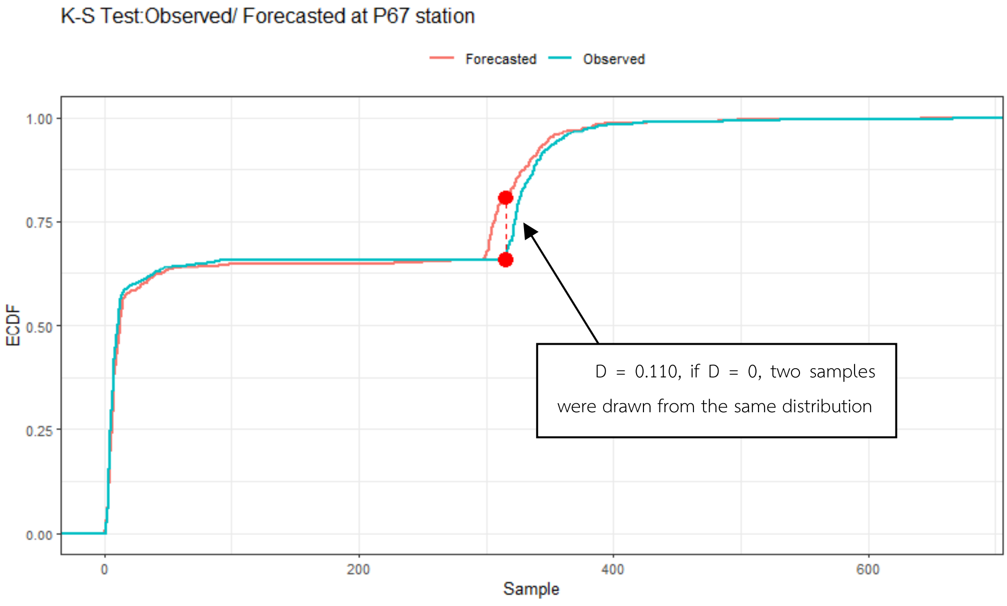


Fig.9 KS test at P67 station.

4.5 Standard verification results

The MAE and RMSE values for S.4B, P.67, W.1C, Y.14 and Y.17 are lower than others. Although the remaining stations have high values, they are also appropriate since the values of RMSE and MAE are considered to be less than half the standard deviation of measured results, and therefore either is suitable for model evaluation. The result of NSE, R^2 and r shows that most stations are almost 1 and therefore well-connected with the observed and predicted discharges.

There are some reasons of using these standard verification metrics. MAE and RMSE measures average error, weighted according to the square of the error. It does not indicate the direction of deviations. The RMSE puts greater influence on large errors than small errors, which may be a good thing if large errors are especially undesirable, but also encourage conservative forecasting. NSE and R^2 are frequently used to quantify the accuracy if hydrological predictions, whereas correlation coefficient measures how do the points of a scatter plot are to

a straight line and it does not take forecast bias into account. Therefore, all of kinds of parameters are need to be considered in evaluating the performance of forecasts.

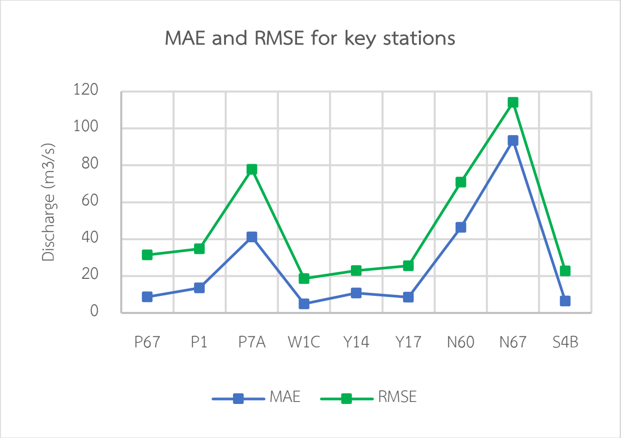


Fig. 11 MAE and RMSE values for all key stations

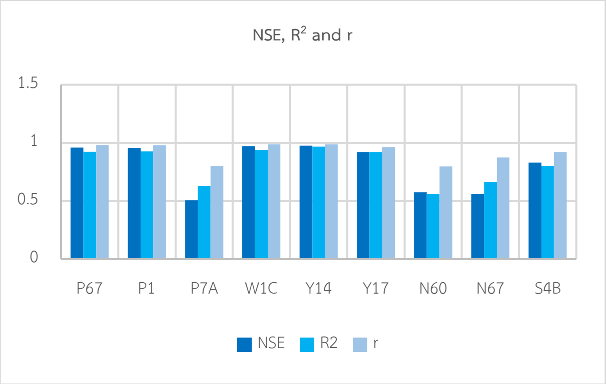


Fig. 12 Correlation coefficients for all key stations

Table 4 Nash Sutcliffe efficiency coefficient (NSE) for key stations

NSE ranges	Station Names	Number of stations	Remarks
0.9 <NSE <1	P.67, P.1, W.1C, Y.14, Y.17, S.4B	6	Very good model performance
0.8 <NSE <0.9	P.7A, N.60, N.67	3	Good model performance

Table 5 Coefficient of determination (R^2) for key stations

R^2 ranges	Station Names	Number of stations	Remarks
$0.9 < R^2 < 1$	P.67, P.1, W.1C, Y.14, Y.17	5	Very Strong Correlation
$0.8 < R^2 < 0.9$	S.4B	1	Strong Correlation
$0.6 < R^2 < 0.8$	P.7A, N.60, N.67	3	Moderate Correlation

Table 6 Pearson correlation coefficient (r) for key stations

R ranges	Station Names	Number of stations	Remarks
0.9 < r < 1	P.67, P.1, W.1C, Y.14, Y.17, S.4B	6	Very good correlation
0.8 < r < 0.9	P.7A, N.60, N.67	3	Good correlation

4.6 Taylor diagram

Taylor diagrams [3] provide a way of graphically summarizing how closely a pattern matches observations. The similarity between two patterns is quantified in terms of their correlation, their centered root means square difference and the amplitude of their variations. Figure 13 is a Taylor diagram which shows how it can be used to summarize the relative skill. Statistics for key stations were computed and colored dots were assigned to each station considered. The position of each dot appearing on the plot quantifies how closely that station's forecast pattern matches observations. Consider station P.7A, the green dot, for example. It's pattern correlation with observations is about 0.8. The two contours lie with label 100 and 200 indicate the RMS values and it can be seen that in the case of station P7A, the centered RMS error is about 100 m^3/sec. The standard deviation of the simulated pattern is proportional to the radial distance from the origin. For station P.7A, the standard deviation of the simulated field (about 129 m3/sec) is clearly greater than the observed standard deviation (110 m3/sec).

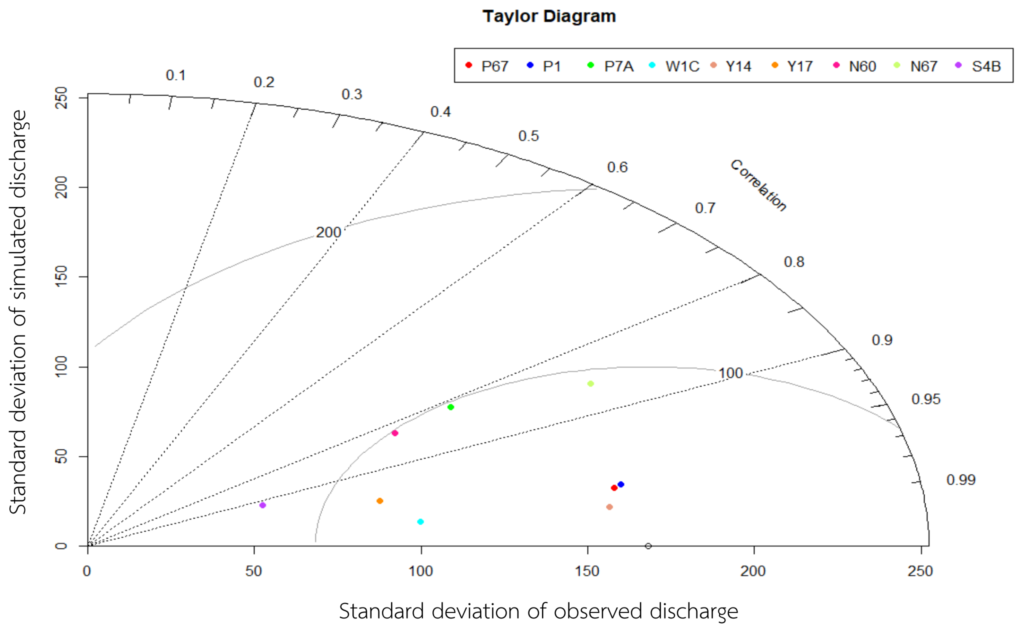


Fig.13 Taylor Diagram

5. Conclusions

This study focused on evaluating the performance forecast of the operational flood forecasting service in the Chao Phraya River Basin. For water managers and decision makers to use these predictions, it should be accurate and have a better sharpness than climatology. We investigated streamflow forecasts evaluating schemes based on verification metrics employing CRPS and LEPS for forecast accuracy, KS test and attribute diagram for forecast reliability, IQRs for forecast sharpness and other standard verification methods for forecasts of continuous variables, namely MAE, BIAS, RMSE, R^2, NSE and r. The analytical findings are obtained as follows.

1. Continuous ranking probability scores and linear error in the probability scores of most stations are closer to zero so that the key stations are in high accuracy.
2. There are three stations (N.67, P.67, W.1C) that have forecasts sharper than the reference so that they can be assumed as the best stations in terms of sharpness.
3. The p values can show the reliability of the data according to the KS test. Out of 9 stations, 4 stations have a p value of more than 5 percent, making them highly reliable. 2 stations are moderately reliable and the remaining stations are unlikely to have a reliable forecast.
4. When considering MAE and RMSE together, only two stations have values greater than half the standard deviation and the remaining stations can be considered to be appropriate for model evaluation.
5. The NSE, R^2 and r values can show the correlation between forecasts and observations. Five stations fall in the range above 0.8 and four stations fall in the range under 0.8. Overall, it can be seen that there is a strong correlation between forecasts and observed discharge at all stations.
6. The Taylor diagram shows that most stations have Root Mean Square (RMS) errors below 100 m^3/s and fall within a range of correlations from 0.8 to 0.99. The simulated patterns of the stations Y.14, N.60 and P.1 are in good agreement with the observations. These stations have relatively high correlation and low RMS errors.

After taking all the verification metrics into account, two stations in Ping River (P.67, P.1) and one station in Wang River (W.1C) are the best stations in forecasting flood. The rest of the stations do more or less well in each verification test. In this study, many kinds of verification metrics are used to evaluate the forecasts because each method has characteristics that reflect forecast behavior. Those results are necessary for decision making for earlier flood alerts, when the weighting of different components

of the flood forecasting system need to be optimized. Therefore, it can be concluded that HII flood forecast service in Chao Phraya River Basin performs very well in terms of forecast reliability, sharpness and accuracy.

Acknowledgement

Data for this study are provided by the Hydro-Informatics Institute (Thailand). Authors thank the anonymous reviewers for constructive comments and feedback that helped us substantially improve the paper.

References

[1] Hersbach, H. (2000). Decomposition of the continuous ranked probability score for ensemble prediction systems. Weather and Forecasting, 15(5), 559–570.

[2] Tuteja, N. K., Zhou, S., Lerat, J.,Wang, Q. J., Shin, D., and Robertson,D. E.: Overview of Communication Strategies for Uncertaintyin Hydrological Forecasting in Australia, in: Handbook of Hydrometeorological Ensemble Forecasting, edited by: Duan,Q., Pappenberger, F., Thielen, J., Wood, A., Cloke, H. L., and Schaake, J. C., Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg,1–19, 2016.

[3] Taylor, K. E. (2001). Summarizing multiple aspects of model performance in a single diagram. Journal of Geophysical Research: Atmospheres, 106(D7), 7183-7192

[4] Zhang, H., & Casey, T. (2000). Verification of categorical probability forecasts. *Weather and Forecasting*, *15*(1), 80–89.

[5] Turco, M., & Milelli, M. (2007). Towards Operational Probabilistic Precipitation Forecast. Group, (9), 56–62.

[6] Woldemeskel, F., McInerney, D., Lerat, J., Thyer, M., Kavetski, D., Shin, D., … Kuczera, G. (2018). Evaluating post-processing approaches for monthly and seasonal streamflow forecasts. Hydrology and Earth System Sciences, 22(12), 6257–6278.

แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11 สำหรับประเมินอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา

Hydrodynamics MIKE11 Model for Flooding Assessment in the Pho-Phraya Field

ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล[1,*]และ เอกลักษณ์ จันดี[2]

[1] ศาสตราจารย์ และ[2]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต จ.ปทุมธานี

**Corresponding author; E-mail address: cchava@engr.tu.ac.th*

บทคัดย่อ

การผันน้ำเข้าทุ่งเป็นหนึ่งในมาตรการที่สำคัญสำหรับบรรเทาความเสี่ยงอุทกภัยจากน้ำเหนือไหลหลากในพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา ดังนั้นการศึกษานี้จึงได้พัฒนาแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11 สำหรับประเมินความลึกของระดับน้ำและพื้นที่น้ำท่วมในทุ่ง จากผลกระทบของการปล่อยน้ำเข้าทุ่ง แบบจำลอง MIKE11 เป็นแบบจำลองที่ได้รับการยอมรับในการอธิบายการไหลในแม่น้ำ แต่ได้ถูกปรับปรุงให้สามารถประเมินเป็นกริด (grid) สถานการณ์น้ำท่วมคาดการณ์ในทุ่งได้ โดยสมมติอาคารชลศาสตร์จินตภาพในการกระจายน้ำตามพื้นที่ และอาศัยข้อมูลจากแบบจำลองระดับความสูงเชิงตัวเลข (DEM) แบบจำลอง MIKE11 ที่ปรับปรุงนี้ได้ถูกพัฒนา สำหรับอธิบายอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา โดยใช้ข้อมูลของเหตุการณ์น้ำท่วมในปี พ.ศ.2559 และ พ.ศ.2560 ในการปรับเทียบและสอบทาน ตามลำดับ ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบ่งออกได้เป็น 2 กรณี ได้แก่ (1) น้ำไหลในลำน้ำ และ (2) ล้นตลิ่ง ในกรณี (1) แบบจำลอง ซึ่งใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระในช่วง 0.025 – 0.035 ให้ระดับน้ำหน้า ปตร.โพธิ์พระยา ใกล้เคียงกับผลตรวจวัด (ค่าสัมประสิทธิ์ R^2 = 0.829 – 0.927 และ ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย RMSE = 0.18 – 0.20 ม.) ในกรณี (2) เมื่อพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของพื้นที่ทุ่งน้ำท่วมเท่ากับ 0.050 – 0.070 แบบจำลองสามารถประมาณการระดับน้ำท่วมในพื้นที่ทุ่ง (0.90 – 1.20 ม.) ซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจวัดพอสมควร จากผลการพัฒนาแบบจำลองพอสรุปได้ว่า แนวคิดที่นำเสนอในการปรับปรุงแบบจำลอง MIKE11 สามารถนำไปใช้ในการอธิบายอุทกภัยในทุ่งอื่นได้

คำสำคัญ: แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ อุทกภัย ทุ่งรับน้ำ ลุ่มน้ำเจ้าพระยา

Abstract

Diversion of flooding to a detention field is one of the importance measures for mitigation on inundation risk due to upstream floods in the Chao Phraya Basin. The present study therefore develops the hydrodynamic MIKE11 model for assessment of depth and area of flooding as a result of the diversion. The MIKE11 model is widely accepted in practice as a flood model in a river. In this research, we further improve the model ability to evaluate flooding situation in a detention field by assuming imaginary hydraulic structures to distribute flood excesses of actual canal network over the field area obtained from the digital elevation model (DEM). The improved MIKE11 model is then developed for describing the flood in the Pho-Phraya field. The development uses the flood data between 2016 and 2017 for model calibration and validation respectively. Development results can be divided into 2 cases: (1) flooding in the canal network and (2) spilling over the canals. For the first case, the model adopts coefficient of roughness from 0.025 to 0.035. It could estimate upstream water level at the Pho-Phraya gate that is reasonably accurate, as compared with an appropriate observation. The coefficient of determination R2 ranges from 0.72 to 0.83 while the root mean square error (RMSE) is between 0.15 and 0.23 m. Secondly, considering the roughness coefficient of 0.045-0.05, the flooding depths (0.9-1.2 m) of the model agree with corresponding data satisfactorily. In addition, the results obtained have suggested that the concept used in the improved model could be applied to the other flooding detention field.

Keywords: Hydrodynamics model, flooding, flooding detention field, the Chao Phraya Basin

1.บทนำ

จากเหตุการณ์อุทกภัยที่เกิดขึ้นของประเทศไทยแต่ละครั้ง ลุ่มน้ำเจ้าพระยาเป็นลุ่มน้ำที่ได้รับผลกระทบอย่างต่อเนื่องมาโดยตลอด เนื่องด้วยแม่น้ำเจ้าพระยารับมวลน้ำจากแม่น้ำของ ปิง วัง ยม และน่าน ที่ไหลมารวมตัวลงสู่แม่น้ำเจ้าพระยา ที่จังหวัดนครสวรรค์ เมื่อถึงฤดูฝนหรือพายุที่พัดผ่านภาคเหนือของประเทศไทยหรือในพื้นที่ลุ่มเจ้าพระยา มวลน้ำจากตอนบนจะไหลบ่ามารวมที่แม่น้ำเจ้าพระยา และประกอบกับพื้นที่ลุ่มน้ำ

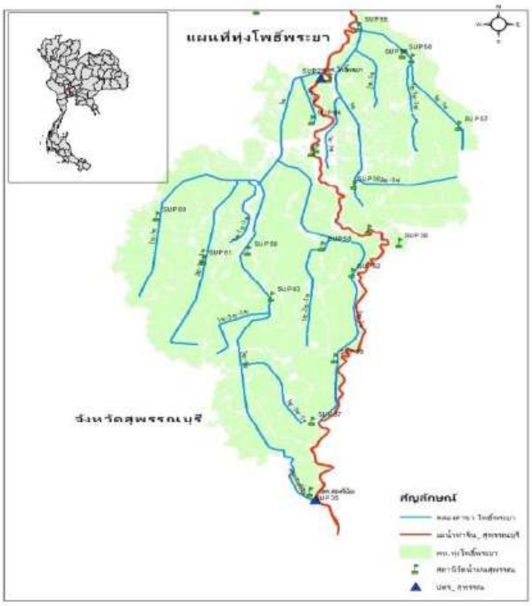
เจ้าพระยาเป็นพื้นที่ลุ่มต่ำและประมาตรน้ำเกินศักยภาพในการระบายของแม่น้ำเจ้าพระยารองรับได้ จึงทำให้เกิดอุกทกภัยเกิดขึ้นอยู่บ่อยครั้ง และจากเหตุการณ์อุทกภัยที่เกิดขึ้นนั้นมีความรุนแรงของอุทกภัยแตกต่างกันออกไปและความรุนแรงจากอุทกภัยนั้น สร้างความเสียหายให้แก่ประชาชนเป็นอย่างมาก เช่น พ.ศ. 2538 , พ.ศ.2545 พ.ศ.2549 , พ.ศ. 2553 , พ.ศ.2554 , พ.ศ.2559 และ พ.ศ. 2560 จากเหตุการณ์อุทกภัยดังกล่าวทำให้เกิดความเสียหายต่อการเกษตร โบราณสถาน/โบราณวัตถุ ชุมชน และนิคมอุตสาหกรรมเป็นจำนวนมาก (มูลค่าความเสียหาย 4.8 แสนล้านบาทและพื้นที่เกษตรกรได้รับความเสียหายประมาณ 11.4 ล้านไร่ สำหรับวิกฤติมหาอุทกภัยในปี พ.ศ.2554) [1]

หนึ่งในมาตรการที่สำคัญของแผนบรรเทาอุทกภัยแบบบูรณาการให้กับลุ่มเจ้าพระยาตอนล่าง ได้แก่ การตัดยอดอุทกภัยโดยใช้เขื่อนเจ้าพระยา (จังหวัดชัยนาท) ผันน้ำผ่านทางแม่น้ำท่าจีน ซึ่งมีอัตราการไหลปลอดภัยเท่ากับ 200 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที อย่างไรก็ตาม การผันอุทกภัยบางส่วนในแม่น้ำเจ้าพระยาเข้ามาในแม่น้ำท่าจีน ทำให้ปัญหาอุทกภัยในแม่น้ำท่าจีนรุนแรงขึ้น เพื่อลดปัญหาอุทกภัยในลุ่มน้ำท่าจีน กรมชลประทานจึงเสนอทุ่งโพธิ์พระยา (จังหวัดสุพรรณบุรี) เป็นทุ่งหน่วงน้ำก่อนที่จะระบายลงแม่น้ำท่าจีนตอนล่าง และโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยาได้กำหนดขนาดความจุของทุ่งหน่วงน้ำอยู่ที่ 160.66 ล้านลูกบาศก์เมตร ที่ระดับความลึกเฉลี่ยเท่ากับ 0.60 เมตร [2] แต่การผันน้ำเข้าทุ่งก่อให้เกิดความเสียหายต่อผลผลิตของเกษตรกรในพื้นที่ชลประทาน เพราะเกษตรกรไม่สามรถเก็บเกี่ยวผลผลิตได้ทัน ดังนั้นโครงการส่งน้ำฯ โพธิ์พระยาจึงได้ขุดลอกคลองระบายน้ำ กำจัดวัชพืชและสิ่งกีดขวางทางน้ำ เพิ่มความสูงคันกั้นน้ำ และบำรุงรักษาอาคารประกอบในคลองชลประทานให้พร้อมรับอุทกภัย พร้อมกันนั้นกรมชลประทานยังได้แนะนำเกษตรกรให้เลื่อนการเพาะปลูกให้เร็วขึ้น (จากเดือนมิถุนายน เป็น เดือนพฤษภาคม) โดยโครงการส่งน้ำฯ โพธิ์พระยา รับที่จะส่งน้ำให้เกษตรกรตามปฏิทินการเพาะปลูกใหม่ เพื่อลดความเสียหายของผลผลิต จากปริมาตรอุทกภัยที่เก็บกักในทุ่ง [3]

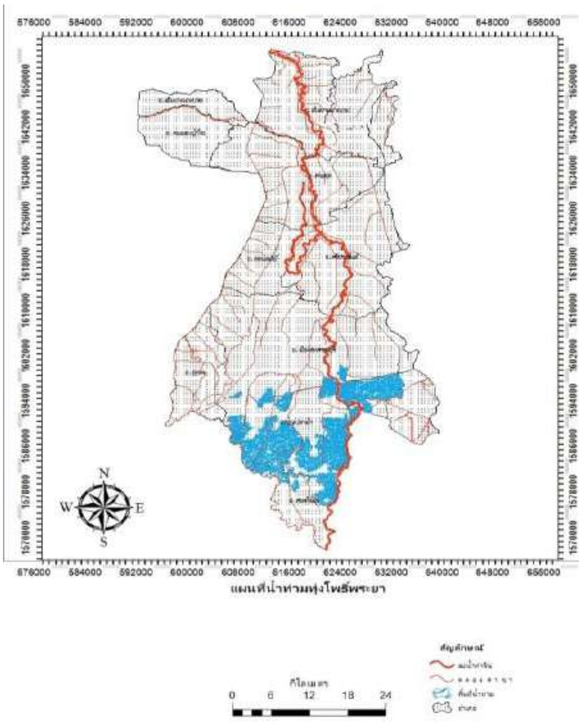
งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์หลัก เพื่อพัฒนาแบบจำลองอุทกพลศาสตร์**MIKE11** สำหรับบริหารปริมาตรอุทกภัย (ความลึกและพื้นที่น้ำท่วม) ในทุ่งโพธิ์พระยาให้มีประสิทธิภาพ แบบจำลอง **MIKE11** ที่พัฒนาขึ้นนี้ ได้ถูกปรับปรุงให้อธิบายปริมาตรอุทกภัยในทุ่งหน่วงน้ำ โดยใช้อาคารชลศาสตร์จินตภาพในการกระจายน้ำไปตามระดับความสูงของพื้นที่ในทุ่ง แบบจำลองนี้ใช้งานง่าย ต้องการข้อมูลและทรัพยากรในการคำนวณน้อย [4,5,6] เมื่อเทียบกับแบบจำลองชนิด 2 มิติ อื่น (เช่น **MIKE21** เป็นต้น) ผลการปรับเทียบและสอบเทียบของแบบจำลอง **MIKE11** โดยใช้ข้อมูลระบายน้ำ ปี พ.ศ.2559 และ ปี พ.ศ.2560 พบว่า แบบจำลองสามารถอธิบายความลึกได้ใกล้เคียงกับข้อมูลตรวจวัดในสนาม ทั้งในปีปรับเทียบและปีสอบทาน ส่วนพื้นที่น้ำท่วมที่ได้ก็สอดคล้องกับแผนที่น้ำท่วมของ **GISTDA** พอสมควร

2. พื้นที่ศึกษา

ทุ่งโพธิ์พระยาเป็นส่วนหนึ่งของพื้นที่รับผิดชอบของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา สำนักงานชลประทานที่ 12 กรมชลประทาน ครอบคลุมพื้นที่ประมาณ 640 ตารางกิโลเมตร พื้นที่รับผิดชอบดูแลในบริเวณพื้นที่จังหวัดสุพรรณบุรี ประกอบด้วย อำเภอศรีประจันต์ อำเภอเมืองสุพรรณบุรี อำเภอบางปลาม้า และอำเภอสองพี่น้อง (ดังแสดงในรูปที่ 1 (ก))



(ก) เครือข่ายคลองชลประทานและพื้นที่ศึกษาทุ่งโพธิ์พระยา



(ข) พื้นที่น้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยา

รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษาโครงการส่งน้ำฯ โพธิ์พระยา (ก) เครือข่ายคลองชลประทานและพื้นที่ศึกษาทุ่งโพธิ์พระยา (ข) พื้นที่น้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยา

การบริหารการจัดน้ำของโครงการมีหน้าที่หลักในการส่งน้ำและระบายน้ำเมื่อเกิดอุทกภัย และการส่งน้ำมีวัตถุประสงค์เพื่อสนับสนุนการเกษตรและการอุปโภคบริโภค โดยใช้คลองส่งน้ำ และคลองส่งน้ำในพื้นที่มีทั้งหมด 17 สาย ส่วนการระบายน้ำจะใช้คลองระบายน้ำเพื่อใช้บรรเทาความเดือดร้อนในพื้นที่และคลองระบายน้ำในพื้นที่มีทั้งหมด 12 สาย และปัจจุบันกรมชลประทานได้กำหนดให้ทุ่งโพธิ์พระยา ประกอบด้วยอำเภอเมืองสุพรรณบุรี อำเภอบางปลาม้า และอำเภอสองพี่น้องเป็นทุ่งรับน้ำ ซึ่งมีพื้นที่ทั้งหมดประมาณ 267 ตารางกิโลเมตร ที่ระดับเก็บกักเฉลี่ย 0.60 เมตร คิดเป็นปริมาตรน้ำทั้งหมด 160.66 ล้านลูกบาศก์เมตร และกำหนดปฏิทินการเพาะปลูกให้เร็วขึ้นเพื่อที่จะสามารถเก็บเกี่ยวผลผลิตได้ทันก่อนช่วงการเกิดอุทกประจำปีและหลังจากเก็บเกี่ยวผลผลิตเรียบร้อยแล้ว โครงการฯ ได้ขอใช้พื้นที่การเกษตรดังกล่าวเป็นพื้นที่รับน้ำนองต่อไป

หลักการในการบริหารจัดการอุทกภัยน้ำ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยาจะผันน้ำจากแม่น้ำท่าจีนบริเวณเหนือประตูระบายน้ำโพธิ์พระยาเข้าคลองส่งน้ำ 1 ซ้าย , 1ขวา และคลองส่งน้ำสายซอยสายต่างๆในพื้นที่รวมทั้งหมด 17 สาย (ดังแสดงในรูปที่ 1 (ก)) เพื่อผันน้ำเข้าไปเก็บกักในพื้นที่รับน้ำ (ดังแสดงในรูปที่ 1 (ข)) เกณฑ์ในการผันน้ำเข้าทุ่งรับน้ำ และจะผันเมื่อการระบายน้ำด้านท้ายประตูระบายน้ำโพธิ์พระยามีระดับเกิน +4.50 ม.รทก. และบริหารจัดการน้ำส่วนที่ไม่สามารถระบายลงด้านท้ายประตูระบายน้ำโพธิ์พระยาได้ โดยการผันน้ำเข้าคลองส่งน้ำฝั่งซ้ายและ ฝั่งขวาเหนือประตูระบายน้ำโพธิ์พระยาตามสัดส่วนของพื้นที่ที่ถูกจัดสรรให้เป็นทุ่งรับน้ำของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา ส่วนการระบายน้ำออกจากทุ่งโพธิ์พระยาจะระบายลงสู่แม่น้ำท่าจีนต่อเมื่อระดับน้ำด้านท้ายของแม่น้ำท่าจีนมีระดับลดลงจนสามารถระบายน้ำออกจากพื้นที่ดังกล่าวได้ ทั้งนี้แนวทางในการระบายน้ำของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยาจะอาศัยสถานีสูบน้ำจากคลองระบายต่างๆริมแม่น้ำท่าจีนเพื่อสูบน้ำออกจากพื้นที่ทุ่งรับน้ำโพธิ์พระยา

3. แบบจำลอง MIKE 11

แบบจำลอง MIKE 11 พัฒนาขึ้นโดยสถาบันชลศาสตร์แห่งประเทศเดนมาร์ค คือ แบบจำลองที่สามารถคำนวณการเคลื่อนที่ของน้ำแบบ 1 มิติ (1D – Hydrodynamic Model) [7] ในแม่น้ำ ภายใต้ข้อมูลขอบเขตและข้อมูลทางกายภาพของลำน้ำ ซึ่งผลการคำนวณจะให้ค่าระดับน้ำและอัตราการไหลในแม่น้ำ ดังนั้นแบบจำลองนี้จึงถือว่าเป็นแบบจำลองพื้นฐานที่สำคัญเพื่อนำไปประยุกต์ใช้ในการต่อยอดด้านอื่นๆ

แบบจำลองสภาพการไหล (Hydrodynamic Module) เป็นแบบจำลองประเภท Implicit Finite Difference Model ที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลแบบไม่คงที่ (Unsteady Flow) ในแม่น้ำ โดยมีสมการพื้นฐาน คือสมการ Saint Venant Equation (Danish Hydraulic Institute,1992) [8] ซึ่งประกอบด้วยสมการต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม การแก้สมการต่อเนื่องและสมการโมเมนตัมจะใช้วิธีการเรียกว่า Implicit Finite Difference Scheme ซึ่งพัฒนาขึ้นโดย Abbot and Ionescro (1967) [9] โครงสร้างของวิธีการแก้ปัญหาอยู่บนพื้นฐานที่เป็นอิสระจากลักษณะของคลื่น (wave description)

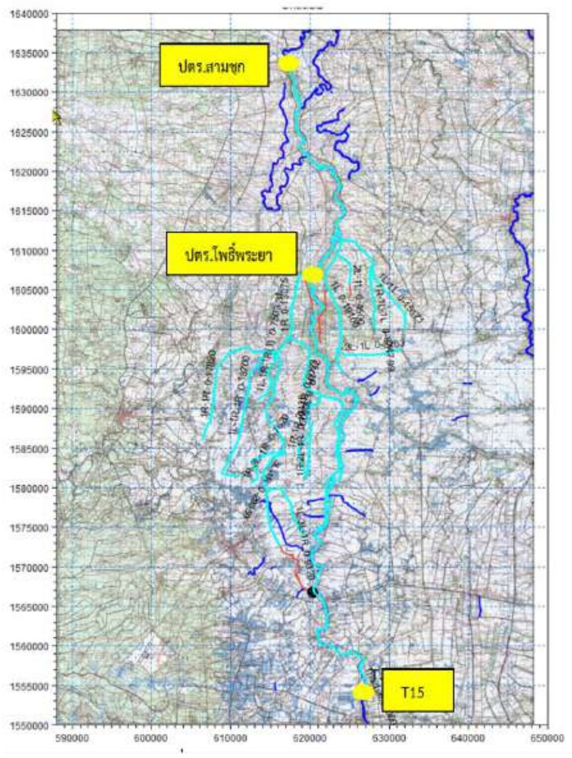
แบบจำลอง MIKE 11 เป็นแบบจำลองเชิงกายภาพ (Physical Based Model) ใช้ข้อมูลทางกายภาพของลำน้ำเป็นข้อมูลหลัก แบบจำลองนี้จึงเสมือนการสร้างลำน้ำหรือแม่น้ำในเครื่องคอมพิวเตอร์ ให้มีสภาพเหมือนลำน้ำจริง เพื่อให้คำนวณค่าระดับ (H หรือ h) และอัตราการไหล หรือปริมาณการไหล (Q) ในทุกตำแหน่งของลำน้ำ ซึ่งงานวิจัยฉบับนี้จึงพัฒนาแบบจำลองสำหรับประเมินอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา (ความลึกและพื้นที่น้ำท่วม) ด้วยแบบจำลอง MIKE11 ร่วมกับ DEM และ HelpGrid เพื่อคำนวณอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา

แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE 11 ใช้ข้อมูลต่างๆ เพื่อสร้างแบบจำลองและพัฒนาแบบจำลอง และในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์จำเป็นต้องกำหนดขอบเขตของแบบจำลอง โดยในการศึกษานี้ได้กำหนดให้อัตราการไหลผ่านประตูระบายน้ำของประตูระบายน้ำชลมาร์คพิจารณ์ (สามชุก)เป็นขอบเขตด้านเหนือน้ำของแม่น้ำท่าจีน ส่วนขอบเขตด้านท้ายน้ำใช้ข้อมูลระดับน้ำที่สถานี T.15 ของแม่น้ำท่าจีน (ดังแสดงในรูปที่ 2 (ก)) และข้อมูลที่ใช้เพื่อการศึกษาการเกิดน้ำท่วมในพื้นที่ทุ่งโพธิ์พระยาประกอบด้วยข้อมูลลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ ข้อมูลรูปตัดขวางลำน้ำ ข้อมูลสถิติปริมาณน้ำท่า ซึ่งข้อมูลเหล่านี้จัดเก็บโดยหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง คือ โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา สำนักงานชลประทานที่ 12 กรมชลประทาน โดยใช้ข้อมูลของปี พ.ศ.2559 และ ปี พ.ศ.2560 โดยมีรายละเอียดดังนี้

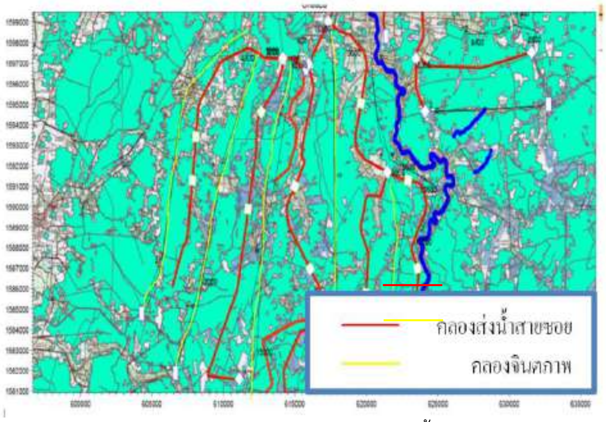
- ข้อมูลอัตราการไหล และระดับน้ำรายวัน จากสถานีวัดน้ำท่าในพื้นที่และที่ประตูระบายน้ำ ซึ่งจัดเก็บโดยกรมชลประทาน เพื่อใช้ในการปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลอง ซึ่งในแบบจำลองใช้ระดับน้ำที่ประตูระบายน้ำโพธิ์พระยาในการปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลอง
- ข้อมูลลักษณะภูมิประเทศ จากแผนที่ภูมิประเทศของกรมแผนที่ทหาร มาตราส่วน 1:50,000 ได้ทำการแบ่งพื้นที่ที่ได้รับผลกระทบจากการระบายน้ำของคลองส่งน้ำแต่ละคลอง สำหรับข้อมูลทางกายภาพของลำน้ำประกอบด้วยรูปตัดตามขวางของลำแม่น้ำท่าจีนและคลองส่งน้ำในพื้นที่โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา

รูปที่ 2 แสดงผังแนวคิดการจำลองของ Mike11 ในการอธิบายปริมาตรน้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยา โดยสร้างลำน้ำจำลอง(คลองจินตภาพ) เพื่อช่วยในการกระจายน้ำท่วมในทุ่ง คลองจินตภาพแบ่งเป็น 2 สาย ได้แก่ คลองจินตภาพสายหลัก และคลองจินตภาพสายรอง ซึ่งการไหลของคลองจินตภาพสายรองจะระบายอุทกภัยส่วนเกินจากคลองชลประทาน ลงสู่คลองจินตภาพสายหลัก เส้นทางของคลองสายหลักจะขนานกับคลองส่งน้ำสายซอย โดยกำหนดให้ระดับก้นคลองมีความสูงที่ระดับดินเดิม และตลิ่งกำหนดไว้ที่ระดับความสูง 1.50 เมตร จากก้นคลอง เพราะเป็นระดับความสูงที่เผื่อไว้สำหรับการกระจายน้ำท่วม ให้มีความลึกเทียบเคียงได้กับความลึกที่ยอมให้น้ำท่วมในทุ่ง (0.60 เมตร) [2] ส่วนคลองจินตภาพสายซอยจะเชื่อมต่อกันระหว่างตลิ่งของคลองส่งน้ำสายซอยและตลิ่งของคลองจินต

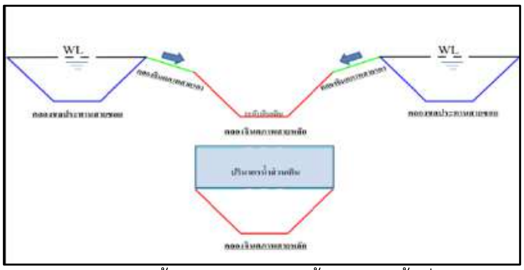
ภาพสายหลัก ตำแหน่งของคลองซอยจะกระจายไปตามพื้นที่น้ำท่วมซ้ำซาก ทุ่งโพธิ์พระยา



(ก) เครือข่ายของระบบคลองชลประทาน



(ข) ผังคลองจินตภาพสำหรับกระจายน้ำท่วม



(ค) ขั้นตอนการกระจายน้ำท่วมตามพื้นที่

รูปที่ 2 ผังแนวคิดการจำลองของ Mike11ในการอธิบายปริมาตรน้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยา (ก) เครือข่ายของระบบคลองชลประทาน (ข) ผังคลองจินตภาพสำหรับกระจายน้ำท่วม และ (ค) ขั้นตอนการกระจายน้ำท่วมตามพื้นที่

4. การประยุกต์แบบจำลอง

4.1 การสร้างแผนที่น้ำท่วมจาก MIKE11 โดยใช้ DEM และ HelpGrid

แบบจำลองอุทกพลศาสตร์จะพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างระดับน้ำกับอัตราการไหลเป็นขอบเขตด้านท้ายของคลองส่งน้ำสายต่าง ๆ ของโครงการส่งน้ำบำรุงรักษาโพธิ์พระยา ซึ่งจะต้องปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลองเพื่อปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ (Manning's n) เพื่อให้ระดับน้ำที่คำนวณได้จากแบบจำลองมีความใกล้เคียงมากที่สุดกับระดับน้ำที่ได้ทำการตรวจวัดที่บริเวณด้านเหนือน้ำของประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา โดยแบ่งออกเป็น 2 ช่วงเวลา คือช่วงเวลาน้ำน้อย ทำการปรับเทียบสัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ (Manning's n) ในแม่น้ำท่าจีนและคลองส่งน้ำ และช่วงเวลาน้ำท่วมทำการปรับเทียบสัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ (Manning's n) ในพื้นที่น้ำท่วมของทุ่งโพธิ์พระยา สำหรับขอบเขตการเกิดพื้นที่น้ำท่วมและความลึกน้ำท่วมที่ได้จากแบบจำลอง โดยจำลองสภาพการไหล (Hydrodynamic Module) จะใช้ข้อมูลแบบจำลองระดับความสูงเชิงตัวเลข (DEM) ขนาดความละเอียด 2 เมตร x 2 เมตร มาสร้างข้อมูลรูปตัดพื้นที่น้ำท่วมโดยจำลองเป็นเส้นลำน้ำอีกลำน้ำหนึ่ง (คลองจินตภาพ) ซึ่งจะมีจุดเชื่อมโยงระหว่างคลองส่งน้ำกับลำน้ำจำลองโดยจุดเชื่อมโยงดังกล่าวจะเป็นจุดที่กระบายน้ำจากคลองส่งน้ำเข้าสู่พื้นที่น้ำท่วมของทุ่งโพธิ์พระยา จากนั้นใช้ข้อมูล DEM สร้าง Help Grid เพื่อสร้างพื้นที่น้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยาโดยใช้ข้อมูลระดับน้ำในลำน้ำจำลองมาเทียบกับระดับความสูงของ Help Grid ของขอบเขตพื้นที่ที่กำหนดไว้ เพื่อให้แบบจำลองคำนวณหาระดับความลึกและพื้นที่น้ำท่วมของทุ่งโพธิ์พระยา

4.2 การวิเคราะห์ข้อมูล

ในการวิเคราะห์ข้อมูลเพื่อการศึกษาสภาพน้ำท่วมในพื้นที่ทุ่งโพธิ์พระยาได้ทำการวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่า โดยทำการพล็อตกราฟตามช่วงเวลา (Time Series) เพื่อเปรียบเทียบระดับน้ำและอัตราการไหลตั้งแต่เหนือน้ำถึงท้ายน้ำของพื้นที่ศึกษา

4.3 ค่าความสัมพันธ์ทางสถิติ

การปรับเทียบและการสอบเทียบแบบจำลองสภาพการไหล ได้ใช้ค่าความสัมพันธ์ทางสถิติในการพิจารณาประสิทธิภาพของแบบจำลอง ดังนี้

1) ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์(Correlation Coefficient ,r) โดยปกติแล้วค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีค่าระหว่าง -1 ถึง 1 ในกรณีที่ค่า r มีค่าเป็นบวกแสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์แบบปฏิภาคโดยตรง และในกรณีที่ค่า r มีค่าเป็นลบแสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมีสัมพันธ์แบบปฏิภาคผกผัน ในกรณีที่ค่า r มีค่าเข้าใกล้ 1 และ -1 แสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์กันเป็นอย่างดี และในกรณีที่ค่า r มีค่าเข้าใกล้ 0 แสดงว่ากลุ่มข้อมูลทั้งสองมีความสัมพันธ์น้อยหรือแถบไม่มีเลย ดังนั้นในการเปรียบเทียบระหว่างกราฟน้ำหลากที่คำนวณด้วยแบบจำลองและกราฟน้ำหลากที่ได้จากการตรวจวัดข้อมูลนั้นสมควรมีค่า r ตั้งแต่ 0.8 ถึง 1 จึงจะถือว่าการปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลองอยู่ในเกณฑ์ที่ยอมรับได้ ซึ่งค่า r สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N} Q_{obs,i} \cdot Q_{sim,i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} Q^{N}_{obs,i} \cdot \sum_{i=1}^{N} Q^{2}_{sim,i}}} \qquad (1)$$

2) Water Balance Error เป็นตัวแปรทางสถิติที่แสดงความแตกต่างของปริมาณน้ำท่าสะสมระหว่างปริมาณน้ำท่าที่คำนวณด้วยแบบจำลองและปริมาณน้ำท่าที่ได้จากการตรวจวัด ควรมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ ซึ่งค่า Water Balance Error สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$WBL = \frac{\sum_{i=1}^{N} Q_{sim,i} - \sum_{i=1}^{N} Q_{obs,i}}{\sum_{i=1}^{N} Q_{obs,i}} \times 100 \qquad (2)$$

3) Root Mean Square Error (RMSE) เป็นตัวแปรทางสถิติที่แสดงความคลาดเคลื่อนสมบูรณ์ (Absolute Error) ระหว่างปริมาณน้ำท่าที่ได้จากการคำนวณด้วยแบบจำลองและปริมาณน้ำท่าที่ได้จากการตรวจวัด ควรมีค่าเข้าใกล้ศูนย์ ซึ่งค่า RMSE สามารถคำนวณได้จากสมการ

$$RMSE = \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(Q_{obs,i} - Q_{sim,i}\right)^2}{N} \right)^{1/2} \qquad (3)$$

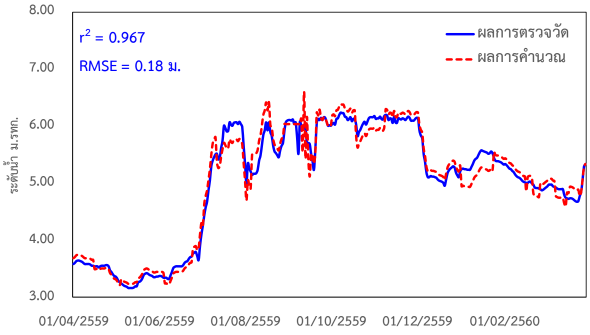
เมื่อ N = จำนวนข้อมูล

Q_{obs} = ปริมาณหรือระดับน้ำที่ได้จากการตรวจวัด

Q_{sim} = ปริมาณหรือระดับน้ำที่ได้จากการคำนวณ

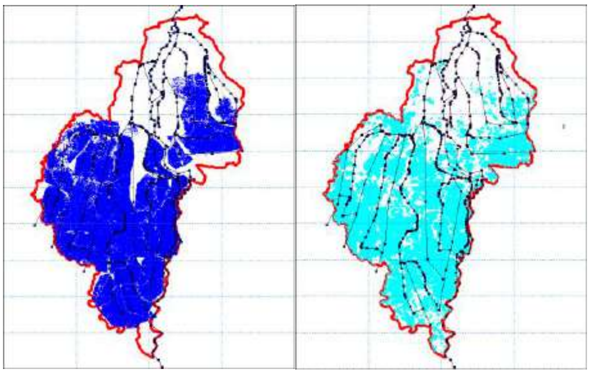
4.4 การปรับเทียบแบบจำลอง

การปรับเทียบแบบจำลองสภาพการไหล ได้ทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ โดยใช้ข้อมูลของปี พ.ศ.2559 เพื่อให้ผลการคำนวณระดับน้ำสอดคล้องกับระดับน้ำหน้าประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา (ดังแสดงในรูปที่ 3) พบว่า ค่า Correlation Coefficient (r^2) เท่ากับ 0.967 และค่า RMSE เท่ากับ 0.18 เมตร



รูปที่ 3 ผลการปรับเทียบระดับน้ำด้านเหนือน้ำของ ปตร.โพธิ์พระยา(พ.ศ. 2559)

สำหรับผลการคำนวณพื้นที่น้ำท่วมจากแบบจำลองสภาพการไหล (Hydrodynamic Module) โดยใช้ Help Grid โดยสอบเทียบกับข้อมูลพื้นที่น้ำท่วมจากสำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (GISTDA) ในช่วงปี พ.ศ.2559 (ดังแสดงในรูปที่ 4) พบว่าพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากแบบจำลองขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมใกล้เคียงกัน โดยค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) ในทุ่งน้ำท่วมมีค่าระหว่าง 0.050 ถึง 0.070

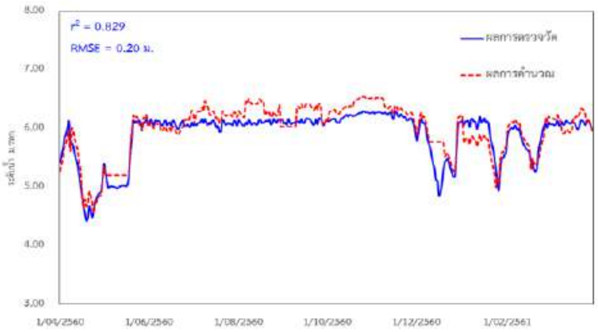


(ก) แบบจำลอง (ข) ข้อมูล GISTDA

รูปที่ 4 พื้นที่น้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยาปี พ.ศ. 2559

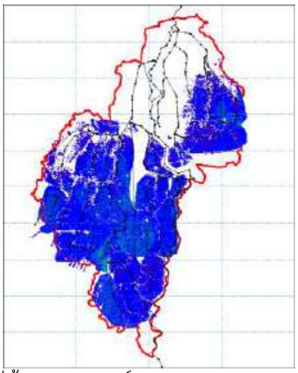
4.5 การสอบทานแบบจำลอง

การสอบทานแบบจำลองสภาพการไหล ได้ทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระท้องน้ำ โดยใช้ข้อมูลของปี พ.ศ.2560 เพื่อให้ผลการคำนวณระดับน้ำสอดคล้องกับระดับน้ำหน้าประตูระบายน้ำโพธิ์พระยา (ดังแสดงในรูปที่ 5) พบว่า ค่า Correlation Coefficient (r^2) เท่ากับ 0.829 และค่า RMSE เท่ากับ 0.20 เมตร



รูปที่ 5 ผลการปรับเทียบระดับน้ำด้านเหนือน้ำของ ปตร.โพธิ์พระยา(พ.ศ.2560)

สำหรับผลการคำนวณพื้นที่น้ำท่วมจากแบบจำลองสภาพการไหล (Hydrodynamic Module) โดยใช้ Help Grid พบว่าพื้นที่น้ำท่วมที่ได้จากแบบจำลองขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม มีค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) ในทุ่งน้ำท่วมมีค่าระหว่าง 0.050 ถึง 0.070 (ดังแสดงในรูปที่ 6)



รูปที่ 6 พื้นที่น้ำท่วมในทุ่งโพธิ์พระยาปี พ.ศ. 2560 (แบบจำลอง)

5. สรุปผลการวิจัย

จากผลการศึกษาการสร้างแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE11 สำหรับประเมินอุทกภัยในทุ่งโพธิ์พระยา ซึ่งอาศัยข้อมูลจากแบบจำลองระดับความสูงเชิงตัวเลข (DEM) โดยใช้ข้อมูลของเหตุการณ์น้ำท่วมในปี พ.ศ.2559 และ พ.ศ.2560 ในการปรับเทียบและตรวจสอบ ผลลัพธ์ที่ได้จากการพัฒนาแบ่งออกได้เป็น 2 กรณี ได้แก่ (1) น้ำไหลในลำน้ำ และ (2) ล้นตลิ่ง ในกรณี (1) แบบจำลอง ซึ่งใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระในช่วง 0.025 – 0.035 ให้ระดับน้ำหน้า ปตร.โพธิ์พระยา ใกล้เคียงกับผลตรวจวัด (ค่าสัมประสิทธิ์ R^2 = 0.829 – 0.927 และ ค่ารากที่สองของความคลาดเคลื่อนเฉลี่ย RMSE = 0.18 – 0.20 ม.) ในกรณี (2) เมื่อพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของพื้นที่ทุ่งน้ำท่วมเท่ากับ 0.050 – 0.070 แบบจำลองสามารถประมาณการระดับน้ำท่วมในพื้นที่ทุ่ง (0.90 – 1.20 ม.) ซึ่งสอดคล้องกับผลการตรวจวัดพอสมควร จากผลการพัฒนาแบบจำลองพอสรุปได้ว่า แนวคิดที่นำเสนอในการปรับปรุงแบบจำลอง MIKE11 สามารถนำไปใช้ในการอธิบายอุทกภัยในทุ่งอื่นได้

เอกสารอ้างอิง

[1] ธนาคารแห่งประเทศไทย.(2554).มหาอุทกภัย 2554 ผลกระทบและแนวโน้มการฟื้นตัว จากการสำรวจผู้ประกอบการ. ค้นหาเมื่อ 1 เมษายน 2563, จาก https://www.bot.or.th/Thai/MonetaryPolicy/EconomicConditions/AnalysisBLP/1ThaiFloodSurvey2011.pdf

[2] โครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาโพธิ์พระยา.(2562).รายงานผลสำรวจพื้นที่ลุ่มน้ำเพื่อใช้เป็นแก้มลิงรับน้ำ. สำนักงานชลประทานที่ 12 กรมชลประทาน

[3] ฝ่ายจัดสรรน้ำที่ 1 . (2562). แผนการดำเนินการบริหารจัดการน้ำพื้นที่ลุ่มต่ำ ลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง 12 ทุ่ง ปี 2562. ส่วนบริหารจัดการน้ำ สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน

[4] Ngo,L.L. , Madsen,H. , Rosbjerg,D. Pedersen,C.B. , (2008), Implementation and Comparison of Reservoir Operation Stragied for the Hoa Binh Reservoir ,Vietnam using the Mike11 Model .Water Resour Manage, 22:457-472, DOI 10.1007/s11269-007-9172-1

[5] Shamsudin,S. , Hashim,N. , (2002), Rainfall Runoof Simulation Using Mike11 NAM. Journal Kejuruteraan Awam (Journal of Engineering), Vol 15, No.2

[6] Kamel, A.H., (2008). Application of a Hydrodynamic Mike 11 Model for The Euphrates River in Iraq. Slovak Journal of Civil Engineering, Page1-7, Received 13.1.2008, Accepted 26.4.2008

[7] Danish Hydraulic Institute. 1992. MIKE 11 Reference Manual. Horsholm. Denmark.

[8] Abbott, M. B., and F. Ionescu, “On the numerical computation of nearly horizontal flows,” Jour. of Hydraulic Research, Vol. 5, No. 2, 1967, pp. 97–117.

วิธีการผันน้ำเพื่อการชลประทานสำหรับลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างในฤดูแล้ง

A Water Diversion Procedure to Irrigation for the Lower Chao Phraya Basin in Dry Season

ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล[1,*] และ คุณานนต์ ศรีสุทิวา[2]

[1] ศาสตราจารย์ และ [1]นักศึกษาปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต จ.ปทุมธานี

**Corresponding author; E-mail address: cchava@engr.tu.ac.th*

บทคัดย่อ

การผันน้ำให้ตรงตามแผนการส่งน้ำเข้าสู่พื้นที่ชลประทาน เป็นพื้นฐานที่สำคัญในการบริหารจัดการน้ำในลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างระหว่างช่วงฤดูแล้งให้มีประสิทธิภาพ ดังนั้นการศึกษานี้จึงนำเสนอวิธีการผันน้ำจากเขื่อนเจ้าพระยา ซึ่งประกอบด้วยความสัมพันธ์ถดถอยแบบควอนไทล์ (quantile regression) ระหว่างข้อมูลระดับน้ำเหนือเขื่อนกับอัตราการผันน้ำเข้าแม่น้ำและคลองที่สนใจ (2540 - 2559) และการแจกแจงความน่าจะเป็นแบบการแจกแจงแบบปกติ(normal distribution) ของข้อมูลปริมาณน้ำต้นทุนรวมของเขื่อนภูมิพลและสิริกิติ์สำหรับช่วงฤดูแล้ง (2540-2559) ความสัมพันธ์ถดถอยแบบควอนไทล์เหมาะสมกว่าการถดถอยแบบกำลังสองน้อยที่สุด (least squares regression) เพราะงานวิจัยนี้สนใจฟังก์ชั่นแบบมีเงื่อนไขกับควอนไทล์ นอกจากนี้ยังแปรปรวนน้อยกว่า เมื่อต้องใช้ประมาณการกรณีสุดโต่งด้วย ขั้นตอนการประยุกต์ใช้วิธีการที่พัฒนาขึ้นนี้เริ่มต้นโดยใช้แบบจำลองหาระดับความน่าจะเป็นของข้อมูลน้ำต้นทุนรวมด้วยวิธีการแจกแจงแบบปกติ (Normal Distribution) จากนั้นพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันน้ำกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับน้ำต้นทุนต่าง ๆ ด้วยวิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression) ผลการประยุกต์วิธีการผันน้ำที่เสนอเข้าสู่แม่น้ำน้อยผ่านทางประตูระบายน้ำบรมธาตุ และแม่น้ำท่าจีนผ่านทางประตูระบายน้ำพลเทพ พบว่า วิธีการนี้สามารถส่งน้ำให้กับพื้นที่ชลประทานได้ตรงตามแผนมากกว่าข้อมูลการผันน้ำเดิม

คำสำคัญ: การถดถอย, การแจกแจงความน่าจะเป็น, เขื่อนผันน้ำ, ลุ่มน้ำเจ้าพระยา

Abstract

Diversion of water meeting an irrigation plan is fundamental to management of water resources in the lower Chao Phraya Basin during dry season efficiently. This study therefore proposes a procedure for water diversion from the Chao Phraya Dam that consists of a combination of a quantile regression between observed upstream-water-level of the dam and diversion discharge record (1997 – 2016) and a probability distribution (lognormal distribution) of historical capital water of the Bhumibhol and Sirikit dams for the period (1997 - 2016). The adopted regression is more suitable than ordinary least-square one because the present research is interested in obtaining the function that is conditional on quantile. In addition, when dealing with outlier condition, its estimation is also more robust. The application of the proposed procedure starts with using the normal distribution function to find a level of probability for the available capital water. Later, it considers the developed Quantile regression to estimate a rate of diversion discharge with the probability level and a water level observation. Results of applying to the Noi River (the Boromtart Gate) and the Tha-Chin River (the Polathep Gate) have shown that the procedure yields the size of irrigated areas that are closer to a plan than that of existing ones.

Keywords: Quantile Regression, probability distribution, diversion dam, the Chao Phraya Basin

1.คำนำ

ลุ่มน้ำเจ้าพระยาเป็นลุ่มน้ำที่มีขนาดใหญ่ที่สุดของประเทศไทย ครอบคลุมพื้นที่ตั้งแต่ภาคเหนือของประเทศลงมาจนถึงที่ราบลุ่มภาคกลาง รวม 22 จังหวัด และยังเป็นลุ่มน้ำที่มีการทำเกษตรกรรมที่ใหญ่ที่สุดในประเทศไทยโดยเฉพาะการปลูกข้าว ลุ่มเจ้าพระยามีพื้นที่ชลประทานทั้งหมด 10.5 ล้านไร่ ส่วนใหญ่เป็นการเพาะปลูกข้าว แบ่งเป็นพื้นที่เพาะปลูกข้าวในลุ่มเจ้าพระยาตอนบน(เหนือจังหวัดนครสวรรค์ขึ้นไป) ประมาณ 3 ล้านไร่ และลุ่มเจ้าพระยาตอนล่าง(ใต้จังหวัดนครสวรรค์ลงมา) ประมาณ 7.5 ล้านไร่ คิดเป็นมูลค่าทางเศรษฐกิจรวมกว่า 51,877 ล้านบาทต่อปี และมักจะประสบปัญหาปริมาณน้ำในการเพาะปลูกไม่เพียงพอในช่วง

ฤดูแล้งทำให้เกิดพื้นที่การเพาะปลูกเสียหายกว่า 448,000 ไร่ รวมมูลค่าความเสียหายทางเศรษฐกิจกว่า 4,150 ล้านบาท [1]

พื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยาใช้น้ำต้นทุนจากแหล่งเดียวกันคือ เขื่อนภูมิพลในแม่น้ำปิง และเขื่อนในแม่น้ำน่านมีปริมาณเก็บกักรวม 22,972 ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งมีความจุน้ำใช้การสุทธิ 16,322 ล้านลูกบาศก์เมตร การบริหารจัดการน้ำในลุ่มเจ้าพระยาตอนล่างจะใช้เขื่อนเจ้าพระยาเป็นเครื่องมือหลักในการทดน้ำ เพื่อยกระดับน้ำในแม่น้ำเจ้าพระยาให้สามารถที่จะผันเข้าสู่ระบบชลประทานทั้งฝั่งตะวันตก และฝั่งตะวันออก ซึ่งมีแม่น้ำและคลองที่สำคัญทั้งหมด 5 สาย ได้แก่ แม่น้ำน้อย แม่น้ำท่าจีน และคลองมะขามเฒ่า-อู่ทอง(ม.-อ.) ในฝั่งตะวันออกแม่น้ำเจ้าพระยา คลองชัยนาท-อยุธยา(มโนรมย์) และคลองชัยนาท-ป่าสัก(มหาราช) ในฝั่งตะวันตกของแม่น้ำเจ้าพระยา [1]

กรมชลประทานซึ่งเป็นหน่วยงานหลักในการบริหารจัดการน้ำนั้น มีการบริหารจัดการโดยการใช้ปริมาณน้ำใช้การที่มีใน 2 เขื่อนหลักในลุ่มน้ำเจ้าพระยา(เขื่อนภูมิพล และเขื่อนสิริกิติ์) ณ วันที่ 1 พฤศจิกายน ของทุกปีเป็นปริมาณน้ำต้นทุนสำหรับการเพาะปลูกในช่วงฤดูแล้งของลุ่มเจ้าพระยา โดยการวางแผนการเพาะปลูกในช่วงฤดูแล้งนั้นกรมชลประทานจะวางแผนการเพาะปลูกไว้ที่ 50% ของพื้นที่การเพาะปลูกทั้งหมดเป็นอันดับแรก เช่น ในลุ่มเจ้าพระยาตอนล่างมีพื้นที่เพาะปลูกทั้งหมด 7.5 ล้านไร่ ในแผนการเพาะปลูกฤดูแล้งจะกำหนดไว้แค่ไม่เกิน 3.2 ล้านไร่ และเมื่อนำแผนการเพาะปลูกดังกล่าวมาคำนวณปริมาณการใช้น้ำทั้งฤดูกาลแล้วพบว่ายังไม่เพียงพอ ก็จะมีการพิจารณาปรับลดแผนการเพาะปลูกลงมาให้สอดคล้องกับปริมาณน้ำต้นทุนที่มีอยู่ ซึ่งในการจัดทำแผนการเพาะปลูกดังกล่าวจะมีการประชุมกลุ่มผู้ใช้น้ำชลประทานในพื้นที่ต่าง ๆ ผ่านหน่วยงานในพื้นที่ของกรมชลประทานเพื่อสำรวจความคิดเห็น และทำข้อตกลงร่วมกันในการใช้น้ำต้นทุนดังกล่าวด้วย {[2] [3]} อย่างไรก็ตามการบริหารจัดการน้ำด้วยการผันน้ำในอดีตที่ผ่านมาพบว่า มีการบริหารจัดการที่ไม่ตรงตามแผนการผันน้ำ ส่วนใหญ่จะมีการผันน้ำที่มากกว่าแผน ทำให้พื้นที่ชลประทานในแม่น้ำ และคลองสายอื่นๆ มีปริมาณน้ำไม่เพียงพอ สาเหตุที่เป็นเช่นนี้เพราะวิศวกรไม่มีเกณฑ์การผันน้ำที่แน่นอน ตามระดับน้ำต้นทุนและระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยา

ดังนั้น งานวิจัยนี้จึงพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันน้ำกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับน้ำต้นทุนต่าง ๆ ด้วยวิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression) เพราะวิธีการถดถอยที่เสนอนี้ มีความเหมาะสมกับปัญหาเพราะสามารถให้ความสัมพันธ์ที่สนใจแบบมีเงื่อนไขกับปริมาณน้ำต้นทุนต่าง ๆ ได้ การพัฒนาฟังก์ชั่นแสดงอัตราการผันน้ำของแม่น้ำน้อยและแม่น้ำท่าจีนโดยใช้ข้อมูลการไหลผ่านประตูระบายน้ำและระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาระหว่างปีพ.ศ.2540-2559 ผลการทดสอบฟังก์ชั่นที่พัฒนาขึ้นกับข้อมูลปีพ.ศ.2560 ได้แสดงให้เห็นว่าความสัมพันธ์นี้สามารถให้แนวทางในการผันน้ำเข้าพื้นที่ชลประทานได้ใกล้เคียงกับแผนการเพาะปลูกมากกว่าการบริหารโดยใช้ประสบการณ์ของวิศวกรในพื้นที่เพราะอัตราการผันน้ำที่ได้มีความใกล้เคียงกับความต้องการน้ำตามแผนการผันน้ำมากกว่า

2. วิธีการพัฒนาฟังก์ชั่นแสดงอัตราการผันน้ำแบบมีเงื่อนไข

งานวิจัยนี้จะใช้ทฤษฎีการแจกแจงแบบปกติ (Normal Distribution) ในการวิเคราะห์ระดับน้ำต้นทุนในปีต่าง เพื่อใช้เป็นเงื่อนไขในการผันน้ำ ๆ และใช้วิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression) เพื่อพัฒนาความสัมพันธ์ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันน้ำกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับน้ำต้นทุนต่าง ๆ

2.1 การแจกแจงแบบปกติ (Normal Distribution) ของระดับน้ำต้นทุน

งานวิจัยนี้พิจารณาแหล่งน้ำต้นทุนในฤดูแล้งของลุ่มน้ำเจ้าพระยาโดยพิจารณาจากปริมาณแค่ 2 เขื่อนหลักคือเขื่อนภูมิพลและสิริกิติ์เท่านั้น เราไม่นำปริมาตรเก็บกักตอนเริ่มต้นฤดูแล้งของเขื่อนแควน้อยบำรุงแดน และเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์มาพิจารณาใช้เป็นน้ำต้นทุน เพราะปริมาณน้ำต้นทุนของทั้ง 2 เขื่อนดังกล่าวมีใช้เพียงพอแค่พื้นที่ชลประทานในทุ่งบางระกำและริมแม่น้ำลพบุรีเท่านั้น ส่วนฝนในช่วงฤดูแล้งที่ตกบริเวณท้ายเขื่อนภูมิพลและสิริกิติ์ก็มีปริมาณน้อย และไม่มีแหล่งเก็บกัก จึงไม่นำคิดเป็นน้ำต้นทุน

ในทางปฏิบัติ กรมชลประทานพิจารณาปริมาตรเก็บกักรวมของเขื่อนภูมิพลและสิริกิต์ ณ วันที่ 1 พฤศจิกายน เป็นน้ำต้นทุนทั้งหมดของลุ่มน้ำเจ้าพระยาในช่วงฤดูแล้ง และบริหารน้ำต้นทุนทั้งหมดให้เพียงพอกับความต้องการใช้น้ำทางด้านการอุปโภค-บริโภค รักษาระบบนิเวศน์-ผลักดันน้ำเค็ม และชลประทาน ปริมาณน้ำต้นทุนนี้จะแปรผันตรงกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยา และส่งผลต่อเนื่องถึงอัตราการผันน้ำเข้าพื้นที่ชลประทานระบบชลประทานทั้ง 5 สาย กล่าวคือ ถ้าน้ำต้นทุนมากจะส่งผลให้น้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาสูง และอัตราการผันน้ำมาก ดังนั้นวิธีการพัฒนาวิธีการพัฒนาฟังก์ชั่นอัตราการผันน้ำ จึงเริ่มต้นด้วยการหาพิจารณาหาระดับความน่าจะเป็นของน้ำต้นทุนที่เกิดขึ้นในแต่ละปี

ถ้ากำหนดให้ x คือปริมาณน้ำต้นทุน ณ ปีใดๆ วิธีการนี้สมมติให้ตัวแปร x เป็นไปตามการแจกแจงแบบปกติ (*Normal Distribution)* ซึ่งฟังก์ชั่นแสดงความหนาแน่นของความน่าจะเป็น (probability density function, PDF) และฟังก์ชั่นแสดงความน่าจะเป็นสะสม (cumulative probability function, CDF) เขียนได้ตามลำดับดังต่อไปนี้ [4]

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}}e^{-\frac{(X-\mu)^2}{2\sigma^2}} \tag{1}$$

$$F(x)=\begin{cases} B & ; \quad Z(x)<0 \\ 1-B & ; \quad Z(x)\geq 0 \end{cases} \tag{2}$$

$$B=\frac{1}{2}\left[\begin{matrix} 1+019685\ |Z(x)|+0.115194\,|Z(x)|^2 \ldots \\ +0.000344\,|Z(x)|^3+0.019527\,|Z(x)|^4 \end{matrix}\right]^{-4} \tag{3}$$

$$Z(x)=\frac{x-\mu}{\sigma} \tag{4}$$

โดยที่พารามิเตอร์ μ ค่าเฉลี่ยของชุดข้อมูล (Mean) และ σ คือค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (Standard Deviation)

ในการศึกษานี้ได้นำ CDF ของ Normal Distribution มาประยุกต์ใช้เพื่อการประเมินโอกาสการเกิดหรือแจกแจงความถี่ของปริมาณน้ำต้นทุนในแต่ละปีสำหรับลุ่มน้ำเข้าพระยาโดยการพิจารณาจากปริมาณน้ำในเขื่อนภูมิพลและสิริกิตติ์ เพื่อให้มั่นใจว่าข้อมูลปริมาณน้ำในเขื่อนของแต่ละปีมีการกระจายตัวแบบ Normal Distribution ในการศึกษานี้จึงได้ทำการทดสอบการกระจายตัวของข้อมูลโดยใช้วิธี Q-Q Plot และเลือกใช้ความน่าจะเป็นของ Blom [5] โดยใช้สมการ $P_{Blom}=(M-0.375)/(N+0.5)$ สำหรับการวิเคราะห์ความน่าเป็นวิธี Plotting Position เริ่มจากการเรียงข้อมูลจากน้อยไปมากแล้วจึงทำการประเมินค่าความน่าจะเป็นของ Blom (Pblom) จากนั้นทำการย้อนกลับฟังก์ชั่น CDF ของ Standard Normal Distribution หรือ Normal Distribution ที่มีค่าฉลี่ย (μ) และส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน (σ) เท่ากับ 0 และ 1 ตามลำดับ ดังแสดงในสมการที่ (6) จากนั้นจึงนำค่าที่ได้มาพล็อตกับข้อมูลจริง

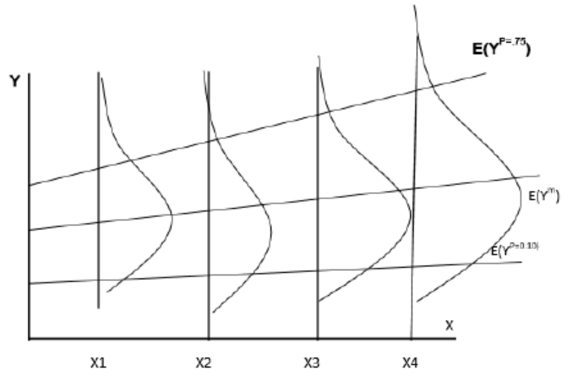
$$P_{Blom}=(M-0.375)/(N+0.5) \tag{5}$$

$$Z(P_{Blom})=F^{-1}(P_{Blom}|0,1) \tag{6}$$

โดยที่ M คือลำดับของข้อมูล และ N คือ จำนวนของข้อมูล และ Z(Pblom) คือค่าที่ได้ฟังก์ชั่นปรับลดความแปรปรวน (Reduced Variate) ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ x เมื่อ μ และ σ มีค่าเท่ากับ 0 และ 1 ตามลำดับ

2.2 วิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression)

การถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression: QR) เป็นทางเลือกในกรณีที่การแจกแจกมีลักษณะไม่สมมาตร หรือใช้ร่วมกับการวิเคราะห์สมการถดถอยแบบค่าเฉลี่ย (Mean Regression: MR) ซึ่งจะทำให้การวิเคราะห์ได้ครอบคลุมมากยิ่งขึ้น ทั้งนี้เพราะ การวิเคราะห์ด้วยวิธี QR นั้นสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรอิสละและตัวแปรตามที่ไม่ได้พิจารณาแต่เฉพาะแนวโน้มเข้าสู่ค่าเฉลี่ย แต่สามารถหาความสัมพันธ์ ณ จุดใดจุดหนึ่งของการแจกแจง หรือที่ ณ ระดับควอนไทล์ต่างๆ กัน รูปที่ 1 อธิบายแนวคิดการถดถอยแบบควอนไทล์ ตามสมการ $E(Y_p/X)=a_p+b_pX_i$ จากรูปที่ 1 มีสมการเส้นถดถอย 3 เส้น หรือ 3 สมการ $E(Y_p{}^m)$ เป็นสมการถดถอยที่คำนวณผ่านจุดค่าของการแจกแจงความน่าจะเป็นของตัวแปรตาม Y_p คือ $E(Y_p/X)=a_p+p_bX_i$ สำหรับอีก 2 สมการ คือสมการถดถอยแบบมีเงื่อนไขที่คำนวณผ่านจุดค่าควอนไทล์ที่ 0.10 และ 0.75 ของการแจกแจงของความน่าจะเป็นของตัวแปรตาม Y_p ได้แก่สมการ $E(Y_p{}^{P=0.10})=a_p+b_pX_i$ และ $E(Y_p{}^{P=0.75})=a_p+b_pX_i$ ตามลำดับ [7] งานวิจัยนี้ได้สมมติการกระจายของอัตราการผันน้ำเป็นไปตามระดับน้ำต้นทุนต่าง ๆ



แหล่งที่มา [7]

รูปที่ 1 ผังแสดงความหมายของฟังก์ชั่นการถดถอยแบบควอนไทล์

การคำนวณหาค่าพารามิเตอร์ของสมการถดถอยภายใต้สมการถดถอยแบบ Linear regression ดังแสดงในสมการที่ (1) และใช้วิธีการผลต่างกำลังสองน้อยสุด (Ordinary Least Squares Error) ประเมินพารามิเตอร์ของเส้นตรง (ความชั้น (b), จุดตัดแกนวาย (a)) ซึ่งมีหลักการคือ หาค่าพารามิเตอร์ที่ทำให้ผลรวมของค่าความคลาดเคลื่อนยกกำลังสองมีค่าต่ำสุด (minimize sum of squares) ดังแสดงในสมการที่ (2)

$$E(Y_p/X)=a_p+b_px_i \tag{8}$$

$$min\ \sum_{n=1}^{n}(y_p-(ap+bpxi))^2 \tag{9}$$

สำหรับในกรณีการสร้างเส้นแนวโน้มของแต่ละควอนไทล์ (P) ต่าง ๆ สมารถทำได้โดยการคำนวณผลรวมของความแตกต่างสมบูรณ์ (Sum Absolute Error, SAE) โดยแย่งข้อมูลออกเป็น 2 ส่วน ซึ่งประกอบไปด้วยชุดข้อมูลที่ $y_p>a_p+b_px_i$ และ $y_p<a_p+b_px_i$ โดยที่จะทำการประเมินหาพารามิเตอร์ a และ b ที่ทำให้ได้ค่า SAE ต่ำที่สุดดังแสดงในสมการต่อไปนี้

$$min\left[P\sum_{y_p>a_p+b_px_i}\left|y_p-(a_p+b_px_i)\right|\right] + \left[(1-P)\sum_{y_p\leq a_p+b_px_i}\left|y_p-(a_p+b_px_i)\right|\right] \tag{10}$$

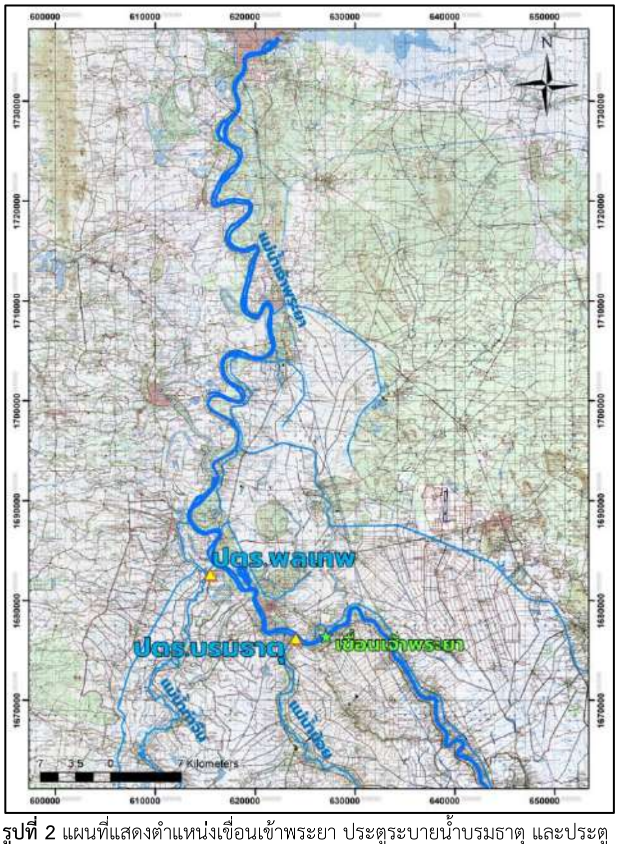
โดยที่ y_p คืออัตราการผันน้ำ, x_p คือ ระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยา, a คือ จุดตัดแกน และ b คือ ความชันของเส้นตรง [7]

3.การประยุกต์วิธีการที่เสนอ

วิธีการที่เสนอดังกล่าว ได้ถูกนำไปพัฒนาฟังก์ชั่นของอัตราการผันน้ำจากเขื่อนเจ้าพะยา เข้าสู่แม่น้ำน้อยทางประตูระบายน้ำบรมธาตุ และแม่น้ำท่าจีนทางประตูระบายน้ำพลเทพ (ดูตำแหน่งของอาคารชลศาสตร์เหล่านี้ในรูปที่ 2)

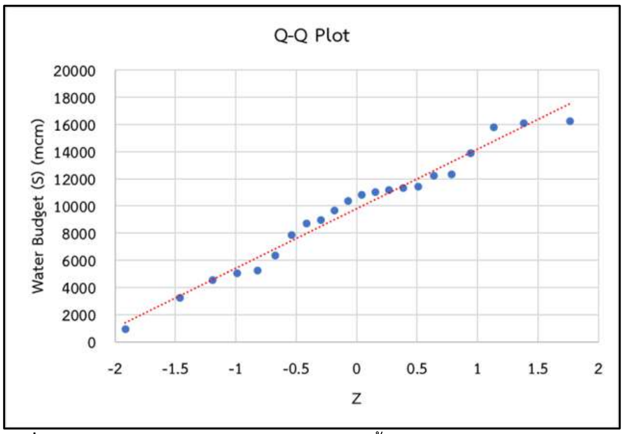
3.1 ข้อมูลและการวิเคราะห์เบื้องต้น

งานวิจัยนี้ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำต้นทุนรวมของเขื่อนภูมิพลและสิริกิติ์ ณ วันที่ 1 พฤศจิกายน ซึ่งถือเป็นปริมาณน้ำต้นทุนทั้งหมดในฤดูแล้งของลุ่มน้ำเจ้าพระยา รวมถึงข้อมูลระดับน้ำรายวันเหนือเขื่อนเจ้าพระยา และอัตราการไหลรายวันผ่านประตูระบายน้ำบรมธาตุ (แม่น้ำน้อย) และประตูระบายน้ำพลเทพ (แม่น้ำท่าจีน) ปีพ.ศ.2540 – 2560 ในช่วงฤดูแล้ง



รูปที่ 2 แผนที่แสดงตำแหน่งเขื่อนเจ้าพระยา ประตูระบายน้ำบรมธาตุ และประตูระบายน้ำพลเทพ

เนื่องจากวิธีการที่เสนอได้สมมติให้ปริมาณน้ำต้นทุนดังกล่าวเป็นไปตามทฤษฎีการกระจายแบบปกติ (Normal Distribution) ผู้วิจัยจึงได้ทำการทดสอบการกระจายตัวของปริมาณน้ำต้นทุนสำหรับลุ่มน้ำเจ้าพระยาว่ามีความเข้ากันได้กับการกระจายตัวแบบ Normal Distribution โดยการประยุกต์ใช้วิธี Q-Q Plot ตามสูตรตำแหน่งการพล็อต ของ blom {[5] [6]}



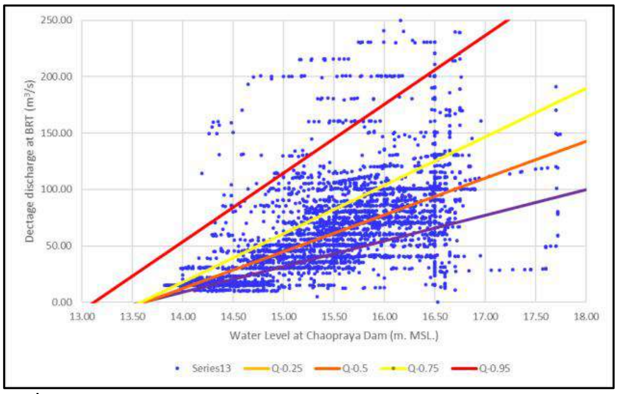
รูปที่ 3 พล็อตความน่าจะเป็นแบบ Normal ของน้ำต้นทุนรวมในฤดูแล้งของลุ่มน้ำเจ้าพระยา (2540 – 2559)

3.2 ผลลัพธ์

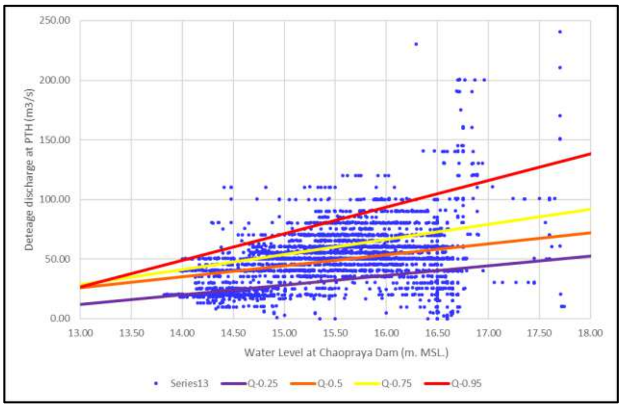
ในการพัฒนาฟังก์ชั่นอัตราการผันน้ำ ข้อมูลที่เก็บรวมรวบมาได้ส่วนใหญ่ (2540 – 2559) ได้ถูกนำมาใช้ในการสร้างความสัมพันธ์ที่สนใจ ส่วนข้อมูลที่เหลือในปีพ.ศ.2560 ได้ถูกเก็บไว้ เพื่อทดสอบการใช้งานจริงของฟังก์ชั่นที่ได้ ผลลัพธ์ในการพัฒนาฟังก์ชั่นพอสรุปได้ดังนี้

3.2.1 ฟังก์ชั่นแสดงอัตราการผันน้ำ

งานวิจัยนี้นำได้นำวิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression) มาพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันแม่น้ำน้อยและแม่น้ำท่าจีนกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับปริมาณน้ำต้นทุนต่าง ๆ (ระดับความน่าจะเป็น 0.05, 0.25, 0.50, 0.75 และ 0.95) และงานวิจัยนี้ได้นำไปทดลองใช้ในการพัฒนาความความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันน้ำน้อยและแม่น้ำท่าจีนกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับปริมาณน้ำต้นทุนต่าง ๆระหว่างปีพ.ศ.2560 ซึ่งได้กำหนดเกณฑ์ปริมาณน้ำต้นทุนที่ควอนไทล์ (quantile) ที่ 0.32 เพื่อทดสอบแบบจำลองได้ตามรูปที่ 3 และรูปที่ 4



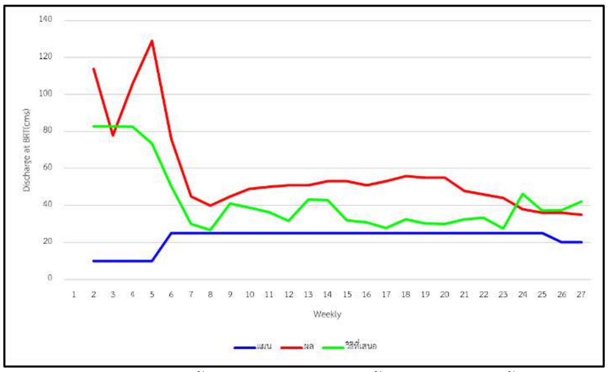
รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ถดถอยแบบควอนไทล์ระหว่างอัตราการไหลผ่านประตูระบายน้ำบรมธาตุ(แม่น้ำน้อย) กับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยา (ที่ระดับความน่าจะเป็นสะสม 0.25, 0.50, 0.75 และ 0.95)



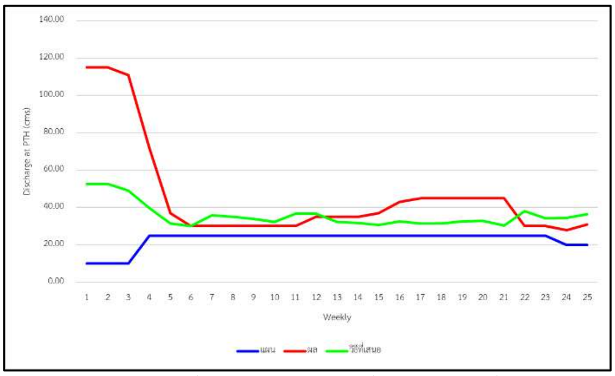
รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ถดถอยแบบควอนไทล์ระหว่างอัตราการไหลผ่านประตูระบายน้ำพลเทพ(แม่น้ำท่าจีน) กับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยา (ที่ระดับความน่าจะเป็นสะสม 0.25, 0.50, 0.75 และ 0.95)

3.2.2 ผลการผันน้ำปีพ.ศ.2560

งานวิจัยนี้ได้นำความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลผ่านประตูระบายน้ำบรมธาตุ(แม่น้ำน้อย) และประตูระบายน้ำพลเทพ(แม่น้ำท่าจีน) กับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาตามระดับปริมาณน้ำต้นทุนที่ควอนไทล์ (quantile) ที่ 0.32 สำหรับปีพ.ศ.2560 ตามลำดับ เมื่อนำความสัมพันธ์ดังกล่าวไปใช้ในการเลือกอัตราการไหลที่จะผันเข้าสู่แม่น้ำน้อย และแม่น้ำท่าจีน พบว่าสามารถทำให้การผันน้ำตรงตามแผนมากยิ่งขึ้นทั้งในแม่น้ำน้อย และแม่น้ำท่าจีน ตามรูปที่ 5 และรูปที่ 6 เพราะการผันน้ำที่ไม่ตรงตามแผนในระบบชลประทานจะส่งผลต่อปริมาณน้ำต้นทุนที่จะต้องผันเข้าแม่น้ำ และคลองสายหลักอีก 3 สายของลุ่มเจ้าพระยาด้วย



รูปที่ 6 อัตราการผันน้ำผ่านประตูระบายน้ำบรมธาตุ(แม่น้ำน้อย) ของความสัมพันธ์ถดถอยที่เสนอ เปรียบเทียบกับข้อมูลการผันน้ำ และอัตราการผันน้ำเป้าหมายของแผนการเพาะปลูกในฤดูแล้งของปีพ.ศ.2560



รูปที่ 7 อัตราการผันน้ำผ่านประตูระบายน้ำพลเทพ(แม่น้ำท่าจีน) ของความสัมพันธ์ถดถอยที่เสนอ เปรียบเทียบกับข้อมูลการผันน้ำ และอัตราการผันน้ำเป้าหมายของแผนการเพาะปลูกในฤดูแล้งของปีพ.ศ.2560

4.สรุปผลการศึกษาและวิจารณ์

งานวิจัยนี้ได้นำเสนอวิธีการถดถอยแบบควอนไทล์ (Quantile Regression) สำหรับพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการผันน้ำน้อยและแม่น้ำท่าจีนกับระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาที่ระดับปริมาณน้ำต้นทุนต่าง ๆ วิธีการถดถอยที่เสนอได้ถูกนำไปพัฒนาฟังก์ชั่นแสดงอัตราการผันน้ำของแม่น้ำน้อยและแม่น้ำท่าจีนโดยใช้ข้อมูลการไหลผ่าประตูระบายน้ำและระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยาระหว่างปีพ.ศ.2540-2559 และผลการทดสอบฟังก์ชั่นที่พัฒนาขึ้นกับข้อมูลการผันน้ำในแม่น้ำน้อย และแม่น้ำท่าจีนปีพ.ศ.2560 พบว่าความสัมพันธ์นี้สามารถทำให้การผันน้ำเข้าใกล้แผนมากขึ้นกว่าการบริหารด้วยการใช้ประสบการณ์ของวิศวกรในพื้นที่ร้อยละ 26.10, 24.61 ตามลำดับ ทั้งนี้ผู้วิจัยคิดว่าหากมีการพยากรณ์ปริมาณน้ำท่าและระดับน้ำเหนือเขื่อนเจ้าพระยามาใช้ประกอบกับการพิจารณาการผันน้ำตามวิธีที่เสนอจะช่วยให้การผันน้ำมีประสิทธิภาพมากยิ่งขึ้นอีกด้วย

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ที่ให้การสนับสนุนงานวิจัยวิธีการผันน้ำเพื่อการชลประทานสำหรับลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่างในฤดูแล้ง (A Water Diversion Procedure to Irrigation for the Lower Chao Phraya Basin in Dry Season) รวมทั้งสำนักงานชลประทานที่ 12 กรมชลประทาน ที่สนับสนุนข้อมูลต่าง ๆ เพื่อการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร(มหาชน). (2555), *การดำเนินการด้านการรวบรวมข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูลโครงการพัฒนาระบบคลังข้อมูล 25 ลุ่มน้ำ และแบบจำลองน้ำท่วมน้ำแล้ง ลุ่มเจ้าพระยา*, สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร(มหาชน)

[2] สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา. (2561), *ผลการบริหารจัดการน้ำฤดูแล้ง ปี2560/2561*, สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน

[3] สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา. (2562), *ผลการบริหารจัดการน้ำฤดูแล้ง ปี2561/2562*, สำนักบริหารจัดการน้ำและอุทกวิทยา กรมชลประทาน

[4] Pearson. Karl (1893), *"Contributions to the mathematical theory of evolution [abstract]"*. Proceedings of the Royal Society. 54 (326–330): 329–333. doi:10.1098/rspl.1893.0079. JSTOR 115538

[5] Blom, G. (1958), *Statistical estimates and transformed beta variables*, New York: John Wiley and Sons

[6] ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล. (2554), *การวิเคราะห์ความถี่อุทกภัย*, สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ หน้า 42-63

[7] ถวิล นิลใบ. (2557). *ควอนไทล์รีเกรสชั่น (Quantile Regression),* Retrieved March 14, 2020, from http://www.eco.ru.ac.th/images/gallery/km/KMecoK.pdf

ผลของระดับน้ำหน้าเขื่อนต่อการเปลี่ยนแปลงระยะฐาน ของการออกแบบเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้แบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน

Effect of Headwater to the Change in Base Length of the Non-Overflow Concrete Gravity Dam Design

ปุณยวีร์ ประดงจงเนตร[1] และ ธนพร สุปริยศิลป์[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ จ.เชียงใหม่
*Corresponding author; E-mail address: thanaporn@eng.cmu.ac.th

บทคัดย่อ

ในการออกแบบเพื่อหาระยะฐานสำหรับเขื่อนคอนกรีตแบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อนด้วยวิธีออกแบบขั้นตอนเดียวนั้น จะต้องระบุค่าระดับต่างๆที่สำคัญ เช่น ค่าระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน ค่าระดับตะกอน ค่าความสูงของเขื่อนและระยะสัดส่วนของเขื่อนต่างๆ ก่อน และหาระยะฐานออกมาโดยให้ระยะฐานนั้นเป็นฟังก์ชันของการวิเคราะห์แรงต่างๆที่เกี่ยวข้อง ไม่ว่าจะเป็นแรงเนื่องจากความดันน้ำ ความดันยกของน้ำใต้ฐานเขื่อน ความดันตะกอน น้ำหนักตัวเขื่อนและฐานราก แผ่นดินไหว เป็นต้น ทั้งนี้ระยะที่สำคัญอย่างมากและมีความเกี่ยวข้องกับแรงหลายประเภทคือระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะวิเคราะห์หาการเปลี่ยนแปลงระยะฐานจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำด้านหน้าเขื่อนโดยมีเงื่อนไขให้แรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นต้องตกอยู่ในระยะ middle third ของฐาน และต้องมีเสถียรภาพจากการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ ผลการศึกษาพบว่า ความสัมพันธ์ของระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีความสัมพันธ์กับค่าระดับน้ำหน้าเขื่อนในลักษณะสมการพหุนามกำลังสอง และนอกจากนี้ยังพบว่าหากอัตราส่วนระหว่างระยะฐานที่ได้ต่อระดับน้ำมีค่าน้อยกว่า 0.9 ระยะฐานที่ได้จะมีเสถียรภาพโดยไม่ต้องทำการขยายฐาน

คำสำคัญ: เขื่อนคอนกรีตกราวิตี้แบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน, การออกแบบขั้นตอนเดียว, ระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน, ระยะฐานเขื่อน

Abstract

In order to determine the base length of the non-overflow gravity dam using single step design, several heights such as headwater, sediment depth, height of dam and other dimensions related to the shape of dam have to be specified first by the designer. The base length is then determined by assign the base length as the function of forces such as forces due to hydrostatic pressure, uplift pressure, silt deposition near the heel of dam, weight of dam and foundation, and earthquake. The most important height, which is related to most of the forces, is the headwater. Therefore, this study aims to determine the effect of the headwater to the change in base length. This is done under the condition that the resultant forces have to fall in the middle third of base length and the designed dam is safe against sliding and overturning. The results found that the safe base length has relation with the headwater in quadratic equation form. Moreover, if the ratio between the base length and the headwater is less than 0.9, the designed dam is safe against sliding and overturning without the need to extend base length.

Keywords: Non-overflow Concrete Gravity Dam, Single Step Design, Headwater, Base Length

1. คำนำ

เขื่อนคอนกรีตแบบ Gravity dams นั้น แบ่งได้เป็นแบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน (Non-overflow concrete gravity dam) และแบบที่ยอมให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อนได้ (Overflow concrete gravity dam) ในบทความนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการออกแบบเขื่อนคอนกรีตแบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อนเท่านั้น ทั้งนี้เสถียรภาพของเขื่อนคอนกรีตนั้นจะขึ้นอยู่กับรูปร่างของตัวเขื่อน น้ำหนักของตัวเขื่อน และกำลังของคอนกรีต [1] จากการทบทวนเอกสารตำราเรียนที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบเขื่อนคอนกรีตแบบ Gravity dams ในไทยนั้น มักจะมีแนวทางการออกแบบอยู่ 2 ประเภท ใหญ่ๆคือ แบบแรก มีการกำหนดลักษณะรูปร่างรวมถึงระยะฐานของตัวเขื่อนไว้ก่อน จากนั้นจึงวิเคราะห์แรง แล้วจึงตรวจสอบเสถียรภาพความสามารถในการต้านทานการเลื่อนไถล (Sliding) และการพลิกคว่ำ (Overturning) ซึ่งเอกสารที่แสดงแนวทางการออกแบบในลักษณะนี้ เช่น งานของ [2-4] สำหรับแบบที่ 2 จะเป็นการกำหนดลักษณะรูปร่างของเขื่อนไว้ก่อน แต่จะหาระยะฐานภายหลัง โดยการวิเคราะห์แรงที่กระทำกับตัวเขื่อนจะติดตัวแปรที่เกี่ยวกับระยะฐานไว้ แล้วใช้หลักการที่ว่า แรงลัพธ์ที่

เกิดขึ้นจะต้องตกอยู่ในช่วงระยะ Middle-third ของฐาน ทั้งในกรณีอ่าง

ผ่านจะต้องทำการขยายฐานและย้อนกลับมาตรวจสอบให้แรงลัพธ์ต้องตกอยู่ในช่วง Middle-third ของฐานอีกครั้ง [5] ซึ่งการออกแบบแบบที่ 2 นี้จะทำให้สามารถวิเคราะห์ถึงความสัมพันธ์ของระยะฐานที่เหมาะสมกับระดับน้ำด้านหน้าเขื่อนหรือระยะความสูงต่างๆได้ ซึ่งในการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ที่จะหาความสัมพันธ์ของระยะฐานที่ปลอดภัย(มีเสถียรภาพ)กับระดับความสูงของน้ำด้านหน้าเขื่อน โดยใช้หลักการออกแบบในรูปแบบที่ 2

2. ทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์

2.1 แรงที่ใช้ในการออกแบบ

การออกแบบเขื่อนคอนกรีตกราวิตี้แบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อนนี้จะอิงหลักการวิเคราะห์ในรูปแบบที่ 2 ตามตำราของ [5] โดยจะมีแรงกระทำที่นำมาคิดในการออกแบบดังนี้

ก) แรงเนื่องจากความดันของน้ำ(Force due to water pressure)

ข) แรงเนื่องจากความดันของตะกอน(Force due to silt pressure)

ค) แรงเนื่องจากน้ำหนักของตัวเขื่อน(Force due to weight of the dam)

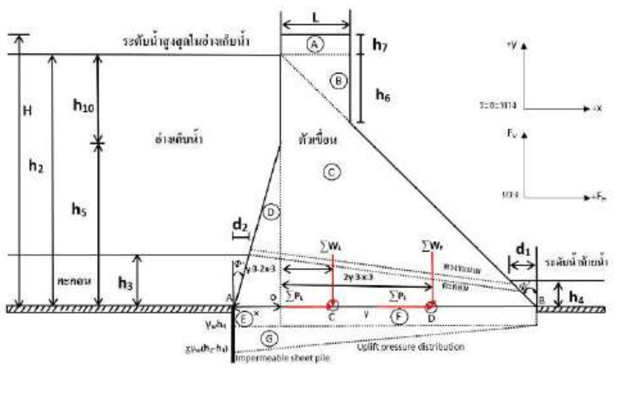
ง) แรงเนื่องจากน้ำหนักของฐานราก(Force due to weight of the foundation)

จ) แรงเนื่องจาก Uplift Pressure ของน้ำ(Force due to uplift pressure)

ฉ) แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว(Force due to earthquake)

โดยการวิเคราะห์แรงดันต่างๆจะคิดต่อ 1 หน่วยความยาวของเขื่อนเป็นหลัก

ในการออกแบบด้วยวิธีออกแบบขั้นตอนเดียว (Single step design) นั้น จะต้องมีการกำหนดระยะความสูงและสัดส่วนต่างๆของเขื่อนก่อน จากนั้นจะวิเคราะห์เพื่อหาระยะฐานของเขื่อน รูปที่ 1 แสดงระยะความสูงและสัดส่วนของเขื่อน ในขณะที่ตารางที่ 1 แสดงสูตรที่ใช้ในการคำนวณแรงต่างๆ



รูปที่ 1 สัญลักษณ์ของระยะต่างๆที่ใช้ในการออกแบบเขื่อนคอนกรีตแบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อน [5]

ทั้งนี้สัญลักษณ์ต่างๆที่ใช้ในการออกแบบมีรายละเอียดต่างๆดังนี้

H = ความสูงของเขื่อน, ม.

L = ความกว้างของสันเขื่อน, ม.

$X+Y$ = ความกว้างของฐานเขื่อน, ม.

X = ความกว้างของฐานเขื่อน วัดจากเส้นในแนวดิ่งที่ลากมายังฐานเขื่อน ไปทางด้านหน้าเขื่อนดังรูปที่ 1, ม.

Y = ความกว้างของฐานเขื่อน วัดจากเส้นในแนวดิ่งที่ลากมายังฐานเขื่อน ไปทางด้านท้ายเขื่อนดังรูปที่ 1, ม.

h_2 = ความลึกของน้ำในอ่างเก็บน้ำ, ม.

h_3 = ความหนาของชั้นตะกอน, ม.

h_4 = ความลึกของน้ำด้านท้ายน้ำ, ม.

h_5 = ความสูงของส่วนลาดของผิวเขื่อนด้านหน้า, ม.

h_6 = ความสูงของส่วนตั้งของผิวเขื่อนด้านหลัง, ม.

h_7 = ระยะ Freeboard (จากระดับน้ำในอ่างเก็บน้ำถึงสันเขื่อน), ม.

h_{10} = ความสูงของส่วนตั้งของผิวเขื่อนด้านหน้า, ม.

Φ' = มุมของความลาดชันของผิวเขื่อนเอียงด้านหลัง

Φ'' = มุมของความลาดชันของผิวเขื่อนเอียงด้านหน้า

γ_w = น้ำหนักจำเพาะของน้ำ = 1,000 กก./ม.^{3}

γ_c = น้ำหนักจำเพาะของคอนกรีต = 2,400 กก./ม.^{3}

γ_{silt} = น้ำหนักจำเพาะของตะกอน, กก/ม.^{3}
- ใช้ γ_{sub} กรณี Reservoir full และ
- ใช้ γ_{sat} กรณี Reservoir empty

Φ = Angle of internal friction ของตะกอน

σ = (1-sinΦ)/(1+sinΦ)
= Coefficient of active earth pressure

δ = Uplift intensity factor หาได้จาก Flow net ลอดใต้เขื่อน

f = สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานของคอนกรีต

r = หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ย/หน่วยแรงเฉือนสูงสุดของคอนกรีต

S_a = ค่าของหน่วยแรงเฉือนสูงสุดของคอนกรีต, กก./ม.^{2}

$S_{s.f}$ = Shear-friction factor of safety, มีค่า 5.0

$P_{i\ allow}$ = แรงอัดที่ยอมให้ของคอนกรีต, กก./ม.^{2}

α = อัตราเร่งของ Shock Wave/อัตราเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, ใช้ค่า 0.1

C_e = Earthquake factor, มีค่า 828 กก./ม.^{2}

ตารางที่ 1 สรุปรายละเอียดแรงและแขนของโมเมนต์

รายการ	แรง	แขนโมเมนต์
ก. แรงในแนวดิ่ง		
คอนกรีต (A)	$+\gamma_C \cdot L \cdot h_7$	$\frac{L}{2}$
คอนกรีต (B)	$+\gamma_C \cdot L \cdot \frac{h_6}{2}$	$\frac{2L}{3}$
คอนกรีต (C)	$+\gamma_C \cdot h_2 \cdot \frac{y}{2}$	$\frac{y}{3}$
คอนกรีต (D)	$+\gamma_C \cdot h_5 \cdot \frac{x}{2}$	$\frac{-x}{3}$
น้ำด้านเหนือของเขื่อน	$+\gamma_w \cdot h_{10} \cdot x$	$\frac{-x}{2}$
	$+\gamma_w \cdot h_5 \cdot \frac{x}{2}$	$\frac{-2x}{3}$
น้ำด้านท้ายของเขื่อน	$+\gamma_w \cdot h_4 \cdot \frac{d_1}{2}$	$y - \frac{d_1}{3}$
ตะกอน*	$+\gamma_{silt} \cdot \frac{h_3^2 x}{2h_5}$	$-x(1-\frac{h_3}{3h_5})$
แรงพยุงตัวของน้ำส่วน E	$-\gamma_w \cdot h_4 \cdot x$	$\frac{-x}{2}$
แรงพยุงตัวของน้ำส่วน F	$-\gamma_w \cdot h_4 \cdot y$	$\frac{y}{2}$
แรงพยุงตัวของน้ำส่วน G	$-\delta \cdot \gamma_w \cdot (h_2-h_4) \cdot \frac{x+y}{2}$	$\frac{y}{3} - \frac{2x}{3}$
ข.แรงในแนวราบ		
น้ำด้านเหนือของเขื่อน	$+\gamma_w \cdot \frac{h_2^2}{2}$	$\frac{h_2}{3}$
น้ำด้านท้ายของเขื่อน	$-\gamma_w \cdot \frac{h_4^2}{2}$	$\frac{h_4}{3}$
ตะกอน*	$+\sigma \cdot \gamma_{silt} \cdot \frac{h_3^2}{2}$	$\frac{h_3}{3}$
ค.แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว		
คอนกรีต (A)**	$\pm\alpha$(แรงลำดับที่ 1)	$h_2 + \frac{h_7}{2}$
คอนกรีต (B)**	$\pm\alpha$(แรงลำดับที่ 2)	$h_2 - \frac{h_6}{3}$
คอนกรีต (C)**	$\pm\alpha$(แรงลำดับที่ 3)	$\frac{h_2}{3}$
คอนกรีต (D)**	$\pm\alpha$(แรงลำดับที่ 4)	$\frac{h_5}{3}$
น้ำด้านเหนือของเขื่อน	$+2 \cdot C_e \cdot \alpha \cdot \frac{h_2^2}{3}$	$0.40h_2$
ตะกอน	ไม่คิด	-

หมายเหตุ: ก. * ในกรณี Reservoir full ใช้ $\gamma_{silt}=\gamma_{sub}$ และ
ในกรณี Reservoir empty ใช้ $\gamma_{silt}=\gamma_{sat}$
ข. ** ในกรณี Reservoir full ใช้เครื่องหมายบวก และ
ในกรณี Reservoir empty ใช้เครื่องหมายลบ
ค. แขนของโมเมนต์ในตารางนี้เป็นระยะที่แรงในแต่ละลำดับอยู่ห่างจากจุด O ในรูปที่ 1

2.2 กฎว่าด้วยการออกแบบ (Rules Governing the Design)

2.1.1 กฎข้อที่ 1: ว่าด้วยตำแหน่งของแรงลัพธ์

แรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นต้องตกภายใน Middle-third ของฐานทั้งในกรณีที่อ่างเก็บน้ำมีน้ำเต็ม (Reservoir full) และอ่างเก็บน้ำไม่มีน้ำ (Reservoir empty)

2.1.2 กฎข้อที่ 2(ก.): ว่าด้วยความต้านทานต่อเลื่อนไถล (Sliding) โดยไม่คิดแรงเฉือนในเนื้อคอนกรีต

ค่า Tangent ของมุม θ ซึ่งเป็นมุมระหว่างแนวแรงลัพธ์, ΣR กับแนวดิ่งที่ Horizontal planes ใดๆ ต้องมีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่า ค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน (Coefficient of friction), f ของวัสดุที่ใช้ทำเขื่อนนั้น

$$Tan\ \theta (= \Sigma P / \Sigma W) \leq f \qquad (1)$$

2.1.3 กฎข้อที่ 2(ข.): ว่าด้วยความต้านทานต่อ Sliding โดยคิดแรงเฉือนในเนื้อคอนกรีตด้วย

แรงต้านทานต่อ Sliding ที่ Horizontal planes ใดๆ ต้องมีค่าเท่ากับหรือมากกว่าแรงเฉือนกระทำ ด้วยค่าอัตราส่วนของความปลอดภัย (Factor of safety), $F.S$ ที่เหมาะสม

$$\Sigma P \leq (f \cdot \Sigma W + r \cdot s_a \cdot A) / S_{s\text{-}f} \qquad (2)$$

2.1.4 กฎข้อที่ 3: ว่าด้วยหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน หรือฐานราก จะต้องไม่มากกว่าค่าหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ (Allowable compressive stress), $P_{i\ allow}$ ของวัสดุนั้น

$$P (= P_v + Tan^2 \Phi (P_v - P_n)) \leq P_{i\ allow} \qquad (3)$$

2.3 การหาระยะฐานที่ปลอดภัย

จากตารางที่ 1 ให้หาผลรวมของแรงในแนวราบ (ΣP_F, ΣP_E) แรงในแนวดิ่ง (ΣW_F, ΣW_E) และโมเมนต์ที่เกิดขึ้น (ΣM_F, ΣM_E) โดยแยกเป็น 2 กรณีคือกรณีอ่างเก็บน้ำมีน้ำเต็ม และไม่มีน้ำในอ่างเก็บน้ำ เมื่อพิจารณากฎข้อที่ 1 จะได้สมการดังนี้

กรณี Reservoir Full:

$$\Sigma W_F (\frac{2y}{3} - \frac{x}{3}) = \Sigma M_F \qquad (4)$$

กรณี Reservoir Empty:

$$\Sigma W_E (\frac{y}{3} - \frac{2x}{3}) = \Sigma M_E \qquad (5)$$

เมื่อแทนค่าผลรวมของแรงในแนวดิ่งและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นลงในสมการที่ (4) และ (5) จะได้ระยะฐาน (ค่า X และ Y) ตามเงื่อนไขของกฎข้อที่ 1 ซึ่งเมื่อแทนค่า X และ Y จะได้ผลรวมของแรงในแนวราบ แรงในแนวดิ่ง และโมเมนต์ที่เกิดขึ้น ซึ่งจะต้องเอาเทอมเหล่านี้ไปแทนค่าในสมการที่ (1), (2) เพื่อตรวจสอบเสถียรภาพด้านการต้านทานการเลื่อนไถล ในสมการที่ (1) และการพลิกคว่ำในสมการที่ (2) ซึ่งหากไม่ผ่านเกณฑ์ในสมการที่ (1) จะต้องขยายฐานเนื่องจากเกณฑ์เสถียรภาพด้านการเลื่อนไถล หรือหากไม่ผ่านเกณฑ์ในสมการที่ (2) ให้แทนวิเคราะห์เสถียรภาพโดยสมการที่ (3) โดย

หากไม่ผ่านเกณฑ์ในสมการที่ (3) จึงจะทำการขยายฐานเนื่องจากเกณฑ์เสถียรภาพด้านการพลิกคว่ำ เมื่อทำการขยายฐานแล้ว จะต้องคำนวนหาน้ำหนักตัวเขื่อนที่เพิ่มขึ้นจากเดิม แล้วนำไปตรวจสอบว่าแรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นตกอยู่ใน middle third ของระยะฐานใหม่ตามกฎข้อที่ 1 หรือไม่ หากเป็นไปตามกฎข้อที่ 1 ก็จะได้ระยะฐานที่ปลอดภัย หากไม่เป็นไปตามกฎข้อที่ 1 ก็ต้องปรับระยะฐานจนกว่าจะสอดคล้องกับกฎข้อที่ 1

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์ที่จะหาความสัมพันธ์ของระยะฐานที่ปลอดภัยกับระดับความสูงของน้ำด้านหน้าเขื่อน จึงได้กำหนดค่าคงที่ต่างๆที่ต้องใช้ดังนี้

γ_w = 1 ตัน/ลบ.ม. γ_c = 2.4 ตัน/ลบ.ม. γ_{sub} = 0.92 ตัน/ลบ.ม.
γ_{sat} = 1.92 ตัน/ลบ.ม. S_a = 550 ตัน/ตร.ม. C_e = 0.83 ตัน/ตร.ม.
L = 8 ม. h_4 = 5 ม. h_6 = 10.7 ม.
$P_{i\ allow}$= 250 ตัน/ตร.ม. f = 0.75 r = 0.5
Φ = 32° $S_{s.f}$ = 5 σ = 0.29
α = 0.10 δ = 0.65

สำหรับสัดส่วนของตัวเขื่อนนั้นได้กำหนดให้มีความสัมพันธ์กับระดับความสูงของน้ำด้านหน้าเขื่อน (h_2) ดังนี้ H , h_5 และ h_3
ทั้งนี้ได้ทำการวิเคราะห์ในหลายๆกรณีดังนี้

ก) เมื่อ h_2 = 90% ของ H และ h_5 = 65% ของ H และ h_3 คงที่

ข) เมื่อ h_2 = 95% ของ H และ h_5 = 65% ของ H และ h_3 คงที่

ค) เมื่อ h_2 = 85% ของ H และ h_5 = 65% ของ H และ h_3 คงที่

ง) เมื่อ h_2 = 90% ของ H และ h_5 = 65% ของ H และ h_3 =15%ของ h_2

จ) เมื่อ h_2 = 90% ของ H และ h_5 = 65% ของ H และ h_3 =20%ของ h_2

ฉ) เมื่อ h_2 = 90% ของ H และ h_5 = 70% ของ H และ h_3 =15%ของ h_2

3. ผลการวิเคราะห์และวิจารณ์

เมื่อกำหนด h_5= 65% ของ h_2 และ h_3 คงที่ และเปลี่ยนค่าระยะฐานเป็น h_2= 90%, 95%, และ 85% ของ H (กรณี ก ข และ ค) ดังแสดงในตารางที่ 2, 3, และ 4 ตามลำดับ พบว่าหากอัตราส่วนระหว่างระยะฐานที่ได้ (X+Y) ต่อระดับน้ำมีค่าน้อยกว่า 0.90 ระยะฐานที่ได้จะมีเสถียรภาพโดยไม่ต้องทำการขยายฐาน และการเปลี่ยนแปลงค่าระยะ h_2 เป็น 90%, 95%, และ 85% ของ H ก็ไม่ส่งผลกระทบต่ออัตราส่วนดังกล่าวนี้เท่าใดนัก และเมื่อนำระยะฐานที่คำนวณได้จากตารางที่ 2 3 และ 4 ไปแสดงความสัมพันธ์กับระยะ $h2$ จะได้ผลดังรูปที่ 2 3 และ 4 ตามลำดับ ซึ่งจะเห็นได้ว่า ความสัมพันธ์ของระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีความสัมพันธ์กับค่าระดับน้ำหน้าเขื่อนในลักษณะสมการพหุนามกำลังสอง โดยจะเห็นว่าเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบเส้นกราฟระยะ Y กับ h_2 และเส้นกราฟระยะ X กับ h_2 การเพิ่มขึ้นของระยะ h_2 จะส่งผลกับระยะ Y ค่อนข้างมากเนื่องจาก slope ของกราฟค่อนข้างชันเมื่อเทียบกับเส้นกราฟของระยะ X กับ h_2 ไม่ว่าค่า h_2 จะเป็น เป็น 90%, 95%, และ 85% ของ H ก็ตาม นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบสมการในรูปที่ 2 3 และ 4 ซึ่งเป็นสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะฐานกับระยะ h_2 จะเห็นได้ว่า อัตราการเปลี่ยนแปลงของระยะฐานกับระยะ h_2 เมื่อเพิ่มค่าของ h_2 จาก 85% (รูปที่ 4) เป็น 90 % (รูปที่ 2) และ 95% ของ H (รูปที่ 3) จะเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

ตารางที่ 2 ระยะฐานเมื่อ h_2= 90% ของ H และ h_5= 65% ของ H และ h_3 คงที่ (กรณี ก)

H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y)/h_2 (m.)
55.6	50.0	10.0	36.1	5.8	37.9	43.7	0.9
66.7	60.0	10.0	43.3	6.6	46.1	52.8	0.9
77.8	70.0	10.0	50.6	7.4	54.4	61.8	0.9
88.9	80.0	10.0	57.8	8.2	62.7	70.9	0.9
100.0	90.0	10.0	65.0	10.0	79.4	89.5	1.0
111.1	100.0	10.0	72.2	12.1	98.6	110.7	1.1
122.2	110.0	10.0	79.4	14.4	119.9	134.3	1.2
133.3	120.0	10.0	86.7	16.8	143.4	160.2	1.3
144.4	130.0	10.0	93.9	19.5	168.9	188.4	1.4
155.6	140.0	10.0	101.1	22.4	196.5	218.9	1.6
166.7	150.0	10.0	108.3	25.4	226.2	251.6	1.7
177.8	160.0	10.0	115.6	28.7	258.0	286.7	1.8
188.9	170.0	10.0	122.8	32.1	292.0	324.1	1.9
200.0	180.0	10.0	130.0	35.7	328.0	363.7	2.0
211.1	190.0	10.0	137.2	39.6	366.1	405.7	2.1
222.2	200.0	10.0	144.4	43.6	406.3	449.9	2.2

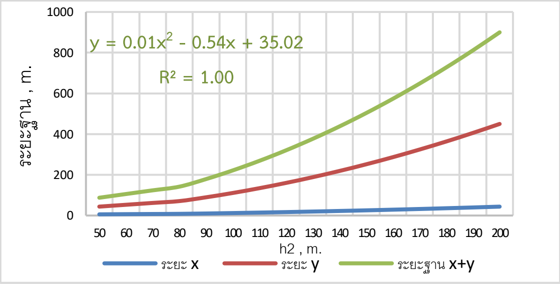
ตารางที่ 3 ระยะฐานเมื่อ h_2= 95% ของ H และ h_5= 65% ของ H และ h_3 คงที่ (กรณี ข)

H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y)/h_2 (m.)
52.6	50.0	10.0	34.2	5.2	39.0	44.2	0.9
63.2	60.0	10.0	41.1	5.9	47.4	53.3	0.9
73.7	70.0	10.0	47.9	6.7	55.8	62.5	0.9
84.2	80.0	10.0	54.7	7.4	64.2	71.5	0.9
94.7	90.0	10.0	61.6	9.0	80.8	89.8	1.0
105.3	100.0	10.0	68.4	10.9	100.2	111.2	1.1
115.8	110.0	10.0	75.3	13.0	121.8	134.9	1.2
126.3	120.0	10.0	82.1	15.3	145.6	160.9	1.3
136.8	130.0	10.0	88.9	17.8	171.4	189.2	1.5
147.4	140.0	10.0	95.8	20.5	199.3	219.8	1.6
157.9	150.0	10.0	102.6	23.3	229.4	252.7	1.7

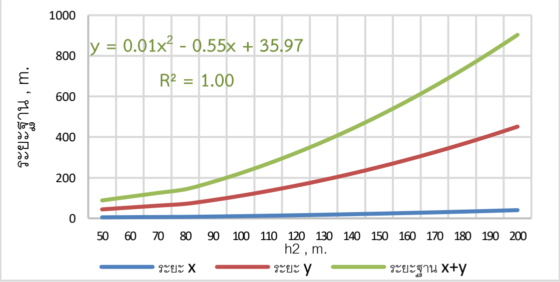
H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y) /h_2 (m.)
168.4	160.0	10.0	109.5	26.4	261.5	287.9	1.8
178.9	170.0	10.0	116.3	29.6	295.8	325.4	1.9
189.5	180.0	10.0	123.2	33.0	332.1	365.2	2.0
200.0	190.0	10.0	130.0	36.7	370.6	407.3	2.1
210.5	200.0	10.0	136.8	40.5	411.2	451.7	2.3

ตารางที่ 4 ระยะฐานเมื่อ h_2= 85% ของ H และ h_5= 65% ของ H และ h_3 คงที่ (กรณี ค)

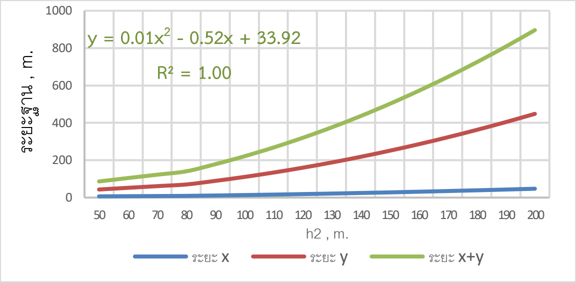
H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y) /h_2 (m.)
58.8	50.0	10.0	38.2	6.5	36.7	43.2	0.9
70.6	60.0	10.0	45.9	7.4	44.9	52.3	0.9
82.4	70.0	10.0	53.5	8.3	52.9	61.2	0.9
94.1	80.0	10.0	61.2	9.1	61.1	70.2	0.9
105.9	90.0	10.0	68.8	11.2	78.0	89.3	1.0
117.6	100.0	10.0	76.5	13.5	96.9	110.4	1.1
129.4	110.0	10.0	84.1	16.0	117.9	133.9	1.2
141.2	120.0	10.0	91.8	18.6	141.0	159.7	1.3
152.9	130.0	10.0	99.4	21.5	166.2	187.7	1.4
164.7	140.0	10.0	107.1	24.6	193.5	218.0	1.6
176.5	150.0	10.0	114.7	27.9	222.8	250.7	1.7
188.2	160.0	10.0	122.4	31.3	254.3	285.6	1.8
200.0	170.0	10.0	130.0	35.0	287.8	322.8	1.9
211.8	180.0	10.0	137.6	38.9	323.4	362.3	2.0
223.5	190.0	10.0	145.3	43.0	361.1	404.1	2.1
235.3	200.0	10.0	152.9	47.3	400.9	448.2	2.2



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะฐานกับระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน กรณี ก



รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะฐานกับระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน กรณี ข



รูปที่ 4 ความสัมพันธ์ระหว่างระยะฐานกับระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน กรณี ค

เมื่อกำหนดให้ค่า h_2 เป็น 90% ของ H และ h_5= 65% ของ h_2 แล้ววิเคราะห์ที่ค่า h_3 เป็น 15% (กรณี ง) และ 20% ของ h_2 (กรณี จ) จะได้ผลดังตารางที่ 5 และ 6 ตามลำดับ พบว่า ค่าระยะฐาน $(X+Y)$ ของกรณี จ จะน้อยกว่ากรณี ง เล็กน้อย กล่าวคือ เมื่อเพิ่มค่า h_3 5% ของ h_2ระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีระยะที่สั้นลงกว่าเดิมเล็กน้อย และเมื่อกำหนดให้ค่า h_2 เป็น 90% ของ H และ h_3 เป็น 15% ของ h_2 โดยเปลี่ยนค่าจาก h_5= 65% ของ H (กรณี ง) และ h_2 เป็น h_5= 70% ของ h_2 (กรณี ฉ) จะได้ผลดังตารางที่ 5 และ 7 ตามลำดับ จะเห็นได้ว่า ค่าระยะฐาน $(X+Y)$ ของกรณี ฉ จะน้อยกว่ากรณี ง กล่าวคือ เมื่อเพิ่มค่า h_5 5% ของ h_2 ระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีระยะที่สั้นลงกว่าเดิมแม้จะไม่มากนัก แต่มากกว่าเมื่อเพิ่มค่า h_3 โดยจะเห็นได้อย่างชัดเจนขึ้นเมื่อระยะ h_2 เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นการเพิ่มขึ้นของ h_5 มีผลต่อระยะฐานที่ปลอดภัยมากกว่าการเพิ่มขึ้นของ h_3

ตารางที่ 5 ระยะฐานเมื่อ h_2= 90% ของ H และ h_5= 65% ของ H และ h_3 =15%ของ h_2 (กรณี ง)

H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y) /h_2 (m.)
55.6	50.0	7.5	36.1	5.8	38.0	43.8	0.9
66.7	60.0	9.0	43.3	6.6	46.2	52.8	0.9
77.8	70.0	10.5	50.6	7.4	54.4	61.8	0.9
88.9	80.0	12.0	57.8	8.2	62.7	70.9	0.9
100.0	90.0	13.5	65.0	10.1	79.3	89.4	1.0
111.1	100.0	15.0	72.2	12.2	98.5	110.7	1.1
122.2	110.0	16.5	79.4	14.5	119.8	134.2	1.2
133.3	120.0	18.0	86.7	17.0	143.1	160.1	1.3
144.4	130.0	19.5	93.9	19.7	168.6	188.3	1.4
155.6	140.0	21.0	101.1	22.5	196.2	218.7	1.6
166.7	150.0	22.5	108.3	25.6	225.8	251.5	1.7
177.8	160.0	24.0	115.6	28.9	257.6	286.5	1.8
188.9	170.0	25.5	122.8	32.4	291.4	323.8	1.9
200.0	180.0	27.0	130.0	36.1	327.4	363.4	2.0
211.1	190.0	28.5	137.2	40.0	365.4	405.4	2.1
222.2	200.0	30.0	144.4	44.1	405.5	449.6	2.2

ตารางที่ 6 ระยะฐานเมื่อ h_2= 90% ของ H และ h_5= 65% ของ H และ h_3 =20%ของ h_2 (กรณี จ)

H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y) /h_2 (m.)
55.6	50.0	10.0	36.1	5.8	37.9	43.7	0.9
66.7	60.0	12.0	43.3	6.7	46.1	52.8	0.9
77.8	70.0	14.0	50.6	7.5	54.3	61.8	0.9
88.9	80.0	16.0	57.8	8.3	62.6	70.8	0.9
100.0	90.0	18.0	65.0	10.1	79.2	89.4	1.0
111.1	100.0	20.0	72.2	12.2	98.4	110.6	1.1
122.2	110.0	22.0	79.4	14.5	119.6	134.2	1.2
133.3	120.0	24.0	86.7	17.0	143.0	160.0	1.3
144.4	130.0	26.0	93.9	19.8	168.4	188.2	1.4
155.6	140.0	28.0	101.1	22.7	196.0	218.6	1.6
166.7	150.0	30.0	108.3	25.8	225.6	251.4	1.7
177.8	160.0	32.0	115.6	29.1	257.3	286.4	1.8
188.9	170.0	34.0	122.8	32.6	291.1	323.7	1.9
200.0	180.0	36.0	130.0	36.3	327.1	363.3	2.0
211.1	190.0	38.0	137.2	40.2	365.1	405.2	2.1
222.2	200.0	40.0	144.4	44.3	405.1	449.4	2.2

ตารางที่ 7 ระยะฐานเมื่อ h_2= 90% ของ H และ h_5= 70% ของ H และ h_3=15%ของ h_2 (กรณี ฉ)

H (m.)	h_2 (m.)	h_3 (m.)	h_5 (m.)	x (m.)	y (m.)	x+y (m.)	(x+y) /h_2 (m.)
55.6	50.0	7.5	38.9	6.0	37.6	43.6	0.9
66.7	60.0	9.0	46.7	6.9	45.8	52.7	0.9
77.8	70.0	10.5	54.4	7.7	54.0	61.7	0.9
88.9	80.0	12.0	62.2	8.6	62.2	70.7	0.9
100.0	90.0	13.5	70.0	10.5	78.8	89.3	1.0
111.1	100.0	15.0	77.8	12.7	97.8	110.5	1.1
122.2	110.0	16.5	85.6	15.1	118.9	134.0	1.2
133.3	120.0	18.0	93.3	17.7	142.1	159.8	1.3
144.4	130.0	19.5	101.1	20.5	167.4	187.9	1.4
155.6	140.0	21.0	108.9	23.5	194.7	218.3	1.6
166.7	150.0	22.5	116.7	26.7	224.2	250.9	1.7
177.8	160.0	24.0	124.4	30.2	255.7	285.9	1.8
188.9	170.0	25.5	132.2	33.8	289.3	323.1	1.9
200.0	180.0	27.0	140.0	37.7	325.0	362.6	2.0
211.1	190.0	28.5	147.8	41.7	362.7	404.5	2.1
222.2	200.0	30.0	155.6	46.0	402.6	448.6	2.2

	ไม่ต้องขยายฐาน
	ขยายฐาน

4. บทสรุป

ในการออกแบบเพื่อหาระยะฐานสำหรับเขื่อนคอนกรีตแบบไม่ให้น้ำไหลข้ามสันเขื่อนด้วยวิธีออกแบบขั้นตอนเดียวนั้น จะต้องระบุค่าระดับต่างๆที่สำคัญ เช่น ค่าระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน ค่าระดับตะกอน ค่าความสูงของเขื่อนและระยะสัดส่วนของเขื่อนต่างๆ ก่อน และหาระยะฐานออกมาโดยให้ระยะฐานนั้นเป็นฟังก์ชันของการวิเคราะห์แรงต่างๆที่เกี่ยวข้อง ทั้งนี้ระยะที่สำคัญอย่างมากและมีความเกี่ยวข้องกับแรงหลายประเภทคือระดับน้ำด้านหน้าเขื่อน การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์ที่จะวิเคราะห์หาการเปลี่ยนแปลงระยะฐานจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำด้านหน้าเขื่อนโดยมีเงื่อนไขให้แรงลัพธ์ที่เกิดขึ้นต้องตกอยู่ในระยะ Middle third ของฐาน และต้องมีเสถียรภาพจากการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ โดยได้ทำการวิเคราะห์เป็น 6 กรณีด้วยกัน ได้ผลการศึกษาดังนี้ เมื่อกำหนด h_5= 65% ของ h_2 และ h_3 คงที่ และเปลี่ยนค่าระยะฐานเป็น h_2= 90%, 95%, และ 85% ของ พบว่าหากอัตราส่วนระหว่างระยะฐานที่ได้ต่อระดับน้ำมีค่าน้อยกว่า 0.90 ระยะฐานที่ได้จะมีเสถียรภาพโดยไม่ต้องทำการขยายฐาน และการเปลี่ยนแปลงค่าระยะ h_2 เป็น 90%, 95%, และ 85% ของ H ก็ไม่ส่งผลกระทบต่ออัตราส่วนดังกล่าวนี้เท่าใดนัก นอกจากนี้ยังพบว่าความสัมพันธ์ของระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีความสัมพันธ์กับค่าระดับน้ำหน้าเขื่อนในลักษณะสมการพหุนามกำลังสอง นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบสมการที่เป็นสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่างระยะฐานกับระยะ h_2 จะเห็นได้ว่า อัตราการเปลี่ยนแปลงของระยะฐานกับระยะ h_2 เมื่อเพิ่มค่าของ h_2 จาก 85% เป็น 90% และ 95% ของ H จะเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น นอกจากนี้เมื่อเปรียบเทียบการเพิ่มขึ้นของระยะ h_5 กับระยะ h_3 โดย h_5 คือความสูงของส่วนลาดเอียงด้านหน้าเขื่อน และ h_3 คือความสูงของตะกอน จะเห็นได้ว่า เมื่อเพิ่มค่า h_5 5% ระยะฐานที่ปลอดภัยจะมีระยะที่สั้นลงกว่าเดิมแม้จะไม่มากนัก แต่มากกว่าเมื่อเพิ่มค่า h_3 โดยจะเห็นได้อย่างชัดเจนขึ้นเมื่อระยะ h_2 เพิ่มมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่ โดยเฉพาะ รศ.พิชัย บุณยะกาญจน ที่ได้ให้ความรู้แก่ผู้เขียนในด้านวิศวกรรมชลศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

[1] U.S. Army Corps of Engineers. (1995). *Gravity Dam Design*. Engineer manual, EM 1110-2-2200, pp. 2-1.

[2] วิโรจน์ ชัยธรรม. (2544). *วิศวกรรมชลศาสตร์*. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น, ขอนแก่น, หน้า 1-24 ถึง 1-30.

[3] โชติไกร ไชยวิจารณ์. (2546). *วิศวกรรมชลศาสตร์*. สำนักพิมพ์ สมาคมส่งเสริมเทคโนโลยี (ไทย-ญี่ปุ่น), กรุงเทพฯ, หน้า 323 ถึง 333.

[4] เสรี จันทรโยธา และ ชัยพันธุ์ รักวิจัย. *วิศวกรรมชลศาสตร์*. สำนักพิมพ์บริษัทอำนวยเวบพริ้นติ้ง จำกัด, กรุงเทพ, หน้า 7-22 ถึง 7-36.

[5] พิชัย บุณยะกาญจน (2537). *วิศวกรรมแหล่งน้ำ*. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่, เชียงใหม่, หน้า 270-320.

การประยุกต์โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood ศึกษาพฤติกรรม และผลกระทบจากการหลากของน้ำท่วมเนื่องจากการวิบัติของเขื่อนเซเปียน

Application of iRIC-Nays2DFlood for Study the Flow Behavior and Impact of Flooding from the Failure of Xe-Pian Dam

กุลยา ขันธ์วรวงศ์[1] ,ภัทรานิษฐ์ ชุ่มมิ[2] และ สนิท วงษา[3,*]

ภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[1]Kunlaya Khanworawong; E-mail address: Peakh_@hotmail.com

[2]Pattranit Chummi; E-mail address: pattrazn7@gmail.com

[3]Sanit Wongsa; E-mail address: sanit.won@kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

เนื่องเหตุการณ์วิบัติของเขื่อนเซเปียน บริเวณเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำ D ที่ตั้งอยู่ที่เมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ ประเทศลาว ซึ่งทำให้เกิดความเสียหายอย่างมากต่อพื้นที่บริเวณนั้น ผู้วิจัยจึงประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood เพื่อสร้างแบบจำลอง ที่แสดงพฤติกรรมการไหล ขอบเขตพื้นที่ ระดับความลึก และระยะเวลาการท่วมขังของน้ำท่วม จากการศึกษาได้นำผลคำนวณไปสร้างแผนที่น้ำท่วมและแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม พร้อมทั้งเสนอแนะแนวทางป้องกันและเตรียมการรับมือเหตุการณ์ที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคต

คำสำคัญ: เขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำ D, เขื่อนเซเปียน, เขื่อนแตก, iRIC-Nays2DFlood, แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม

Abstract

The disaster of the Xe-Pian dam caused a lot of damage to the surrounding area. The saddle dam D, located in Sanamxai, Attapeu province, Laos. The researcher applied the program iRIC-Nays2DFlood to create a model that shows flow behavior boundary, area, depth and duration of flooding from the study. The calculation results were used to create flood maps and flood risk maps. As well as suggesting preventive measures and preparing for future incidents.

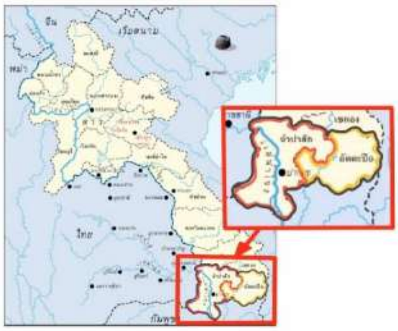
Keywords: Saddle Dam D, Xe-Pian dam, Dam Break, iRIC-Nays2DFlood, Flood Risk Map

1. คำนำ

ปี พ.ศ. 2561 ประเทศลาว ประสบปัญหาการวิบัติของเขื่อน Saddle dam D ในโครงการโรงไฟฟ้าพลังงานน้ำเขื่อนเซเปียน-เซน้ำน้อย ซึ่งการวิบัตินี้ทำให้เกิดอุทกภัยครั้งใหญ่ ส่งผลกระทบทั้งด้านเศรษฐกิจและประชาชนในพื้นที่อย่างมาก

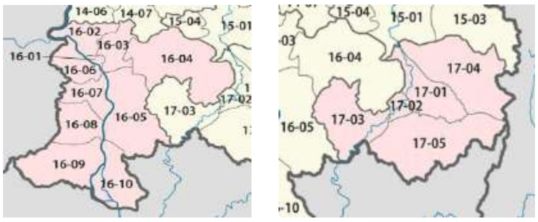
จากความบกพร่องและล่าช้าจากการเตือนภัยที่ยังไม่มีประสิทธิภาพเพียงพอ ในการวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมและแบบจำลองที่สามารถแสดงได้ทั้งระยะเวลา ทิศทาง ความลึกและขอบเขตของน้ำท่วมจากการประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood เพื่อเป็นแนวทางในการจัดทำแผนรับมือสถานการณ์ในอนาคตหรือประยุกต์ใช้กับพื้นที่เสี่ยงอื่นๆได้

2. พื้นที่ศึกษา



รูปที่ 1 แผนที่ประเทศลาวและพื้นที่ศึกษา
ที่มา: https://www.matichon.co.th/columnists/news_199717

จากรูปที่ 1 จะเห็นบริเวณพื้นที่โครงการโรงไฟฟ้าพลังงานน้ำเขื่อน เซเปียน-เซน้ำน้อย ตั้งอยบริเวณรอยต่อของแขวงอัตตะปือและแขวงจำปาสัก ประเทศลาว โดยระยะเวลาที่ศึกษาตั้งแต่วันที่เกิดการวิบัติคือ ตั้งแต่วันที่ 23 กรกฎาคม พ.ศ.2561



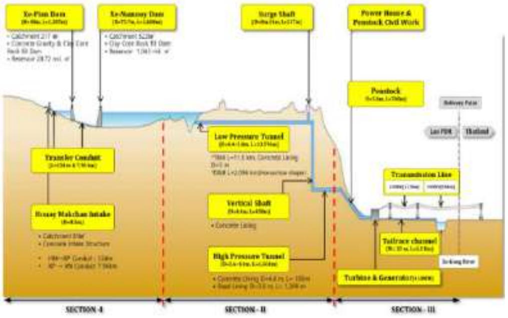
(ก) (ข)

รูปที่ 2 พื้นที่แขวงจำปาสักและแขวงอัตตะปือ
ที่มา: https://th.wikipedia.org/wiki/ประเทศลาว

จากรูปที่ 2(ก) แขวงจำปาสักมีพื้นที่ทั้งหมด 15,415 ตารางกิโลเมตร มีเขตติดต่อกับประเทศไทยและประเทศกัมพูชา เป็นพื้นที่ราบลุ่มแม่น้ำโขงและแม่น้ำเซเปียน ตอนกลางเป็นเทือกเขาสูง มีประชากรทั้งหมดประมาณ 643,785 คน และรูปที่ 2(ข) คือ แขวงอัตตะปือมีพื้นที่ 1,032 ตาราง-กิโลเมตร ภูมิประเทศปกคลุมด้วยป่าทึบและเขาสูง มีเขตติดต่อกับประเทศเวียดนามและกัมพูชา ประชากรทั้งหมดประมาณ 123,398 คน

2.1 โครงการโรงไฟฟ้าพลังงานน้ำเขื่อนเซเปียน-เซน้ำน้อย ณ เขื่อนปิดช่องเขาต่ำ Saddle Dam D[2][3][5]

โครงการนี้เกิดจากการร่วมลงทุนของ 3 ประเทศ คือ เกาหลี : บริษัท SK Engineering and Construction จำกัด, บริษัท Korea Western Power จำกัด, บริษัท ผลิตไฟฟ้าราชบุรีโฮลดิ้ง จำกัด (มหาชน) ประเทศไทย และบริษัท Lao Holding State Enterprise สปป.ลาว โดยสภาพทั่วไปของโครงการแระกอบไปด้วย 2 เขื่อน และ 1 ฝายกั้นน้ำ หรือเรียกอีกแบบคือ “อ่างเก็บน้ำ 3 ระดับ” ซึ่งถูกพื้นที่โครงการจะแบ่งเป็น 3 ส่วน คือ ส่วนแรกคือการผันน้ำจากฝายห้วยหมากจันไปสู่เขื่อนเซเปียนและส่งไปสู่เขื่อนเซน้ำน้อย จากนั้นส่วนที่สองคือ ส่วนที่ผันน้ำจากเขื่อนผ่านอุโมงค์ในแนวราบและแนวดิ่งเพื่อส่งไปสร้างกระแสไฟฟ้าที่โรงไฟฟ้าในส่วนที่สาม ณ แขวงอัตตะปือ หลังจากการสร้างกระแสไฟฟ้าแล้วน้ำจะถูกส่งลงสู่แม่น้ำเซกอง ดังความสัมพันธ์ในรูปที่ 3



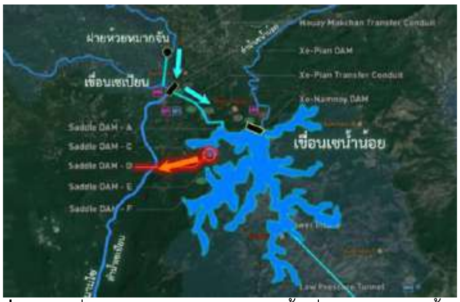
รูปที่ 3 องค์ประกอบของโครงการโรงไฟฟ้าพลังงานน้ำเขื่อนเซเปียน-เซน้ำน้อย
ที่มา: http://www.pnpclaos.com/index.php/en/project/

โดยเขื่อนประกอบหลักทั้ง 2 เขื่อน คือ เขื่อนเซเปียนเป็นเขื่อนประเภท Earth and Rock Fill Dam มีความจุอ่างเก็บน้ำอยู่ที่ 28.72 ล้านลูกบาศก์เมตรดังรูปที่ 4 และจากรูปที่ 5 เขื่อนเซน้ำน้อย เป็นเขื่อนประเภท Rock Fill Dam หรือเขื่อนหินถม กั้นลำน้ำเซนน้ำน้อยที่ไหลลงสู่แม่น้ำเซกอง มีความจุอ่างเก็บน้ำ 1,043.27 ล้านลูกบาศก์เมตร

รูปที่ 4 เขื่อนเซเปียน
ที่มา: https://www.thairath.co.th/news/local/1341798

รูปที่ 5 เขื่อนเซน้ำน้อย
ที่มา: https://www.thairath.co.th/news/local/1341798

เนื่องจากเขื่อนเซน้ำน้อยตั้งอยู่บริเวณเทือกเขาจำเป็นต้องสร้างเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำขึ้น ประกอบไปด้วย 5 เขื่อนดิน คือ Saddle Dam A, C, D, E และ F ดังรูปที่ 6 ซึ่งบริเวณที่เกิดการวิบัติคือบริเวณ Saddle Dam D

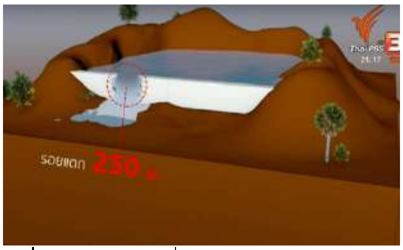


รูปที่ 6 แผนที่โครงการโรงไฟฟ้าพลังงานน้ำเขื่อนเซเปียน-เซน้ำน้อย
ที่มา: https://positioningmag.com/1180457

2.2 ลักษณะและผลกระทบจากการวิบัติของเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำ D[1]

เขื่อนปิดช่องเขาต่ำ D มีความสูง 16 เมตร สันเขื่อนมีความกว้างประมาณ 8 เมตร ความยาวของสันเขื่อนประมาณ 770 เมตร โดยเกิดการวิบัติเป็นแนวยาวประมาณ 200 – 300 เมตร ดังรูปที่ 7 ทำให้มีน้ำหลากออกจากเขื่อนมากกว่า 600 ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งมวลน้ำจำนวนนี้เทียบเท่ากับ 2 ใน 3 ของเขื่อนป่าสักชลสิทธิ์ จ.นครนายก ที่มีความจุ 960

ล้านลูกบาศก์เมตร ซึ่งมีหมู่บ้านที่ได้รับความเสียหายอย่างน้อย 8 หมู่บ้าน คือ บ้านท่าม่วง บ้านใหม่ บ้านสะหนองใต้ บ้านหินลาด บ้านท่าหินใต้ บ้านท่าบก บ้านท่าแสงจัน และบ้านตะหมอยอด เมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ ซึ่งทำให้มีประชาชนได้รับผลกระทบประมาณ 16,000 คน มีผู้เสียชีวิต 27 คน สูญหายจำนวน 123 คน และไร้ที่อยู่อาศัย 6,600 คน ณ วันที่ 31 กรกฎาคม พ.ศ.2561 โดยรูปที่ 8แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างความเสียหายที่เกิดขึ้นบางส่วนในเหตุการณ์นี้



รูปที่ 7 จำลองบริเวณที่เกิดการวิบัติ Saddle Dam D

ที่มา: https://www.youtube.com/watch?v=sO7nsmPxQFw

รูปที่ 8 ความเสียหายจาก Saddle Dam D วิบัติ

ที่มา: https://www.komchadluek.net/ news/foreign/336139

3. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

3.1 แบบจำลองทางชลศาสตร์ iRIC-Nays[5][6]

โปรแกรม iRIC-Nays เป็นfreeware ที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย The Foundation of Hokkaido River Disaster Prevention Research Center (iRIC) แห่งประเทศญี่ปุ่น ซึ่งสามารถดาวน์โหลดโปรแกรมพร้อมกับคู่มือการใช้งานได้จากเว็บไซต์ http://iric.org/nays/en/download.html

3.2 หลักการทำงานของแบบจำลอง iRIC-Nays

แบบจำลอง iRIC-Nays มีลักษณะของระบบโครงสร้างที่ออกแบบไว้โดยมีองค์ประกอบที่สำคัญ 4 ส่วนคือ 1) iRIC-Nays launcher 2) iRIC-Nays Pre 3) Sample solver and library 4) iRIC-Nays2D,3D

ซึ่งงานวิจัยนี้เราเลือกใช้โปรแกรม iRIC-Nays2DFlood

แบบจำลองนี้สามารถใช้คำนวณเพื่อศึกษาพฤติกรรมการไหลของน้ำได้ทั้งแบบคงที่และแบบไม่คงที่ สำหรับการแสดงผล สามารถแสดงได้หลายรูปแบบทั้งที่เป็นปริมาณสเกลาร์และปริมาณเวกเตอร์ เช่น เส้นการไหลเวกเตอร์ทิศทางของการไหล เส้นชั้นความสูง และการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ เป็นต้น หรือ มีความสามารถนำเสนอข้อมูลในแบบจำลองที่เป็นรูปภาพได้ในหลายๆปริมาณในรูปภาพเดียว

3.3 ทฤษฎีสมการพื้นฐาน[9]

สมการการไหลของน้ำ คือ สมการการไหลต่อเนื่อง และสมการโมเมนตัมการไหลแบบ 2 มิติ ในระบบพิกัดฉาก ตามลำดับ ดังนี้

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hu)}{\partial x}+\frac{\partial (nv)}{\partial y}=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial (hu)}{\partial t}+\frac{\partial (hu^2)}{\partial x}+\frac{\partial (huv)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_{bx}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[\nu\frac{\partial (hu)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\nu\frac{\partial (hu)}{\partial y}\right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial (hv)}{\partial t}+\frac{\partial (huv)}{\partial x}+\frac{\partial (hv^2)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{\tau_{by}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left[\nu\frac{\partial (hv)}{\partial x}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\nu\frac{\partial (hv)}{\partial y}\right] \quad (3)$$

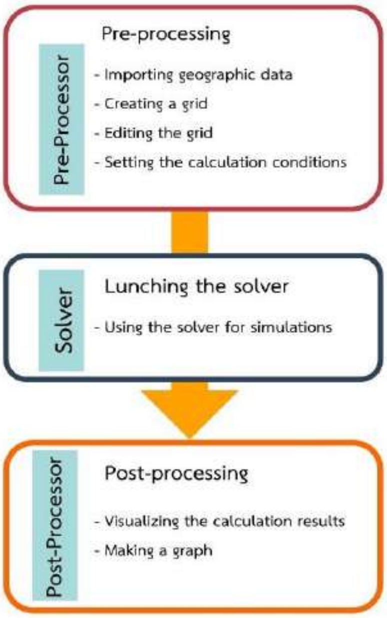
โดยที่ h คือ ความลึกของน้ำ, u,v คือ ความเร็วเฉลี่ยของน้ำในแนวดิ่ง, $\tau_{x,y}$ คือ ความเค้นเฉือนในแนวแกน x,y , ρ คือ ความหนาแน่นของน้ำ, H คือ ค่าเสาระดับ *(H= z b+ h)*, z_b คือ ระดับของท้องน้ำ, ν คือ ความหนืดจลน์, t คือ เวลา, $x,\ y$ คือ แนวแกนของระบบพิกัดแบบฉากตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉาก, พจน์ของความเค้นเฉือน $\tau_x,\ \tau_y$ และความหนืดจลน์สามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_x=\rho C_d u\sqrt{u^2+v^2}, \tau_y=\rho C_d \quad (4)$$

$$\nu=\frac{k}{6}u_* h \quad (5)$$

โดยที่ C_d คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน, k คือ ค่าคงที่ของ Karman (มีค่าเท่ากับ 0.4) , u_* คือ ความเร็วเฉือน ซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ $u_*=C_d\sqrt{u^2+v^2}$

4. การดำเนินการวิจัย



แผนผังแสดงขั้นตอนและวิธีการใช้งานโปรแกรม

โปรแกรม iRIC เป็นโปรแกรมสร้างแบบจำลอง มีขั้นตอนกระบวนการทำงาน ดังนี้ 1) Per-processing การแก้ไขและใส่ข้อมูล 2) Solver ระบบจะทำการวิเคราะห์ผลจากข้อมูลที่ใช้ และ 3) Post-processing การแสดงผลของข้อมูลในรูปแบบ แบบจำลอง 2 มิติ หรือ 3 มิติ[7][8]

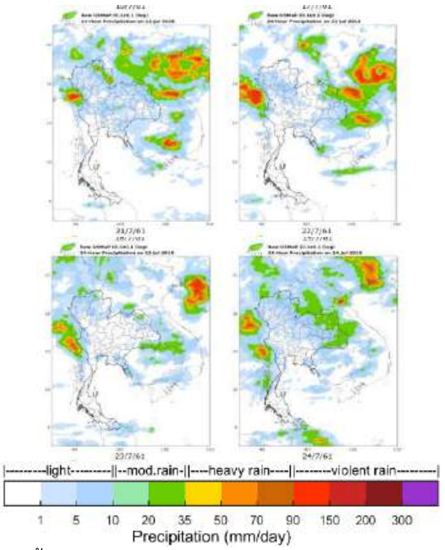
4.1 การเตรียมข้อมูลระดับพิกัดดินเดิม (DEM)

ข้อมูล SRTM DEM จากองค์กรบริหารการบินและอวกาศแห่งชาติของสหรัฐอเมริกา (NASA) มาจากเว็บไซต์ ซึ่งความละเอียดของข้อมูลประกอบด้วย ข้อมูลกริดขนาด 90x90 ม.

4.2 การเตรียมข้อมูลทางด้านสถิติปริมาณน้ำฝน[4]

ในช่วงต้นเดือนกรกฎาคม 2561 มรสุมตะวันตกเฉียงใต้มีกำลังแรงเกือบตลอดทั้งเดือน ประกอบกับในช่วงต้นเดือนมีร่องมรสุมพาดผ่านตอนบนของประเทศไทย ประเทศลาว และเวียดนามเข้าสู่หย่อมความกดอากาศต่ำบริเวณทะเลจีนใต้ตอนบน ส่งผลทำให้มีฝนตกหนักบริเวณประเทศลาว ต่อมาในช่วงกลางเดือนร่องมรสุมดังกล่าว ได้เลื่อนลงมาพาดผ่านประเทศเมียนมาร์ ภาคเหนือตอนบนของประเทศไทย และประเทศลาว เข้าสู่หย่อมความกดอากาศต่ำกำลังแรงบริเวณอ่าวตังเกี๋ย ประกอบกับพายุโซนร้อน "เซินติญ" บริเวณทะเลจีนใต้ตอนบนได้เคลื่อนตัวผ่านเกาะไหหลำลงสู่อ่าวตังเกี๋ยในวันที่ 18 กรกฎาคม ก่อนเคลื่อนขึ้นฝั่งบริเวณเมืองวิญ ประเทศเวียดนาม ในวันที่ 19 กรกฎาคม แล้วอ่อนกำลังลงเป็นพายุดีเปรสชัน จากนั้นพายุนี้ได้เคลื่อนตัวเข้าสู่บริเวณประเทศลาว แล้วสลายตัวลงเป็นหย่อมความกดอากาศต่ำกำลังแรงปกคลุมบริเวณประเทศลาวตอนบน ส่งผลทำให้เกิดฝนตกหนักมากในหลายพื้นที่ของประเทศลาว ต่อเนื่องไปจนถึงสิ้นเดือน เนื่องจากมีร่องมรสุมยังคงพาดผ่านประเทศเมียนมาร์ ลาว และเวียดนามตอนบน ประกอบกับพายุ "เซินติญ" ที่สลายตัวไป ได้ทวีกำลังแรงขึ้นเป็นพายุดีเปรสชันอีกครั้ง ในวันที่ 22 กรกฎาคม 2560 ส่งผลให้ช่วงเดือนกรกฎาคม ประเทศลาวมีฝนตกหนักต่อเนื่องเกือบตลอดทั้งเดือน

จะเห็นได้จากรูปที่ 8 บริเวณประเทศลาวมีปริมาณน้ำฝนในปริมาณมาก ซึ่งระดับความรุนแรงของฝนอยู่ในระดับตกหนักถึงหนักมาก โดยประมาณ 35-150 มิลลิเมตรต่อวัน [4]



รูปที่ 9 ปริมาณน้ำฝนในช่วงเดือนกรกฎาคม พ.ศ.2561และระดับความรุนแรง

4.3 การวิเคราะห์ผลการศึกษาและสอบเทียบแบบจำลองที่ได้จากโปรแกม iRIC-Nays2DFlood

นำแบบจำลองจากโปรแกรม iRIC-Nays2DFlood ที่กำหนดอัตราการไหล 2,000 ,2,500 ,3,000 และ 4,000 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที(ลบ.ม./วินาที) เป็นเวลา 48 ชั่วโมง โดยกำหนดค่าพารามิเตอร์ ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ตั้งค่าในโปรแกรม iRIC-Nays2DFlood

อัตราการไหล (ลบ.ม./วินาที)	จำนวนช่องกริด		ระยะเวลา (ชั่วโมง)	สัมประสิทธิ์ความขรุขระแมนนิ่ง	แสดงค่า	การไหลของน้ำ	น้ำฝน
	I	J					
2,000 - 2,500	1,500	1,000	48	0.045	ชั่วโมง	อิสระ	ไม่มี
3,000	1,500	1,000	48	0.045	ชั่วโมง	อิสระ	ไม่มี
4,000	1,500	1,000	48	0.045	ชั่วโมง	อิสระ	ไม่มี

4.3.1 วิเคราะห์สอบเทียบแบบจำลองที่ได้จากโปรแกม iRIC-Nays2DFlood

1) นำภาพจากแบบจำลองที่ระดับน้ำท่วมสูงสุดมาสอบเทียบพื้นที่ท่วมขังของน้ำท่วมกับรูปถ่ายดาวเทียมจากเหตุการณ์จริง

2) สอบเทียบระดับความลึกสูงสุดของน้ำท่วมที่พิกัดI=373, J=230 และพิกัด I=420, J=213 นำระดับความลึกของน้ำท่วมที่ทั้งสองพิกัดมาสอบเทียบกับระดับความลึกของน้ำท่วมจากรูปถ่ายเหตุการณ์จริง

4.3.2 วิเคราะห์ผลการศึกษา

1) วิเคราะห์พฤติกรรมและทิศทางการไหลของน้ำท่วมของแต่ละอัตราการไหล โดยจะสอบเทียบพฤติกรรมจากระยะเวลาที่น้ำไหลไปแต่ละสถานที่

2) ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม เปรียบเทียบจากบริเวณการหลากของน้ำจากแบบจำลอง

3) ระยะเวลาท่วมขังของแต่ละอัตราการไหล เพื่อเปรียบเทียบระดับความรุนแรงของน้ำท่วม

4) ระดับความลึกของน้ำท่วมในพื้นที่ศึกษาโดยเปรียบเทียบจากแบบจำลองที่ได้จากโปรแกรม iRIC-Nays2DFlood และเปรียบเทียบระดับความรุนแรงของน้ำท่วมตามระดับความลึกของระดับน้ำ ดังตารางที่ 2 ซึ่งประยุกต์มาจากทฤษฎีของ Penning-Rowsell and Chatterton ปี 1997

5) แนวทางการป้องกันและรับมือผลกระทบโดยวิเคราะห์จากแบบจำลองและแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม

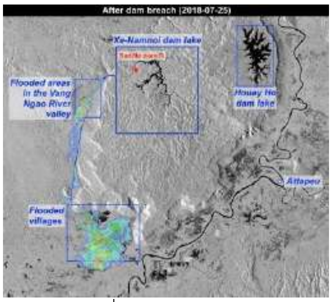
ตารางที่ 2 ระดับความรุนแรงของน้ำท่วมตามความลึกของระดับน้ำ

ความลึกของน้ำท่วม (เมตร)	รายละเอียด	ระดับความรุนแรง	แถบสีแสดงระดับน้ำ
0.00	ไม่เกิดน้ำท่วม	ไม่มีความรุนแรง	
0.01-0.50	ทำให้เกิดความรำคาญไม่สะดวกในการเดินทาง แต่ไม่สูญเสียทรัพย์มาก	รุนแรงน้อย	แถบสีน้ำเงิน
0.51-1.50	ทำให้สูญเสียทรัพย์สินและกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างมากขึ้น แต่ไม่มีการสูญเสียชีวิต	รุนแรงปานกลาง	แถบสีน้ำเงินถึงสีฟ้า
มากกว่า 1.50 ขึ้นไป	ทำให้สูญเสียทรัพย์สินและกระทบต่อสิ่งปลูกสร้างมากกว่าระดับความรุนแรงปานกลางและเป็นอันตรายต่อชีวิต	รุนแรงมาก	ตั้งแต่แถบสีฟ้าขึ้นไป

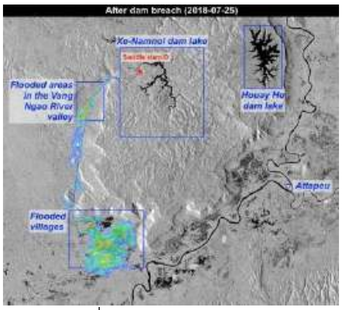
5. ผลการศึกษาและอภิปรายผล

5.1 ผลการสอบเทียบแบบจำลองที่ได้จากโปรแกม iRIC-Nays2DFlood

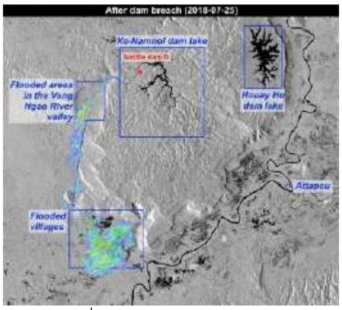
1) สอบเทียบขอบเขตน้ำท่วมที่ได้จากแบบจำลองโดยใช้ขอบเขตที่เกิดน้ำท่วมสูงสุดแต่ละอัตราการไหล ซึ่งแสดงให้เห็นว่าขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมจากแบบจำลองแสดงพื้นที่น้ำท่วมได้ตรงกับรูปถ่ายดาวเทียมเหตุการณ์จริง ดังรูปที่ 10(ก)-(ค)



(ก) สอบเทียบแบบจำลองที่อัตราการไหล 2,000 –2,500 ลบ.ม./วินาที



(ข) สอบเทียบแบบจำลองที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที



(ค) สอบเทียบแบบจำลองที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที

รูปที่ 10(ก)-(ค) การสอบเทียบแบบจำลองกับรูปถ่ายดาวเทียมที่อัตราการไหลต่างๆ

2) สอบเทียบระดับความลึกสูงสุดจากแบบจำลอง ซึ่งโปรแกรมสามารถแสดงผลการคำนวณเป็นกราฟระดับความลึกสูงสุดแต่ละช่วงเวลาได้ โดยผู้ศึกษาเลือกพิกัดที่ I=373, J=230 และพิกัด I=420, J=213 ของแต่ละอัตราการไหลแสดงผลได้ดังตารางที่ 3

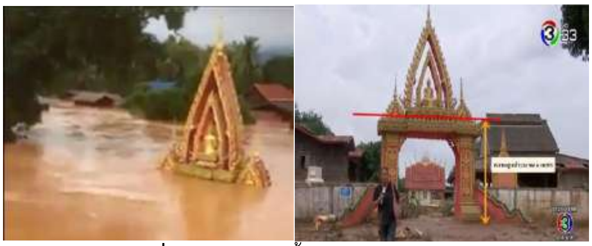
ตารางที่ 3 ระดับความลึกสูงสุดที่พิกัดต่างๆในแต่ละอัตราการไหล

อัตราการไหล (ลบ.ม./วินาที)	ระดับความลึกสูงสุดที่พิกัด (เมตร)	
	I=373 , J=230	I=420 , J=213
2,000 – 2,500	3.80	6.04
3,000	4.07	5.82
4,000	3.72	5.39
ระดับความลึกสูงสุดเฉลี่ย	3.86	5.75

ระดับความลึกสูงสุดเฉลี่ยที่ได้จากแบบจำลองมีค่าฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 3.86-5.75 เมตร เมื่อนำไปสอบเทียบกับคราบน้ำที่ได้จากรูปถ่ายเหตุการณ์จริง พบว่า ระดับความลึกที่ได้จากแบบจำลองมีความใกล้เคียงกับระดับความลึกของน้ำท่วมจากเหตุการณ์จริงจากรูปที่ 11 และ 12 ซึ่งมีระดับความลึกอยู่ที่ประมาณ 4-6 เมตร

รูปที่ 11 ระดับคราบน้ำที่บ้านเรือนหลังเหตุการณ์

ที่มา: https://story.pptvhd36.com/@pptvPhoto/5b6faee017a8b



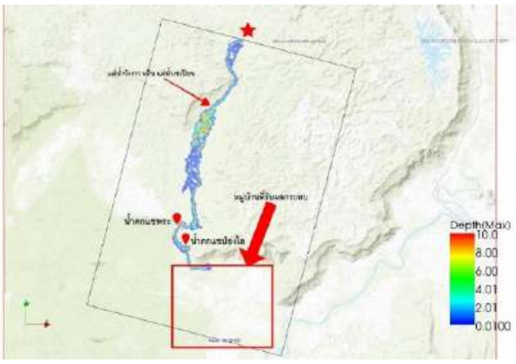
รูปที่ 12 ระดับคราบน้ำท่วมบริเวณประตูวัด

ที่มา: http://news.ch3thailand.com/abroad/74513

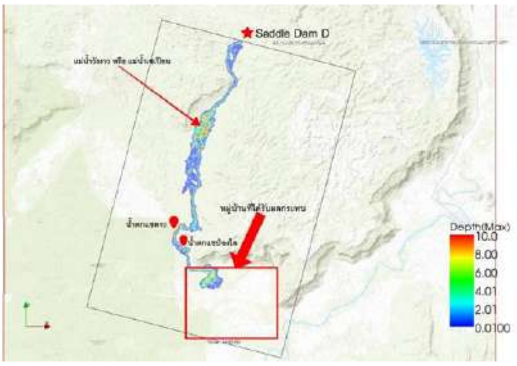
5.2 ผลการวิเคราะห์และศึกษาพฤติกรรมและทิศทางการไหล

1) แบบจำลองแสดงพฤติกรรมการไหลของน้ำตั้งแต่เกิดการวิบัติของ Saddle Dam D จนถึงเวลา 48 ชั่วโมง โดยผู้ศึกษาได้ทำการสร้างแบบจำลองทั้งหมด 3 อัตราการไหลโดยแสดงพฤติกรรมการไหลดังนี้ ที่อัตราการไหล 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที ที่เวลา 1 ชั่วโมง น้ำไหลลงสู่แม่น้ำงาวหรือแม่น้ำเซเปียน ดังรูปที่ 13(ก) และที่เวลา 12 ชั่วโมงน้ำหลากเข้าสู่หมู่บ้านหินลาดดังรูปที่ 13(ข) และเริ่มไหลเข้าท่วมหมู่บ้านอื่นๆในบริเวณพื้นที่เมืองสะหนามไซที่เวลา 14 ชั่วโมง ดังรูปที่ 13(ค) จากนั้นน้ำหลากเข้าท่วมหมู่บ้านทั้ง 8 หมู่บ้านที่เวลา 39 ชั่วโมง ดังรูปที่ 13(ง)

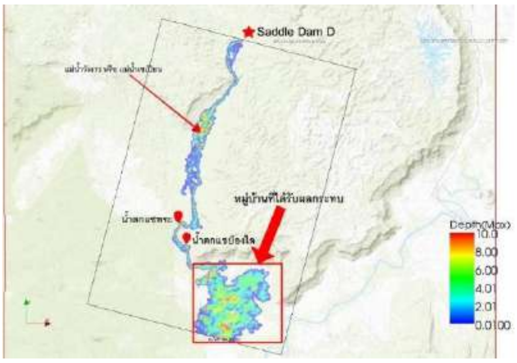
(ก)



(ข)



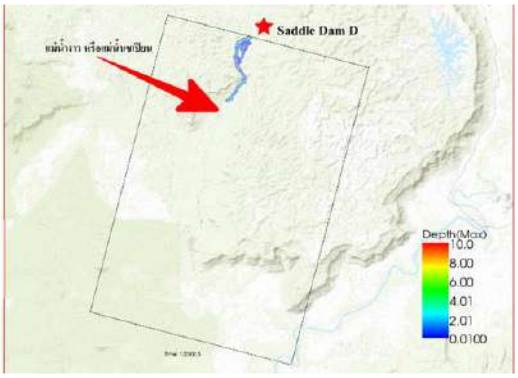
(ค)



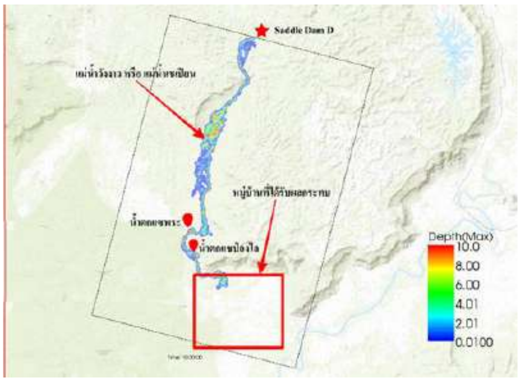
(ง)

รูปที่ 13(ก)-(ง) ผลการจำลองพฤติกรรมการไหลของน้ำที่อัตราการไหลที่ 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที

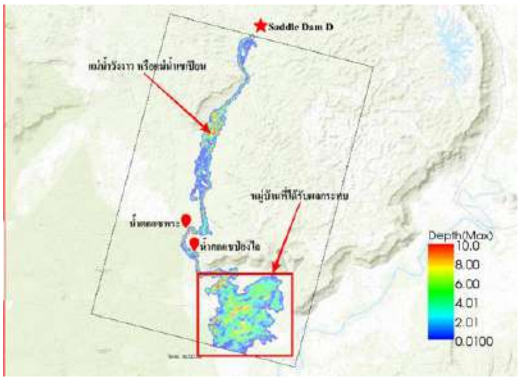
ที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที ที่เวลา 1 ชั่วโมง น้ำไหลลงสู่แม่น้ำงาวหรือแม่น้ำเซเปียน ดังรูปที่ 14(ก) และที่เวลา 10 ชั่วโมงน้ำหลากเข้าสู่หมู่บ้านดังรูปที่ 14(ข) จากนั้นน้ำหลากเข้าท่วมหมู่บ้านทั้ง 8 หมู่บ้านที่เวลา 36 ชั่วโมง ดังรูปที่ 14(ค) ก่อนที่น้ำทั้งหมดจะค่อยๆระบายลงสู่แม่น้ำเซกอง



(ก)



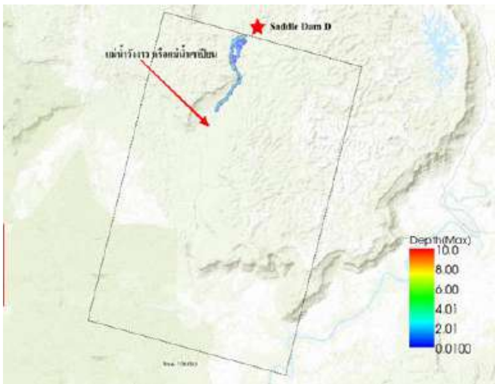
(ข)



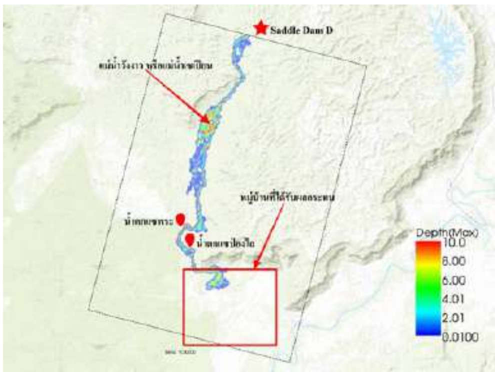
(ค)

รูปที่ 14(ก)-(ค) ผลการจำลองพฤติกรรมการไหลของน้ำที่อัตราการไหลที่ 3,000 ลบ.ม./วินาที

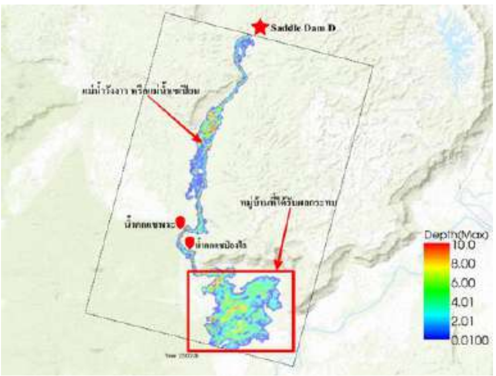
ที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที ที่เวลา 1 ชั่วโมง น้ำไหลลงสู่แม่น้ำงาวหรือแม่น้ำเซเปียน ดังรูปที่ 15(ก) และเริ่มไหลเข้าท่วมหมู่บ้านอื่นๆในบริเวณพื้นที่เมืองสะหนามไซที่เวลา 9 ชั่วโมง ดังรูปที่ 15(ข) จากนั้นน้ำหลากเข้าท่วมหมู่บ้านทั้ง 8 หมู่บ้านที่เวลา 25 ชั่วโมง ดังรูปที่ 15(ค)



(ก)



(ข)



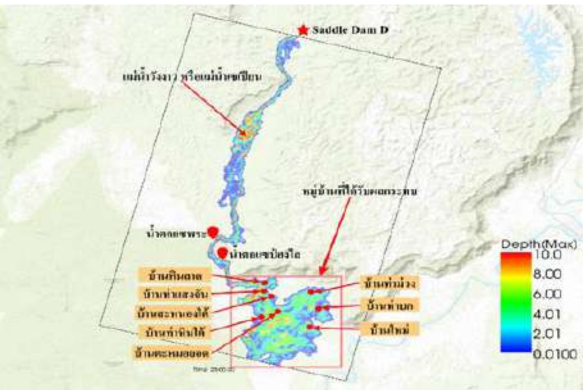
(ค)

รูปที่ 15(ก)-(ค) ผลการจำลองพฤติกรรมการไหลของน้ำที่อัตราการไหลที่ 4,000 ลบ.ม./วินาที

จากการสร้างแบบจำลองทางชลศาสตร์ผู้ศึกษาจึงนำแบบจำลองที่แสดงระดับน้ำสูงสุดที่อัตราการไหลต่างๆ ได้นำมาวิเคราะห์ผลกระทบได้ดังนี้

1) ระดับความลึกน้ำท่วมขัง จากแบบจำลองจะเห็นได้ว่า ความลึกของน้ำท่วมในเมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ จะเห็นได้ว่าพื้นที่บางส่วนแสดงแถบสีเหลืองถึงสีแดง คือมากกว่า 8 เมตร ที่บริเวณใกล้กับแม่น้ำงาวหรือแม่น้ำเซเปียน และพื้นที่ที่เกิดน้ำท่วมส่วนใหญ่อยู่มนช่วงแถบสีครามหรือ 2 เมตรขึ้นไป เมื่อเทียบกับตารางที่ 2 ระดับความรุนแรงของน้ำท่วมอยู่ในระดับความรุนแรงมาก โดยขอบๆของพื้นที่แสดงแถบสีน้ำเงินเข้มถึงสีคราม คือ 0.01-1.5 เมตร ระดับความรุนแรงน้อยถึงปานกลาง

2) ขอบเขตพื้นที่น้ำท่วม จากรูปที่ 16 มีหมู่บ้านในเมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะ-ปือ อย่างน้อย 8 หมู่บ้าน คือ บ้านท่าม่วง บ้านใหม่ บ้านสะหนองใต้ บ้านหินลาด บ้านท่าหินใต้ บ้านท่าบก บ้านท่าแสงจัน บ้านตะหมอยอด และบริเวณที่ใกล้เคียงมีบางส่วนที่ไม่ได้รับผลกระทบ หรือได้รับผลกระทบน้อย เช่น บริเวณรอยต่อของเมืองปากเซ แขวงจำปาศักดิ์ และบางพื้นที่เมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ



รูปที่ 16 หมู่บ้านที่ได้รับผลกระทบ

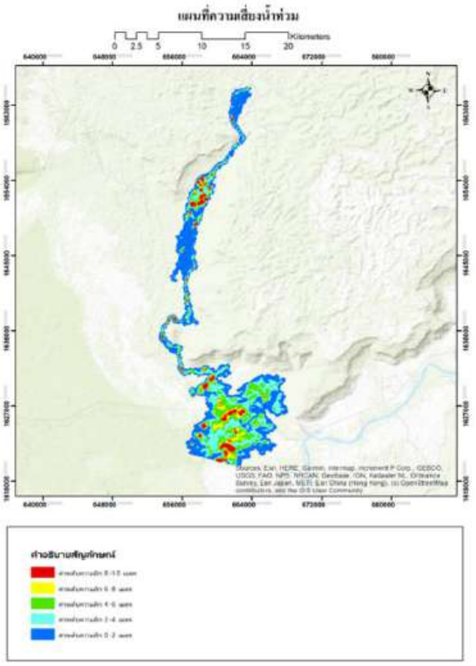
3) ระยะเวลาในการท่วมขัง จากการสร้างแบบจำลองระยะเวลาทั้งหมด 48 ชั่วโมง โดยพบว่า ที่อัตราการไหล 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที ระดับน้ำท่วมสูงสุดอยู่ที่เวลา 39 ชั่วโมง ระยะเวลาในการท่วมขังในพื้นที่ทั้งหมดตั้งแต่ Saddle Dam D ถึงเมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะ-ปือ ประมาณ 39 ชั่วโมงขึ้นไป ที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที ระดับน้ำท่วมสูงสุดอยู่ที่เวลา 36 ชั่วโมง ระยะเวลาในการท่วมขังในพื้นที่ทั้งหมดตั้งแต่ Saddle Dam D ถึงเมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ ประมาณ 36 ชั่วโมงขึ้นไป ที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที ระดับน้ำท่วมสูงสุดอยู่ที่เวลา 25 ชั่วโมง ระยะเวลาในการท่วมขังในพื้นที่ทั้งหมดตั้งแต่ Saddle Dam D ถึงเมืองสะหนามไซ แขวงอัตตะปือ ประมาณ 25 ชั่วโมงขึ้นไป

5.3 แนวทางการรับมือและป้องกันความรุนแรงที่มีผลกระทบมาจากการวิบัติของ Saddle Dam D

5.3.1 แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมและพื้นที่น้ำท่วมแต่ละระดับความลึก

จากรูปที่ 17 แสดงแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที โดยมีพื้นที่แบ่งตามระดับความลึกหรือแถบสีดังนี้

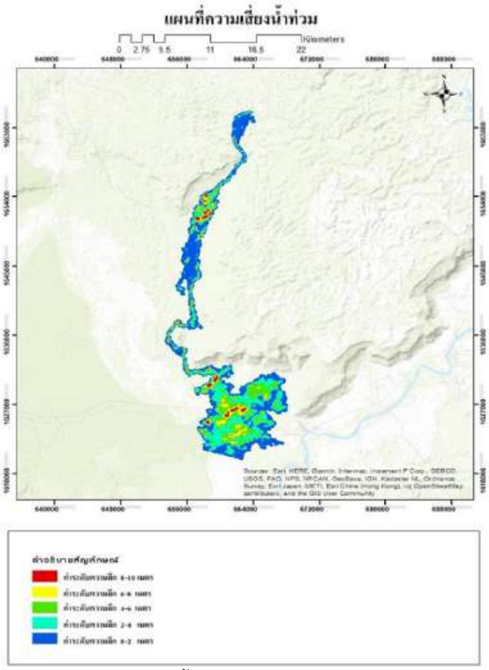
- ที่แถบสีน้ำเงิน ระดับความลึก 0-2 เมตร มีพื้นที่ 65.30 ตร.กม.
- ที่แถบที่ฟ้าน้ำทะเล ระดับความลึก 2-4 เมตร มีพื้นที่ 39.87 ตร.กม.
- ที่แถบสีเขียว ระดับความลึก 4-6 เมตร มีพื้นที่ 20.53 ตร.กม.
- ที่แถบสีเหลือง ระดับความลึก 6-8 เมตร มีพื้นที่ 10.32 ตร.กม.
- ที่แถบสีแดง ระดับความลึก 8-10 เมตร มีพื้นที่ 4.64 ตร.กม.



รูปที่ 17 แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที

จากรูปที่ 18 แสดงแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที โดยมีพื้นที่แบ่งตามระดับความลึกหรือแถบสีดังนี้

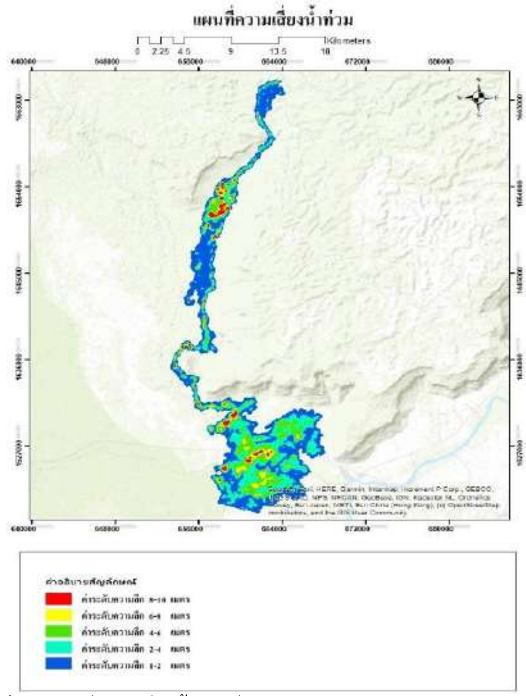
- ที่แถบสีน้ำเงิน ระดับความลึก 0-2 เมตร มีพื้นที่ 62.9 ตร.กม.
- ที่แถบที่ฟ้าน้ำทะเล ระดับความลึก 2-4 เมตร มีพื้นที่ 38.83 ตร.กม.
- ที่แถบสีเขียว ระดับความลึก 4-6 เมตร มีพื้นที่ 25.29 ตร.กม.
- ที่แถบสีเหลือง ระดับความลึก 6-8 เมตร มีพื้นที่ 9.59 ตร.กม.
- ที่แถบสีแดง ระดับความลึก 8-10 เมตร มีพื้นที่ 3.15 ตร.กม.



รูปที่ 18 แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที

จากรูปที่ 19 แสดงแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที โดยมีพื้นที่แบ่งตามระดับความลึกหรือแถบสีดังนี้

- ที่แถบสีน้ำเงิน ระดับความลึก 0-2 เมตร มีพื้นที่ 67.80 ตร.กม.
- ที่แถบที่ฟ้าน้ำทะเล ระดับความลึก 2-4 เมตร มีพื้นที่ 37.74 ตร.กม.
- ที่แถบสีเขียว ระดับความลึก 4-6 เมตร มีพื้นที่ 22.43 ตร.กม.
- ที่แถบสีเหลือง ระดับความลึก 6-8 เมตร มีพื้นที่ 8.13 ตร.กม.
- ที่แถบสีแดง ระดับความลึก 8-10 เมตร มีพื้นที่ 3.82 ตร.กม.



รูปที่ 19 แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที

5.3.2 แนวทางป้องกันและรับมือความรุนแรงที่ได้จากการวิเคราะห์แผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วม

เมื่อวิเคราะห์จากแบบจำลองพฤติกรรมการไหลและแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมที่อัตราการไหลต่างๆ เพื่อเป็นแนวทางในการรับมือสำหรับสถานการณ์น้ำท่วมในอนาคตหรือหาแนวทางป้องกันความรุนแรงของน้ำท่วม ดังนั้นเพื่อรับมือกับความรุนแรงและป้องกันความเสียหายที่จะเกิดขึ้นผู้ศึกษาจึงเสนอแนวทางไว้ดังนี้

1. เมื่อตรวจพบการวิบัติของเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำหน่วยงานต้องมีการแจ้งเตือนทันที

2. เวลาสำหรับการอพยพออกจากพื้นที่ก่อนที่น้ำจะหลากถึงบริเวณหมู่บ้านแตกต่างกันตามอัตราการไหลดังนี้

ที่อัตราการไหล 2,000-2,500 ลบ.ม./วินาที มีเวลาอพยพออกจากพื้นที่ไม่เกิน 12 ชั่วโมง

ที่อัตราการไหล 3,000 ลบ.ม./วินาที มีเวลาอพยพออกจากพื้นที่ไม่เกิน 10 ชั่วโมง

ที่อัตราการไหล 4,000 ลบ.ม./วินาที มีเวลาอพยพออกจากพื้นที่ไม่เกิน 9 ชั่วโมง

3. ใช้แผนที่เพื่อประเมินความรุนแรงและวางแผนการช่วยเหลือ

4. จัดตั้งศูนย์พักพิงและช่วยเหลือผู้ประสบภัยบริเวณนอกแถบสีออกไป

5. ให้ความรู้และแจกจ่ายแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมให้กับหมู่บ้านที่มีความเสี่ยงสำหรับเตรียมขนย้ายทรัพย์สินว่าพื้นที่ของตนควรเก็บทรัพย์สินไว้ที่ระดับความสูงเท่าใดจึงจะปลอดภัย

6. ประชาชนสามารถใช้แผนที่ในการวางแผนการเดินทางออกจากพื้นที่ได้ด้วยตนเอง

6. บทสรุป

จากการสร้างแบบจำลองการหลากของน้ำท่วมด้วยโปรแกรม iRIC-Nays2DFlood สามารถสร้างแบบจำลองสถานการณ์ได้เหมือนหรือใกล้เคียงกับเหตุการณ์จริง สามารถนำแบบจำลองไปวิเคราะห์ระยะเวลาท่วมขัง ขอบเขต ความรุนแรงที่จะเกิดขึ้น และสามารถนำแบบจำลองไปสร้างแผนที่ความเสี่ยงน้ำท่วมเพื่อเป็นแผนรับมือกับเหตุการณ์ที่อาจจะเกิดขึ้นในอนาคตหรือประยุกต์ใช้กับพื้นที่ที่ต้องการจะศึกษาอื่นๆได้อีกด้วย

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณรุ่นพี่จากภาควิชาครุศาสตร์โยธา นางสาวธิดารัตน์ คำคง ที่คอยให้คำแนะนำและความร่วมมือให้งานวิจัยนี้ประสบความสำเร็จ

เอกสารอ้างอิง

[1] Positioning (2561), เปิดที่มาโรงไฟฟ้าพลังน้ำเซเปียน-เซน้ำน้อย โรงไฟฟ้าราชบุรี ถือหุ้น25% ร่วม เกาหลี-ลาว[ออนไลน์],Available: https://positioningmag.com/1180457

[2] Pöyry Energy Ltd. (2560), Xe Pian & Xe Namnoy Hydropower Scheme Lao PDR[Online], Available: https://www.poyry.com/sites/default/files/media/related_material/

[3] Xe-Pian Xe-Namnoy Power Co., Ltd. (2560), Technical Information[Online],Available: http://www.pnpclaos.com/index.php/en/project/technical-information

[4] คลังข้อมูลน้ำและภูมิอากาศแห่งชาติ (2561), บันทึกเหตุการณ์เขื่อนเซเปียน-เซน้ำน้อยแตกที่ประเทศลาว ช่วงเดือน กรกฎาคม 2561 [ออนไลน์],Available: http://www.thaiwater.net/current/2018/floodLAOS2018/floodlaos2018.html.

[5] วรากร ไม้เรียง (2554), หลักการออกแบบเขื่อนโดยทั่วไป [ออนไลน์],Available: http://www.gerd.eng.ku.ac.th/News/2011_March/paper/

[6] จุฑามาศ ดิษฐ์ทอง เมธินี สุภหัสดิ์และสนิท วงษา (2562), “การประยุกต์ใช้แบบจำลอง iRIC เพื่อศึกษามหาอุทกภัยในลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างปี 2554 กรณีศึกษา พื้นที่จังหวัดอ่างทอง”,การประชุมวิชาการวิศกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24,10-12 กรกฎาคม 2562,จ.อุดรธานี

[7] เจษฎา จิตแสง ภัชพรรณ ธนามีและสนิท วงษา (2560) , “การใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์ Nays2DFlood เพื่อศึกษาการลดน้ำหลากในห้วยน้ำฮวยอำเภทเชียงคาน จังหวัดเลย”,การประชุมวิชาการวิศกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22,18-20 กรกฎาคม 2560 ,จ.นครราชสีมา

[8] วีระพันธ์ ทาลุมพุก (2553) , “การะประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC-Nays เพื่อศึกษาด้านชลศาสตร์และพลวัตสัญฐานท้องน้ำ กรณีศึกษาลำน้ำห้วยหลวง”,โครงงานปริญญาบัณฑิต, หลักสูตรครุศาสตร์อุตสาหกรรมมหาบัณฑิต,คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี,มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

[9] สนิท วงษา (2560), “การประยุกต์ใช้แบบจำลอง iRIC เพื่อการคาดการณ์น้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่อำเภอบางสะพานในปี พ.ศ 2560”, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

ผลกระทบของการวิเคราะห์ค่าความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ต่อความถูกต้องของน้ำฝนเรดาร์
Influence of Spatially Varying Bias Adjustment on the accuracy of Radar Rainfall

ชูวิท มากมี[1] และ พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม[1,*]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: punpim.m@ku.th*

บทคัดย่อ

แฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงมีความสำคัญมากต่อความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนด้วยเรดาร์ กล่าวคือเป็นที่ยอมรับว่าแฟกเตอร์ดังกล่าวสามารถลดความคลาดเคลื่อนในการประเมินน้ำฝนเรดาร์จากการใช้ความสัมพันธ์ Z-R (ระหว่างค่าการสะท้อนกลับจากเรดาร์ (Z) และน้ำฝนจากเรดาร์ (R)) ได้ อย่างไรก็ตามเทคนิคการวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงมีหลากหลายวิธีขึ้นอยู่กับความซับซ้อนในการวิเคราะห์ เพื่อให้เกิดประโยชน์ต่อการเลือกใช้เทคนิคการวิเคราะห์แฟกเตอร์การปรับแก้ที่เหมาะสม บทความนี้มีวัตถุประสงค์ที่จะศึกษาผลกระทบของการประยุกต์ใช้เทคนิคการวิเคราะห์แฟกเตอร์ความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่และเวลา ต่อความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนเรดาร์เมื่อเทียบกับการใช้แฟกเตอร์ความลำเอียงแบบเฉลี่ยคงที่ทั้งพื้นที่ โดยได้เลือกใช้วิธีประมาณค่าระหว่างช่วงจำนวน 2 วิธีคือ Inverse Distance Weighted Interpolation (IDW) และ Ordinary Kriging Interpolation (OK) สำหรับใช้วิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่แบบรายกริด ข้อมูลค่าการสะท้อนกลับจากเรดาร์ ณ สถานีเรดาร์สัตหีบ และข้อมูลน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝนอัตโนมัติ จำนวน 297 สถานี ในปี พ.ศ. 2556 ได้ถูกนำมาใช้ในการศึกษา ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าเมื่อประยุกต์ใช้เทคนิคความลำเอียงเชิงพื้นที่ร่วมกับความสัมพันธ์ Z-R นำไปสู่ความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนที่ดีขึ้นอย่างมีนัยสำคัญเมื่อเทียบกับการใช้ค่าเฉลี่ยเชิงพื้นที่แบบ MFB ดังนั้นจึงมีความเหมาะสมที่จะนำเทคนิคการปรับแก้ความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ไปปรับใช้ให้สอดคล้องกับพฤติกรรมการเกิดฝนในพื้นที่ศึกษา เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในงานพัฒนาด้านแหล่งน้ำของประเทศต่อไป

คำสำคัญ: การประมาณค่าระหว่างช่วงเชิงพื้นที่, ปริมาณน้ำฝนเรดาร์, การปรับแก้ความลำเอียงแบบกริด, สถานีเรดาร์สัตหีบ

Abstract

The bias correction factor is an essential value for improving the accuracy of radar rainfall assessment. This factor is acknowledged to be used for reducing the radar rainfall estimation errors contained in the process of the Z-R conversion (the relationship between radar reflectivity (Z) and rain rate (R)). However, various bias adjustment techniques are depending upon the complexity of the analysis. To be useful for selecting the suitable technique, this study aims to study the influence of applying the spatial and temporal varying bias correction techniques on the accuracy of radar rainfall estimates compared with using the mean field bias correction technique (MFB). Two methods of spatial interpolation comprising the Inverse Distance Weighted Interpolation (IDW) and Ordinary Kriging Interpolation (OK) were applied to estimate the gridded bias adjustment factor of radar rainfall. Radar reflectivity data at the Sattahip station and gauge rainfall data from 297 automatic rain gauges in 2013 were used in the study. The results appeared that coupling the spatially varying bias correction technique with the Z-R conversion significantly produce the enhancement of radar rainfall estimates compared with the use of the conventional mean field bias technique. Therefore, it is appropriate to apply the spatial bias correction techniques associated with the rainfall behavior of the study area to further increase the efficiency of water resources development of the country.

Keywords: spatial interpolation, radar rainfall, gridded bias correction, Sattahip radar station

บทนำ

เทคโนโลยีการตรวจวัดน้ำฝนด้วยเรดาร์ซึ่งเป็นหนึ่งในเทคโนโลยีการตรวจวัดระยะไกลได้ถูกพัฒนาอย่างต่อเนื่องสำหรับนำมาใช้ประเมินน้ำฝนความละเอียดสูงอย่างกว้างขวางทั่วโลกมาเป็นเวลาเกือบ 70 ปี [1] ปริมาณน้ำฝนด้วยเรดาร์ได้รับการพิสูจน์ว่าเป็นข้อมูลด้านเข้าสำหรับแบบจำลองด้านอุทกวิทยาที่มีประสิทธิภาพมากกว่าข้อมูลปริมาณน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝน [2, 3, 4] อย่างไรก็ตามเรดาร์ไม่ได้ตรวจวัดปริมาณน้ำฝนโดยตรงแต่วัดค่าพลังงานที่สะท้อนกลับจากเรดาร์ (radar reflectivity data, Z) วิธีการพื้นฐานทั่วไปคือการประยุกต์ใช้ความสัมพันธ์ระหว่างการสะท้อนกลับจากเรดาร์ (Z) และค่าน้ำฝน (R) (Z-R relationship, $Z=aR^b$) เพื่อแปลงค่า Z ที่ตรวจวัดได้ให้เป็นค่าน้ำฝนในทุก ๆ ความละเอียดของข้อมูลเชิงพื้นที่และเวลาที่พิจารณา เป็นที่น่าเสียดายพารามิเตอร์ในความสัมพันธ์ Z-R เปลี่ยนแปลงไปตามการกระจายตัวของขนาดเม็ดน้ำฝน (Rain Drop Size Distribution) ดังนั้นจึงไม่สามารถเป็นตัวแทนในทุก ๆ เหตุการณ์น้ำฝนได้ เพื่อลดความคลาดเคลื่อนดังกล่าว ปริมาณน้ำฝนที่วิเคราะห์ได้จากความสัมพันธ์ Z-R จะต้องนำไปปรับแก้ความลำเอียงของน้ำฝนจากเรดาร์ด้วยแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียง (Bias Adjustment Factor) ให้เป็นปริมาณน้ำฝนบนพื้นดินที่เหมาะสมกับเหตุการณ์นั้น ๆ ต่อไป [5, 6, 7]

แฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงโดยทั่วไปจะถูกประเมินบนพื้นฐานของการเปรียบเทียบความแตกต่างระหว่างน้ำฝนจากสถานีและน้ำฝนจากเรดาร์ ณ ตำแหน่งของสถานีตรวจวัดเท่านั้น โดยวิธีง่ายที่สุดคือการปรับแก้ด้วยแฟกเตอร์ความลำเอียงเฉลี่ย (Mean Field Bias, MFB) แบบไม่เปลี่ยนแปลงไปตามพื้นที่และเวลา และสามารถประยุกต์ให้ค่าความลำเอียงมีความสม่ำเสมอเชิงพื้นที่แต่เปลี่ยนแปลงไปตามเวลาได้ด้วยเทคนิค อาทิเช่น วิธีความลำเอียงเฉลี่ยรายชั่วโมง (Hourly Mean Field Bias, HMFB) และวิธีความลำเอียงเฉลี่ยรายวัน (Daily Mean Field Bias, DMFB) เป็นต้น [8] ซึ่งข้อจำกัดของวิธี MFB ดังกล่าวคือไม่สามารถปรับแก้ความคลาดเคลื่อนที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ได้ ซึ่งอาจส่งผลต่อความคลาดเคลื่อนที่สูงได้หากพื้นที่ลุ่มน้ำที่พิจารณามีการเปลี่ยนแปลงฝนเชิงพื้นที่อย่างมีนัยสำคัญ

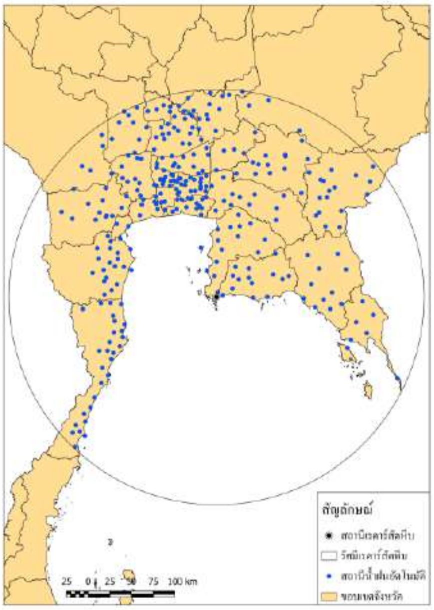
เทคนิคการปรับแก้ความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ (Spatially Varying Bias Corrections) เป็นอีกหนึ่งทางเลือกที่สามารถนำมาประยุกต์ใช้เพื่อเพิ่มความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนด้วยเรดาร์ได้ อาทิเช่น วิธีการปรับแก้ความลำเอียงแบบเฉพาะแห่ง (Local Bias Correction Methods) ซึ่งวิธีนี้ค่าความลำเอียงจะมีความแตกต่างกันไปตามพื้นที่ที่กำหนด [9] หรือเทคนิคที่มีความซับซ้อนมากยิ่งขึ้นคือการปรับแก้ความลำเอียงสำหรับแต่ละพิกเซลของเรดาร์ ซึ่งต้องอาศัยเทคนิคการประมาณค่าระหว่างช่วงของน้ำฝนสถานี (Rain Gauge Interpolation Techniques) เพื่อประเมินค่าปริมาณน้ำฝนจากสถานีรายพิกเซลและนำมาเปรียบเทียบกับน้ำฝนจากเรดาร์ในพิกเซลเดียวกันเพื่อคำนวณแฟกเตอร์ความลำเอียง [10] ดังนั้นการเลือกใช้เทคนิคการประมาณค่าระหว่างช่วงของน้ำฝนจากสถานีที่เหมาะสมจึงมีความสำคัญต่อความถูกต้องของค่าความลำเอียงในพื้นที่ศึกษานั้น

เทคนิคการประเมินค่าระหว่างช่วงของน้ำฝนสถานีมีหลายวิธี เช่น วิธี Inverse Distance Weighting (IDW) และ Thiessen polygon ซึ่งทั้งสองวิธีนี้เป็นการประมาณค่าน้ำฝนที่ไม่ได้พิจารณาตัวแปรลักษณะภูมิประเทศ ในขณะที่วิธี Kriging , Multiple Linear Regression (MLR) , Principal Component Regression (PCR) [11] เป็นวิธีที่อาศัยข้อมูลทางภูมิศาสตร์ (Geographical Information) มาสร้างความสัมพันธ์ในการประมาณค่าระหว่างช่วงของน้ำฝน โดยตัวแปรลักษณะภูมิศาสตร์ที่มีอิทธิพลต่อประเภทของฝนและรูปแบบการกระจายตัวของน้ำฝน ได้แก่ ละติจูด, ลองจิจูด, ระดับความสูง, ความชัน, ทิศทางการวางตัวของภูเขา,ระยะทางจากภูเขาและระยะทางจากทะเล เป็นต้น [12] ผลการศึกษาวิจัยในอดีตพบว่าวิธีพิจารณาข้อมูลทางภูมิศาสตร์ให้ความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนที่ดีในกรณีที่มีการสนใจทั้งระดับและปริมาณน้ำฝนสถานีรอบ ๆ ในขณะที่ Inverse Distance Weighting (IDW) และ Thiessen polygon ไม่พิจารณาทั้งระดับและปริมาณน้ำฝนสถานีโดยรอบทำให้เกิดความผิดพลาดในการประมาณค่า [13] จากความหลากหลายของวิธีการประเมินน้ำฝนจากสถานีเชิงพื้นที่งานวิจัยนี้มีความสนใจที่จะศึกษาหาเทคนิคการประเมินค่าระหว่างช่วงของน้ำฝนสถานีที่เหมาะสมระหว่างวิธี Inverse Distance Weighted (IDW) และวิธี Ordinary Kriging (OK) สำหรับนำไปวิเคราะห์ค่าความลำเอียงเชิงพื้นที่ของน้ำฝนจากเรดาร์เพื่อนำไปสู่การเพิ่มความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนความละเอียดสูงจากเรดาร์ในที่สุด

1. การรวบรวมข้อมูลเรดาร์และปริมาณน้ำฝนจากสถานี

1.1 ข้อมูลการสะท้อนกลับจากเรดาร์

ในการศึกษานี้ใช้ข้อมูลเรดาร์จากสถานีเรดาร์สัตหีบเพื่อเป็นตัวแทนในการวิเคราะห์ปริมาณน้ำฝนจากเรดาร์ สถานีเรดาร์สัตหีบอยู่ในความรับผิดชอบของกรมฝนหลวงและการบินเกษตร ซึ่งตั้งอยู่ที่อำเภอสัตหีบ จังหวัดชลบุรี พิกัดเส้นรุ้ง 12.647°N เส้นเวง 100.966°E ที่ความสูงเหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง 174 เมตร รัศมีการตรวจวัด 240 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ 22 จังหวัด ในภาคตะวันออก ดังแสดงในรูปที่ 1 เรดาร์สัตหีบเป็นเรดาร์ตรวจอากาศชนิดดอปเปลอร์ (Doppler) ย่านความถี่ S-band ตรวจวัดด้วยมุมเงย 14 มุม จัดเก็บข้อมูลการสะท้อนกลับจากเรดาร์ (Radar Reflectivity Data) ในทุก ๆ 6 นาที โดยได้รวบรวมข้อมูลค่าการสะท้อนกลับจากเรดาร์ในปี พ.ศ. 2556 สำหรับใช้ในการศึกษาในการตรวจสอบคุณภาพข้อมูลการสะท้อนกลับจากเรดาร์ได้หลีกเลี่ยงผลกระทบจากสัญญาณรบกวน (Noise) และลูกเห็บ (Hail) จากการกำหนดให้ข้อมูลค่าสะท้อนกลับที่น้อยกว่า 15 dBZ มีค่าเท่ากับ 0 และข้อมูลค่าการสะท้อนกลับที่มากกว่า 53 dBZ ให้มีค่าเท่ากับ 53 dBZ ตามลำดับ



รูปที่ 1 รัศมีกวาดของเรดาร์สัตหีบและตำแหน่งสถานีวัดน้ำฝนที่เกี่ยวข้อง

1.2 ข้อมูลน้ำฝนจากสถานีตรวจวัด

ได้รวบรวมข้อมูลน้ำฝนราย 15 นาที ในปี 2556 (ซึ่งสอดคล้องกับข้อมูลเรดาร์ที่รวบรวมแล้วข้างต้น) จากโครงข่ายสถานีวัดน้ำฝนอัตโนมัติที่อยู่ภายใต้รัศมีเรดาร์สัตหีบจำนวนทั้งสิ้น 297 สถานี ซึ่งอยู่ในความรับผิดชอบของกรมอุตุนิยมวิทยา ดังแสดงตำแหน่งเครือข่ายสถานีวัดน้ำฝนต่าง ๆ ในรูปที่ 1 สำหรับการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลน้ำฝนจากสถานีได้ใช้วิธีเส้นโค้งทับทวี (Double Mass Curve) ในการวิเคราะห์ ผลการศึกษาพบว่าสถานีที่ผ่านการตรวจสอบคุณภาพมีจำนวน 134 สถานี และเมื่อพิจารณาร่วมกับข้อมูลเรดาร์ที่รวบรวมมาข้างต้นที่มีความถูกต้องสมบูรณ์สามารถคัดเลือกเหตุการณ์น้ำฝนสำหรับใช้ในการศึกษาได้ทั้งสิ้น 5 เหตุการณ์ดังแสดงในตารางที่ 1

2. ทฤษฎีและวิธีการศึกษา

ค่าความคลาดเคลื่อนที่เกิดจากการประยุกต์ใช้ความสัมพันธ์ Z-R สามารถลดทอนลงได้ด้วยการปรับแก้ด้วยค่าแฟกเตอร์ความลำเอียง ซึ่งโดยทั่วไปคืออัตราส่วนระหว่างปริมาณน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝนต่อปริมาณน้ำฝนที่คำนวณได้จากความสัมพันธ์ Z-R หรือ เรียกกันอย่างง่ายว่า “อัตราส่วน G/R” วิธีการคำนวณค่าแฟกเตอร์ความลำเอียงอย่างง่ายที่นิยมใช้กัน คือ ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเฉลี่ย (Mean Field Bias, MFB) วิธีนี้จะใช้ค่าปรับแก้เฉลี่ยค่าเดียวทั้งพื้นที่ศึกษาซึ่งอาจส่งผลต่อความคลาดเคลื่อนสูงถ้าพฤติกรรมของปริมาณน้ำฝนจากเรดาร์นั้นมีการเปลี่ยนแปลงสูงเชิงพื้นที่ เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าวการวิเคราะห์แฟกเตอร์ความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ได้ถูกพัฒนาขึ้น งานวิจัยนี้ได้ศึกษาความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนจากเรดาร์ภายใต้การวิเคราะห์แฟกเตอร์ความลำเอียงที่แตกต่างกัน 3 วิธี คือ วิธี MFB และ วิธี

ตารางที่ 1 เหตุการณ์ฝนสำหรับใช้ในการวิเคราะห์ค่าความลำเอียง

ลำดับเหตุการณ์	เวลาเริ่มต้น ถึง เวลาสิ้นสุด (ว/ด/ป)	ช่วงเวลา (ชั่วโมง)	จำนวนสถานีที่มีข้อมูล	ฝนสะสมเฉลี่ย (มม.)
1	4/6/2013 - 7/6/2013	72	120	32.13
2	22/6/2013 - 24/6/2012	48	112	29.42
3	22/7/2013 - 25/7/2013	72	109	16.76
4	27/7/2013 - 31/7/2013	96	128	18.25
5	21/8/2013 - 24/8/2013	72	128	14.67

วิเคราะห์แบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ด้วย 2 เทคนิคการประมาณค่าระหว่างช่วง คือ Inverse Distance Weighted (IDW) และ Ordinary Kriging (OK) โดยวิธี OK จะแบ่งเป็น 3 แบบจำลอง Semi-variogram ซึ่งประกอบด้วย Circular, Spherical และ Exponential ที่จะนำมาใช้ในการประมาณค่า ผลการศึกษาจากเทคนิคทั้งสาม จะนำมาเปรียบเทียบกัน สำหรับรายละเอียดวิธีการคำนวณในแต่ละวิธีมีดังนี้

2.1 การวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเฉลี่ย

เป็นการวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงที่ง่ายที่สุด ซึ่งค่าแฟกเตอร์จะเป็นค่าคงที่ทั้งเชิงพื้นที่และเวลา เหมาะสำหรับพื้นที่ที่มีเครือข่ายสถานีวัดปริมาณน้ำฝนหนาแน่น สามารถคำนวณดังแสดงในสมการที่ (1)

$$\left(\frac{G}{R}\right)_{MFB} = \frac{\sum_{i=1}^{N} G_i}{\sum_{i=1}^{N} R_i} \qquad (1)$$

เมื่อ G_i คือ ปริมาณฝนสะสม (มม.) ตลอดช่วงระยะเวลาที่วิเคราะห์ ณ สถานีวัดน้ำฝนที่ i , R_i คือ ปริมาณน้ำฝนเรดาร์สะสม (มม.) ตลอดช่วงระยะเวลาที่วิเคราะห์ ณ ตำแหน่งเดียวกันกับสถานีวัดน้ำฝน i ซึ่งคำนวณโดยใช้ความสัมพันธ์ Z-R และ N คือ จำนวนสถานีตรวจวัดข้อมูลที่มีอยู่

2.2 การวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงแบบเชิงพื้นที่

การวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเชิงพื้นที่นี้ จะได้ค่าแฟกเตอร์ที่เปลี่ยนแปลงไปตามความละเอียดรายพิกเซลของเรดาร์และเปลี่ยนแปลงไปตามช่วงเวลาที่พิจารณา โดยความถูกต้องของการวิเคราะห์จะขึ้นอยู่กับเทคนิคการประมาณค่าระหว่างช่วงที่นำมาใช้ในการประมาณค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียง ณ พิกเซลต่าง ๆ ที่ไม่มีข้อมูลจากการตรวจวัด ซึ่งในการศึกษานี้ได้ใช้ 2 เทคนิคการประมาณค่าระหว่างช่วงโดยมีรายละเอียด ดังนี้

2.2.1 วิธี Inverse Distance Weighted Interpolation (IDW)

เป็นการประมาณค่าข้อมูลเชิงพื้นที่แบบ Deterministic Interpolation โดยมีหลักการว่าตำแหน่งที่อยู่ใกล้เคียงกันย่อมมีความสัมพันธ์เชิงพื้นที่ที่ดีกว่าตำแหน่งที่อยู่ไกลออกไป การประมาณค่าให้กับตำแหน่งที่ไม่ทราบค่าจากผลรวมเชิงเส้นของค่าที่ทราบแล้วถ่วงน้ำหนักจุดให้ถูกจำกัดด้วยระยะทางจากจุดที่ไม่ทราบค่าไปยังจุดที่ทราบค่า

ที่สุดในการประมาณค่า จุดไม่ทราบค่าจะได้รับอิทธิพลจากจุดควบคุมที่อยู่ใกล้มากกว่า ระดับของอิทธิพลต่อค่าข้อมูลจะแปรผกผันกับระยะทางโดยมีรูปแบบของสมการ ดังแสดงในสมการที่ (2)

$$Z(s_0) = \sum_{i=1}^{n} \omega_i Z(s_i) \quad \text{จาก} \quad \omega_i = d_{i0}^{-k} / \sum_{i=1}^{n} d_{i0}^{-k} \tag{2}$$

เมื่อ $Z(s_0)$ คือค่าปริมาณน้ำฝนที่ได้จากการประมาณค่า ณ ตำแหน่งที่ต้องการ S_0, $Z(s_i)$ คือค่า Z ที่ตำแหน่ง s_i, ω_i คือน้ำหนักที่ถูกกำหนดจากจุดที่ทราบค่า, d_{i0} คือระยะห่างระหว่างจุด s_i และ s_0, n คือจำนวนจุดที่ทราบค่าที่จะนำมาหาค่าที่ s_0, k คือเลขยกกำลังซึ่งในการศึกษานี้ใช้ค่าเท่ากับ 2 [14]

2.2.2 วิธี Ordinary Kriging (OK)

วิธีนี้จัดอยู่ในประเภท Geostatistical ซึ่งมีผู้นำมาใช้ในการวิเคราะห์แฟกเตอร์ความลำเอียงกันอย่างต่อเนื่อง อาทิ [9] สำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธี OK มีลำดับขั้นตอน ดังนี้

(1) การสร้างแบบจำลอง Semi-variogram

แบบจำลอง Semi-variogram แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์เชิงพื้นที่ (Spatial Correlation) ระหว่างค่า Semi- variance กับระยะห่างระหว่างข้อมูล 2 ตำแหน่ง [15] แบบจำลอง Semi-variogram ถูกคำนวณเป็นครึ่งหนึ่งของค่าผลต่างกำลังสองของข้อมูลระหว่าง 2 ตำแหน่งที่ตั้ง ที่มีระยะห่างกันเท่ากับ d ดังแสดงในสมการที่ (3) [16]

$$\gamma(d) = \frac{1}{2N(d)} \sum_{i=1}^{N(d)} [\mathrm{Z}(\mathrm{s}_i + \mathrm{d}) - \mathrm{Z}(\mathrm{s}_i)]^2 \tag{3}$$

เมื่อ $\gamma(d)$ คือค่า Semi- variance ระหว่างจุดที่มีระยะห่าง d , $Z(s_i)$ และ $Z(s_i+d)$ เป็นค่าตัวแปรที่ทราบค่า ณ ตำแหน่ง s_i และ (s_i+d) ที่ระยะห่างกันเท่ากับ d และ N(d) คือจำนวนคู่ของข้อมูลที่มีระยะห่าง d

แบบจำลอง Semi-variogram ที่เหมาะสมคือแบบจำลองที่มีความสอดคล้องกับข้อมูลตรวจวัดมากที่สุด ในการศึกษานี้ได้เปรียบเทียบแบบจำลอง Semi-variogram จำนวน 3 แบบจำลอง ซึ่งประกอบด้วยแบบจำลอง Circular , Spherical และ Exponential สำหรับใช้ทดสอบความสอดคล้องกันของข้อมูลโดยแต่ละแบบจำลองมีสมการทางคณิตศาสตร์ดังนี้

- แบบจำลอง Circular

$$\gamma(d) = \begin{cases} 0 & ; d = 0 \\ c_0 + c_1\left(1 - \frac{2}{\pi}\cos^{-1}\left(\frac{d}{\alpha}\right) + \sqrt{1 - \frac{h^2}{\alpha^2}}\right) & ; 0 < d \le \alpha \\ c_0 + c_1 & ; d \ge \alpha \end{cases}$$

$$c_0 \ge 0, c_1 \ge 0, \alpha \ge 0 \tag{4}$$

- แบบจำลอง Spherical

$$\gamma(d) = \begin{cases} 0 & ; d = 0 \\ c_0 + c_1\left(\frac{3}{2}\left(\frac{d}{\alpha}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{h}{\alpha}\right)^3\right) & ; 0 < d \le \alpha \\ c_0 + c_1 & ; d \ge \alpha \end{cases}$$

$$c_0 \ge 0, c_1 \ge 0, \alpha \ge 0 \tag{5}$$

- แบบจำลอง Exponential

$$\gamma(d) = \begin{cases} 0 & ; d = 0 \\ c_0 + c_1\left(1 - \exp\left(-\frac{d}{\alpha}\right)\right) & ; d \ne 0 \end{cases}$$

$$c_0 \ge 0, c_1 \ge 0, \alpha \ge 0 \tag{6}$$

พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับแบบจำลอง Semi-variogram ประกอบด้วย Nugget (c1), Sill (c0) และ Range (α) โดยที่ ค่า Nugget จะอธิบายถึงความผิดพลาดจากการเก็บตัวอย่างที่มีระยะห่างเกินไป หรือความผิดพลาดที่เกิดจากการวิเคราะห์ ค่าความแปรปรวนสำหรับ Sill อธิบายถึง ความแปรปรวนของระยะทางที่ตัวแปรไม่มีความสัมพันธ์กับข้อมูลข้างเคียงอีกต่อไป และ Range อธิบายถึงระยะทางที่ข้อมูลเริ่มมีความเป็นอิสระต่อกัน [17] ดังแสดงรูปแบบทั่วไปของแบบจำลอง Semi-variogram ในรูปที่ 2 ซึ่งระยะห่างที่เหมาะสมในการเก็บตัวอย่าง ควรมีระยะ ¼ ถึง ½ ของระยะ Range เนื่องจากเป็นจุดที่ไม่มีความสัมพันธ์กับข้อมูลข้างเคียงอีกต่อไป [17]

(2) การทดสอบการเข้ากันได้ดีของข้อมูล (Goodness of fit)

ดัชนีชี้วัดประสิทธิภาพแบบจำลอง Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE) ในการตรวจสอบความสอดคล้องของข้อมูลจากชุดตัวอย่างกับข้อมูลที่ได้จากแบบจำลอง Semi-variogram ได้ถูกใช้เป็นดัชนีชี้วัดสำหรับการตัดสินใจในการคัดเลือกแบบจำลอง Semi-variogram ที่เหมาะสม โดยดัชนี NSE จะมีค่า 0 – 1 หากผลการจำลองมีความใกล้เคียงค่าที่ได้จากการตรวจวัด ดัชนี NSE จะมีค่าเข้าใกล้ 1 [18] ดังแสดงการคำนวณ NSE ในสมการที่ (7)

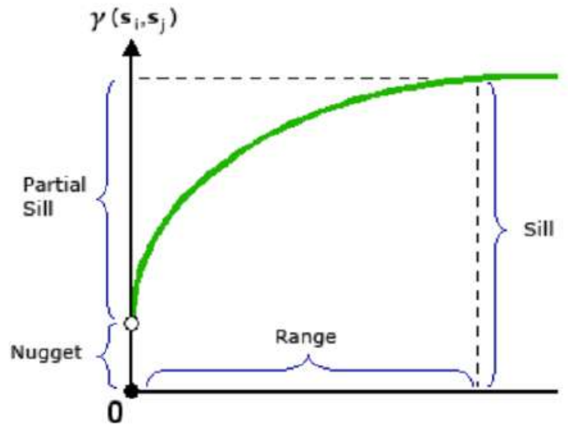
$$NSE = 1 - \frac{\sum_{n=1}^{n}\left[\hat{\gamma}(\mathrm{d}_n) - \gamma(\mathrm{d}_n)\right]^2}{\sum_{n=1}^{n}\left[\hat{\gamma}(\mathrm{d}_n) - \bar{\gamma}(\mathrm{d}_n)\right]^2} \tag{7}$$

เมื่อ $\hat{\gamma}(\mathrm{d}_n)$ คือ ค่าความแปรปรวนที่ตรวจวัดได้

$\gamma(\mathrm{d}_n)$ คือ ค่าความแปรปรวนที่ได้จากแบบจำลอง Variogram

$\bar{\gamma}(\mathrm{d}_n)$ คือ ค่าเฉลี่ยความแปรปรวนที่ตรวจวัด

สำหรับแบบจำลอง Semi-variogram ที่ดีที่สุดจะถูกนำไปใช้ในการวิเคราะห์ค่าความลำเอียงเชิงพื้นที่ด้วยวิธีการประมาณค่า Ordinary Kriging (OK) ต่อไป



รูปที่ 2 รูปแบบทั่วไปของแบบจำลอง Semi-variogram [19]

(3) การวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ความลำเอียงเชิงพื้นที่ด้วยวิธี OK

แบบจำลอง Semi-variogram ที่เหมาะสมกับข้อมูลตรวจวัดจะถูกนำไปประมาณค่าระหว่างช่วงเพื่อวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเชิงพื้นที่ ข้อมูลตรวจวัดแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงบริเวณรอบ ๆ ถูกนำมาใช้ในการประมาณค่าของตำแหน่งที่พิจารณา โดยการปรับค่าด้วยค่าถ่วงน้ำหนัก ดังแสดงการคำนวณในสมการที่ (8) - (10)

$$Z_{OK}(s_0)=\sum_{i=1}^{n}\omega_i^{OK}Z(s_i) \quad \text{โดย} \quad \sum_{i=1}^{n}\omega_i^{OK}=1 \qquad (8)$$

เมื่อ $Z_{OK}(s_0)$ คือค่าที่ประมาณได้ที่จุดที่ไม่ทราบค่า, ω_i^{OK} คือค่าถ่วงน้ำหนักระหว่างค่า S_i กับ S_0 และ n คือจำนวนข้อมูลรอบ ๆ ที่ใช้ในการประมาณค่าซึ่ง ω_i^{OK} สามารถหาได้จากการแก้ระบบสมการเชิงเส้น (n+1) ดังแสดงในสมการที่ (9) โดยค่าถ่วงน้ำหนักจะมีผลรวมกันเท่ากับ 1 ดังสมการที่ (10)

$$\sum_{i=1}^{n}\gamma(\mathrm{s}_i-s_j)\omega_i^{OK}+\mu_1^{OK}=\gamma(s_j-s_0) \quad \text{ซึ่ง } j=1,\dots\dots, n \qquad (9)$$

$$\sum_{i=1}^{n}\omega_i^{OK}=1 \qquad (10)$$

เมื่อ $\gamma(\mathrm{s}_i-s_j)$ คือแบบจำลอง Semi-variogram ระหว่างตำแหน่งที่ s_i กับ s_j สำหรับ $\gamma(s_j-s_0)$ คือแบบจำลอง Semi-variogram ระหว่างตำแหน่งที่ s_j กับ จุดที่ต้องการทราบค่า (s_0) และ μ_1^{OK} คือพารามิเตอร์ตัว

2.3 การตรวจพิสูจน์ความถูกต้องในการวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ความลำเอียงเชิงพื้นที่

เพื่อตรวจพิสูจน์ความถูกต้องและประสิทธิภาพของวิธีการประเมินค่าความลำเอียงเชิงพื้นที่ต่อความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนด้วยเรดาร์ งานวิจัยนี้ได้ใช้วิธี Leave One Out Cross Validation ดึงข้อมูลออก 1 สถานี เพื่อเป็นสถานีตรวจพิสูจน์ แล้วทำการประมาณค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเชิงพื้นที่ด้วยสถานีที่เหลือ ทำวนซ้ำในลักษณะเดียวกันจนครบทุกสถานี เพื่อให้ทุกสถานีถูกนำมาใช้เป็นสถานีสำหรับตรวจพิสูจน์ ในแต่ละรอบของการวนซ้ำค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียง ณ ตำแหน่งที่ดึงข้อมูลออกจะถูกนำไปคูณกับปริมาณน้ำฝนเรดาร์ (ใช้สมการ Z-R) ที่ตำแหน่งกริดเดียวกัน จากนั้นจะนำปริมาณน้ำฝนจากเรดาร์หลังการปรับแก้เทียบกับปริมาณน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝนเพื่อศึกษาความคลาดเคลื่อนของแต่ละรอบของการดึงข้อมูลออก จากนั้นทำการวิเคราะห์ความคาดเคลื่อนเฉลี่ยในทุกการวนซ้ำด้วยวิธีรากที่สองของค่าเฉลี่ยความผิดพลาดกำลังสอง (Root Mean Square Error, RMSE) ดังแสดงในสมการที่ (11)

$$RMSE=\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(\mathrm{R}_i-G_i)^2} \qquad (11)$$

เมื่อ R_i คือค่าปริมาณน้ำฝนจากเรดาร์หลังปรับแก้ของการดึงข้อมูลออกรอบที่ i และ G_i คือค่าปริมาณน้ำฝนจากสถานีตรวจวัดที่ดึงข้อมูลออกรอบที่ i

3. ผลการศึกษาและอภิปรายผลการศึกษา

3.1 ผลการวิเคราะห์แบบจำลอง Semi-variogram ที่เหมาะสม

ผลการวิเคราะห์การเข้ากันได้ดีของข้อมูล (Goodness of fit) เพื่อหาแบบจำลอง Semi-variogram ของค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงที่สอดคล้องมากที่สุดกับข้อมูลที่คำนวณจากการตรวจวัดน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝน ระหว่าง 3 แบบจำลอง Semi-variogram ดังแสดงผลของค่า NSE ในตารางที่ 2 และกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า semi-variance กับระยะทางของแต่ละแบบจำลองสำหรับแต่ละเหตุการณ์น้ำฝนดังรูปที่ 3 ซึ่งพบว่าค่าเฉลี่ยของค่า NSE ของทั้ง 5 เหตุการณ์ ที่เกิดจากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง Circular, Spherical และ Exponential มีค่าประมาณ 0.715, 0.709 และ 0.658 ตามลำดับ ซึ่งพบว่าแบบจำลอง Circular ให้ค่าที่ดีที่สุดแต่มีค่าใกล้เคียงกับแบบจำลอง Spherical ค่อนข้างมาก ซึ่งสอดคล้องกับการเข้ากันได้ดีของแบบจำลองทั้ง 2 กับค่าตรวจวัดที่เป็นไปในรูปแบบเดียวกันดังรูปที่ 3 ดังนั้นในการศึกษานี้จึงพิจารณาที่จะนำแบบจำลอง Circular และ Spherical ไปใช้ประมาณค่าแฟกเตอร์ความลำเอียงเชิงพื้นที่ด้วยวิธี OK เพื่อศึกษาถึงความเหมาะสมในการจำลองน้ำฝนด้วยเรดาร์ในลำดับต่อไป

ตารางที่ 2 ค่าสถิติ NSE ที่แสดงความเข้ากันได้ดีของข้อมูลจากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง Semi-variogram ต่างๆ

ลำดับเหตุการณ์	ค่าสถิติ Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE)		
	OK-CIR	OK-SP	OK-EXP
1	0.679	0.661	0.541
2	0.499	0.500	0.483
3	0.809	0.800	0.729
4	0.777	0.774	0.689
5	0.813	0.811	0.849
เฉลี่ย	0.715	0.709	0.658

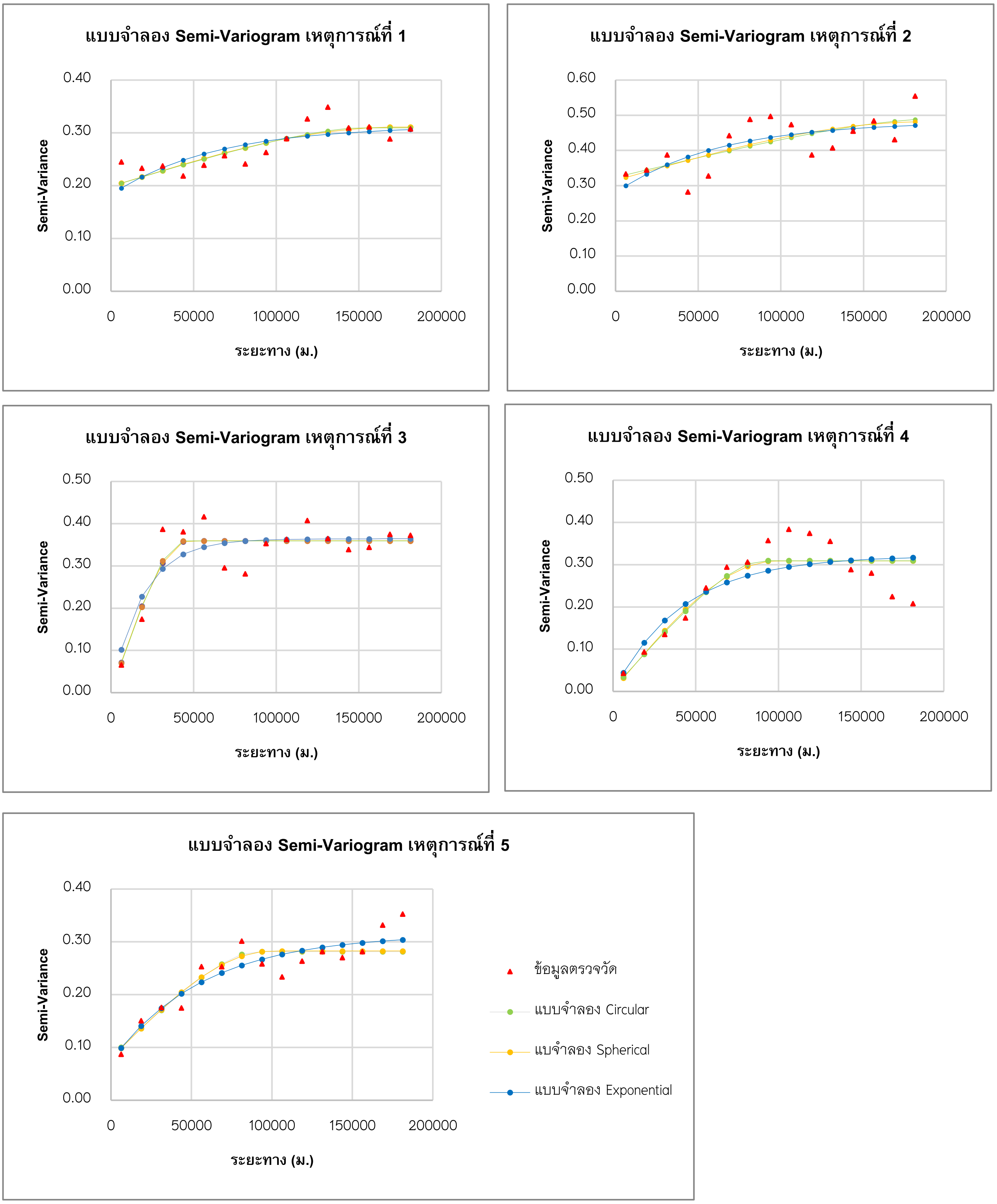
3.2 ประสิทธิภาพของเทคนิคการวิเคราะห์ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงต่อความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนเรดาร์

ผลการประเมินน้ำฝนด้วยเรดาร์ด้วยการประยุกต์ใช้ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงทั้ง 3 วิธี แสดงในตารางที่ 3 เมื่อพิจารณาค่า RMSE เฉลี่ยของทุกวิธี พบว่า วิธีที่ให้ความถูกต้องในการจำลองน้ำฝนเชิงพื้นที่เรียงลำดับจากมากสุดไปน้อยที่สุดคือ วิธี OK-SP, OK-CIR, IDW และ MFB ตามลำดับ โดยคิดเป็นเปอร์เซ็นต์การเพิ่มประสิทธิภาพในการจำลองน้ำฝนเรดาร์เทียบกับกรณีก่อนการปรับแก้เท่ากับ 24.6, 24.2, 20.5 และ 0.97 เปอร์เซ็นต์ตามลำดับ และเมื่อพิจารณาค่า RMSE รายเหตุการณ์เป็นที่ชัดเจนทุกเทคนิคการประมาณค่าความลำเอียงแบบเปลี่ยนแปลงเชิงพื้นที่ อันประกอบด้วย IDW, OK-CIR และ OK-SP ให้ความถูกต้องในการประเมินฝนเรดาร์ที่สูงกว่าน้ำฝนเรดาร์ก่อนการปรับแก้ทั้งสิ้น โดยมีเปอร์เซ็นต์การเพิ่มประสิทธิภาพอยู่ในช่วง 10.450 – 39.235 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตาม สำหรับวิธี MFB แม้ว่าจะมีค่าเฉลี่ยของเปอร์เซ็นต์การเพิ่มประสิทธิภาพที่สูงกว่า No-Bias แต่ในเหตุการณ์ที่ 2, 3, และ 5 ให้ความถูกต้องที่ต่ำกว่า No-Bias ทั้งนี้เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของค่าแฟกเตอร์ปรับแก้รายตำแหน่งสถานีที่ทำการตรวจพิสูจน์ในแต่ละเหตุการณ์น้ำฝน ดังแสดงในรูปที่ 4 พบว่า เทคนิค MFB ให้ผลของการวิเคราะห์แฟกเตอร์ปรับแก้แบบสม่ำเสมอไม่เปลี่ยนแปลงตามสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ตรวจพิสูจน์เมื่อเทียบกับเทคนิคอื่น ๆ ในขณะที่ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้จากข้อมูลตรวจวัดจริงรายสถานีมีการเปลี่ยนแปลงอย่างสูง ดังนั้นจึงเกิดความคลาดเคลื่อนสูงขึ้น ณ ตำแหน่งดังกล่าวและส่งผลต่อค่า RMSE ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยความคลาดเคลื่อนของทุกตำแหน่งสถานีมีค่าสูงตามไปด้วย

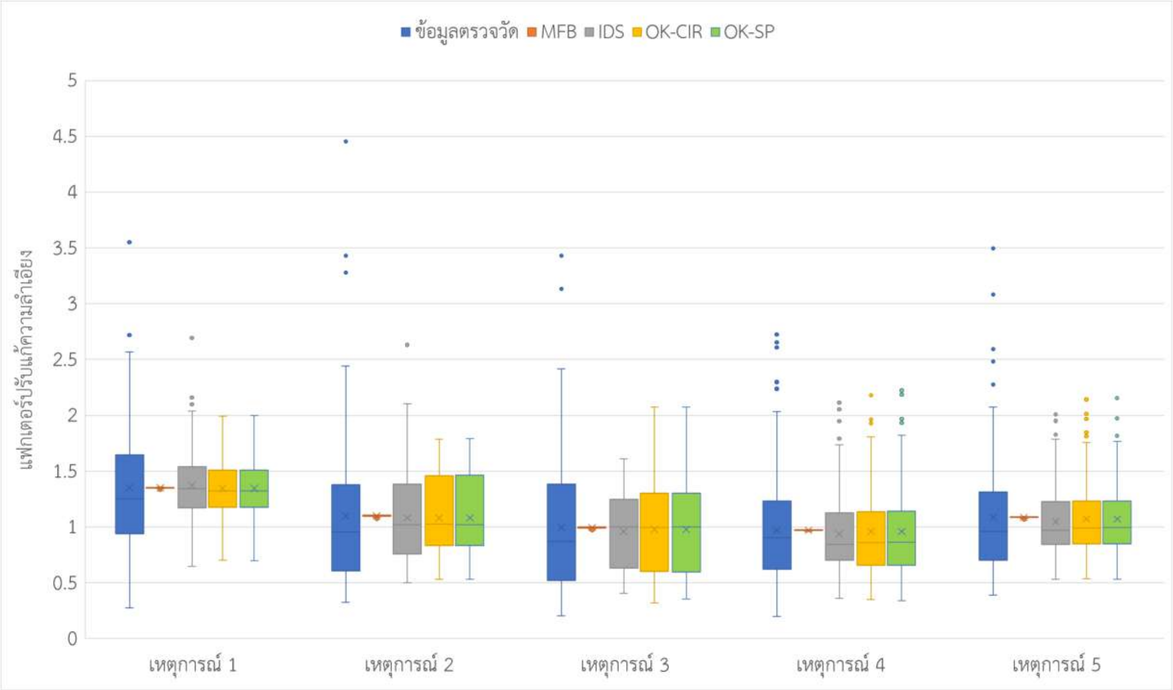
ในขณะที่วิธี IDW OK-CIR และ OK-SP สามารถจำลองค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ได้ครอบคลุมข้อมูลตรวจวัดเชิงพื้นที่ได้มากกว่า MFB อย่างชัดเจน (ดูรูปที่ 4 ประกอบ) เมื่อพิจารณาถึงการจำลองแฟกเตอร์ปรับแก้เชิงพื้นที่ดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 5 และ 6 สำหรับเหตุการณ์ที่ 4 และ 5 ตามลำดับ ชี้ให้เห็นว่า เทคนิค OK สามารถจำลองน้ำฝนเรดาร์เชิงพื้นที่ในกรณีที่ตำแหน่งที่พิจารณามีค่าแปรปรวนไปจากสถานีข้างเคียงที่อยู่ติดกันได้ดีกว่า IDW (ดูรูปที่ 5) ทั้งนี้เนื่องจากวิธี OK ได้พิจารณาความแปรปรวนของสถานีโดยรอบที่เป็นฟังก์ชั่นกับระยะทางและทำการถ่วงน้ำหนักสถานีโดยรอบตามรูปแบบของแบบจำลอง Semi-Variogram ที่กำหนด เพื่อนำมาประเมินค่าแฟกเตอร์ความลำเอียง ณ ตำแหน่งที่พิจารณา ซึ่งแตกต่างจากวิธี IDW ที่คำนวณแฟกเตอร์ความลำเอียงจากการพิจารณาเฉพาะระยะทางจากสถานีที่อยู่ข้างเคียงเพียงปัจจัยเดียว แต่ในกรณีที่สถานีที่อยู่ติดกันมีความสม่ำเสมอของปริมาณน้ำฝนดังตัวอย่างเช่นรูปที่ 6 วิธี IDW จะจำลองแฟกเตอร์ปรับแก้ได้ดีกว่าวิธี OK ที่นำความแปรปรวนของสถานีโดยรอบมาพิจารณาด้วย สำหรับความถูกต้องของเทคนิค OK ขึ้นอยู่กับแบบจำลอง Semi-Variogram ที่เลือกใช้เป็นสำคัญ ในการศึกษานี้ความถูกต้องของวิธี OK-CIR และ OK-SP มีความถูกต้องที่ใกล้เคียงกัน

ตารางที่ 3 ค่า RMSE และ เปอร์เซ็นต์การเพิ่มประสิทธิภาพที่ได้จากเทคนิคการปรับแก้ต่างๆ

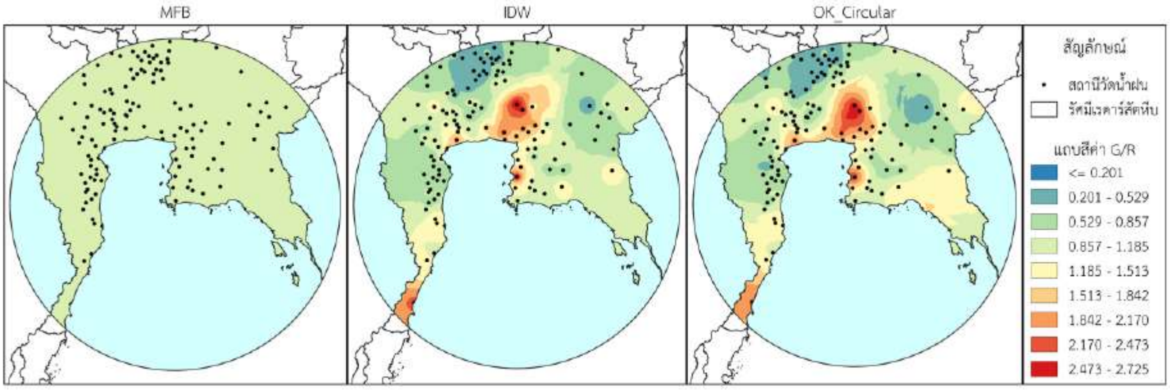
ลำดับเหตุการณ์	RMSE (มม.) ระหว่างปริมาณน้ำฝนที่ผ่านการปรับแก้ด้วยวิธีต่างๆ และน้ำฝนตรวจวัด					เปอร์เซ็นต์การเพิ่มประสิทธิภาพ			
	NO BIAS	MFB	IDW	OK-CIR	OK-SP	MFB	IDW	OK-CIR	OK-SP
1	13.081	10.654	11.714	10.806	10.805	18.554	10.450	17.392	17.396
2	6.275	6.752	5.169	5.23	5.221	-7.602	17.625	16.653	16.791
3	9.643	9.813	6.859	6.43	6.381	-1.763	28.871	33.320	33.823
4	9.633	9.605	6.854	5.882	5.854	0.291	28.849	38.939	39.235
5	5.252	5.496	4.384	4.472	4.434	-4.646	16.527	14.851	15.575
เฉลี่ย	8.777	8.464	6.996	6.564	6.539	0.967	20.464	24.231	24.564



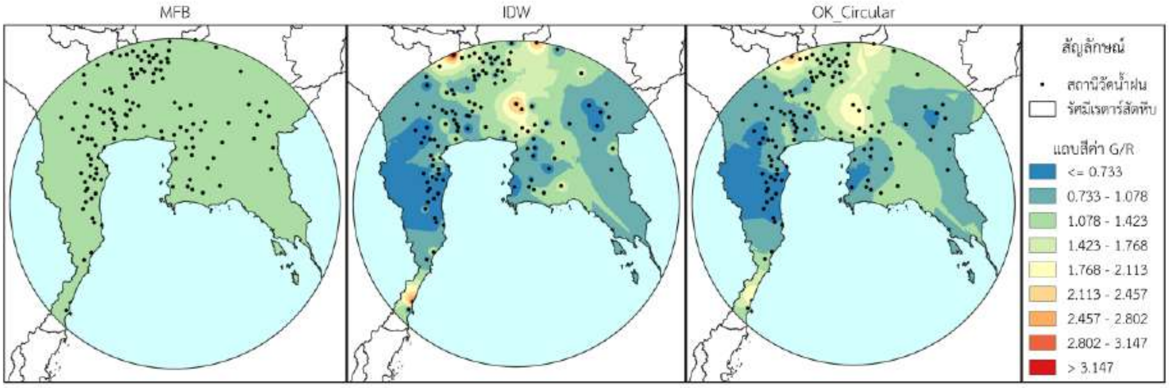
รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า semi-variance กับระยะทางของแต่ละแบบจำลองเปรียบเทียบกับข้อมูลตรวจวัด



รูปที่ 4 การผันแปรของค่าแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงที่ได้จากแต่ละวิธีสำหรับ 5 เหตุการณ์



รูปที่ 5 ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้เชิงพื้นที่ที่ได้จากวิธี MFB, IDW และ OK_CIR (เหตุการณ์ที่ 4)



รูปที่ 6 ค่าแฟกเตอร์ปรับแก้เชิงพื้นที่ที่ได้จากวิธี MFB, IDW และ OK_CIR (เหตุการณ์ที่ 5)

4. สรุปผลการศึกษา

1) แบบจำลอง Semi-variogram ที่เหมาะสมกับข้อมูลน้ำฝนเรดาร์ ณ สถานีสัตหีบสำหรับเหตุการณ์ที่พิจารณา ซึ่งเรียงลำดับความเข้ากันได้ของข้อมูลตรวจวัดจากมากไปน้อยสุด คือ แบบจำลอง Circular, Spherical และ Exponential ตามลำดับ
2) การประยุกต์ใช้เทคนิคแฟกเตอร์ปรับแก้ความลำเอียงเชิงพื้นที่ทั้งวิธี IDW และ OK ให้ความถูกต้องในการประเมินน้ำฝนเรดาร์ได้ดีกว่าวิธี MFB อย่างมีนัยสำคัญ
3) เทคนิค OK สามารถจำลองน้ำฝนเรดาร์เชิงพื้นที่ในกรณีที่ตำแหน่งที่พิจารณามีค่าแปรปรวนไปจากสถานีข้างเคียงที่อยู่ติดกันได้ดีกว่า IDW เนื่องจากพิจารณาการถ่วงน้ำหนักน้ำฝนโดยรอบตามความแปรปรวนของข้อมูลที่เปลี่ยนแปลงไปตามระยะทาง แทนการพิจารณาระยะทางเพียงอย่างเดียว
4) ความถูกต้องของวิธี OK ขึ้นอยู่กับความเหมาะสมของแบบจำลอง Semi-Variogram ที่เลือกใช้ ซึ่งขึ้นอยู่กับพฤติกรรมการตกของฝนเป็นสำคัญที่เปลี่ยนแปลงไปตามพื้นที่และเวลาเป็นสำคัญ สำหรับการศึกษานี้ แบบจำลอง Circular และ Spherical สามารถนำมาประเมินน้ำฝนได้ความถูกต้องใกล้เคียงกัน

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ สำหรับสถานที่ในการทำวิจัย และขอขอบคุณกรมฝนหลวงและการบินเกษตรสำหรับความอนุเคราะห์ข้อมูลเรดาร์สัตหีบ และกรมอุตุนิยมวิทยาสำหรับความอนุเคราะห์ข้อมูลสถานีวัดน้ำฝนแบบอัตโนมัติสำหรับการดำเนินการวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Kock, W. E. (1973). *Chapter I - WAVE PROPERTIES*. Radar, Sonar, and Holography. W. E. Kock, Academic Press, pp 1-20.

[2] สุทธิเชษฐ์ ช่วยสุข และ พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม (2558). การประยุกต์ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนจากเรดาร์เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการจำลองปริมาณน้ำท่า. *การประชุมวิชาการระดับชาติ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ครั้งที่ 12*, นครปฐม , 8-9 ธันวาคม 2558.

[3] Mapiam, P. P., and Chautsuk, S., (2018). Improving runoff estimates by increasing catchment subdivision complexity and resolution of rainfall data in the Upper Ping River Basin, Thailand. Chiang Mai University Journal of Natural Sciences. 17(2), 127-143.

[4] Mapiam, P. P., Sharma, A., and Sriwongsitanon, N., (2014). Defining the Z~R relationship using gauge rainfall with coarse temporal resolution: Implications for flood forecasting. ASCE's Journal of Hydrologic Engineering, 19(8), 04014003.

[5] มณฑล เมธาประยูร, ไพโรจน์ สมุทรักษ์ และ พรรณพิมพ์ พุทธรักษา มะเปี่ยม (2562). ฟังก์ชั่นย่อส่วนเชิงเวลาส าหรับการประเมินน ้าฝนระยะสั้นกว่าหนึ่งชั่วโมงด้วยเรดาร. *การประชุมวิชาการระดับชาติ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ครั้งที่ 16*, นครปฐม , 3-4 ธันวาคม 2562.

[6] Mapiam, P. P., N. Sriwongsitanon, S. Chumchean and A. Sharma (2009). Effects of Rain Gauge Temporal Resolution on the Specification of a Z–R Relationship. *Atmospheric and Oceanic Technology*, 26(7), pp.1302-1314.

[7] Mapiam, P. P. and Sriwongsitanon, N., 2008. Climatological Z-R Relationship for Radar Rainfall Estimation in the Upper Ping River Basin. ScienceAsia, 34, 215-222.

[8] Hanchoowong, R., U. Weesakul and S. Chumchean (2012). Bias correction of radar rainfall estimates based on a geostatistical technique. *ScienceAsia*, 38(4), pp.373-385

[9] Goudenhoofdt, E. and L. Delobbe (2009). Evaluation of radar-gauge merging methods for quantitative precipitation estimates. *Hydrol. Earth Syst. Sci*, 13(2), pp.195-203.

[10] Pereira Fo, A. J., K. C. Crawford and C. L. Hartzell (1998). Improving WSR-88D Hourly Rainfall Estimates. *Weather and Forecasting,* 13(4), pp.1016-1028.

[11] Chen, T., L. Ren, F. Yuan, X. Yang, S. Jiang, T. Tang, Y. Liu, C. Zhao and L. Zhang (2017). Comparison of Spatial Interpolation Schemes for Rainfall Data and Application in Hydrological Modeling. *Water,* 9(5), pp.342-360.

[12] Um, M.-J., H. Yun, C.-S. Jeong and J.-H. Heo (2011). Factor analysis and multiple regression between topography and precipitation on Jeju Island, Korea. *Hydrology*, 410(3), pp.189-203.

[13] Goovaerts, P. (2000). Geostatistical approaches for incorporating elevation into the spatial interpolation of rainfall. *Hydrology*, 228(1), pp.113-129.

[14] F.-W. Chen and C.-W. Liu. Estimation of the spatial rainfall distribution using inverse distance weighting (IDW) in the middle of Taiwan, *Paddy and Water Environment*, vol. 10, no. 3, pp. 209–222, 2012.

[15] Goovaerts, P. (2000). Geostatistical approaches for incorporating elevation into the spatial interpolation of rainfall. *Hydrology*, 228(1), pp.113-129.

[16] Hohn, M. E. (1991). An Introduction to Applied Geostatistics: by Edward H. Isaaks and R. Mohan Srivastava, 1989, Oxford University Press, New York, 561 p., ISBN 0-19-505012-6, ISBN 0-19-505013-4 (paperback), $55.00 cloth, $35.00 paper (US).

[17] Sumner, M.E. 1999. Handbook of Soil Science. CRC press. Boca Raton, New York. Soil. Agriculture Handbook no. 60.

[18] Nash, J.E. and J.V.Sutcliffe (1970), River Flow Forecasting Through Conceptual Models, Part 1: A Discussion of Principles, *Hydrology*, 10(3), pp.282-290.

[19] ESRI (2016). How Kriging works. https://desktop.arcgis.com/en/arcmap/latest/tools/3d-analyst-toolbox/how-kriging-works.htm

ผลกระทบของลักษณะลมและการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศต่อภัยแล้ง
Impact of Wind Characteristics and Climate Change on Drought

ชวลิต ชาลีรักษ์ตระกูล[1] และ ดุลยพล เหล็งพั้ง[2,*]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ ศูนย์รังสิต จ.ปทุมธานี
**Corresponding author; E-mail address: dulyapol62@gmail.com*

บทคัดย่อ

ดัชนีฝนมาตรฐาน (Standard Precipitation Index, SPI) เป็นข้อมูลพื้นฐานที่สำคัญ สำหรับประเมินสถานการณ์ภัยแล้งในพื้นที่ลุ่มน้ำ โดยปกติ ดัชนี SPI จะแปรตามลักษณะกายภาพของพื้นที่ และการเปลี่ยนแปลงของฝนจากผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ ดังนั้นในที่นี้ บทความจึงมีวัตถุประสงค์เพื่อ (1) ศึกษาผลกระทบของลักษณะลมที่พัดผ่านพื้นที่ ต่อภัยแล้งที่เกิดขึ้น และ (2) วิเคราะห์แนวโน้มของภัยแล้งในพื้นที่ลุ่มน้ำที่พิจารณา การศึกษาใช้ข้อมูลฝนรายเดือนยาว 35 ปี (1981 – 2015) จำนวน 5 สถานี ในพื้นที่ลุ่มน้ำนครนายก ซึ่งมีลมพัดพามวลอากาศชื้นผ่าน และ 9 สถานี ในพื้นที่ลำตะคอง ซึ่งอับลม ผลการวิเคราะห์พบว่าลักษณะการรับลมของพื้นที่ส่งผลต่อสถานการณ์ภัยแล้ง เพราะพื้นที่นครนายกเผชิญภัยแล้งทั้งในระดับรุนแรงมากและปานกลาง น้อยครั้งกว่าพื้นที่ลำตะคอง นอกจากนี้ ผลลัพธ์ที่ได้ยังแสดงให้เห็นว่า สภาวะโลกร้อนไม่ได้ส่งผลกระทบต่อสภาวะแห้งแล้งของความชื้นในดิน ในขณะที่ความแห้งแล้งของปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำของทั้งสองลุ่มน้ำเกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ

คำสำคัญ: ภัยแล้ง, ดัชนีฝนมาตรฐาน, การเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ

Abstract

Standard precipitation index (SPI) is fundamental information for assessing situation of drought in a river basin. Usually, the SPI varies with physical characteristics of the basin and change of rainfall due to climate change. Hence, the main objectives of the present paper are (1) to assess impact of wind characteristics flowing across a catchment area on drought disasters and (2) to analyze trend of the drought for the considered basin. This study uses 35 years (1981 - 2015) of monthly rainfall data for 5 stations in the windward Nakhon Nayok Basin and 9 sites in the leeward Lam takong Area. Analysis results have shown that considered impact on the drought circumstance exists because the chances of facing the moderate and extreme droughts in the Nakhon Nayok Area are less than those in the other. Moreover, the results have further indicated that global warming does not significantly affect the soilmoisture . In the other hand, the reservoir drought for both areas are significantly affected by global warming

Keywords: Drought, Standard Precipitation Index (SPI), Climate Change

1. คำนำ

ในศตวรรษที่ผ่านมานี้ การเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำฝนกลายเป็นสิ่งที่น่ากังวลในหลายประเทศทั่วโลก ซึ่งปริมาณฝนเป็นปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อกระทบต่อความแล้งโดยตรง ดังนั้นการศึกษาสภาวะของความแห้งแล้งในจึงมีความน่าสนใจเพื่อเป็นประโยชน์ต่อการวางแผน การจัดการและการบรรเทาปัญหาภัยแล้งได้ต่อไป ซึ่งในปัจจุบันมีวิธีการสำหรับการประเมินความแห้งแล้งหลายวิธีด้วยกัน [1] ทั้งนี้ในการศึกษานี้จะพิจารณาความแห้งแล้งโดยการใช้ประยุกต์ใช้กับดัชนีฝนมาตรฐาน (Standardized Precipitation Index; SPI) เนื่องจากเป็นดัชนีที่ได้รับการยอมรับอย่างแพร่หลายในการประเมินความแห้งแล้ง ซึ่งเป็นการวิเคราะห์สภาวะความแห้งแล้งโดยพิจารณาจาก ปริมาณน้ำฝนสะสมในแต่ละช่วงเวลา เช่น 3, 6, 9 และ 12 เดือน เป็นต้น [2], [3]

Standard Precipitation Index (SPI) เป็นตัวบ่งชี้ที่ใช้กันมากที่สุดทั่วโลก สำหรับการติดตามสถานการณ์และอธิบายความแห้งแล้ง ดัชนี SPI ได้รับการพัฒนาขึ้นโดย McKee et al. [4] และอธิบายรายละเอียดโดย Edwards et al. [5] ซึ่งได้ทำการตรวจสอบความผิดปกติของปริมาณฝนรายเดือนในพื้นที่ โดยวิเคราะห์จากการเปรียบเทียบปริมาณฝนทั้งหมดสำหรับระยะเวลาของการเฉลี่ยเคลื่อนที่ (เช่น 1, 3, 12, 48 เดือน) โดยในการศึกษาโดยการใช้ข้อมูลฝนที่มีช่วงข้อมูลตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน โดยข้อมูลฝนในอดีตมีความเข้ากันได้กับการแจกแจงความถี่แบบ Gamma Distribution มากที่สุด ซึ่งความถี่หรือความน่าจะเป็นจะถูกแปลงกลับไปเป็นค่าปกติโดยการใช้ Standard Normal Distribution ซึ่งเป็นการแจกแจงแบบปกติ

ความแห้งแล้งในทางอุทกวิทยาโดยทั่วไปหมายถึง ปรากฏการณ์ของการขาดน้ำฝนในช่วงระยะเวลายาวนาน ซึ่งการเกิดฝนมากหรือน้อยจะอยู่กับตำแหน่งที่ตั้ง และสภาพภูมิประเทศที่แตกต่างกัน เช่นพื้นที่ที่ตั้งอยู่ทางด้านหน้าเขาจะมีปริมาณฝนที่มากกว่าพื้นที่ที่ตั้งอยู่หลังภูเขา โดยเรียก

ปรากฏการดังกล่าวว่า ฝนปะทะภูเขา (Orographic Rainfall) ทั้งนี้ปริมาณฝนยังขึ้นอยู่กับลมพายุที่พัดผ่านพื้นที่ซึ่งแตกต่างกันไป โดยมีอิทธิพลมากจากการไหลเวียนของอากาศในชั้นบรรยากาศโลก ทั้งนี้ในปัจจุบันเกิดภาวะการเปลี่ยนแปลงของการไหลเวียนของอากาศในชั้นบรรยากาศโลก (Global Teleconnection Change) ซึ่งเป็นสาเหตุหลักที่จะส่งผลให้เกิดภาวะการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลก (Climate Change) โดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณแผ่นดินในเขตมรสุมที่ระดับน้ำค่อย ๆ เปลี่ยนแปลงไปพร้อมกับปริมาณฝนรายเดือน โดยเมื่อทิศทางของลมและสภาวะภูมิอากาศโลกที่เปลี่ยนแปลงไปและส่งผลให้ปริมาณฝนลดลง ซึ่งเป็นสาเหตุหลักของการเกิดภัยแล้ง (Drought)

ดังนั้นในการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อ (1) ศึกษาผลกระทบของลักษณะลมที่แตกต่างกันต่อภัยแล้งที่เกิดขึ้นระหว่างลุ่มน้ำลำตะคองที่ตั้งอยู่ทางด้านหลังภูเขาและ ลุ่มน้ำนครนายกที่ตั้งอยู่ทางด้านหน้าภูเขา โดยการประยุกต์ใช้ดัชนีฝนมาตรฐาน (SPI) ที่ช่วงเวลา 1 (SPI-1) และ 6 (SPI-6) เดือน สำหรับการพิจารณาถึงความชื้นในดิน และปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำตามลำดับ ทั้งนี้จะทำการพิจารณาความแตกต่างของลักษณะความแห้งแล้งระหว่าง 2 ลุ่มน้ำ ดังกล่าว ที่ได้รับอิทธิพลจากลมพายุที่แตกต่างกัน และ (2) ทำการวิเคราะห์แนวโน้มของภัยแล้งในพื้นที่ลุ่มน้ำทั้งสอง โดยการแยกความเป็นฤดูกาลออกจากดัชนี SPI-1 และ SPI-6 [4], [5] ด้วยการประยุกต์ใช้อนุกรมฟูเรียร์ (Fourier Series) ในการประเมินรูปแบบของฤดูกาล [6], [7] และตรวจสอบความมีนัยสำคัญของแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของดัชนี SPI ด้วยวิธี Mann Kendall Test [8], [9], [10] โดยในการศึกษานี้ใช้ข้อมูลฝนรายเดือนยาว 35 ปี (1981 – 2015) จำนวน 5 สถานี สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำนครนายก ซึ่งมีลมพัดพามวลอากาศชื้นผ่าน และ 9 สถานี สำหรับพื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคอง ซึ่งอับลม

จากการศึกษาพบว่าลุ่มน้ำลำตะคองมีความแห้งแล้งและแปรปรวนมากกว่าลุ่มน้ำนครนายกอย่างเห็นได้ชัด อาจมีสาเหตุมาจากปริมาณฝนที่ตกน้อยและไม่ทั่วพื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคองเนื่องจากไม่ได้รับอิทธิพลของลมพายุที่พัดผ่าน ในขณะที่ลุ่มน้ำนครนายกได้รับอิทธิของลมพายุดังกล่าวทั่วทั้งพื้นที่ทำให้ปริมาณฝนมีการกระจายตัวทั่วพื้นที่มากว่า ในขณะที่ผลการศึกษาอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลกที่ส่งผลการเปลี่ยนแปลงของความแห้งแล้ง เมื่อทำการทดสอบด้วยวิธี Mann Kendall Test พบว่าการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลกไม่ได้ส่งผลต่อการเปลี่ยนแปลงของสภาพภัยแล้งของดัชนี SPI-1 อย่างมีนัยสำคัญ ในขณะที่ SPI-6 มีการเปลี่ยนแปลงของสภาพภัยแล้งที่มีนัยสำคัญ

2. พื้นที่ศึกษาและข้อมูลฝนที่ใช้

พื้นที่ศึกษาสำหรับงานวิจัยนี้คือ พื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคองซึ่งตั้งอยู่ทางด้านหลังของแนวเขาใหญ่ และพื้นที่ลุ่มน้ำนครนายกทางด้านหน้าของแนวเขาใหญ่ โดยมีรายละเอียดที่สำคัญดังต่อไปนี้

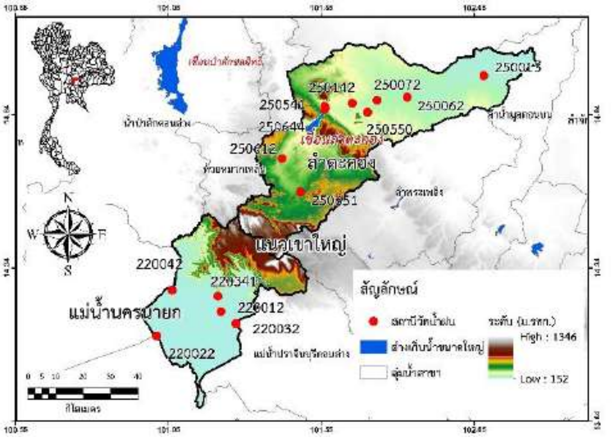
2.1 พื้นที่ศึกษา

ในการศึกษานี้ได้เลือกพื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคองซึ่งตั้งอยู่ทางด้านหลังของแนวเขาใหญ่ (รูปที่ 1) เนื่องจากต้องการวิเคราะห์อิทธิพลของลมที่มีต่อปริมาณฝนซึ่งเป็นตัวกำหนดความแห้งแล้ง โดยปริมาณฝนในพื้นที่ลำตะคองส่วนใหญ่จะเกิดจากการควบแน่นเป็นส่วนใหญ่ โดยลำตะคองจะไม่ได้รับอิทธิพลของลมพายุหมุนเขตร้อนที่พัดพาผ่านร่องความกดอากาศต่ำเนื่องจากการที่ลุ่มน้ำลำตะคองตั้งอยู่บริเวณด้านหลังภูเขา (รูปที่ 1) ทำให้ไม่ได้รับอิทธิพลดังกล่าว ในขณะที่ลุ่มน้ำสาขานครนายกจะได้รับอิทธิพลจากลมพายุดังกล่าวเนื่องจากเป็นลุ่มน้ำที่ตั้งอยู่ทางด้านหน้าภูเขาทำให้ปริมาณฝนที่ตกลงในพื้นที่ลุ่มน้ำนครนายกส่วนใหญ่เป็นฝนแบบปะทะภูเขา (Orthographic Rainfall) ดังนั้น ในการศึกษานี้จึงจะทำการวิเคราะห์ลักษณะของลมและการเปลี่ยนแปลงของภูมิอากาศโลก (Climate Change) ที่มีอิทธิพลต่อภัยแล้งโดยการเปรียบเทียบระหว่างลุ่มน้ำที่ตั้งอยู่ด้านหน้าและหลังภูเขา

2.2 ข้อมูลฝนที่ใช้

ในการศึกษานี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝนต่าง ๆ ที่ตั้งอยู่ในลุ่มน้ำลำตะคอง และนครนายก พบว่ามีจำนวนสถานีวัดน้ำฝนทั้งสิ้น 9 และ 5 สถานี ตามลำดับ ซึ่งมีข้อมูลอยู่ในช่วงเวลา ค.ศ. 1981-2015 สำหรับรายละเอียดของตำแหน่งที่ตั้งและสถิติข้อมูล และปริมาณฝนรายปีเฉลี่ยของสถานีวัดน้ำฝนทั้ง 14 สถานี แสดงดังในตารางที่ 1 และการกระจายตัวของสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำลำตะคองและนครนายกแสดงดังในรูปที่ 1

เนื่องจากลุ่มน้ำนครนายกตั้งอยู่ทางด้านหน้าแนวเขาใหญ่ทำให้ปริมาณฝนที่ตกลงในพื้นที่ลุ่มน้ำนครนายก ซึ่งได้รับอิทธิพลจากลมพายุโดยตรง ทำให้มีปริมาณฝนเฉลี่ยเท่ากับ 1,536 มม./ปี ซึ่งมากกว่าลุ่มน้ำลำตะคองที่มีปริมาณฝนเท่ากับ 994 มม./ปี ซึ่งไม่ได้รับอิทธิพลจากลมพายุดังกล่าวดังแสดงในตารางที่ 1



รูปที่ 1 พื้นที่ลุ่มน้ำสาขาลำตะคองและลุ่มน้ำสาขานครนายก

ตารางที่ 1 รายละเอียดของสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำสาขาลำตะคอง

ลุ่มน้ำสาขา	รหัส	ละติจูด	ลองจิจูด	ช่วงปีสถิติข้อมูล		ฝนเฉลี่ยรายปี (มม./ปี)
				เริ่มต้น	สิ้นสุด	
ลุ่มน้ำสาขาลำตะคอง	250013	14.97	102.08	1980	2015	1,064
	250062	14.90	101.83	1980	2015	876
	250072	14.89	101.73	1980	2015	922
	250142	14.88	101.65	1980	2015	989
	250541	14.87	101.56	1980	2015	959
	250550	14.85	101.70	1980	2014	876
	250612	14.70	101.42	1981	2015	960
	250644	14.86	101.56	1981	2014	1,172
	250651	14.59	101.48	1981	2015	1,128
	เฉลี่ยทุกสถานี					994
ลุ่มน้ำสาขานครนายก	220012	14.20	101.22	1920	2015	1,734
	220022	14.12	101.01	1921	2015	1,455
	220032	14.16	101.27	1923	2015	1,503
	220042	14.27	101.06	1922	2015	1,411
	220341	14.25	101.21	1989	2014	1,576
	เฉลี่ยทุกสถานี					1,536

3. ผลการวิเคราะห์ภัยแล้ง

3.1 ผลการสภาวะความแห้งโดยใช้ดัชนีฝนมาตรฐาน (SPI)

ทำการประเมินดัชนีฝนมาตรฐาน (SPI) สำหรับสถานีวัดน้ำฝน 9 และ 5 สถานี ในลุ่มน้ำลำตะคอง และนครนายก ตามลำดับ ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981 – 2015 โดยพิจารณาที่ระยะเวลาการเฉลี่ยเคลื่อนที่ (Moving Average) 1 (SPI-1) และ 6 (SPI-6) เดือน เพื่อวิเคราะห์ถึงสภาพความชื้นในดิน และปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ ตามลำดับ

ในการศึกษานี้ได้นำดัชนี SPI มาใช้เพื่อประเมินตัวแปรความแห้งแล้ง โดยใช้ข้อมูลฝนเฉลี่ยเคลื่อนที่แบบ 3 และ 6 เดือน เพื่อประเมินดัชนี SPI-1 และ SPI-6 โดยปกติแล้วปริมาณฝนทั่วไปจะมีการกระจายตัวแบบ Gamma Distribution ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$G(x) = \int_0^x g(x)dx = \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} \int_0^x x^{\alpha-1} e^{-x/\beta} dx \quad (1)$$

เมื่อ α คือ Shape Parameter, β คือ Scale Parameter, x คือ ข้อมูลปริมาณฝน และ τ คือ ฟังก์ชันแกมมา โดยที่การประมาณค่า Shape Parameter (α) และค่า Scale Parameter (β) จะใช้วิธีความน่าจะเป็นสูงสุด (Maximum Likelihood Estimation)

อย่างไรก็ตาม เนื่องจากฟังก์ชันแกมมาจะหาค่าไม่ได้ เมื่อ x = 0 ซึ่งปริมาณฝนสามารถมีค่าเป็น 0 ได้เมื่อไม่มีฝนตก ดังนั้นจึงต้องแปลงฟังก์ชัน $G(x)$ เป็นดังสมการที่ (2)

$$H(x) = q + (1-q)G(x) \quad (2)$$

เมื่อ q คือ ความน่าจะเป็นที่จะไม่มีฝนตก ซึ่งมีค่าเท่ากับ จำนวนเดือนที่ไม่มีฝนตก (m) หารด้วยจำนวนเดือนที่ศึกษา (n) จากนั้นนำค่า H(X) มาแปลงเป็นค่าปกติมาตรฐาน ที่ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0 และค่าความแปรปรวนเท่ากับ 1 ซึ่งค่า ดัชนี (SPI) สามารถคำนวณได้ดัง สมการที่ (3) และ (4)

$$SPI = -\left(t - \frac{c_0 + c_1 t + c_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3}\right);\ 0 \le H(x) \le 0.5 \quad (3)$$

$$SPI = +\left(t - \frac{c_0 + c_1 t + c_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3}\right);\ 0.5 \le H(x) \le 1 \quad (4)$$

$$t = \sqrt{ln\left(\frac{1}{H(x)^2}\right)};\ 0 \le H(x) \le 0.5 \quad (5)$$

$$t = \sqrt{ln\left(\frac{1}{1-H(x)^2}\right)};0.5 \le H(x) \le 1 \quad (6)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ของพารามิเตอร์ในสมการที่ (3) และ (4) คือ c0 = 2.515517, c1 = 0.802853, c2 = 0.010328, d1 = 1.432788, d2 = 0.189269 และ d3 = 0.001308

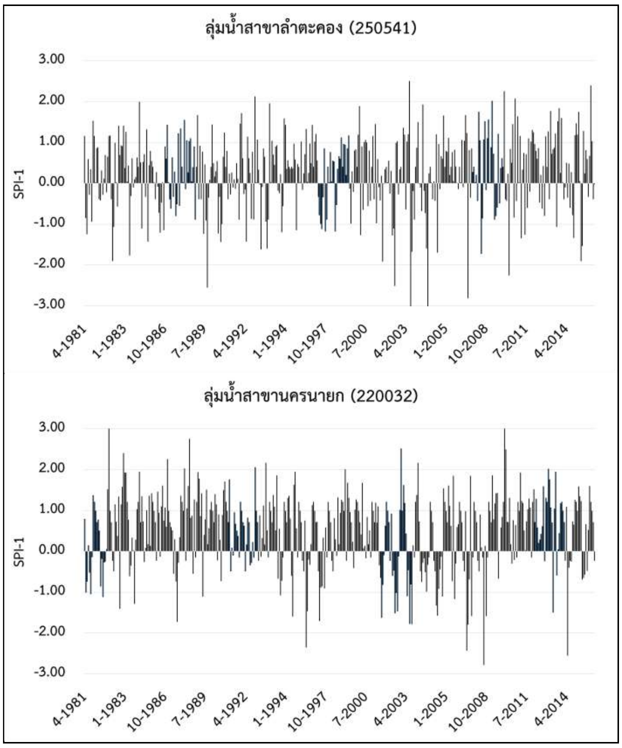
ผลการประเมินดัชนี SPI-1 ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981-2015 ดังแสดงในรูปที่ 2 เมื่อทำการเฉลี่ยค่า SPI-1 ของ 9 สถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำลำตะคอง พบว่ามีค่าต่ำสุดและสูงสุดเท่ากับ -2.99 และ 2.74 ตามลำดับ ทั้งนี้ เมื่อทำการเฉลี่ยค่า SPI-1 ของ 5 สถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำนครนายก พบว่ามีค่าต่ำสุดและสูงสุดเท่ากับ -2.92 และ 3.18 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 2

ผลการประเมินดัชนี SPI-6 ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981-2015 ดังแสดงในรูปที่ 3 เมื่อทำการเฉลี่ยค่า SPI-6 ของ 9 สถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำลำตะคอง พบว่ามีค่าต่ำสุดและสูงสุดเท่ากับ -3.38 และ 2.54 ตามลำดับ ทั้งนี้ เมื่อทำการเฉลี่ยค่า SPI-6 ของ 5 สถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำนครนายก พบว่ามีค่าต่ำสุดและสูงสุดเท่ากับ -2.99 และ 2.60 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 2

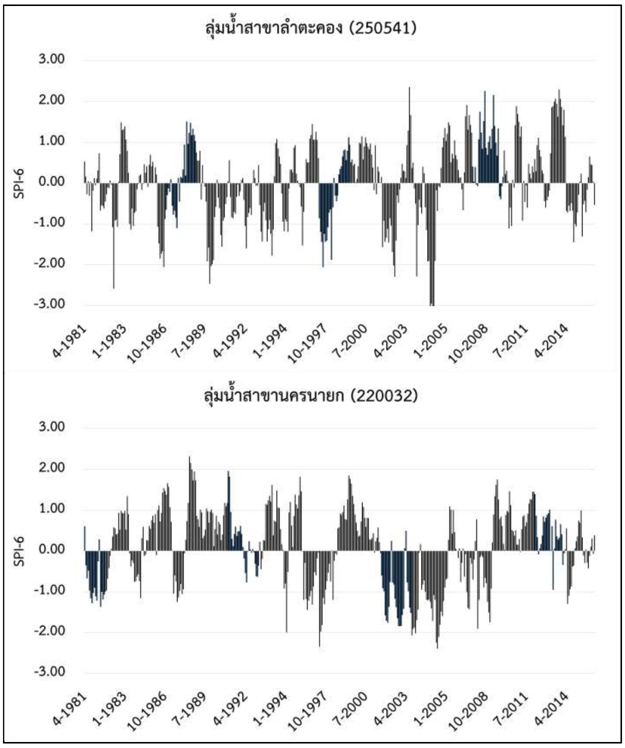
ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาถึงดัชนี SPI-1 ซึ่งแสดงถึงความชื้นในดิน และดัชนี SPI-6 ซึ่งแสดงถึงปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ พบว่า ลุ่มน้ำสาขานครนายกมีความแห้งแล้งน้อยกว่าลุ่มน้ำละตอง ซึ่งอาจเป็นสาเหตุมาจากการที่ลุ่มน้ำนครนายกตั้งอยู่ทางด้านหน้าภูเขาทำให้ได้รับอิทธิพลของพายุหมุนเขตร้อนที่พัดพาผ่านร่องความกดอากาศต่ำ ในขณะที่ลุ่มน้ำลำตะคองตั้งอยู่ด้านหลังภูเขาจึงทำให้ไม่ได้รับอิทธิพลดังกล่าว

ตารางที่ 2 สรุปผลการประเมินของดัชนี **SPI** สำหรับทุกสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำลำตะคองและลุ่มน้ำนครนายก

	สถานีวัดน้ำฝน	SPI-1		SPI-6	
		ค่าต่ำสุด	ค่าสูงสุด	ค่าต่ำสุด	ค่าสูงสุด
ลุ่มน้ำสาขาลำตะคอง	250013	-3.05	2.53	-3.57	1.83
	250062	-3.33	2.93	-2.54	3.14
	250072	-2.79	3.11	-3.25	3.13
	250142	-3.24	2.62	-3.09	2.83
	250541	-3.89	2.50	-3.22	2.35
	250550	-1.90	3.00	-4.4	2.04
	250612	-3.24	2.87	-2.94	2.72
	250644	-1.90	2.66	-4.58	2.11
	250651	-3.54	2.46	-2.81	2.67
	เฉลี่ย	-2.99	2.74	-3.38	2.54
ลุ่มน้ำสาขานครนายก	220012	-2.63	2.72	-3.53	2.57
	220022	-3.65	3.36	-2.59	3.56
	220032	-2.77	3.48	-2.39	2.32
	220042	-2.87	3.16	-2.70	2.30
	220341	-2.70	3.20	-3.73	2.27
	เฉลี่ย	-2.92	3.18	-2.99	2.60



รูปที่ 2 ดัชนี SPI-1 สำหรับสถานีวัดน้ำฝน 250541 และ 220035 ในลุ่มน้ำสาขาลำตะคอง และนครนายกตามลำดับ



รูปที่ 3 ดัชนี SPI-6 สำหรับสถานีวัดน้ำฝน 250541 และ 220035 ในลุ่มน้ำสาขาลำตะคอง และนครนายกตามลำดับ

3.2 ผลกระทบของลมพายุที่มีต่อสภาวะความแห้งแล้ง

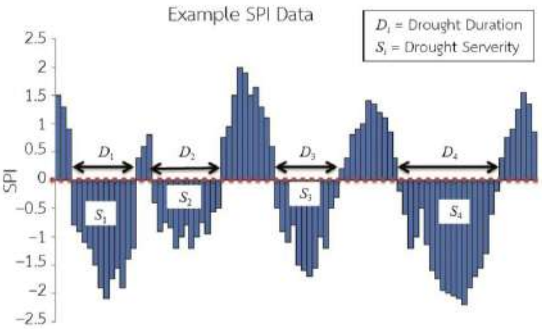
1) ทำการจำแนกประเภทของความแห้งแล้งจากดัชนีฝนมาตรฐาน (SPI) ที่ประเมินได้จากหัวข้อที่ 3.1 สำหรับสถานีวัดน้ำฝน 9 และ 5 สถานี ในลุ่มน้ำลำตะคอง และนครนายก ตามลำดับ โดยการใช้เกณฑ์การจำแนกประเภทความแห้งแล้งที่เสนอไว้โดย McKee et al. [4] ดังแสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ **3** เกณฑ์การจำแนกภัยแล้งสำหรับดัชนี **SPI** ที่เสนอโดย **McKee et al. (1995)**

Drought Category	SPI (McKee et al., 1995)
Moderately Dry	-1.5 < SPI <= -1.0
Very Dry	-2.0 < SPI <= -1.5
Extremely Dry	SPI <= -2.0

2) เมื่อนำค่า SPI-1 และ SPI-6 มาจำแนกประเภทตามเกณฑ์ของ McKee et al. (1995) ดังแสดงในตารางที่ตารางที่ 3 สำหรับทุกสถานีวัดน้ำฝนของทั้ง 2 ลุ่มน้ำสาขา ทั้งนี้ เมื่อพิจารณาจำนวนครั้งที่เกิดความแห้งแล้งของดัชนี SPI-1 ในแต่ละสถานีวัดน้ำฝนในลุ่มน้ำลำตะคอง จากนั้นทำการพิจารณาความรุนของสภาพความแห้งแล้ง และระยะเวลาความแห้งแล้งในประเภท Very Dry โดยการหาผลรวม และนับจำนวนครั้งของค่าดัชนี SPI ในแต่ละปีจำนวน 35 ปี (ค.ศ. 1981-2015) ที่มีค่าอยู่ระหว่าง -2.0 ถึง -1.25 สำหรับการประเมินความรุนแรง และเปอร์เซ็นการเกิด ตามลำดับ ซึ่งสามารถประเมินได้จากสมการที่ (7) และรูปที่ 4

$$S = -\sum_{i=1}^{D} SPI_i \quad (7)$$



รูปที่ 4 การประเมินความรุนแรงของความแห้งแล้วในแต่ละปี

3) จัดทำแผนที่ความรุนแรงและโอกาสการเกิดความแห้งแล้งประเภท Very Dry โดยการใช้วิธีส่วนกลับระยะทางกำลังสอง (Inverse Distance Sqaures, IDS) โดยทำการเฉลี่ยข้อมูลความรุนแรงและโอกาสการเกิดแบบจุดโดยรอบเข้าสู่จุดศูนย์ถ่วง (Centroid) ของกริด โดยสูตรที่ใช้ในการคำนวณแสดงดังสมการที่ (8) และ (9) จากสมการดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าตำแหน่งที่อยู่ใกล้กับจุดที่พิจารณาจะมีค่าถ่วงน้ำหนักมากกว่าสถานีที่อยู่ไกลออกไป

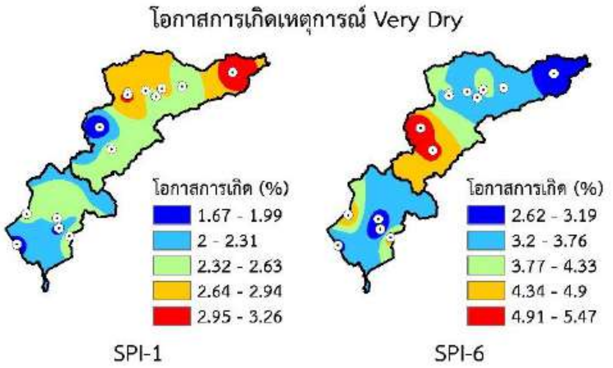
$$W_i = \frac{\frac{1}{d_i^n}}{\sum_i^N \frac{1}{d_i^n}} \quad (8)$$

$$P = \sum_i^n p_i \times W_i \quad (9)$$

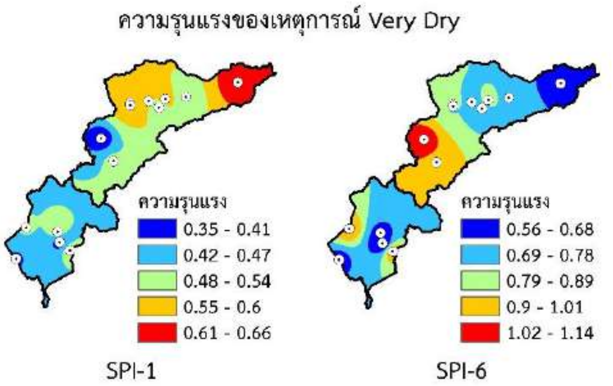
เมื่อ W_i คือ ค่าถ่วงน้ำหนักสำหรับสถานี i, d_i คือ ระยะทางระหว่างสถานี i ถึงจุดศูนย์ถ่วงของกริดต้องการหาค่าเฉลี่ย, p_i คือ ค่าที่สถานี i, P คือ ค่าเฉลี่ยที่กริดที่ต้องการหาค่า, N คือ จำนวนสถานี และ n คือ พารามิเตอร์ยกกำลังเพื่อให้ความสำคัญกับระยะทางที่ใกล้มีค่าถ่วงน้ำหนักมาก ซึ่งค่าที่นิยมใช้โดยทั่วไปคือ 2

แผนที่ความรุนแรงและโอกาสการเกิดสภาพความแห้งแล้งแบบ Very Dry ซึ่งประเมินโดยใช้สมการที่ 7 โดยจะทำประเมินค่าความรุนแรงและโอกาสการเกิดเป็นรายปี แล้วจึงทำการเฉลี่ยความรุนแรงและโอกาสการเกิดสภาพความแห้งแล้งแบบ Very Dry ตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981 – 2015 เพื่อสร้างแผนที่โดยวิธี IDS ดังแสดงในรูปที่ 5 และ รูปที่ 6

จากรูปที่ 5 และ รูปที่ 6 แสดงให้เห็นว่าลุ่มน้ำลำตะคองมีความรุนแรงและโอกาสการเกิดความแห้งแล้งแบบ Very Dry ที่มากกว่าลุ่มน้ำนครนายกอย่างชัดเจนทั้งดัชนี SPI-1 และ SPI-6 อีกทั้งการกระจายตัวเชิงพื้นที่ของความรุนแรงและโอกาสการเกิดในลุ่มน้ำลำตะคองมีความแปรปรวนมากกว่าลุ่มน้ำนครนายก ซึ่งมีสาเหตุมาจากปริมาณที่ตกไม่ทั่วพื้นลุ่มน้ำลำตะคอง ในขณะที่ความแปรปรวนของลุ่มน้ำนครนายกมีน้อยเนื่องจากได้รับอิทธิพลจากลมพายุหมุนเขตร้อนทำให้ฝนตกทั่วทั้งพื้นที่ลุ่มน้ำ



รูปที่ 5 แผนที่โอกาสการเกิดความแห้งแล้งแบบ Very Dry ที่ประเมินจากดัชนี SPI-1 และ SPI-6 เฉลี่ยตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981-2015 สำหรับลุ่มน้ำลำตะคองและนครนายก



รูปที่ 6 แผนที่ความรุนแรงของการเกิดความแห้งแล้งแบบ Very Dry ที่ประเมินจากดัชนี SPI-1 และ SPI-6 เฉลี่ยตั้งแต่ปี ค.ศ. 1981-2015 สำหรับลุ่มน้ำลำตะคองและนครนายก

3.3 ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลกที่มีต่อสภาวะความแห้งแล้ง

ทำการวิเคราะห์การเปลี่ยนเปลี่ยนของสภาพความแห้งแล้งที่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของภูมิอากาศโลก (Climate Change) โดยแยกความเป็นฤดูการออกจากดัชนี SPI โดยการใช้อนุกรมฟูเรียร์ (Fourier Series) จากนั้นทำการสร้างเส้นแนวโน้มแบบเส้นตรงเพื่อดูอัตราการเปลี่ยนแปลงของดัชนีสำหรับช่วงเวลา 1 (SPI-1) และ 6 (SPI-6) เดือน

ในการศึกษานี้จึงได้ประยุกต์อนุกรมฟูเรียร์ (Fourier Series) [6], [7] เพื่อแยกความเป็นฤดูกาล (Seasonality) ออกจากข้อมูลดัชนีฝนมาตรฐาน (SPI) เพื่อวิเคราะห์หาแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงที่สืบเนื่องจากอิทธิพลของการเปลี่ยนแปลงของภูมิอากาศโลก (Climate Change) โดยอนุกรมฟูเรียร์มีสมการดังแสดงในสมการที่ (10) ในขั้นตอนการประเมินหาพารามิเตอร์ของสมการฟูเรียร์สามารถทำได้โดยใช้วิธีผลต่างกำลังสองน้อยสุดแบบไม่เป็นเส้นตรง (Non-linear Least Squares Error) ดังแสดงในสมการที่ (11)

$$y_i = a_0 + \sum_{k=1}^{m}(a_k \cos(kwx_i) + b_k \sin(kwx_i)) \quad (10)$$

$$min \sum_{i=1}^{n}[y_i - a_0 - \sum_{k=1}^{m}(a_k \cos(kwx_i) + b_k \sin(kwx_i))]^2 \quad (11)$$

โดยที่ a_0 คือจุดตัดแกนวาย (Intercept), w คือความถี่ของคลื่น, m จำนวนของคลื่น (Harmonics) มีค่าตั้งแต่ 1 ถึง 8, n คือจำนวนของข้อมูล, x และ y คือตัวแปรต้นและตัวแปรตามตามลำดับ

ในการศึกษานี้จะทำการทดสอบความมีนัยสำคัญของอัตราการเปลี่ยนของดัชนี SPI หลังจากแยกความเป็นฤดูกาลออก ด้วยวิธี Man Kendall Test [8], [9], [10] เพื่อวิเคราะห์หาค่านัยสำคัญทางสถิติ (P-Value) ดังแสดงในสมการ 12 ถึงสมการที่ 17

$$S = \sum_{i=1}^{n-1}\left[\sum_{j=i+1}^{n} SIGN_i^j\right] \quad (12)$$

$$SIGN_i^j = \begin{cases} 1; x_j - x_i > 0 \\ 0; x_j - x_i = 0 \\ -1; x_j - x_i < 0 \end{cases} \quad (13)$$

$$Var = n(n-1)(2n+5)/18 \quad (14)$$

$$Z = \begin{cases} \frac{S-1}{\sqrt{Var}}; S > 0 \\ 0; S = 0 \\ \frac{S+1}{\sqrt{Var}}; S < 0 \end{cases} \quad (15)$$

$$B = \frac{1}{2}\begin{bmatrix} 1 + 0196854|Z| + 0.115194|Z|^2 \ldots \\ +0.000344|Z|^3 + 0.019527|Z|^4 \end{bmatrix}^{-4} \quad (16)$$

$$Pvalue = \begin{cases} 2(1-B) \;;\; Z < 0 \\ 2(B) \;;\; Z \geq 0 \end{cases} \quad (17)$$

โดยที่ x คืออนุกรมข้อมูล n คือ จำนวนของข้อมูล

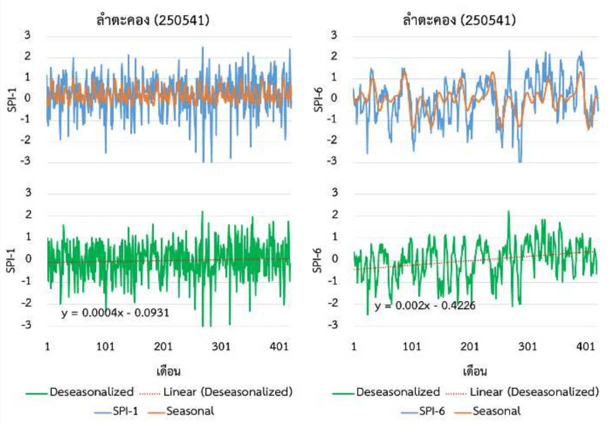
ในขั้นตอนการศึกษานี้ได้ทำการแยกความเป็นฤดูกาลออกจากดัชนี SPI-1 และ SPI-6 โดยการประยุกต์ใช้อนุกรมฟูเรียร์ (Fourier Series) สำหรับสถานีวัดน้ำฝน 250541 ในลุ่มน้ำลำตะคองและ สถานีวัดน้ำฝน 220032 ในลุ่มน้ำนครนายก ทั้งนี้ ได้แสดงตัวอย่างการประยุกต์ใช้อนุกรมฟูเรียร์ สำหรับการแยกความเป็นฤดูกาลของปริมาณฝนเฉลี่ยทุกสถานีของลุ่มน้ำลำตะคองและนครนายก ดังแสดงในรูปที่ 7 และ 8 ตามลำดับ

ทั้งนี้ เพื่อสร้างความน่าเชื่อถือให้กับผลการศึกษาจึงได้ทำการประยุกต์ใช้อนุกรมฟูเรียร์ตั้งแต่ลำดับที่ 1 จนถึง 8 เพื่อเลือกลำดับที่ดีที่สุดจากค่าสัมประสิทธิ์ตัดสินใจ (R^2) ดังแสดงในตารางที่ 5 และ ตารางที่ 6 สำหรับดัชนี SPI-1 และ SPI-6 ตามลำดับ ถึงแม้ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าแนวโน้มความแห้งแล้งของลุ่มน้ำนครนายกมีความแห้งที่รุนแรงเพิ่มขึ้น (อัตราการเปลี่ยนแปลงเป็นลบ) มากกว่าลุ่มน้ำลำตะคอง อย่างไรก็ตามอัตราการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเป็นอัตราที่น้อยมาก ซึ่งอาจไม่มีนัยยะสำคัญที่เกี่ยวข้องการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลก จึงจำเป็นทำการทดสอบด้วยวิธี Man Kendall Test เพื่อวิเคราะห์หาค่านัยสำคัญทางสถิติ (P-Value) ซึ่งต้องมีค่าน้อยกว่า 0.05 การเปลี่ยนแปลงดังกล่าวจึงจะมีนัยสำคัญ

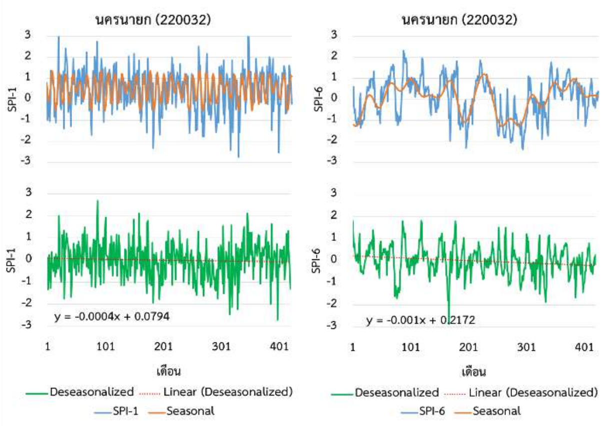
สำหรับดัชนี SPI-1 ลุ่มน้ำลำตะคองมีการเปลี่ยนแปลงของความแห้งแล้งที่รุนแรงเพิ่มขึ้น (อัตราการเปลี่ยนแปลงเป็นลบ) อย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในตารางที่ 5 และรูปที่ 9 ทั้งหมด 3 สถานี คือ สถานี 250550 และ 250644 และ 250651 ในขณะที่ลุ่มน้ำลำนครนายกไม่พบการเปลี่ยนแปลงของความแห้งแล้งที่มีนัยสำคัญที่สถานีใดเลย

สำหรับดัชนี SPI-6 ลุ่มน้ำลำตะคองมีการเปลี่ยนแปลงของความแห้งแล้งที่ลดลง (อัตราการเปลี่ยนแปลงเป็นบวก) อย่างมีนัยสำคัญเกือบทุกสถานีภายในลุ่มน้ำ ในขณะที่ลุ่มน้ำลำนครนายกมีการเปลี่ยนแปลงของความแห้งแล้งที่รุนแรงเพิ่มขึ้น (อัตราการเปลี่ยนแปลงเป็นลบ) อย่างมีนัยสำคัญเกือบทุกสถานีภายในลุ่มน้ำดังแสดงในตารางที่ 6 และรูปที่ 9

จากผลการศึกษาของดัชนี SPI-1 สามารถสรุปได้ว่าการเปลี่ยนแปลงของภูมิอากาศโลกไม่ได้ส่งผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงของความชื้นในดินอย่างมีนัยสำคัญสำหรับสถานีวัดน้ำฝนส่วนใหญ่ ในขณะที่การเปลี่ยนของปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำซึ่งพิจารณาจากดัชนี SPI-6 พบว่าสถานีวัดน้ำฝนเกือบทั้งหมดเกิดการเปลี่ยนแปลงที่มีนัยสำคัญ



รูปที่ 7 การแยกฤดูกาลโดยใช้อนุกรมฟูเรียร์และวิเคราะห์เปลี่ยนแปลงเนื่องการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลกสำหรับ SPI เฉลี่ยของลุ่มน้ำสาขาลำตะคลอง



รูปที่ 8 การแยกฤดูกาลโดยใช้อนุกรมฟูเรียร์และวิเคราะห์เปลี่ยนแปลงเนื่องการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโลกสำหรับ SPI เฉลี่ยของลุ่มน้ำสาขานครนายก

ตารางที่ 5 ผลการวิเคราะห์อัตราการเปลี่ยนแปลง (Slope) ของดัชนี SPI-1 โดยการใช้อนุกรมฟูเรียร์และ Mann Kendall Test

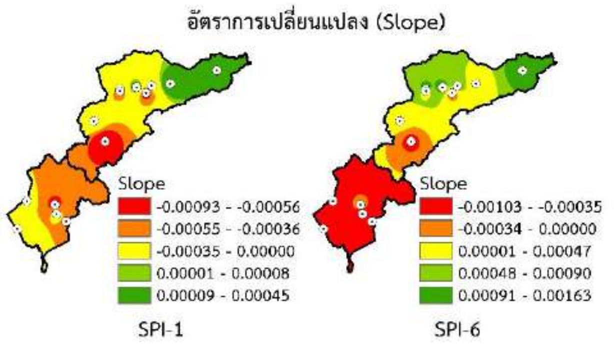
ลุ่มน้ำ	สถานีฝน	M	Slope	P-Value	นัยสำคัญ
ลำตะคอง	**250013**	8	0.00044	0.29	ไม่มี
	250062	4	0.00045	0.19	ไม่มี
	250072	8	-0.00017	0.34	ไม่มี
	250142	8	0.00034	0.54	ไม่มี
	250541	8	0.00044	0.19	ไม่มี
	250550	8	-0.00085	0.02	มี
	250612	7	0.00000	0.67	ไม่มี
	250644	8	-0.00105	0.00	มี
	250651	7	-0.00093	0.05	มี
นครนายก	**220012**	6	-0.00027	0.65	ไม่มี
	220022	7	-0.00017	0.92	ไม่มี
	220032	8	-0.00038	0.54	ไม่มี
	220042	4	-0.00024	0.49	ไม่มี
	220341	8	-0.00069	0.09	ไม่มี

หมายเหตุ: *M คือ ลำดับหรือจำนวนคลื่นของอนุกรมฟูเรียร์*
R2 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ตัดสินใจในการเลือกจำนวนคลื่นของอนุกรมฟูเรียร์
Slope คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของดัชนี SPI
P-Value คือ ค่าความมีนัยสำคัญจากวิธี Mann Kendall Test

ตารางที่ 6 ผลการวิเคราะห์อัตราการเปลี่ยนแปลง (Slope) ของดัชนี SPI-6 โดยการใช้อนุกรมฟูเรียร์และ Mann Kendall Test

ลุ่มน้ำ	สถานีฝน	M	Slope	P-Value	นัยสำคัญ
ลำตะคอง	**250013**	8	0.00138	0.00	มี
	250062	8	0.00000	0.57	ไม่มี
	250072	8	0.00098	0.02	มี
	250142	8	0.00136	0.00	มี
	250541	8	0.00201	0.00	มี
	250550	8	-0.00063	0.07	ไม่มี
	250612	8	0.00021	0.64	ไม่มี
	250644	8	-0.00059	0.00	มี
	250651	7	-0.00053	0.16	ไม่มี
นครนายก	**220012**	8	-0.00071	0.02	มี
	220022	8	-0.00064	0.00	มี
	220032	8	-0.00103	0.00	มี
	220042	8	-0.00068	0.04	มี
	220341	8	-0.00010	0.88	ไม่มี

หมายเหตุ: *M คือ ลำดับหรือจำนวนคลื่นของอนุกรมฟูเรียร์*
R2 คือ ค่าสัมประสิทธิ์ตัดสินใจในการเลือกจำนวนคลื่นของอนุกรมฟูเรียร์
Slope คือ อัตราการเปลี่ยนแปลงของดัชนี SPI
P-Value คือ ค่าความมีนัยสำคัญจากวิธี Mann Kendall Test



รูปที่ 9 แผนที่อัตราการเปลี่ยนแปลง (Slope) ของดัชนี SPI

4. สรุปผลการศึกษา

จากผลการศึกษาดัชนี SPI-1 และ SPI-6 ชี้ให้เห็นว่าจากเหตุการณ์ในอดีต ลุ่มน้ำลำตะคองมีเหตุการณ์ภัยแล้งที่รุนแรงมากกว่าลุ่มน้ำนครนายก ซึ่งอาจเป็นสาเหตุมาจากการที่ลุ่มน้ำนครนายกตั้งอยู่ทางด้านหน้าภูเขาทำให้ได้รับอิทธิพลของพายุหมุนเขตร้อนที่พัดพาผ่านร่องความกดอากาศต่ำ ในขณะที่ลุ่มน้ำลำตะคองตั้งอยู่ด้านหลังภูเขาจึงทำให้ไม่ได้รับอิทธิพลดังกล่าว

จากแผนที่ความรุนของสภาพความแห้งแล้ง ดัชนี SPI-1 ที่บอกถึงสภาพความชื้นในดิน และ SPI-6 ที่บอกถึงสภาพของน้ำในอ่างเก็บน้ำ ของทั้งสองลุ่มน้ำ พบว่า ลุ่มน้ำลำตะคองมีความแห้งแล้งรุนแรงและโอกาสการเกิดความแห้งแล้งแบบ Very Dry มากกว่าลุ่มน้ำนครนายกทั้งในกรณีความชื้นในดินและปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำ อีกทั้งการกระจายตัวของความแห้งแล้งเชิงพื้นที่ของลุ่มน้ำลำตะคองมีความแปรปรวนมากกว่าลุ่มน้ำนครนายกอย่างเห็นได้ชัด อาจมีสาเหตุมาจากปริมาณฝนที่ตกไม่ทั่วพื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคองเนื่องจากไม่ได้รับอิทธิพลของลมพายุที่พัดผ่าน ในขณะที่ลุ่มน้ำนครนายกได้รับอิทธิของลมพายุหมุนเขตร้อนทั่วทั้งพื้นที่ทำให้ปริมาณฝนมีการกระจายตัวทั่วพื้นที่มากว่า

ผลการศึกษาการเปลี่ยนแปลงของสภาวะภัยแล้งสำหรับดัชนี SPI-1 สามารถสรุปได้ว่าการเปลี่ยนแปลงของภูมิอากาศโลกไม่ได้ส่งผลกระทบต่อการเปลี่ยนแปลงของความชื้นในดินอย่างมีนัยสำคัญ ในขณะที่การเปลี่ยนของปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำซึ่งพิจารณาจากดัชนี SPI-6 นั้นมีการเปลี่ยนแปลงที่มีนัยสำคัญ มีสถานีวัดน้ำฝนส่วนน้อยในลุ่มน้ำลำตะคองและนครนายกที่ไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญ

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ที่ให้การสนับสนุนงานวิจัย รวมทั้งกรมชลประทาน และกรมอุตุนิยมวิทยา ที่ให้การสนับสนุนข้อมูลต่าง ๆ เพื่อการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] Mishra, A. K. and Singh, V. P. (2011). Drought modeling– A review, Journal of Hydrology, vol. 403, no. 1–2, pp. 157–175.

[2] Almedeij, J. (2014). Drought analysis for kuwait using standardized precipitation index, The Scientific World Journal, pp. 1–9.

[3] Shiau, J. T., Feng, S. and Nadarajah, S. (2007). Assessment of hydrological droughts for the Yellow River China, using copulas," Hydrological Processes, vol. 21, no. 16, pp. 2157–2163,

[4] McKee, T. B., Doelsken, N. J. and Kleist, J. (1993) The relationship of drought frequency and duration to time scales, in Proceedings of Eighth Conference on Applied Climatology, pp. 179–184.

[5] Edwards, C. D. C., et al. (1997). Historical analysis of drought in the United States. 7th conference on climate variations, 77th AMS annual meeting. Vol. 27.

[6] Salas, J. D., Delleur, J. W., Yevjevich, V., and Lane, W. L. (1980). Applied modeling of hydrologic time series, Water Resource Publications, Littleton, Colo.

[7] Anderson, Paul L., Yonas Gebeyehu Tesfaye, and Mark M. Meerschaert. (2007). Fourier-PARMA models and their application to river flows. Journal of Hydrologic Engineering 12.5: 462-472.

[8] Gilbert, R.O. 1987 . Statistical Methods for Environmental Pollution Monitoring, Wiley, NY.

[9] Mann, H.B. 1945. Non-parametric tests against trend, Econometrica 13:163-171.

[10] Kendall, M.G. 1975. Rank Correlation Methods, 4th edition, Charles Griffin, London.

การศึกษาการวิบัติของสะพานคลองวังยาวเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยใช้แบบจำลองประยุกต์ iRIC

STUDY OF KLONG WANG YAO BRIDGE FAILURE BY IRIC

หะริน คัมภีรศาสตร์[1] สนิท วงษา[2]

[1,2] ภาควิชาคุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

บทคัดย่อ

การศึกษานี้เป็นการศึกษาการวิบัติของสะพานคลองวังยาวเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ iRIC เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมทางชลศาสตร์ ได้ทำการเก็บรวบรวมข้อมูลค่าระดับคราบน้ำท่วมจริงในพื้นที่และวิเคราะห์ค่าพารามิเตอร์เพื่อประยุกต์ใช้ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานโดยแบ่งเป็น 4 กรณี คือ กรณีที่ 1 มีสิ่งกีดขวางแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ กรณีที่ 2 มีสิ่งกีดขวางแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ กรณีที่ 3 มีสิ่งกีดขวางแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำและกัดเซาะตลิ่ง กรณีที่ 4 มีสิ่งกีดขวางแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ กัดเซาะตลิ่งและมีการเปลี่ยนขนาดตอม่อสะพาน จากกรณีศึกษาทั้ง 4 กรณี พบว่าพฤติกรรมการไหลของน้ำมีการไหลที่ผิดปกติ อันเนื่องมาจากสิ่งกีดขวางหรือตอม่อสะพาน ส่งผลให้เกิดการกัดเซาะบริเวณตอม่อของสะพานคลองวังยาวจึงเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติของสะพาน จากการศึกษาพบว่าการออกแบบตอม่อสะพานให้เล็กลงและสร้างแนวป้องกันการกัดเซาะบริเวณริมตลิ่งสามารถช่วยป้องกันการกัดเซาะในบริเวณสะพานคลองวังยาวได้

คำสำคัญ: น้ำท่วมภาคใต้, แบบจำลอง iRIC, การวิบัติของสะพาน

Abstract

This study is a study of the failure of the Klong Wang Yao Bridge due to the 2017 floods by using the iRIC hydraulic model to analyze hydraulic behavior. Data were collected from the actual flood stain in the area and analyzed the parameters to be used in the study of the failure behavior of the bridge, divided into 4 cases, which are case 1 with no obstacles, no change in water level. Case 2 obstacles that change the river bed. Case 3 obstacles that change the river bed and erodes the river bank. Case 4 None of the water eroded the embankment and a bridge abutment size. From the 4 case studies, it is found that water flow behavior has abnormal flow. Due to an obstacle or a pier Resulting in erosion at the pier of the Khlong Wang Yao Bridge causing the failure of the bridge From the study, it is found that the design of a bridge pier to be smaller and to build an erosion protection line along the bank of the river can help prevent erosion in the area of Klong Wang Yao Bridge.

Keywords: Southern Flooding, iRIC Software, Bridge Failure

1. คำนำ

น้ำท่วมเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงไม่ให้เกิดได้ แต่สามารถหาวิธีลดความเสียหายและบรรเทาผลกระทบและความสูญเสียที่จะเกิดได้ โดยมาตรการป้องกันความเสียหายและบริหารจัดการน้ำท่วมเป็นการพยายามเรียนรู้และเข้าใจในผลกระทบจากน้ำท่วมที่มีต่อชุมชน สังคม และเศรษฐกิจที่มีความเกี่ยวข้องกับผู้คนที่อาศัยอยู่ในบริเวณลุ่มน้ำและพื้นที่น้ำท่วม เพื่อหาแนวทางการป้องกันความเสียหายจากน้ำท่วมและการบริหารจัดการน้ำท่วมซึ่งประกอบไปด้วย มาตรการที่นำสิ่งก่อสร้างมาใช้ลดขนาดความรุนแรงของน้ำท่วมเช่น การปรับปรุงสภาพลำน้ำ การใช้อ่างเก็บน้ำ เขื่อนและพนังกั้นน้ำ เป็นต้น นอกจากนั้นยังมีมาตรการไม่ใช้สิ่งก่อสร้างซึ่งประกอบไปด้วยมาตรการสำหรับการป้องกันความเสียหายและการบรรเทาทุกข์ เช่น การวางผังเมือง การพยากรณ์และเตือนภัยน้ำท่วม ซึ่งโดยทั่วไปควรใช้มาตรการทั้งสองอย่างร่วมกันเพื่อประสิทธิภาพในการบรรเทาภัยพิบัติที่ดียิ่งขึ้น(ชูโชค อายุพงศ์, 2555)

เมื่อช่วงเดือนธันวาคม 2559 ถึงช่วงเดือนมกราคม 2560 บริเวณภาคใต้ของประเทศไทย มีฝนตกหนัก ทำให้เกิดน้ำท่วมฉับพลัน น้ำป่าไหลหลากขึ้นในหลายพื้นที่และมีคลื่นกระแสลมตะวันออกเคลื่อนเข้ามาปกคลุมทำให้เกิดฝนตกหนักถึงหนักมาก และเกิดการพังทลายของหน้าดิน น้ำป่าไหลหลาก และดินโคลนถล่มได้ในบริเวณพื้นที่ลาดชันเชิงเขาใกล้ทางน้ำไหลผ่าน โดยเฉพาะในพื้นที่เสี่ยงภัยของจังหวัดนครศรีธรรมราช ปัตตานี พัทลุง และนราธิวาส(กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ , 2555) จากสถานการณ์น้ำท่วมภาคใต้ที่เกิดขึ้นมาตั้งแต่เดือนธันวาคม 2559 ต่อเนื่องมาจนถึงเดือนมกราคม 2560 กรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย กระทรวงมหาดไทย ได้รายงานสถานการณ์อุทกภัย วาตภัย และน้ำป่าไหลหลาก ในพื้นที่ภาคใต้รวมถึงจังหวัดประจวบคีรีขันธ์ ซึ่งมีจังหวัดที่ได้รับ

ผลกระทบ จำนวน 12 จังหวัด ประกอบด้วย นครศรีธรรมราช สุราษฎร์ธานี นราธิวาส ยะลา พัทลุง สงขลา ปัตตานี ตรัง กระบี่ ระนอง ชุมพรและประจวบคีรีขันธ์ รวมทั้งสิ้น 129 อำเภอ 835 ตำบล 6,307 หมู่บ้าน 587,544 ครัวเรือน 1,815,618 คน มีผู้เสียชีวิต 95 ราย(สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร(องค์การมหาชน), 2560)

จากความสำคัญของปัญหาน้ำท่วมที่ส่งให้เกิดอุทกภัยในภาคใต้ที่ส่งผลทำให้เกิดน้ำป่าไหลหลากจนทำให้คอสะพานและตอม่อสะพานคลองวังยาวที่ตำบลทองมงคล อำเภอบางสะพาน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์เกิดการวิบัติของคอสะพานขึ้น จึงทำให้ผู้วิจัยสนใจทำการประยุกต์ใช้แบบจำลอง NaysCUBE ไปประยุกต์ใช้ศึกษาพฤติกรรมการไหลและการพังเสียหายของคอสะพานและตอม่อสะพานคลองวังยาว ที่ตำบลทองมงคล อำเภอบางสะพาน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์ เพื่อเข้าใจและเข้าถึงปัญหาความความเสียหายที่เกิดจากน้ำท่วมและน้ำป่าไหลหลาก

2. วัตถุประสงค์

2.1 เพื่อศึกษาพฤติกรรมการไหลของน้ำบริเวณสะพานคลองวังยาวเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ iRIC
2.2 เพื่อศึกษาสาเหตุของการเกิดการวิบัติที่สร้างความเสียหายแก่สะพานเนื่องจากน้ำท่วมปี 2560 โดยประยุกต์ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ iRIC

3. วิธีการศึกษา

3.1 ขอบเขตการศึกษา

3.1.1 ขอบเขตทางด้านพื้นที่

การศึกษาการวิบัติของสะพานคลองวังยาวโดยประยุกต์ใช้โปรแกรมแบบจำลองทางชลศาสตร์ iRIC ได้ทำการศึกษาบริเวณพื้นที่ สะพานคลองวังยาว ตำบลทองมงคล อำเภอบางสะพาน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์

3.1.2 ขอบเขตทางด้านเนื้อหา

ทำการศึกษาการวิบัติของสะพานอันเนื่องมาจากน้ำท่วมโดยใช้ค่าพารามิเตอร์จากเหตุการจริงนำมาประยุกต์ใช้กับโปรแกรม iRIC เพื่อทำการคำนวนพฤติกรรมการไหลและสาเหตุการวิบัติของสะพาน

3.2 การรวบรวมข้อมูล

3.2.1 ข้อมูลพิกัด ลักษณะรูปร่างและรูปตัดขวาง (Cross section) ของคลองบางสะพานกับคลองลอยอำเภอบางสะพาน จังหวัดประจวบคีรีขันธ์

3.2.2 ข้อมูลขนาดของเม็ดดินในบริเวณสะพานคลองวังยาว

3.2.3 ข้อมูลอัตราการไหลที่สถานีวัดน้ำและระดับน้ำที่สถานีวัดน้ำจากการศึกษาพบว่า สถานีวัดน้ำ GT-7 ไม่มีข้อมูลอัตราการไหลของน้ำ ซึ่งลำน้ำสายนี้เป็นลำน้ำสายย่อย จึงไม่มีข้อมูลที่แน่นอนของอัตราการไหลของน้ำภายในบริเวณนี้ ดังนั้นเราจึงทำการวิเคราะห์ อัตราการไหลของน้ำจากสูตร Q = AV โดยกำหนดให้ความเร็วของน้ำ เท่ากับ 1.5 เมตรต่อวินาที และความสูงของระดับน้ำเทียบกับคราบระดับน้ำท่วม อยู่ที่ 9 เมตร และค่าความกว้างของแม่น้ำในช่วงที่เกิดอุทกภัยเท่ากับ 50 เมตร ทำให้ได้ค่าอัตราการไหลของน้ำในช่วงที่เกิดอุทกภัยอยู่ที่ 800 ลูกบากศ์เมตรต่อวินาที

3.2.4 ข้อมูลระดับน้ำรายชั่วโมง

3.2.5 ปริมาณน้ำฝนรายวัน

3.3 วิเคราะห์ข้อมูลพื้นฐาน

นำข้อมูลที่ได้รวบรวมมาวิเคราะห์เพื่อกำหนดค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning’s n) และกำหนดทิศทางของปริมาณน้ำ

3.4 การสำรวจและเก็บข้อมูลภาคสนาม

3.4.1 สำรวจขอบเขตและสภาพแวดล้อมบริเวณพื้นที่สะพานคลองวังยาว และในบริเวณคลองวังยาว โดยใช้หมุดในบริเวณสะพานสะพานคลองวังยาว ซึ่งเป็นหมุดที่อ้างอิงในการทำระดับ

3.4.2 การสำรวจเก็บข้อมูลระดับตามแนวขวาง (Cross section) ในบริเวณพื้นที่สะพานคลองวังยาว และในบริเวณพื้นที่คลองวังยาว

3.5 การวิเคราะห์ผลแบบจำลอง iRIC

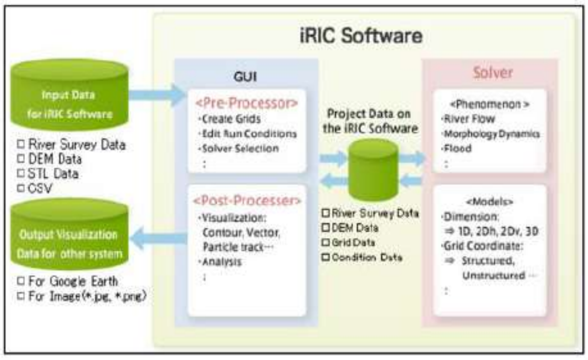
3.5.1 กำหนดพิกัดของพื้นที่ศึกษา จากเครื่องมือสำรวจด้วยGPS โดยใช้โปรแกรม AutoCAD ในการสร้างพิกัดจุดแต่ละจุดในลำน้ำ แล้วใส่ข้อมูลลงในโปรแกรม Microsoft Excel

3.5.2 นำข้อมูลจากการใช้โปรแกรม Microsoft Excel มาเรียบเรียงอีกครั้งในโปรแกรม Notepad แล้วบันทึกไฟล์ด้วยนามสกุล .riv

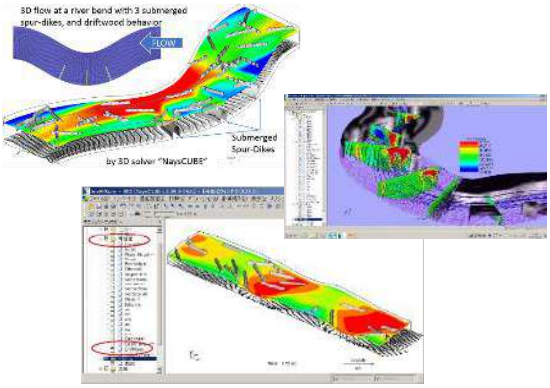
3.5.3 สร้างแบบจำลองโดยใช้ค่าพารามิเตอร์จริงที่ได้และคำนวนในโปรแกรมiRIC

3.5.4 ระบบโครงสร้างของโปรแกรมแบบจำลอง iRIC

หลักการทำงานของโปรแกรมแบบจำลอง iRIC จะแบ่งออกเป็นส่วนการจัดเตรียมข้อมูลและประมวลผลการ ซึ่งเป็นโปรแกรมที่สามารถใช้งานได้ง่าย มีประสิทธิภาพและมีความแม่นยำสูงตลอดจนสามารถดึงข้อมูลผลเฉลยที่บันทึกเก็บไว้ในไฟล์ มาแสดงเป็นภาพนิ่งและภาพเคลื่อนไหวร่วมกับรูปภาพแผนที่หรือภาพถ่าย เพื่อนำไปใช้ในการเสนอและแสดงผลการคำนวณต่างๆบนนั้นได้โดยใช้โปรแกรมที่จัดเตรียมไว้ให้และสามารถนำไฟล์รูปภาพข้างต้นไปสร้างเป็นไฟล์ *kml เพื่อใช้แสดงบน Google Earth ได้ทำให้สามารถมองเห็นเป็นภาพที่เข้าใจได้ง่ายขึ้นซึ่งโครงสร้างของโปรแกรมแบบจำลอง iRIC มีลักษณะของระแบบโครงสร้างที่ออกแบบไว้โดยมีองค์ประกอบที่สำคัญ 3 ส่วนด้วยกันดังนี้คือ (1) Pre-processor (2) Post-processor และ(3) Solver แสดงดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 ผังจำลองระบบโครงสร้างการทำงานของโปรแกรม iRIC



รูปที่ 2 หน้าต่างของ Post-processor พร้อมประมวลผลโดย Solver

3.5.5 ทฤษฎีสมการพื้นฐาน

สมการพื้นฐานสามารถแยกได้เป็นสองส่วนคือสมการการไหลของน้ำกับสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนซึ่งมีรายละเอียดดังนี้คือ สมการพื้นฐานการไหลของน้ำที่ถูกน้ำมาประยุกต์ใช้ในโปรแกรมแบบจำลอง iRIC จะประกอบด้วยสมการการไหลต่อเนื่องและสมการโมเมนตัมซึ่งในระบบพิกัดแบบฉากเขียนได้เป็น

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial(hu)}{\partial x}+\frac{\partial(hv)}{\partial y}=0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t}+\frac{\partial(hu^2)}{\partial x}+\frac{\partial(huv)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial x}-\frac{\tau_x}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}[\nu\frac{\partial(hu)}{\partial x}]+\frac{\partial}{\partial y}[\nu\frac{\partial(hu)}{\partial y}] \qquad (2)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t}+\frac{\partial(huv)}{\partial x}+\frac{\partial(hv^2)}{\partial y}=-gh\frac{\partial H}{\partial y}-\frac{\tau_y}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}[\nu\frac{\partial(hv)}{\partial x}]+\frac{\partial}{\partial y}[\nu\frac{\partial(hv)}{\partial y}] \qquad (3)$$

เมื่อ h คือ ความลึก , u, v คือ ความเร็วเฉลี่ยในแนวดิ่ง, τ คือ ความเค้นเฉือน, ρคือ ความหนาแน่นของน้ำ, H คือ ค่าเสาระดับ (H = zb + h), zb คือ ระดับของท้องน้ำ, Vคือ ความหนืดจลน์, t คือ เวลา และ x, y คือ แนวแกนของ ระบบพิกัดแบบฉากตามทิศทางการไหลกับทิศทางตั้งฉากตามลำดับ พจน์ของความเค้นเฉือนกับความหนืดจลน์สามารถคำนวณได้จาก

$$\tau_x = \rho C_d u\sqrt{u^2+v^2} \qquad (4)$$

$$\tau_y = \rho C_d v\sqrt{u^2+v^2} \qquad (5)$$

$$\nu = \frac{K}{\sigma}u_* h \qquad (6)$$

เมื่อ Cd คือ ค่าสัมประสิทธิ์ความเสียดทาน , K คือ ค่าคงที่ของ Karman (มีค่าเท่ากับ 0.4) และ u_* คือ ความเร็วเฉือนซึ่งสามารถหาได้จากความสัมพันธ์ของ

$$u_* = C_d\sqrt{u^2+v^2} \qquad (7)$$

ในการคำนวณจริงได้แปลงระบบกริดจากพิกัดฉากเป็นระบบพิกัดแบบทั่วไปที่สามารถปรับขนาดของกริดได้ส่วนพื้นฐานการเคลื่อนที่ของตะกอนที่ถูกนำมาใช้คือ

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{1}{1-\lambda}[\frac{\partial(q^x)}{\partial x}+\frac{\partial(q^y)}{\partial y}=0 \qquad (8)$$

ในการคำนวณการเคลื่อนที่ของตะกอนในน้ำซึ่ง u, v คือ ความเร็วเฉลี่ยในแนวดิ่ง, Ck,Wsk คือ ขนาดของตะกอน, $\sum s$ การแพร่ของตะกอนและ Vt คือ ความหนืดของการไหลเป็นไปตามสมการดังนี้

$$\frac{\partial c_k}{\partial t}+\frac{\partial(uc_k)}{\partial x}+\frac{\partial(vc_k)}{\partial y}+\frac{\partial(wc_k)}{\partial z}-\frac{\partial(\omega_{\delta k}c_k)}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon_\delta\frac{\partial c_k}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon_\delta\frac{\partial c_k}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}(\varepsilon_\delta\frac{\partial c_k}{\partial z}) \qquad (9)$$

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการเก็บข้อมูลในบริเวณพื้นที่ที่ทำการศึกษา

ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาว บริเวณ ต.ทองมงคล อ.บางสะพาน จ.ประจวบคีรีขันธ์ ได้ทำการสำรวจสภาพพื้นที่และเก็บรวบรวมข้อมูลในบริเวณพื้นที่ศึกษา เพื่อนำข้อมูลที่ได้มาประยุกต์ในการใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC และวิเคราะห์ผลพฤติกรรมทางชลศาสตร์ดังนี้

4.1.1 การสำรวจพื้นที่บริเวณสะพานคลองวังยาว

การสำรวจสภาพพื้นที่ บริเวณพื้นที่สะพานคลองวังยาว โดยพบว่าบริเวณพื้นที่โดยรอบได้รับความเสียหายในวันที่ 10 มกราคม พ.ศ. 2560 อันเนื่องมาจากสาเหตุมีฝนตกหนักส่งผลให้น้ำป่าจากเทือกเขาตะนาวศรีไหลทะลักเข้าท่วมทำให้พื้นที่โดยรอบได้รับความเสียหาย โดยเฉพาะสะพานคลองวังยาว โดยเห็นได้ชัดเจนว่าชุมชนในพื้นที่ได้รับความเสียหายเป็นอย่างมาก แสดงดังรูปที่ 3 นอกจากนี้ยังพบว่าระดับของคราบน้ำท่วมในแต่ละพื้นที่ที่ได้รับความเสียหาย มีระดับคราบน้ำท่วมที่ค่อนข้างแตกต่างกันมาก ซึ่งอาจเกิดจากระดับดินเดิมของแต่ละพื้นที่ที่มีระดับที่ค่อนข้างแตกต่างกัน ตลอดจนในปัจจุบันบริเวณพื้นที่ดังกล่าวได้มีการปรับปรุงซ่อมแซมโครงสร้างของสะพานขึ้นมาใหม่เป็นที่เรียบร้อยแล้ว

รูปที่ 3 พื้นที่ประสบภัยจากน้ำท่วม
ในรูปแสดงให้เห็นถึงผลกระทบที่เกิดจากน้ำท่วม 2560

4.1.2 การสอบเทียบแบบจำลอง

การประยุกต์ใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC ในการศึกษาและวิเคราะห์ผลพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาวเพื่อให้มีความถูกต้องและความแม่นยำ ดังนั้นจึงได้ทำการสำรวจและเก็บรวบรวมข้อมูลเบื้องต้น คือ อัตราการไหลของน้ำในบริเวณสะพานคลองวังยาวในช่วงที่เกิดอุทกภัย ระดับความลึกของน้ำเบื้องต้นในช่วงที่สะพานคลองวังยาวเกิดการวิบัติ ค่าขนาดของเม็ดดินในบริเวณพื้นที่ ข้อมูลค่าพิกัดและค่า cross section ของคลองวังยาว ในบริเวณสะพานซึ่งเป็นพื้นที่ที่เกิดการเปลี่ยนแปลงทางกายภาพและได้รับความเสียหายจากการที่น้ำล้นเขื่อนทำให้เกิดน้ำป่าไหลหลากโดยค่าระดับที่ใช้ เป็นค่าในการอ้างอิงเก็บค่าระดับ และ ค่า cross section อยู่ในบริเวณสะพานคลองวังยาวฝั่งขาออกกรุงเทพ โดยได้รับข้อมูลจากหมวดการทางบางสะพาน และระยะทางที่ได้เก็บสำรวจข้อมูลค่าพิกัดและค่า cross section มีระยะทางทั้งสิ้น 3,000 เมตรโดยเริ่มจากจุด A จนถึงจุด C แสดงดังรูปที่ 4 จากนั้นนำข้อมูลที่ได้เก็บรวบรวมมาวิเคราะห์เปรียบเทียบค่าระดับน้ำท่วมที่มีลักษณะคล้ายคลึงกับในวันที่เกิดการวิบัติของคอสะพานคลองวังยาวในแบบจำลอง iRIC ที่อัตราการไหล 800 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ซึ่งเป็นข้อมูลอัตราการไหลที่ได้นำมาจากการเก็บรวบรวมข้อมูลจาก กรมชลประทาน หมวดการทางบางสะพาน และข่าวสารต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับคลองวังยาวและได้นำมาวิเคราะห์จนได้เป็นค่าอัตราการไหลที่ 800 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที โดยได้จำลองสถานการณ์ในระยะเวลา 3600 วินาที และใช้ค่าแมนนิ่ง 0.03 โดยอ้างอิงจากตารางค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ ซึ่งจะพิจารณาได้ใน 2 ส่วน คือในส่วนที่ 1 พิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมโดยใช้ขนาดของกริดที่ ขนาด (5.00 เมตร x 15.00 เมตร), (5 เมตร x 7.50 เมตร) และ (1.50 เมตร x 1 เมตร) ว่าขนาดใดสามารถทำมาใช้ในการจำลองผลการวิบัติของสะพานคลองวังยาวได้ดีที่สุด ในส่วนที่ 2 พิจารณาจากการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วมจากโปรแกรมแบบจำลองและค่าระดับคราบน้ำท่วมในพื้นที่จริง

รูปที่ 4สภาพบริเวณพื้นที่ที่ใช้ในการสอบเทียบและเก็บข้อมูลค่าระดับ

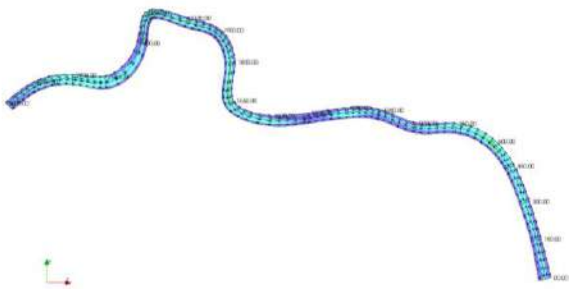
4.1.2 การพิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วมโดยแบ่งเป็น 3 กรณี ดังนี้

กรณี1 : การพิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วมโดยใช้ขนาดของกริด ขนาด 5.00 เมตร x 15.00 เมตร ซึ่งมีจำนวน 3,322 กริด

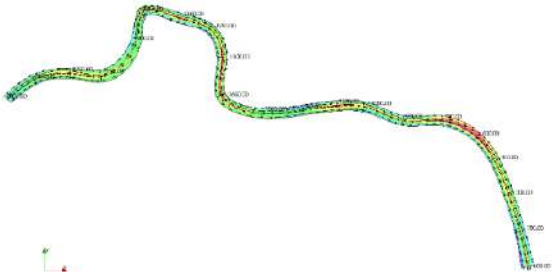
กรณีที่2 : การพิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วมโดยใช้ขนาดของกริด ขนาด 5.00 เมตร x 7.05 เมตร ซึ่งมีจำนวน 4,411 กริด

กรณีที่3 : การพิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วมโดยใช้ขนาดของกริด ขนาด 1.50 เมตร x 1.00 เมตร ซึ่งมีจำนวน 91,851 กริด

รูปที่ 5 การประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับคราบน้ำท่วมโดยใช้ขนาดของกริด 5.00 เมตร x 15.00 เมตร



ช่วงเวลาที่ 300 วินาที



ช่วงเวลาที่ 3,600 วินาที

รูปที่ 6 การประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับคราบน้ำท่วมโดยใช้ขนาดของกริด 5.00 เมตร x 15.00 เมตร

จากการพิจารณาการประเมินผลของโปรแกรมและพิจารณาการเปรียบเทียบค่าระดับน้ำคราบน้ำท่วม โดยการตีกริดขนาด 5.00 x 15.00 เมตร, 5.00 x 7.50 เมตร และ 1.50 x 1.00 เมตร ทำให้สรุปได้ว่าการตีกริดขนาด 5.00 x 15.00 เมตร และกริดขนาด 5.00 x 7.50 เมตรเกิดการประมวลผลที่ค่อนข้างไม่คงที่และเวกเตอร์ที่ผกผันทำให้ไม่สามารถวิเคราะห์ผลได้ ส่วนกริดขนาด 1.50 x 1.00 เมตร โปรแกรมสามารถประมวลผลได้และได้ค่าระดับความลึกอยู่ที่ 9 เมตรในเวลาการปล่อยน้ำที่ 3600 วินาที เป็นขนาดการตีกริดที่ดีที่สุดเพราะใช้ระยะเวลาในการประมวลผลน้อยและมีความผิดพลาดเกิดขึ้นได้น้อยที่สุด

4.1.3 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการทดลอง

ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาว ในบริเวณ ต.ทองมงคล อ.บางสะพาน จ.ประจวบคีรีขันธ์ โดยการใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ผลพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาวซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ได้ทำการสำรวจพื้นที่และทำการเก็บรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้อง อาทิเช่น ขนาดของเม็ดดิน ค่าพิกัดของคลองวังยาว ค่า Cross section และค่าระดับคราบน้ำท่วม ซึ่งมีความเหมาะสมและใกล้เคียงกับลักษณะสภาพของการจำลองสภาพของพื้นที่บริเวณสะพานคลองวังยาว โดยสามารถสรุปได้ ดังตารางที่ ซึ่งเป็นค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลในโปรแกรมแบบจำลอง iRIC โดยได้รวบรวมข้อมูลโดย อัตราการไหลที่ใช้ คือ 800 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1 ตลอดจนเลือกใช้สูตร Finite difference method (FDM) ด้วยวิธี CIP method ซึ่งให้ผลลัพธ์ที่มีความถูกต้องและมีความแม่นยำอีกทั้งวิธีการคำนวณ CIP method ยังมีความเหมาะสมและใกล้เคียงกับลักษณะสภาพของพื้นที่บริเวณสะพานคลองวังยาวมากที่สุด

ตารางที่ 1 ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลในโปรแกรมแบบจำลองแบบ iRIC

ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ผล	
ขนาดกริดที่เลือกใช้ (เมตร)	1.50 x 1.00
ระยะเวลาการปล่อยน้ำ (วินาที)	3600
อัตราการไหล ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที	800
ขนาดตะกอนท้องน้ำ (มิลลิเมตร)	2.8
ค่า Manning	0.03
Calculation time step (s)	0.01
Finite difference method : (FDM)	CIP method

4.2 ผลจากการประยุกต์ใช้แบบจำลอง

ในการศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาว ในบริเวณ ต.ทองมงคล อ.บางสะพาน จ.ประจวบคีรีขันธ์ โดยการใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC ซึ่งได้นำข้อมูลค่าพารามิเตอร์ต่างๆ ป้อนเข้าลงในโปรแกรมแบบจำลองเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ผลพฤติกรรมการพังทลายของสะพานคลองวังยาว ตลอดจนได้แบ่งกรณีที่ใช้ในหารวิเคราะห์ผลดังนี้

4.2.1 การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาวโดยมีสิ่งกีดขวางแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ โดยตีกริด ขนาด (1.50 เมตร x 1.00 เมตร)

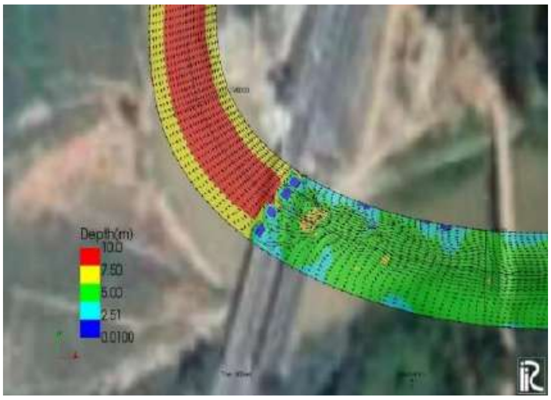
ผลจากการจำลองพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังโดยมีสิ่งกีดขวางแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ พบว่า ตลอดระยะช่วงเวลาที่ 200 วินาที จนถึง 1,600 วินาที ในบริเวณตอม่อสะพานคลองวังยาว เวกเตอร์แสดงทิศทางการไหลของน้ำมีทิศทางไปในทางเดียวกันและ มีระดับความลึกของน้ำคงที่เฉลี่ยอยู่ที่ 4.00 - 6.00 เมตร ส่วนในบริเวณที่อยู่หลังตอม่อสะพานคลองวังยาวจนถึงปลายคลองวังยาว เวกเตอร์แสดงทิศทางการไหลของน้ำก็มีทิศทางไปในทางเดียว และพบว่ามีระดับความลึกของน้ำคงที่เฉลี่ยอยู่ที่ 2.00 - 3.00 เมตร ที่ระยะช่วงเวลาที่ 1,800 วินาที จนถึง 3,600 วินาที ในบริเวณตอม่อสะพานคลองวังยาว เวกเตอร์แสดงทิศทางการไหลของน้ำมีทิศทางไปในทางเดียวกันและ มีระดับความลึกของน้ำคงที่เฉลี่ยอยู่ที่ 8.00 - 10.00 เมตร ส่วนในบริเวณที่อยู่หลังตอม่อสะพานคลองวังยาวจนถึงปลายคลองวังยาว เวกเตอร์แสดงทิศทางการไหลของน้ำก็มีทิศทางไปในทางเดียว และพบว่ามีระดับความลึกของน้ำคงที่เฉลี่ยอยู่ที่ 4.00 - 6.00 เมตรจึงสรุปได้ว่าการจำลองแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ ทำให้พบว่าใต้ท้องน้ำไม่มีการกัดเซาะเกิดขึ้นจึงทำให้ไม่มีการเปลี่ยนแปลง และทำให้ระดับความลึกของน้ำคงที่และไม่มีการเปลี่ยนแปลงเกิดขึ้น ณ ช่วงเวลาต่างๆ

ช่วงเวลาที่ 3,600 วินาที

รูปที่ 7 การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาว โดยมีสิ่งกีดขวางแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ โดยตีกริด ขนาด (1.50 เมตร x 1.00 เมตร)

4.2.2 การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาวโดยมีสิ่งกีดขวางแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ โดยตีกริด ขนาด (1.50 เมตร x 1.00 เมตร)

สรุปผลจากการจำลองพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาวโดยมีสิ่งกีดขวางแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ จากการสังเกตุพบว่าระดับความลึกของน้ำมีช่วงเวลาที่เพิ่มขึ้นและลดลงในส่วนของบริเวณใกล้ตอม่อสะพาน ความลึกของน้ำมีระดับความลึกที่เพิ่มขึ้นจาก 2.00 - 5.00 เมตร โดยใช้เวลา 1000 วินาที จน มีระดับความลึกของน้ำสูงสุดอยู่ที่ 10.00 เมตร โดยใช้ระยะเวลา 2,000 วินาที หลังจากนั้นระดับความลึกของน้ำก็คงที่ 9.00 - 10.00 เมตร ดังรูปที่ 8 และในบริเวณที่อยู่หลังตอม่อสะพานคลองวังยาวจนถึงปลายคลองวังยาว ความลึกของน้ำมีระดับความลึกที่สูงขึ้นเรื่อยๆจาก 2.00 - 5.00 เมตร โดยใช้เวลา 2,000 วินาที จนมีระดับความลึกของน้ำสูงสุดอยู่ที่ 8.00 เมตร จนถึงระยะเวลาที่ 3,600 วินาที หลังจากนั้นระดับความลึกของน้ำก็คงที่ ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า การจำลองแบบมีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ ทำให้ระดับความลึกของน้ำสูงขึ้น แต่ระดับความลึกจะน้อยกว่ากรณีที่1คือแบบไม่มีการเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ เนื่องจากมีการพัดพาตะกอนไปตามกระแสน้ำทำให้ท้องน้ำถูกกัดเซาะ จึงทำให้เกิดความเปลี่ยนแปลงที่ ณ ช่วงเวลาต่างๆ



ช่วงเวลาที่ 3,600 วินาที

รูปที่ 8 การศึกษาพฤติกรรมการวิบัติของสะพานคลองวังยาว โดยมีสิ่งกีดขวางแบบไม่การเปลี่ยนแปลงท้องน้ำ โดยตีกริด ขนาด (1.50 เมตร x 1.00 เมตร)

บทสรุป

จากศึกษาพฤติกรรมการไหลของน้ำบริเวณสะพานคลองวังยาว อำเภอบางสะพาน โดยใช้แบบจำลองทางชลศาสตร์ พบว่าการมีสิ่งกีดขวางหรือตอม่อสะพานคลองวังยาวมีผลกระทบต่อพฤติกรรมการไหลของน้ำในคลองวังยาว ซึ่งส่งผลให้น้ำที่ไม่สามารถไหลผ่านไปได้อย่างอิสระเกิดการชะลอตัวและสะสมจนเพิ่มระดับมากขึ้นไปเรื่อยๆ ด้วยอัตราการไหลของน้ำที่ 800 ลูกบาศก์เมตรต่อวินาที เป็นอัตราการไหลของน้ำที่มีความรุนแรงและส่งผลกระทบต่อสะพานคลองวังยาวเป็นอย่างมาก จึงทำให้เกิดการกัดเซาะขึ้นในบริเวณตอม่อสะพานซึ่งเป็นสาเหตุของการวิบัติของคอสะพานคลองวังยาว การวิบัติขึ้นในที่สุด จากการศึกษาพบว่าแนวทางการแก้ไขปัญหา ในบริเวณสะพานคลองวังยาว ควรที่จะออกแบบตอม่อสะพานให้มีจำนวนน้อยลง, สร้างแนวป้องกันการกัดเซาะแนวริมตลิ่งเช่น แนวกำแพงหิน เป็นต้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณภาควิชาครุศาสตร์โยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรมและเทคโนโลยี มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

เอกสารอ้างอิง

[1] สนิท วงษา , ยาสุยูกิ ชิมิซึ “การประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC ใน การคำนวณด้านชลศาสตร์และพลวัติสัณฐาน ท้องน้ำ” การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ , ครั้งที่ 15, มหาวิทยาลัยอุบลราชธานี , พ.ศ.2553, หน้า 423.

[2] กรมชลประทาน “โครงการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารจัดการน้ำบริเวณประตูระบายน้ำบางโฉมศรี จ. สิงห์บุรี” กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ พ.ศ.2555.

[3] ชลลดา ยวงใย และสนิท วงษา , 2557, “การประยุกต์ใช้โปรแกรมแบบจ้าลอง iRIC กรณีศึกษาการ พังทลายของคันดินเหนียวบริเวณประตูระบายน้ำบางโฉมศรี”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ, ครั้งที่ 19, วันที่ 14-16 พฤษภาคม พ.ศ.2557, โรงแรมพูลแมน ขอนแก่น ราชา ออคิด จ.ขอนแก่น, หน้า 291.

[4] ชลลดา ยวงใย และสนิท วงษา, 2558, “การศึกษาพฤติกรรมการพังทลายของคันดินบริเวณประตูระบายน้ำ บางโฉมศรีโดยใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC”, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ, ครั้งที่ 20, วันที่ 8-10 กรกฎาคม พ.ศ.2558, โรงแรมเดอะชายน์ พัทยาเหนือ จ.ชลบุรี, หน้า 307

[5] นางสาวจุฑามาศ ดิษฐ์ทอง และสุนารี เสือทุ่ง , 2555 , “การศึกษาการเปลี่ยนแปลงทางชลศาสตร์โดยประยุกต์ใช้โปรแกรมแบบจำลอง iRIC กรณีศึกษาแม่น้ำเจ้าพระยา”

[6] กนกวรรณ แท่นนอก และสนิท วงษา, 2556, “การประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC เพื่อศึกษาพื้นที่น้ำท่วมจากมหาอุทกภัยปี 2554: กรณีศึกษาลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนล่าง”, การประชุมวิชาการแห่งชาติ, ครั้งที่ 10, 6 – 7 ธันวาคม, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน, หน้า 113.

[7] สนิท วงษา และยาสุยูกิ ชิมิซึ, 2555, “การประยุกต์ใช้โปรแกรม Nays2D Flood ในการจำลองสถานการณ์น้ำท่วมใหญ่ภาคกลางของประเทศไทยปี 2554”, 7 th THAICID NATIONAL SYMPOSIUM, 19 มิถุนายน, โรงแรมริชมอนด์ จังหวัดนนทบุรี.

[8] กนกวรรณ แท่นนอก และสนิท วงษา, 2557, “การประยุกต์ใช้โปรแกรม iRIC เพื่อศึกษาพื้นที่น้ำท่วมจากมหาอุทกภัยปี 2554: บริเวณเขตนิคมอุตสาหกรรมในจังหวัดอยุธยาและจังหวัดปทุมธานี”, การประชุมวิชาการแห่งชาติ, ครั้งที่ 19, 14 – 16 พฤษภาคม, โรงแรมพูลแมน ขอนแก่น ราชา ออคิด จ.ขอนแก่น, หน้า 290.

[9] Wongsa, S. (2013) “2011 Thailand Flood. Journal of Disaster Research”, vol.8, no.3, pp.380385

[10] Wongsa, S. (2015) “Experiment and Simulation of Earthen Embankment Breach”, Journal of Geoscience and Environment Protection, vol.3, no.10, pp.59-65

[11] จักษดา ธำรงวุฒิ, จิระยุทธ สืบสุข, ชยกฤต เพชรช่วย และ วีรพันธุ์ เจียมมีปรีชา (2560). *วิศวกรรมโยธากับเทคโนโลยีเขียวเพื่อการพัฒนาโครงสร้างพื้นฐานอย่างยั่งยืน*. สำนักพิมพ์, หน้า 88-100. (กรณีหนังสือ)

[12] จักษดา ธำรงวุฒิ, สิทธิชัย แสงอาทิตย์ และ กรรณ คำลือ (2557). ผลของการเสริมกำลังดัดด้วยลวดแบบไม่อัดแรงที่มีต่อคานคอนกรีตอัดแรงบางส่วนสำเร็จรูป. *วารสารวิชาการ มทร.อีสาน*, ปีที่ 7, ฉบับที่ 2, หน้า 16-33. (กรณีบทความในวารสาร)

สัมประสิทธิ์ความขรุขระของทางน้ำเปิดที่มีขยะและผักตบชวา
Roughness Coefficient of Open Channel Carrying Garbage and Water Hyacinth

สุวิภา กุศลจูง[1,*] และ เสรี จันทรโยธา[2]

[1,2] ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย จ.กรุงเทพมหานคร
*Corresponding author; E-mail address: Suwipa1704@gmail.com

บทคัดย่อ

วัตถุประสงค์ของการศึกษานี้เพื่อที่จะหาสัมประสิทธิ์ความขรุขระของทางน้ำเปิด (Manning's roughness coefficient, n) ของทางน้ำที่มีขยะและผักตบชวา โดยศึกษาในห้องปฏิบัติการและทดลองในรางน้ำเปิดหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ขนาดกว้าง 0.60 เมตร ยาว 16 เมตร สูง 0.75 เมตร ที่มีการไหลเวียนของน้ำ ในห้องปฏิบัติการแบบจำลองชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย การศึกษานี้ได้จำลองขยะที่ลอยอยู่บนผิวน้ำด้วยวัสดุพลาสติกถ่วงน้ำหนักและไม้ จำนวน 75 การทดลอง และผักตบชวา 50 การทดลอง โดยข้อมูลความลึกการไหลในรางน้ำอยู่ระหว่าง 0.45 เมตร ถึง 0.60 เมตร และอัตราการไหลของน้ำอยู่ระหว่าง 7.87 ลิตรต่อวินาที ถึง 17.4 ลิตรต่อวินาที ผลการศึกษานี้ชี้ให้เห็นว่า ทางน้ำที่มีขยะและผักตบชวาทำให้ค่า n ลดลงสูงสุดประมาณ 20% และ 17% ตามลำดับ ความยาวของขยะและผักตบชวาที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า n เพิ่มขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่า ระยะจมของขยะและผักตบชวาเพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า n เพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: การทดลองในห้องปฏิบัติการ, ทางน้ำเปิด, คลอง, สัมประสิทธิ์ความขรุขระของแมนนิ่ง, ขยะ, ผักตบชวา

Abstract

This experimental study was aimed at determining the Manning's roughness coefficient of canals carrying floating garbage and water hyacinth. The study was conducted in a flow circulated rectangular flume of 0.6×16×0.75 m in Coastal Hydraulic Laboratory, Department of Water Resources Engineering, Chulalongkorn University. Floating garbage was modeled using weighed plastic and wood in this experiment with seventy-five sets. In addition, water hyacinth was modeled in this experiment with fifty sets. The experiments were performed with the ranges of flow depths of 0.45 m to 0.60 m and 7.87 liter/s to 17.4 liter/s, respectively. The study results indicated that the garbage and water hyacinth increased the Manning's n roughness coefficient about 20% and 17%, respectively. The results also shown that the increase of length of both garbage and water hyacinth increased the Manning's n roughness coefficient. Moreover, the increase of submerge depth of both garbage and water hyacinth increased the Manning's n roughness coefficient.

Keywords: laboratory experiment, open channel, canal, Manning's n roughness coefficient, garbage, water hyacinth

1. บทนำ

ปัญหาเรื่องน้ำท่วมขังระบายน้ำได้ช้า เป็นปัญหาใหญ่ที่เกิดขึ้นในหลายพื้นที่ ได้แก่ ชุมชนเมือง พื้นที่เขตสนามบิน พื้นที่ทางหลวง พื้นที่อุตสาหกรรม พื้นที่เกษตรกรรม เป็นต้น ซึ่งก่อให้เกิดผลเสียทั้งทางด้านเศรษฐกิจและสุขอนามัย วิธีการบรรเทาปัญหาอย่างหนึ่งคือการปรับปรุงระบบระบายน้ำเพื่อให้สมดุลกับปริมาณน้ำที่เข้ามาในพื้นที่นั้นๆ โดยสามารถระบายน้ำได้อย่างมีประสิทธิภาพ ไม่ก่อให้เกิดปัญหาน้ำท่วมขังและจะต้องมีการศึกษาและออกแบบให้ถูกต้องตามหลักวิชาการ

คลองระบายน้ำเป็นระบบระบายน้ำอย่างหนึ่งที่ถูกออกแบบมาเพื่อระบายน้ำฝน (storm drain) หรือน้ำเสีย (waste water drain) โดยพิจารณาว่าน้ำที่ระบายนั้นเป็นน้ำที่ไม่มีวัสดุอื่นเจือปนที่ทำให้คุณสมบัติเชิงกลของน้ำ (เช่น ความหนาแน่น ความหนืด) เปลี่ยนไปจากค่าที่กำหนดไว้ อย่างไรก็ตาม ในสภาพความเป็นจริงคลองระบายน้ำโดยส่วนใหญ่กลับมีขยะ (garbage) และผักตบชวา (water hyacinth) ลอยน้ำอยู่เป็นจำนวนมาก โดยเฉพาะในบริเวณเหนือน้ำของบานประตูระบายน้ำ ตัวอย่างเช่น คลองระบายน้ำของกรุงเทพมหานคร คลองส่งน้ำ แม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณเขื่อนเจ้าพระยา เป็นต้น ที่ผ่านมามีหลายการศึกษาพบว่าขยะและวัชพืชลอยน้ำหรือที่จมหรืองอกอยู่ในน้ำส่งผลให้ความสามารถของการไหลของน้ำในทางน้ำลดลง นอกจากนี้ขยะและวัชพืชยังส่งผลต่อความสามารถของการไหลผ่านโครงสร้างทางชลศาสตร์ลดลง ดังนั้นขยะและผักตบชวาที่ลอยน้ำในปริมาณต่างๆ อาจมีผลให้ความสามารถในการระบายน้ำของคลองหรือทางน้ำเปิดบริเวณเหนือน้ำของโครงสร้างทางชลศาสตร์เปลี่ยนแปลงไปจากเงื่อนไขที่ออกแบบไว้

การศึกษาครั้งนี้เป็นการทดลองในห้องปฏิบัติการชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์

มหาวิทยาลัย โดยจำลองวัสดุลอยน้ำ 2 ชนิด ได้แก่ ขยะลอยน้ำ และผักตบชวา ปนมากับน้ำในแบบจำลองทางน้ำเปิดขนาดกว้าง 0.60 เมตร ยาว 18 เมตร ลึก 0.75 เมตร โดยเป้าหมายเพื่อศึกษาผลของขยะและผักตบชวาในปริมาณต่างๆ ที่มีผลต่อสัมประสิทธิ์การไหลนทางน้ำเปิด (Manning's n) หรือค่า n

2. ทฤษฎีและแนวทางศึกษา

2.1 การไหลในทางน้ำเปิด

สูตรที่ใช้ในการคำนวณการไหลในทางน้ำเปิดที่เป็นที่รู้จัก และยอมรับและใช้กันอย่างกว้างขวางในงานวิศวกรรมแหล่งน้ำ คือ สูตรหรือสมการของ Manning ดังแสดงในสมการที่ (1)

$$Q = AV = \frac{1}{n}AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}} \tag{1}$$

เมื่อ Q คือ อัตราการไหล (discharge, ม.^{3}/วินาที), A คือ พื้นที่หน้าตัดการไหล (flow area, ม.^{2}), P คือ เส้นขอบเปียก (wetted perimeter, ม.), R คือ รัศมีชลศาสตร์ (hydraulic radius, ม.) โดยที่ R=A/P, n คือ สัมประสิทธิ์ความขรุขระของทางน้ำเปิด (Manning's roughness coefficient, ม.$^{1/6}$) และ S คือ ความลาดชันของพลังงาน (energy slope)

ในการไหลสม่ำเสมอ (uniform flow) ในทางน้ำเปิดคงรูป (prismatic channel) ที่หน้าตัดคงรูป และลาดท้องน้ำคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 1 ถ้าตัวแปรทางเรขาคณิตของหน้าตัดทางน้ำ อันได้แก่ ความลึกการไหล (y) พื้นที่หน้าตัดการไหล (A) รัศมีชลศาสตร์ (R) จะมีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงแล้ว จากสมการที่ (1) อัตราการไหล (Q) ของทางน้ำนั้น ก็จะเปลี่ยนไปตามความลาดพลังงาน (S) และสัมประสิทธิ์ความขรุขระของ Manning (n) ซึ่งในการไหลแบบสม่ำเสมอ ลาดพลังงาน (S_f) จะเท่ากับลาดผิวน้ำ (S_w) และลาดท้องน้ำ (S_b) ($S_f = S_w = S_b = S$) ดังนั้นถ้าตัวแปรลาดท้องน้ำเป็นค่าคงที่ด้วย อัตราการไหล (Q) ก็จะแปรเปลี่ยนไปตามค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของ Manning (n) ซึ่งในการคำนวณค่า n ในกรณีการไหลแบบสม่ำเสมอได้จากสมการที่ (2)

$$n = \frac{1}{Q}AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}} \tag{2}$$

การไหลไม่สม่ำเสมอ (non-uniform flow) ที่แปรผันอย่างค่อยเป็นค่อยไป (gradually varied flow) ความลาดท้องน้ำ $S_0 \leq 0.1$ หรือ $\theta < 6°$ ในทางน้ำเปิดคงรูป (prismatic channel) ที่หน้าตัดคงรูป และลาดท้องน้ำคงที่ ดังแสดงในรูปที่ 2 จะพบว่า ความลาดท้องน้ำ (bed slope, S_0) ความลาดเอียงของผิวน้ำ (water surface slope, S_w) และความลาดพลังงานการไหล (energy slope, S_f) ไม่เท่ากัน ดังนั้นสมการสำหรับการไหลไม่สม่ำเสมอจะอยู่ในรูปสมการพลังงาน ดังสมการที่ (3)

$$WS.EL._1 + \frac{V_1^2}{2g} = WS.EL._2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \tag{3}$$

เมื่อ WS.EL. คือ ระดับผิวน้ำจากระดับอ้างอิงที่หน้าตัดใดๆ (water surface elevation, m), V คือ ความเร็วเฉลี่ยของน้ำ (average velocity, m/s), g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก (gravity, m/s^2), h_f คือ ค่าการสูญเสียพลังงานจากความเสียดทาน (friction loss, m) และ h_e คือ ค่าการสูญเสียพลังงานจากความหมุนเวียนของกระแสน้ำ (eddy loss, m) ทางน้ำที่มีรูปร่างคงที่ค่า he ≈ 0 ส่วนค่า h_f ระหว่างหน้าตัดการไหล 2 หน้าตัดจะได้จาก ความลาดชันของพลังงานเฉลี่ยคูณด้วยระยะทางระหว่าง 2 หน้าตัด ($h_f = \bar{S}_f \times \Delta x$) ซึ่งค่า S_f ที่หน้าตัดใดๆ คำนวณได้จากสมการที่ (1) แสดงว่าค่า n มีผลต่อการไหลแบบไม่สม่ำเสมอ ซึ่งในการคำนวณค่า n ในกรณีการไหลแบบไม่สม่ำเสมอได้จากสมการที่ (4)

$$n = \left[\frac{WS.EL._1 - WS.EL._2 + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right)}{\frac{\Delta X}{2}Q^2\left(\frac{1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{1}{A_2^2 R_2^{4/3}}\right)}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{4}$$

ขยะที่ปรากฏในทางน้ำเปิดในรูปของวัตถุที่เป็นชิ้นๆ ที่ทั้งจมมิดในน้ำทั้งหมด (fully immersed) หรือ จมบางส่วน (partially immersed) ทำให้เกิดความต้านทานต่อการไหล (flow resistance) ในรูปแบบของแรงฉุดลากความดันหรือแรงฉุดลากรูปร่าง (pressure or form drag) ที่เป็นผลจากการแยกตัวการไหลจากผิวสัมผัส (flow separation) อธิบายได้ด้วยสมการที่ (5)

$$F_D = C_D A_p \frac{\rho V^2}{2} \tag{5}$$

F_D คือ แรงฉุดลากความดันหรือแรงฉุดลากรูปร่าง (drag force, *N*)

C_D คือ สัมประสิทธิ์ฉุดลาก (drag coefficient)

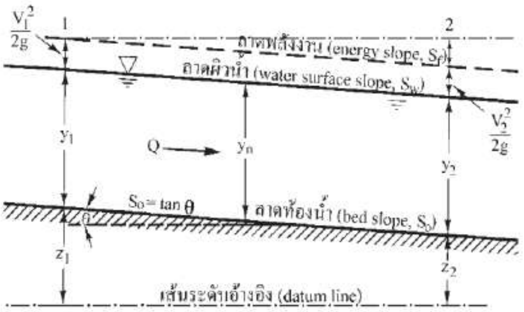
V คือ ความเร็วการไหลของน้ำเฉลี่ย (average velocity, *m/s*)

A_p คือ พื้นที่หน้าตัดฉายเงาของวัตถุในระนาบตั้งฉากกับการไหล (projection area, m^2)

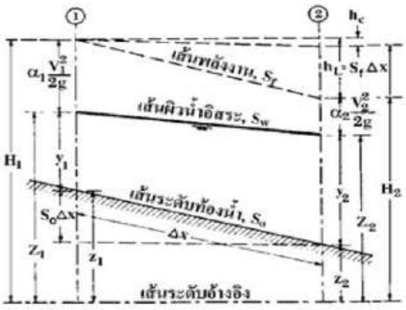
ρ คือ ความหนาแน่นของน้ำ (water density, *kg/m^3*)

สัมประสิทธิ์ C_D ขึ้นกับรูปแบบของวัตถุ (form) และเรย์โนล์ดนัมเบอร์ (Reynolds number, R_e) ที่ผ่านมามีการศึกษาพบว่าค่าสัมประสิทธิ์ C_D มีความสัมพันธ์กับค่า n ส่วนค่า n ขึ้นอยู่กับหลายองค์ประกอบ ได้แก่ ความขรุขระของผิวทางน้ำเปิด (surface roughness) พืชปกคลุม (vegetation) จะมีผลต่อความขรุขระของทางน้ำเปิด ลดพื้นที่หน้าตัดการไหล และยังทำให้การไหลช้าลงด้วย ความผันแปรของทางน้ำเปิด (channel irregularities) ความคดเคี้ยวของทางน้ำเปิด (channel alignment) การตกตะกอนและกัดเซาะ (silting and scouring) สิ่งกีดขวาง (obstruction) รูปร่างการไหลของทางน้ำเปิด (size and shape of channel) ความลึกหรือระดับน้ำและอัตราการไหล (stage and discharges) การแปรผันตามฤดูกาล (seasonal change) และวัสดุตะกอนแขวนลอยและตะกอนท้องน้ำ (suspended material and bed load) เป็นต้น ดังนั้นการที่น้ำมีขยะปนจึงถือว่าเป็น

ลักษณะของการรวมกันขององค์ประกอบ พืชปกคลุมสิ่งกีดขวางทางน้ำ และการมีวัสดุตะกอนขนาดใหญ่ปนกับน้ำย่อมเป็นผลต่อการเปลี่ยนแปลงค่า n



รูปที่ 1 การไหลแบบสม่ำเสมอ



รูปที่ 2 การไหลแบบไม่สม่ำเสมอ

2.2 การพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ

ในการศึกษาถึงชลศาสตร์การไหลของคลองที่มีขยะและผักตบชวาโดยใชแบบจำลองกายภาพ มีตัวแปรตางๆ ที่มีอิทธิพลตอการเปลี่ยนแปลงค่า n ได้แก่

1) ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับลักษณะของของไหล (variables characterizing the fluid) อันประกอบด้วย ความหนาแน่นของของไหล (density of fluid, ρ) ความหนืดจลน์ของของไหล (kinematics viscosity of fluid, ν) และความเร่งจากแรงโน้มถ่วงของโลก (acceleration due to gravity, g)

2) ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับลักษณะของวัสดุท้องน้ำ (variables characterizing the bed material) ประกอบด้วย ขนาดวัสดุท้องน้ำ (sediment size, d_{50}) ความหนาแน่นของวัสดุท้องน้ำ (density of the sediment, ρ_S) การกระจายขนาดของวัสดุท้องน้ำ (size distribution) ลักษณะของวัสดุท้องน้ำ (grain form) และแรงดึงดูดระหว่างวัสดุท้องน้ำ (cohesion of material)

3) ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับลักษณะการไหล (variables characterizing the flow) ประกอบด้วย ความลึกการไหล (depth of approach flow, y) ความเร็วการไหล (mean velocity of undisturbed flow, V) อัตราการไหล (discharge) ความลาดเอียงของท้องน้ำ (bed slope, S_0) และระยะเปิดบานประตู (gate opening, w)

4) ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับวัสดุลอยน้ำ ในกรณีของขยะลอยน้ำ (garbage) ประกอบด้วย ระยะจมของขยะ (y_g) ความยาวของปริมาณขยะ (L_g) ความหนาแน่นของขยะ (density of the garbage, ρ_g) ส่วนในกรณีของผักตบชวา (water hyacinth) ประกอบด้วย ระยะจมของผักตบชวา (y_{wh}) ความยาวของปริมาณผักตบชวา (L_{wh}) ความหนาแน่นของผักตบชวา (density of the Water Hyacinth, ρ_{wh})

จากที่กล่าวมาข้างต้นจะเห็นว่ามีตัวแปรที่เกี่ยวข้องเป็นจำนวนมาก หากจะพิจารณาตัวแปรทั้งหมดจะก่อให้เกิดความยุ่งยากทั้งในการออกแบบการทดลองและการวิเคราะห์ เพื่อเป็นการง่ายต่อการวิเคราะห์ตัวแปรดังกล่าว อีกทั้งเพื่อให้สอดคล้องกับวัตถุประสงค์ของการศึกษา จึงได้ตั้งสมมติฐานและข้อจำกัด คือ ทดลองในของไหลชนิดเดียวกันและถือว่าการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของน้ำมีน้อย ใช้ท้องน้ำแบบยึดแน่น (fixed bed) และใช้ขยะและผักตบชวาที่ความหนาแน่นเดียวโดยประมาณ นอกจากนี้อัตราการไหลของน้ำจะเปลี่ยนไปอยู่ในค่าของความลึกน้ำหน้าบ้าน (y_1) ซึ่งจะสัมพันธ์กับระยะเปิดบาน (w) ดังนั้นจะเหลือตัวแปรที่นำมาใช้พิจารณาความสัมพันธ์ ได้แก่

1) การไหล ประกอบด้วย ความลึกการไหลหน้าบานประตู (y_1) และระยะเปิดบานประตู (w)

2) ขยะลอยน้ำ ประกอบด้วย ระยะจมของขยะ (y_g) ความยาวของปริมาณขยะ (L_g)3) ผักตบชวา ประกอบด้วย ระยะจมของผักตบชวา (y_{wh}) ความยาวของปริมาณผักตบชวา (L_{wh})

เมื่อพิจารณาตัวแปรที่มีความสัมพันธ์กันเป็นกลุ่มตัวแปรไร้มิติ (dimensional parameter) สามารถนำตัวแปรมาเขียนในรูปตัวแปรไร้หน่วย ซึ่งในการศึกษาค่า n จะเปรียบเทียบกรณีมีและไม่มีขยะและผักตบชวา ดังนั้นสามารถเขียนความสัมพันธ์ของกลุ่มตัวแปรได้ดังสมการที่ (6) และ (7) สำหรับขยะและผักตบชวา ตามลำดับ

$$\frac{n_g}{n_0}=f\left(\frac{y_g}{y_1},\frac{L_g}{y_1}\right) \tag{6}$$

$$\frac{n_{wh}}{n_0}=f\left(\frac{y_{wh}}{y_1},\frac{L_{wh}}{y_1}\right) \tag{7}$$

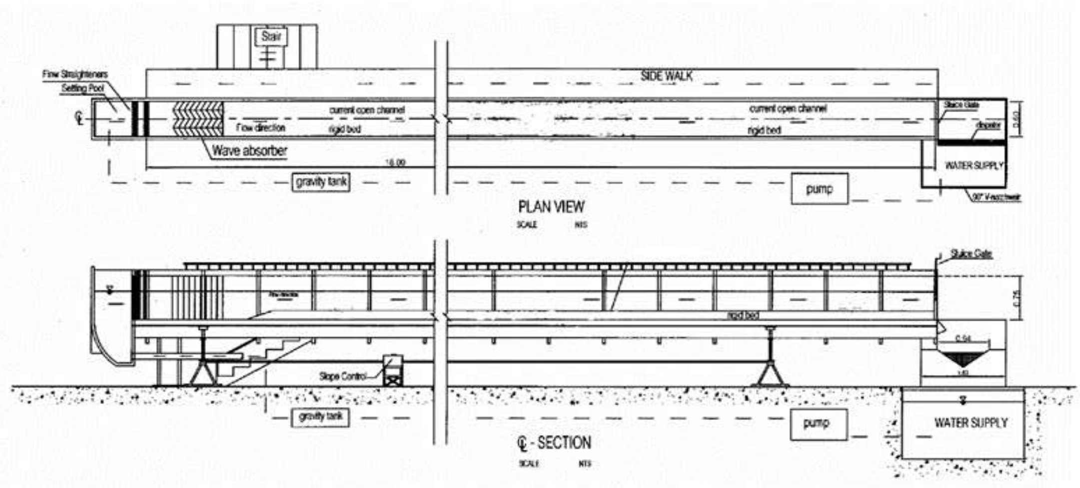
n_0 คือ ค่า n กรณีไม่มีวัสดุลอยน้ำ
n_g คือ ค่า n กรณีขยะ
n_{wh} คือ ค่า n กรณีผักตบชวา
y_1 คือ ความลึกการไหลหน้าบาน
y_g คือ ระยะจมของขยะ
y_{wh} คือ ระยะจมของผักตบชวา
L_g คือ ความยาวของปริมาณขยะ
L_{wh} คือ ความยาวของปริมาณผักตบชวา

3. วิธีการศึกษา

3.1 แบบจำลองชลศาสตร์

การศึกษาครั้งนี้ทดลองในห้องปฏิบัติการชลศาสตร์และชายฝั่งทะเล ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มีองค์ประกอบ 3 ส่วน

1) แบบจำลองรางจำลองการไหลทางน้ำเปิด (flume) มีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ขนาดกว้าง 0.60 เมตร ยาว 18 เมตร ลึก 0.75 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 3 ผนังสองด้านข้างเป็นกระจกใส พื้นรางเป็นโลหะ ใช้ระบบน้ำหมุนเวียน โดยนำน้ำเข้าสู่รางเป็นท่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางขนาด 6 นิ้ว ต่อมาจากถังน้ำที่มีความจุประมาณ 30 ลูกบาศก์เมตร บนชั้นดาดฟ้าของตึกวิศวกรรม 5 คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่ท้ายรางน้ำติดตั้งบานประตูแบบบานยก



รูปที่ 3 แบบจำลองรางจำลองการไหลทางน้ำเปิด (flume)

(vertical sluice gate) น้ำจะไหลจากรางจำลองลงสู่ถังรับน้ำซึ่งใช้วัดอัตราการไหลแบบฝายสันคมรูปตัววี (V-notch weir) แล้วปล่อยน้ำไปยังบ่อเก็บน้ำด้านล่างของรางและใช้เครื่องสูบน้ำสูบกลับขึ้นไปบนถังที่ชั้นดาดฟ้า

2) แบบจำลองวัสดุลอยน้ำ 2 ชนิด ดังแสดงในรูปที่ 4 ได้แก่ กรณีขยะลอยน้ำ (garbage, G) ได้ใช้วัสดุจริง ประกอบด้วย กิ่งไม้ พลาสติก โฟม กระป๋องที่คละกัน และขวดน้ำ ในกรณีของผักตบชวา (water hyacinth, wh) ได้ใช้ผักตบจริงในธรรมชาติ โดยระยะจมของขยะ (y_g) และผักตบชวา (y_{wh}) เฉลี่ยประมาณ 8 เซ็นติเมตร และความยาวของปริมาณขยะ (L_g) และผักตบชวา (L_{wh}) ที่ 25%, 50%, 75% และ 100% ของความยาวรางน้ำที่พิจารณา (12 เมตร) ทั้งนี้ความหนาแน่นของขยะจะใช้ความหนาแน่นเดียวโดยใส่ขยะกระจายสม่ำเสมอในรางน้ำ และในกรณีของผักตบชวาจะใช้ความหนาแน่นเดียวโดยใส่ผักตบชวากระจายสม่ำเสมอในรางน้ำ ทั้งนี้ความหนาแน่นของขยะและผักตบชวาไม่เท่ากันแม้ว่าระยะจมเฉลี่ยจะเท่ากันก็ตาม

3) เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง ดังแสดงในรูปที่ 5 ประกอบด้วย เครื่องมือวัดระดับ (point gauge) ติดตั้งบนรางเลื่อนลูกล้อวิ่งบนรางน้ำเปิด เพื่อใช้วัดระดับท้องน้ำและผิวน้ำ ณ ตำแหน่งพื้นที่การทดลองที่ต้องการ และฝายสามเหลี่ยมสันคม (90° V-notch weir) ติดตั้งทางด้านท้ายน้ำของรางน้ำ เพื่อใช้วัดอัตราการไหลของน้ำ โดยการอ่านค่าระดับน้ำเหนือสันฝาย (H) ผ่านทางมานอมิเตอร์ (manometer) และนำไปคำนวณอัตราการไหลจากสมการ $Q = 0.045H^{2.1}$ โดยที่ Q คือ อัตราการไหลในหน่วย ลิตรต่อวินาที และ H คือ ระดับน้ำเหนือสันฝายในหน่วยเซนติเมตร

ขยะ ผักตบชวา

รูปที่ 4 แบบจำลองวัสดุลอยน้ำ 2 ชนิด

Point gauge ฝายสามเหลี่ยม

รูปที่ 5 เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

ในการออกแบบการทดลองได้พิจารณาถึงแบบจำลองวัสดุลอยน้ำ และสภาพการไหลของน้ำ โดยกรณีของขยะมีปริมาณ 4 ค่า (25%, 50%, 75% และ 100%) และกรณีไม่มีขยะ 1 กรณี สภาพการไหล 5 ค่า (อัตราการไหลอยู่ในช่วง 7.87-16.03 ลิตร/วินาที ระยะเปิดบาน (w) 0.9-1.4 เซ็นติเมตร) และความลาดชัน 3 ค่า รวม 75 การทดลอง ส่วนกรณีของผักตบผักตบชวามีปริมาณ 4 ค่า (25%, 50%, 75% และ 100%) และกรณีไม่มีผักตบชวา 1 กรณี สภาพการไหล 5 ค่า (อัตราการไหลอยู่ในช่วง 13.3-17.4 ลิตร/วินาที

ระยะเปิดบาน (w) 0.9-1.4 เซ็นติเมตร) และความลาดชัน 2 ค่า รวม 50 การทดลอง ความลึกการไหลอยู่ระหว่าง 0.45 เมตร ถึง 0.60 เมตร

ขั้นตอนของการทดลอง แบ่งเป็น 2 ส่วน คือ การเตรียมการก่อนการทดลอง และ การดำเนินการทดลอง ในการเตรียมการก่อนการทดลองเริ่มต้นโดยติดตั้งเครื่องมือวัดระดับ (point gauge) เข้ากับถาดติดล้อเลื่อนและที่รอง ที่ตำแหน่งจากประตูน้ำ 0.3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 และ 12 เมตร ต่อมาทดสอบหาค่าความลาดเอียงของรางจำลอง หลังจากนั้นทดสอบหาค่าอัตราการไหล (Q) และระยะเปิดบานประตู (w) โดยเปิดวาล์วของรางน้ำเปิด ปล่อยน้ำเข้ารางน้ำเปิดอย่างช้าๆ จนได้อัตราการไหลที่ต้องการตามการคำนวณเบื้องต้นในแต่ละการทดลอง โดยใช้ฝายสันคมรูปตัววีวัดอัตราการไหลของน้ำ พร้อมทั้งปรับระดับยกบานประตูท้ายน้ำ ให้ได้ความลึกการไหลเข้าสู่แบบจำลองตามเงื่อนไขที่กำหนดไว้ และบันทึกค่า สุดท้ายต้องเตรียมขยะและผักตบชวาในปริมาณตามที่ได้คำนวณไว้ เพื่อให้เพียงพอกับพื้นที่ทดลองในรางน้ำยาว 12 เมตร

ในการดำเนินการทดลอง มีขั้นตอน คือ

1) ปรับค่าความลาดชันของท้องรางน้ำเปิด โดยเริ่มที่ความชันท้องน้ำ (S_0) เท่ากับ 0 (S0)

2) ขังน้ำในรางจำลองเพื่อกำหนดระดับอ้างอิงตลอดทั้งราง โดยใช้ระดับอ้างอิง +0.000 ที่ท้องน้ำบริเวณบานประตู และปรับระดับของเครื่องมือวัดระดับ (point gauge) ให้เป็น 0 ที่ระดับอ้างอิง ดังนั้นค่าระดับผิวน้ำและค่าระดับท้องน้ำในการทดลองจะอ้างอิงจากระดับอ้างอิงที่กำหนด และค่าอ้างอิงดังกล่าวจะต้องทำใหม่เมื่อเปลี่ยนความลาดท้องน้ำใหม่

3) วัดระดับท้องน้ำที่ตำแหน่งจากประตูน้ำ 0.3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 และ 12 เมตร

4) ปล่อยน้ำตามเงื่อนไขการไหลที่ 1 โดยปรับอัตราการไหลของน้ำ (Q) และปรับระดับยกบานประตูท้ายน้ำ (w) ตามกำหนด

5) รอประมาณ 1 ชั่วโมง หรือจนกว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในรางน้ำ และวัดระดับผิวน้ำที่ตำแหน่งจากประตูน้ำ 0.3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 และ 12 เมตร กรณีไม่มีขยะ โดยอ่านค่าระดับอย่างน้อย 2 ครั้งเพื่อนำมาเฉลี่ย

6) ใส่ขยะเต็มพื้นที่ระยะห่างจากประตูน้ำ 3 เมตร (25%) รอประมาณ 30 นาที หรือจนกว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในรางน้ำ และวัดระดับผิวน้ำที่ตำแหน่งจากประตูน้ำ 0.3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 และ 12 เมตร กรณีมีขยะ โดยอ่านค่าระดับอย่างน้อย 2 ครั้งเพื่อนำมาเฉลี่ย

7) ทำซ้ำข้อ 6) โดยเปลี่ยนปริมาณขยะเป็น 50%, 75% และ 100%

8) ทำซ้ำข้อ 1) ถึง ข้อ 7) โดยเปลี่ยนเงื่อนไขการไหลของน้ำที่ 2, 3, 4 และ 5

9) ทำซ้ำข้อ 1) ถึง ข้อ 8) โดยเปลี่ยนความลาดชันท้องน้ำ เป็น 0.0001 (S1) และ 0.0002 (S2) และ

10)ทำซ้ำข้อ 1) ถึง ข้อ 9) โดยเปลี่ยนเป็นผักตบชวา โดยในการทดลอง 1 เงื่อนไขของการไหล จะต้องทดลองให้ครบในกรณีไม่มีขยะ และมีขยะ 25%, 50%, 75% และ 100% เนื่องจากต้องการให้เงื่อนไขการไหลเดียวกัน

3.2 การวิเคราะห์ข้อมูล

ในการวิเคราะห์ข้อมูล ประกอบด้วย

1) การหาค่าระดับน้ำ

2) การคำนวณสัมประสิทธิ์ความขรุขระในทางน้ำเปิด (Manning’s n)

3) การวิเคราะห์ผลของวัสดุลอยน้ำต่อระดับน้ำ

4) การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ ที่ส่งผลต่อค่า n

การหาค่าระดับน้ำจากข้อมูลการทดลองได้วัดระดับผิวน้ำที่ระยะ 0.3, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 และ 12 เมตรจากบานประตู พบว่าข้อมูลจากการวัดมีลักษณะขึ้นลง โดยทั่วไประดับผิวน้ำที่หน้าบานประตูต้องมีระดับต่ำสุดและค่อยๆ เพิ่มระดับขึ้นไปทางเหนือน้ำ ดังนั้น เพื่อให้สอดคล้องกับลักษณะการไหลของน้ำจริง จึงต้องลากเส้นระดับผิวน้ำใหม่โดยพิจารณาลากเส้นผิวน้ำให้มีความใกล้เคียงข้อมูลจากการทดลอง เป็นตัวแทนค่าจากการวัด (observed data)

การคำนวณค่า n ซึ่งจะใช้สมการที่ (4) โดยใช้หลักการวิเคราะห์การไหลเปลี่ยนแปลงน้อยวิธีขั้นตอนโดยตรง (direct step method) ซึ่งต้องทดลองเปลี่ยนค่า n ที่ทำให้ระดับผิวน้ำจากการคำนวณ (computed data) เท่ากับหรือใกล้เคียงกับผิวน้ำจากการวัด (observed data) ซึ่งจะพิจารณาค่าความคลาดเคลื่อนจากการวัดและค่าจากการคำนวณจากค่า Mean Absolute Error (MAE) หากค่า n ใด ที่ทำให้ค่า MAE น้อยสุด แสดงว่าค่า n เหมาะสม

การวิเคราะห์ผลของวัสดุลอยน้ำต่อระดับน้ำจะเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำจากผลของขยะที่ปริมาณต่างๆ และการเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำจากผลของผักตบชวาที่ปริมาณต่างๆ

การวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ ที่ส่งผลต่อค่า n สามารถศึกษาโดยพิจารณาความสัมพันธ์ของตัวแปรต่างๆ โดยจะศึกษาตามการวิเคราะห์เป็นกลุ่มตัวแปรไร้มิติ (dimensional parameter) ดังสมการที่ (6) และ สมการที่ (7) สำหรับขยะและผักตบชวา ตามลำดับ เพื่อสร้างกราฟหรือสมการความสัมพันธ์ระหว่างตัวแปรต่างๆ และนำผลของขยะและผักตบชวามาเปรียบเทียบกันเมื่อความลึกของวัสดุทั้ง 2 ที่มีค่าใกล้เคียงกันโดยระยะจมประมาณ 8 เซ็นติเมตร

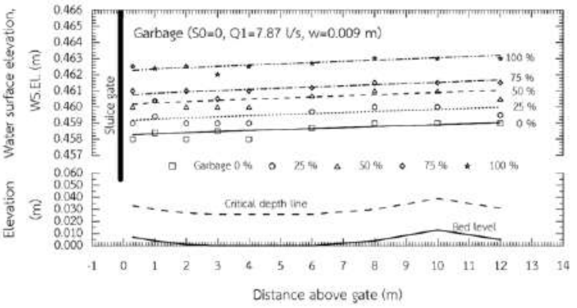
4. ผลการวิจัยและอภิปรายผล

4.1 ผลของขยะและผักตบชวาต่อระดับน้ำ

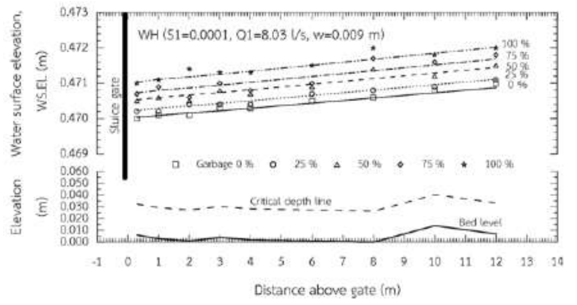
ในกรณีของขยะพบว่าที่ความลาดชันท้องน้ำต่างๆ และทุกลักษณะการไหลของน้ำให้ผลในลักษณะเดียวกัน ได้แสดงดังตัวอย่างในรูปที่ 6 ก) ความลาดชันท้องน้ำ (S_0) 0 อัตราการไหล (Q) 7.87 ลิตร/วินาที ระยะเปิดบาน (w) 0.9 เซ็นติเมตร เมื่อพิจารณาผลของขยะต่อระดับน้ำ พบว่า ระดับผิวน้ำในกรณีมีและไม่มีขยะสูงกว่าเส้นการไหลวิกฤติ ผิวน้ำจึงมีลักษณะเป็น H2 เมื่อท้องน้ำไม่มีความลาดชัน และผิวน้ำจึงมีลักษณะเป็น M1 เมื่อท้องน้ำมีความลาดชัน โดยระดับผิวน้ำสูงสุดด้านต้นน้ำ (ระยะ 12 เมตร) และระดับผิวน้ำค่อยๆ ลดลงจนระดับผิวน้ำต่ำสุดบริเวณหน้าบาน และยังพบว่าทุการไหลของน้ำระดับผิวน้ำสูงขึ้นตามปริมาณขยะที่เพิ่มขึ้น

ในกรณีของผักตบชวาพบว่าที่ความลาดชันท้องน้ำต่างๆ และทุกลักษณะการไหลของน้ำให้ผลในลักษณะเดียวกัน ได้แสดงดังตัวอย่างในรูปที่ 6 ข) ความลาดชันท้องน้ำ (S_0) 0.0001 อัตราการไหล (Q) 8.03 ลิตร/วินาที ระยะเปิดบาน (w) 0.9 เซ็นติเมตร เมื่อพิจารณาผลของผักตบชวาต่อระดับน้ำ พบว่า ระดับผิวน้ำในกรณีมีและไม่มีขยะสูงกว่าเส้นการไหลวิกฤติ ผิวน้ำจึงมีลักษณะเป็น M1 เนื่องจากทดลองเฉพาะในกรณีท้องน้ำมีความลาดชัน โดยระดับผิวน้ำสูงสุดด้านต้นน้ำ (ระยะ 12 เมตร) และระดับผิวน้ำค่อยๆ ลดลงจนระดับผิวน้ำต่ำสุดบริเวณหน้าบาน และยังพบว่าทุกการไหลของน้ำระดับผิวน้ำสูงขึ้นตามปริมาณผักตบชวาที่เพิ่มขึ้น

ระดับน้ำที่เพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณขยะและผักตบชวาเพิ่มขึ้นแสดงว่าขยะและผักตบชวาทำให้ทางน้ำมีความเสียดทานเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามในการศึกษานี้ได้พิจารณาทางน้ำบริเวณเหนือน้ำของประตูระบาย ดังนั้นระดับน้ำที่เพิ่มขึ้นอาจจะเกิดจากผลของขยะและผักตบชวาไปลดประสิทธิภาพการไหลผ่านบานประตู ซึ่งเป็นอีกสาเหตุที่ทำให้ระดับน้ำเพิ่มขึ้น



ก) ขยะ



ข) ผักตบชวา

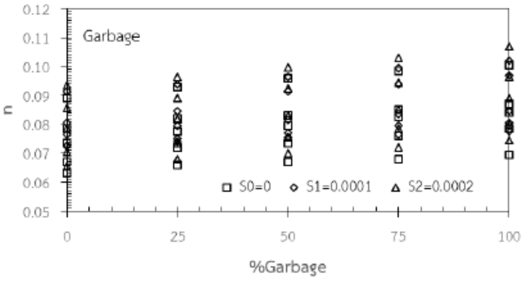
รูปที่ 6 ตัวอย่างระดับน้ำจากการทดลอง

4.2 ผลของปริมาณขยะและผักตบชวาต่อค่า n

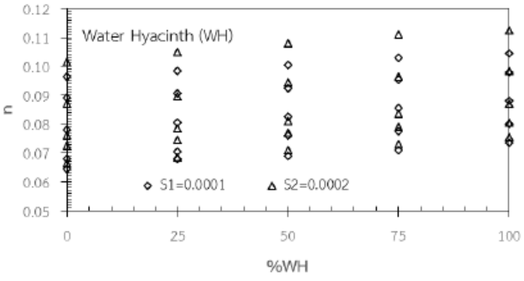
เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า n กับปริมาณเปอร์เซ็นต์ของขยะ (%Garbage) จากรูปที่ 7 ก) พบว่า ค่า n ที่ปริมาณขยะต่างๆ มีความผันแปรค่อนข้างสูง และไม่มีความสัมพันธ์กับความลาดชันท้องน้ำ โดยค่า n อยู่ในช่วง 0.063-0.094, 0.066-0.097, 0.067-0.100, 0.068-0.103 และ 0.070-0.107 เฉลี่ย 0.077, 0.080, 0.083, 0.085 และ 0.087 เมื่อปริมาณขยะเป็น 0, 25, 50, 75 และ 100 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตามค่า n มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณเปอร์เซ็นต์ของขยะเพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณากราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า n กับปริมาณเปอร์เซ็นต์ของผักตบชวา (%WH) จากรูปที่ 7 ข) พบว่า ค่า n ที่ปริมาณผักตบชวาต่างๆ มีความผันแปรค่อนข้างสูง และไม่มีความสัมพันธ์กับความลาดชันท้องน้ำ โดยค่า n อยู่ในช่วง 0.065-0.102, 0.068-0.105, 0.069-0.108, 0.071-0.111 และ 0.074-0.113 เฉลี่ย 0.080, 0.082, 0.085, 0.088 และ 0.090 เมื่อปริมาณผักตบชวาเป็น 0, 25, 50, 75 และ 100 เปอร์เซ็นต์ อย่างไรก็ตามค่า n มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณเปอร์เซ็นต์ของขยะเพิ่มขึ้น

ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าปริมาณเปอร์เซ็นต์ของขยะและผักตบชวาที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า n เพิ่มขึ้น เนื่องจากขยะและผักตบชวาเพิ่มความเสียดทานให้แก่ทางน้ำ อย่างไรก็ตามค่า n อาจจะมีค่าสูงกว่าปกติ ซึ่งอาจจะเป็นเพราะรางน้ำที่ใช้ในการทดลองครั้งนี้มีอายุการใช้งานมานาน อาจจะมีการสึกกร่อนของโลหะท้องน้ำตามอายุที่อาจทำให้ค่า n มีค่ามากกว่าท้องน้ำที่เป็นโลหะใหม่ๆ อย่างไรก็ตามการศึกษานี้เป็นการศึกษาเชิงเปรียบเทียบ ค่า n ของทางน้ำที่มีขยะและผักตบชวากับทางน้ำที่ไม่มีขยะหรือผักตบชวา จึงไม่ส่งผลต่อการศึกษานี้



ก) ขยะ



ข) ผักตบชวา

รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า n กับปริมาณเปอร์เซ็นต์ของขยะ (%Garbage) และผักตบชวา (%WH) ที่ความลาดชันต่างๆ

4.3 ผลของความยาวของขยะและผักตบชวาต่อค่าสัดส่วนของค่า n กรณีมีและไม่มีวัสดุลอยน้ำ

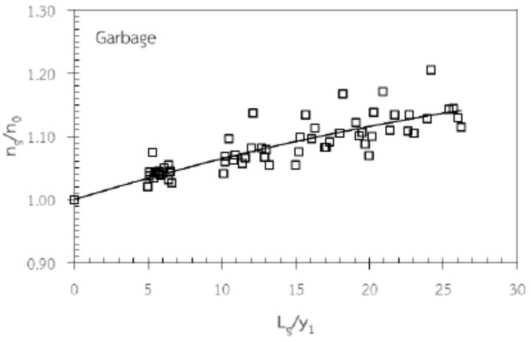
การศึกษาผลของความยาวของวัสดุลอยน้ำต่อค่า n ในกรณีของขยะได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนค่า n กรณีมีขยะต่อกรณีไม่มีขยะ (n_g/n_0) กับค่าสัดส่วนระหว่างความยาวขยะต่อความลึกน้ำ (L_g/y_1) ส่วนในกรณีของผักตบชวาได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนของค่า n กรณีมีผักตบชวาต่อกรณีมีผักตบชวา (n_{wh}/n_0) กับค่าสัดส่วนระหว่างความยาวของผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (L_{wh}/y_1) หากค่า n_g/n_0 และ n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้น แสดงว่าประสิทธิภาพการไหลของน้ำลดลง ในทาง

กลับกันหากค่า n_s/n_0 และ n_{wh}/n_0 ลดลง แสดงว่าประสิทธิภาพการไหลของน้ำเพิ่มขึ้น ในขณะที่การเพิ่มขึ้นของค่า L_s/y_1 และ L_{wh}/y_1 แสดงว่าปริมาณขยะหรือผักตบชวาเพิ่มขึ้น

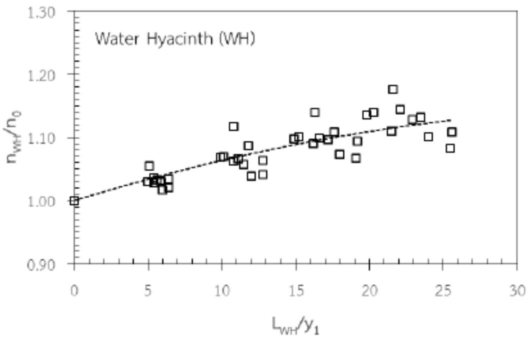
ผลการศึกษากรณีของขยะจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_s/n_0 กับค่า L_s/y_1 โดยค่า L_s/y_1 อยู่ในช่วง 0-26.2 และค่า n_s/n_0 อยู่ในช่วง 1-1.205 ดังแสดงในรูปที่ 8 ก) แสดงให้เห็นว่า ค่า n_s/n_0 เพิ่มขึ้นเมื่อค่า L_s/y_1 เพิ่มขึ้น โดยลักษณะการเพิ่มขึ้นเป็นเส้นโค้ง แสดงว่า ค่า n_s/n_0 เพิ่มขึ้นสูงในช่วงความยาวขยะน้อย และเมื่อความยาวขยะมากขึ้นอัตราการเพิ่มขึ้นลดลง ลักษณะดังกล่าวอาจเป็นไปได้ว่าเมื่อค่า L_s/y_1 เพิ่มขึ้น จนถึงค่าหนึ่งจะทำให้ค่า n_s/n_0 คงที่หรือเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยจากค่าก่อนหน้านั้น

ผลการศึกษากรณีของผักตบชวาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_{wh}/n_0 กับค่า L_{wh}/y_1 โดยค่า L_{wh}/y_1 อยู่ในช่วง 0-25.6 และค่า n_{wh}/n_0 อยู่ในช่วง 1-1.177 ดังแสดงในรูปที่ 8 ข) แสดงให้เห็นว่า ค่า n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้นเมื่อค่า L_{wh}/y_1 เพิ่มขึ้น โดยลักษณะการเพิ่มขึ้นเป็นเส้นโค้ง แสดงว่า ค่า n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้นสูงในช่วงความยาวผักตบชวาน้อย และเมื่อความยาวผักตบชวามากขึ้นอัตราการเพิ่มขึ้นลดลง ลักษณะดังกล่าวอาจเป็นไปได้ว่าเมื่อค่า L_{wh}/y_1 เพิ่มขึ้น จนถึงค่าหนึ่งจะทำให้ค่า n_{wh}/n_0 คงที่หรือเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยจากค่าก่อนหน้านั้น

ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าความยาวของขยะและผักตบชวาที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า n_s/n_0 และค่า n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้น เนื่องจากเนื่องจากขยะและผักตบชวาเพิ่มความเสียดทานให้แก่ทางน้ำ



ก) ขยะ



ข) ผักตบชวา

รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_s/n_0 กับ L_s/y_1 กรณีขยะ และ n_{wh}/n_0 กับ L_{wh}/y_1 กรณีผักตบชวา

4.4 ผลของระยะจมของขยะและผักตบชวาต่อค่าสัดส่วนของค่า n กรณีมีและไม่มีวัสดุลอยน้ำ

การศึกษาผลของระยะจมของวัสดุลอยน้ำต่อค่า n ในกรณีของขยะลอยน้ำได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนของค่า n กรณีไม่มีขยะต่อกรณีมีขยะ (n_s/n_0) กับค่าสัดส่วนระหว่างระยะจมของขยะต่อความลึกน้ำ (y_s/y_1) ส่วนในกรณีของผักตบได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนของค่าแมนนิ่งกรณีไม่มีผักตบชวาต่อกรณีมีผักตบชวา (n_{wh}/n_{wh}) กับค่าสัดส่วนระหว่างความยาวของผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (y_{wh}/y_1) หากค่า n_s/n_0 หรือ n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้น จะแสดงว่าประสิทธิภาพการไหลของน้ำลดลง ในทางกลับกันหากค่า n_s/n_0 หรือ n_{wh}/n_0 ลดลงแสดงว่าประสิทธิภาพการไหลของน้ำเพิ่มขึ้น ในขณะที่การเพิ่มขึ้นของค่า y_s/y_1 หรือ y_{wh}/y_1 แสดงว่าระยะจมของขยะหรือผักตบชวาเพิ่มขึ้น

ผลการศึกษากรณีของขยะจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_s/n_0 กับค่า y_s/y_1 โดยค่า y_s/y_1 อยู่ในช่วง 0.134-0.176 อย่างไรก็ตามในกรณีไม่มีขยะ y_s/y_1 จะเท่ากับ 0 จึงนำมาร่วมพิจารณา และค่า n_s/n_0 อยู่ในช่วง 1-1.205 ดังแสดงในรูปที่ 9 แสดงให้เห็นว่า ค่า n_s/n_0 เพิ่มขึ้น เมื่อค่า y_s/y_1 เพิ่มขึ้น และอาจจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่สูงขึ้นในลักษณะเอกซ์โพเนนเชียลเมื่อ y_s/y_1 เป็น 1 หรือกรณีขยะจมตลอดความลึก

ผลการศึกษากรณีของผักตบชวาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_{wh}/n_0 กับค่า y_{wh}/y_1 โดยค่า y_{wh}/y_1 อยู่ในช่วง 0.132-0.172 อย่างไรก็ตามในกรณีไม่มีขยะ y_{wh}/y_1 จะเท่ากับ 0 จึงนำมาร่วมพิจารณา และค่า n_{wh}/n_0 อยู่ในช่วง 1-1.177 ดังแสดงในรูปที่ 10 แสดงให้เห็นว่า ค่า n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้นเมื่อค่า y_{wh}/y_1 เพิ่มขึ้น และอาจจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่สูงขึ้นในลักษณะเอกซ์โพเนนเชียลเมื่อ y_{wh}/y_1 เป็น 1 หรือกรณีขยะจมตลอดความลึก

ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าระยะจมของขยะและผักตบชวาที่เพิ่มขึ้นส่งผลให้ค่า n_s/n_0 และค่า n_{wh}/n_0 เพิ่มขึ้น เนื่องจากขยะหรือผักตบชวาที่จมมากขึ้นจะไปขวางการไหลของน้ำมากขึ้นหรือเพิ่มความเสียดทานของทางน้ำ

4.5 การเปรียบเทียบผลของขยะและผักตบชวาต่อชลศาสตร์การไหลของทางน้ำเปิด

การเปรียบเทียบผลของขยะและผักตบชวาที่มีระยะจมประมาณ 8 เซ็นติเมตรต่อชลศาสตร์การไหลของทางน้ำเปิด ได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนค่า n กรณีมีขยะต่อกรณีไม่มีขยะ (n_s/n_0) กับค่าสัดส่วนระหว่างความยาวขยะต่อความลึกน้ำ (L_s/y_1) ส่วนในกรณีของผักตบชวาได้พิจารณาจากความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัดส่วนของค่า n กรณีมีผักตบชวาต่อกรณีมีผักตบชวา (n_{wh}/n_0) กับค่าสัดส่วนระหว่างความยาวของผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (L_{wh}/y_1) ดังแสดงในรูปที่ 10

เมื่อพิจารณารูปที่ 11 พบว่า ค่า n_s/n_0 สูงกว่าค่า n_{wh}/n_0 แสดงว่าขยะเพิ่มค่า n มากกว่าผักตบชวา โดยเฉพาะเมื่อความยาวของปริมาณขยะเพิ่มขึ้นยิ่งทำให้ค่า n เพิ่มมากกว่าผักตบชวาอย่างชัดเจน นั่นเป็นเพราะขยะเป็นวัสดุที่แข็งกว่า มีการอัดแน่นและจมเพิ่มขึ้นในบริเวณหน้าบานประตูเมื่อมีปริมาณมากขึ้นจึงทำให้ทางน้ำมีความเสียดทานมากกว่าเมื่อ

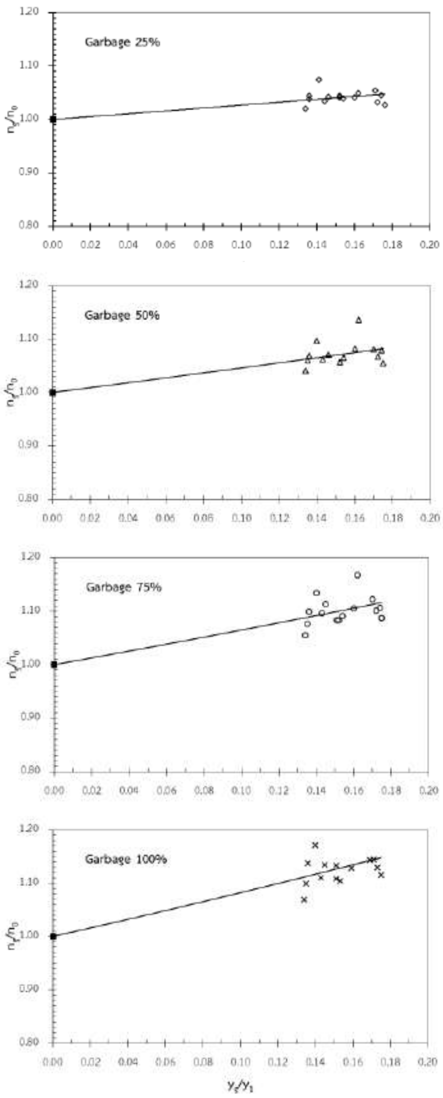
ความยาวของขยะเพิ่มขึ้น แต่เมื่อขยะและผักตบชวามีปริมาณน้อย ขยะไม่มีการอัดตัวและลอยเท่ากับผักตบชวาจึงส่งผลให้ความเสียดทานที่เกิดขึ้นใกล้เคียงกัน

5. สรุปผลการวิจัย

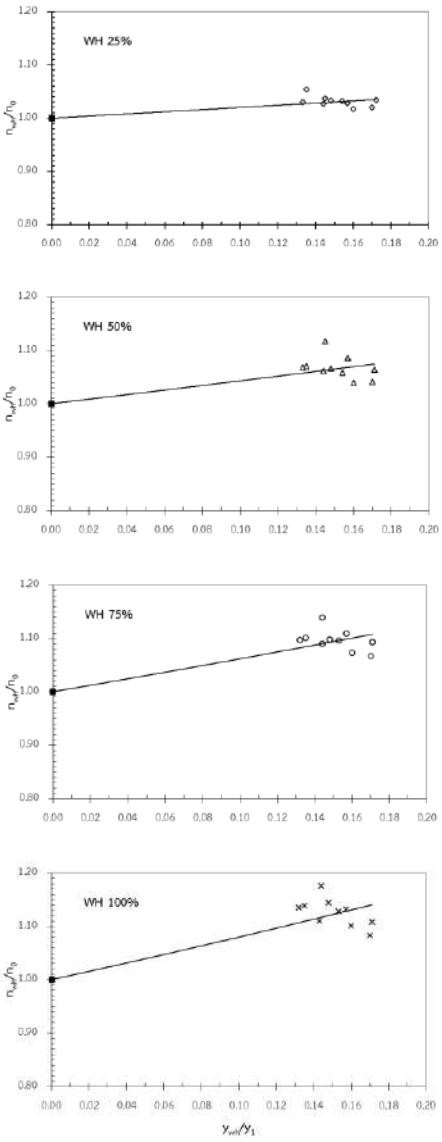
ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าขยะและผักตบชวาส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำในทางน้ำเปิด ค่า n เพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณขยะและผักตบชวาเพิ่มขึ้น ความยาวของปริมาณขยะและผักตบชวาส่งผลต่อการเพิ่มขึ้นของค่า n อย่างชัดเจน โดยมีลักษณะเพิ่มขึ้นในอัตราที่ลดลงเมื่อปริมาณขยะหรือผักตบชวาเพิ่มขึ้น ในกรณีของขยะค่า n เพิ่มขึ้นถึง 20.5 เปอร์เซ็นต์จากกรณีไม่มีขยะ เมื่อความยาวขยะต่อความลึกน้ำ (L_g/y_1) มากกว่า 20 หรือปริมาณขยะเต็มพื้นที่ และในกรณีของผักตบชวาเพิ่มขึ้นถึง 17.2 เปอร์เซ็นต์จากกรณีไม่มีผักตบชวา เมื่อความยาวผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (L_{wh}/y_1) มากกว่า 20 หรือปริมาณผักตบชวาเต็มพื้นที่

ผลการศึกษายังแสดงให้เห็นว่าระยะจมของขยะและผักตบชวาส่งผลให้ค่า n เพิ่มขึ้น อย่างไรก็ตามในการศึกษานี้ได้ทดลองระยะจมของขยะและผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (y_g/y_1 และ y_{wh}/y_1) ในช่วงที่แคบ 0.134-0.176 และ 0.132-0.172 สำหรับกรณีของขยะและผักตบชวา ตามลำดับ จึงทำให้เห็นแนวโน้มยังไม่ชัดเจน นอกจากนี้ผลการศึกษาแสดงให้เห็นว่าขยะทำให้ประสิทธิภาพการไหลของน้ำลดลงมากกว่ากรณีของผักตบชวา

ผลจากการศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_g/n_0 กับ L_g/y_1 กรณีขยะ และ n_{wh}/n_0 กับ L_{wh}/y_1 กรณีผักตบชวา ดังรูปที่ 8 สามารถนำไปใช้ในการปรับค่า n ในกรณีทางน้ำที่มีขยะและผักตบชวา อย่างไรก็ตามควรพิจารณาค่าระยะจมของขยะและผักตบชวาต่อความลึกน้ำ (y_g/y_1 และ y_{wh}/y_1) ในช่วง 0.13-0.17

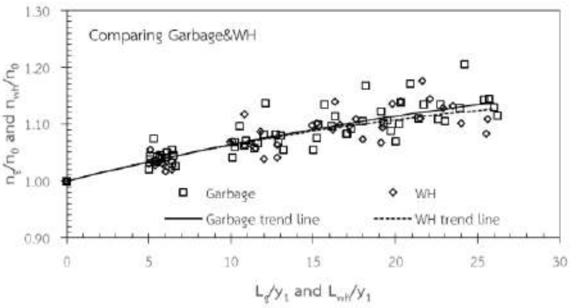


รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_g/n_0 กับ y_g/y_1 กรณีขยะที่ 25%, 50%, 75% และ 100%



รูปที่ 10 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_{wh}/n_0 กับ y_{wh}/y_1 กรณีผักตบชวาที่ 25%, 50%, 75% และ 100%

อย่างไรก็ตามการทดลองนี้ก็ได้ให้ผลการศึกษาของการมีขยะและผักตบชวาปนมากับทางน้ำเปิดต่อค่า n ของทางน้ำอย่างชัดเจน ถึงแม้ว่าจะมีข้อจำกัดของการศึกษาของระยะจมของขยะและผักตบชวา และ ลักษณะการไหลในทางน้ำ ดังนั้นจึงควรจะมีการขยายการศึกษานี้ต่อไปเพื่อให้ได้คำตอบที่ครอบคลุมเงื่อนไขต่างๆ ที่เป็นสภาพจริง หรือ ใกล้เคียงที่เป็นจริง ตลอดจนการศึกษาสภาพจริงในสนาม และศึกษาเพิ่มเติมในส่วนของผลของขยะและผักตบชวาต่อการไหลผ่านบานประตู ซึ่งจะต้องใช้เวลาและทุนในการศึกษาสูง ซึ่งการศึกษานี้จะเป็นไปไม่ได้ถ้าไม่ได้รับการสนับสนุนจากแหล่งทุนต่างๆ ที่เห็นประโยชน์ และความสำคัญในปัญหาดังกล่าว



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า n_g/n_0 กับ L_g/y_1 ในกรณีขยะ และ ค่า n_{wh}/n_0 กับ L_{wh}/y_1 ในกรณีผักตบชวา

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณ ภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ที่สนับสนุนสถานที่ในการทำวิจัย และขอขอบคุณคณาจารย์และเจ้าหน้าที่ของภาควิชาวิศวกรรมแหล่งน้ำ ที่ให้การช่วยเหลือสนับสนุน ทั้งกำลังกาย กำลังใจ และให้คำปรึกษาในการทำวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] ภานุสิทธิ์ ดวงศรี, สุวิภา กุศลจูง, เสรี จันทรโยธา และ อนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์ (2559). การไหลของคลองระบายน้ำที่มีขยะปน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 21*, สงขลา, 28-30 มิถุนายน 2559, หน้า 2135-2143.

[2] Muhammed, M.M., Yusof, K.W., Mustafa, M.R.U., and Ghani, A.A. (2015). Vegetated open channel flow for urban stormwater management: A review. *E-proceedings of the 36th IAHR World Congress*, The Hague, the Netherlands, 28th June-3rd July 2015, pp.1-8.

[3] Stucksmith, J.D., Boxall, J.B., and Guymer, I. (2010). Effects of emergent and submerged natural vegetation on longitudinal mixing in open channel flow. *Water Resources Research*, 46(W04504), pp. 1-14.

[4] Wu, F.C., Shen, H.W., and Chou, Y.J. (1999). Variation of roughness coefficients for unsubmerged and submerged vegetation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(9), pp. 934-942.

[5] สุวิภา กุศลจูง, ภานุสิทธิ์ ดวงศรี, เสรี จันทรโยธา, และ อนุรักษ์ ศรีอริยวัฒน์. (2560). สัมประสิทธิ์อัตราการไหลของฝายโอกี้ในทางน้ำที่มีขยะปน. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22*, สงขลา, 18-20 กรกฎาคม 2560, หน้า 450-457.

[6] Chow, V.T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. The McGraw-Hill Companies, Inc., pp.89-347.

[7] Henderson, F.M. (1 9 66). *Open Channel Flow*. McMillan Publishing Co., Inc., pp.125-162.

[8] Sturm, T.W. (2001). *Open Channel Hydraulics*. The McGraw-Hill Companies, Inc., pp.97-200.

[9] เสรี จันทรโยธา และ ชัยพันธุ์ รักวิจัย (2556). *ชลศาสตร์การไหลในทางน้ำเปิดขั้นพื้นฐาน*. สำนักพิมพ์แห่งจุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, หน้า 129-290.

[10] Rouse, H. (1978). *Elementary Mechanics of Fluids*. Dover Publications, Inc., N.Y., U.S.A., pp.1-300.

[11] Daugherty, R.L., and Franzini, J.B. (1989). Fluid Mechanics with Engineering Application, SI Metric Edition. McGraw-Hill Book Co., N.Y., U.S.A., pp.1-800.

การศึกษาความเหมาะสมของระยะห่างในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน

Study of Suitable Distance for Rain Gauge Installation

รัชเวช หาญชูวงศ์[1] ธนัท นกเอี้ยงทอง[2] และ วลัยรัตน์ บุญไทย[3,*]

[1,2,3] ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร
**Corresponding author; E-mail address: bwalairat@gmail.com*

บทคัดย่อ

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อตรวจสอบคุณภาพข้อมูลน้ำฝนและศึกษาค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation) ของข้อมูลน้ำฝนที่ตรวจวัดจากสถานีวัดน้ำฝนเพื่อให้สามารถวิเคราะห์ระยะห่างของตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝนที่เหมาะสมได้ โดยเลือกพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น เป็นพื้นที่ศึกษา ในการศึกษาได้ใช้วิธี Double Mass Curve เพื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลน้ำฝนจากสถานีวัดน้ำฝน และได้วิเคราะห์หาค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของข้อมูลน้ำฝนที่ตรวจวัดจากสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษาโดยใช้ข้อมูลน้ำฝนสะสมรายปี ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลน้ำฝนด้วยวิธี Double Mass Curve ของสถานีวัดน้ำฝน 10 สถานีที่ตั้งอยู่ในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ พบว่ามีสถานีวัดน้ำฝนผ่านการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลน้ำฝน 9 สถานี และต้องมีการปรับแก้ข้อมูลน้ำฝน 1 สถานี สำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น มีสถานีวัดน้ำฝนทั้งหมด 11 สถานี ซึ่งผ่านการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลน้ำฝนทั้ง 11 สถานี ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของข้อมูลน้ำฝนสะสมรายปีในแต่ละสถานีวัดน้ำฝนเพื่อใช้วิเคราะห์ระยะทางที่เหมาะสมในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน พบว่าพื้นที่ของอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น ได้ระยะทางที่เหมาะสมในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝนอยู่ในช่วง 5 ถึง 10 กิโลเมตร

คำสำคัญ: สถานีวัดน้ำฝน, การตรวจสอบคุณภาพข้อมูลปริมาณน้ำฝน, ค่าสัมประสิทธ์สหสัมพันธ์, ระยะห่างของตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝน

Abstract

This paper aims to examine the quality of rain gauge data and study the correlation coefficient in order to analyze the suitable distance of rain gauge installation. The study area are in Tron and Phichai District of Uttaradit Province and Muang District of Khon Kaen Province. In this study, Double Mass Curve method was used to examine the reliability of rain gauge data. The annual accumulated rainfall were used to analyze the correlation coefficient of rain gauge data that located in the study area. The results of the reliability of rain gauge data from 10 rain gauge stations in Tron and Pichai District of Uttaradit Province were examined by Double Mass Curve method, 9 stations were passed and 1 station must be adjusted while the result from all 11 rain gauge stations in Muang District of Khon Kaen Province were passed. The analysis of the correlation coefficient of the annual accumulated rainfall in each rain gauge station in order to be used to analyze the suitable distance of rain gauge installation showed the results that the suitable distance for installing the rain gauge station is in the range of 5 to 10 kilometers for Tron and Phichai districts of Uttaradit Province and Muang District of Khon Kaen Province.

Keywords: Rain gauge, Rain gauge quality control, Correlation coefficient, Distance for rain gauge installation

1. บทนำ

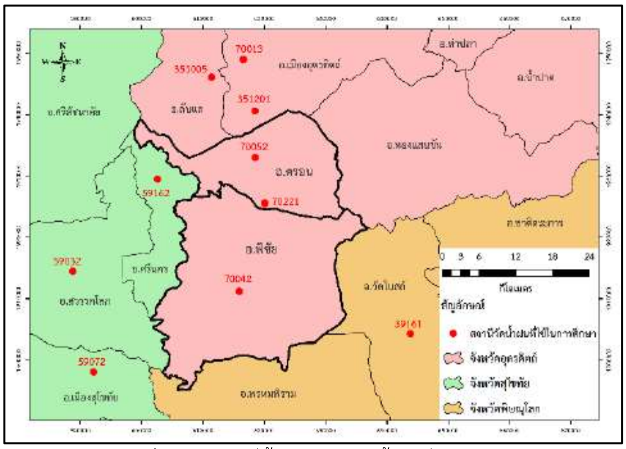
เนื่องจากปัจจุบันประเทศไทยได้ประสบปัญหาภัยแล้ง ภัยน้ำท่วม และภัยธรรมชาติต่างๆ ซึ่งได้สร้างความเสียหายทางด้านเกษตรกรรมเป็นอย่างมากและไม่สามารถควบคุมได้ สิ่งที่สามารถช่วยเหลือเกษตรกรและแนวทางในการแก้ไขปัญหาจากความเสียหายที่เกิดขึ้นจากภัยธรรมชาติได้แก่การทำประกันภัยพืชผลแก่การเกษตรเนื่องจากภัยธรรมชาติ ความหมายของการทำประกันภัยพืชผลเนื่องจากภัยธรรมชาติ คือ การประกันภัยที่คุ้มครองความเสียหายอันเกิดแก่พืชทางการเกษตร เนื่องจากน้ำท่วม ฝนแล้ง เป็นต้น ในการประกันภัยพืชผลเนื่องจากภัยธรรมชาติ จำเป็นต้องใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝน ซึ่งปริมาณน้ำฝนได้จากการวัดปริมาณฝนที่ตกลงมาในพื้นที่ของสถานีวัดน้ำฝน โดยข้อมูลปริมาณน้ำฝนจะถูกนำมาใช้เพื่อกำหนดดัชนีสภาพอากาศที่ก่อให้เกิดน้ำท่วมหรือภัยแล้งในพื้นที่การเกษตร [1] ในการที่จะนำข้อมูลปริมาณน้ำฝนไปใช้ในการวิเคราะห์ เพื่อการประกันภัยพืชผลทางการเกษตรจากภัยธรรมชาตินั้น จะต้องมีการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลปริมาณน้ำฝนก่อน จึงจะนำข้อมูลไปใช้ในการวิเคราะห์หาค่าดัชนีอากาศ เพื่อทำประกันภัยพืชผลทางการเกษตรจากภัยธรรมชาติในขั้นต่อไป นอกจากนี้โครงข่ายสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษาจะต้องมีความหนาแน่นเพียงพอที่จะให้ข้อมูลการตกของฝนครอบคลุมพื้นที่การเกษตร

บทความนี้ได้ทำการตรวจสอบคุณภาพข้อมูลปริมาณฝนโดยวิธี Double Mass Curve ปรับแก้ข้อมูลให้น่าเชื่อถือและศึกษาค่าสหสัมพันธ์ (Correlation) ของข้อมูลฝนที่ตรวจวัดได้จากสถานีวัดน้ำฝนที่ตั้งอยู่ภายในพื้นที่ศึกษา เพื่อศึกษาความเหมาะสมของตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนว่ามีความหนาแน่นเพียงพอสำหรับใช้เพื่อการประกันภัยพืชผลจากภัยธรรมชาติหรือไม่ ซึ่งผลลัพธ์ที่ได้จากศึกษานี้จะสามารถใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานในการประกันภัยพืชผลเนื่องจากภัยน้ำท่วมและภัยแล้งในพื้นที่ศึกษาได้ต่อไป

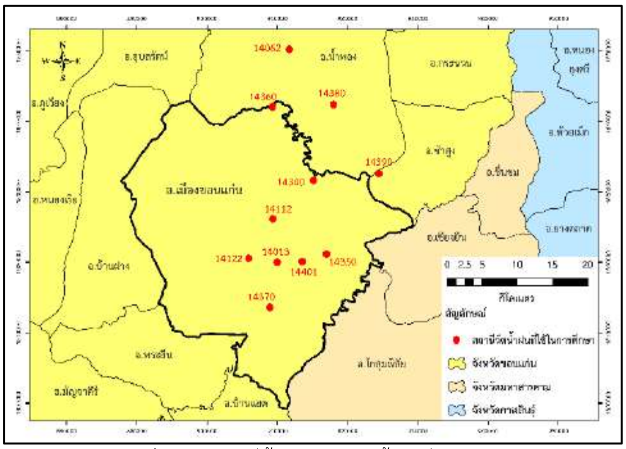
2. พื้นที่ศึกษาและข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

การศึกษานี้เลือกพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น เป็นพื้นที่ศึกษา เนื่องจากมีสถานีวัดน้ำฝนกระจายทั่วทั้งพื้นที่ศึกษาและบริเวณข้างเคียง นอกจากนี้ยังเป็นพื้นที่ที่ประสบปัญหาภัยน้ำท่วมและภัยแล้งอยู่บ่อยครั้งอีกด้วย

ในการศึกษาได้ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายวันที่มีการจดบันทึกข้อมูลตั้งแต่เปิดสถานีจนถึงปี พ.ศ. 2553 ของสถานีวัดน้ำฝนที่ตั้งอยู่ในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์และบริเวณข้างเคียงจำนวน 10 สถานี และ อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่นและบริเวณข้างเคียงจำนวน 11 สถานี ซึ่งเป็นสถานีที่อยู่ในความรับผิดชอบของกรมชลประทานและกรมอุตุนิยมวิทยา โดยสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ในการศึกษาต้องมีข้อมูลปริมาณน้ำฝนไม่น้อยกว่า 25 ปี ตำแหน่งที่ตั้งสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ในการศึกษาซึ่งอยู่ในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่นแสดงไว้ในรูปที่ 1 และ 2 ตามลำดับ



รูปที่ 1 ตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษา ในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์



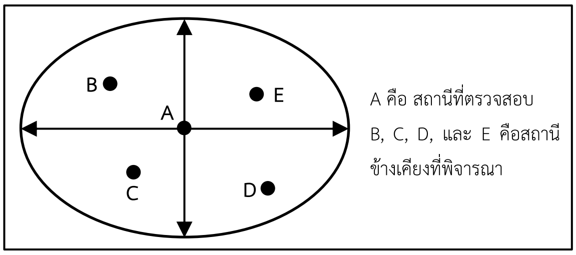
รูปที่ 2 ตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษา ในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

3. การตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลปริมาณน้ำฝนโดยวิธี Double Mass Curve

ในกรณีที่ตำแหน่งของเครื่องมือวัดน้ำฝนมีการเปลี่ยนแปลงไปจากตำแหน่งเดิมเป็นระยะทางเกินกว่า 8 กิโลเมตร ตามระยะทางในแนวราบ หรือ 30 เมตรตามระยะทางในแนวดิ่ง หรือเครื่องมือและวิธีการเก็บรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำฝนมีการเปลี่ยนแปลงไป จะทำการตรวจสอบข้อมูลน้ำฝนก่อนที่นำไปใช้งาน โดยวิธีที่นิยมใช้คือการตรวจสอบข้อมูลน้ำฝนด้วยวิธี Double Mass Curve ซึ่งใช้ตรวจสอบความพร้องต้องกัน (Consistency) ของข้อมูลน้ำฝนของสถานีใดสถานีหนึ่งโดยการเปรียบเทียบปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีหรือรายฤดูของสถานีนั้น กับค่าปริมานน้ำฝนสะสมรายปีหรือรายฤดูที่เฉลี่ยมาจากสถานีรอบข้าง [2] การตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลน้ำฝนด้วยวิธี Double Mass Curve ถ้าข้อมูลของสถานีที่ต้องการตรวจสอบมีความพร้อมกับสถานีข้างเคียงความลาดชันของเส้นกราฟ Double Mass Curve จะต้องไม่ต้องเปลี่ยนแปลง ในกรณีที่มีความลาดชันเปลี่ยนแปลงแสดงว่าข้อมูลที่ตรวจสอบไม่พร้องกับสถานีอื่นข้างเคียง ดั้งนั้นจำเป็นที่จะต้องทำการปรับแก้ (Adjustment Factor) ในการตรวจสอบความถูกต้องของข้อมูลปริมาณน้ำฝนมีขั้นตอนดังนี้

3.1 การเลือกสถานีวัดน้ำฝนที่ตรวจสอบและสถานีข้างเคียง

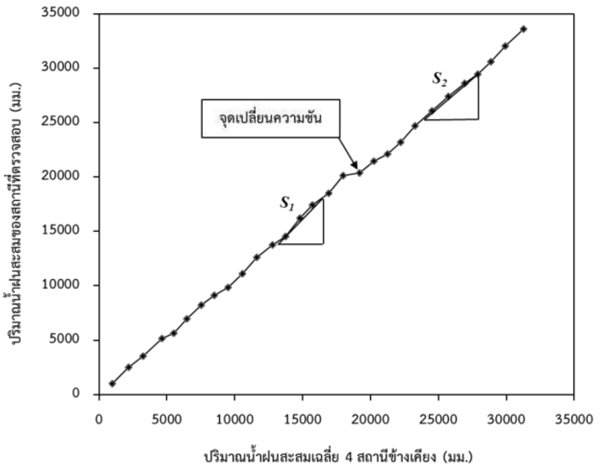
การเลือกสถานีวัดน้ำฝนที่ตรวจสอบและสถานีวัดน้ำฝนข้างเคียงกับสถานีวัดน้ำฝนที่ตรวจสอบ 4 สถานี ทำได้โดยการแบ่งเป็น 4 Quadrants ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3



รูปที่ 3 การเลือกสถานีวัดน้ำฝนข้างเคียงกับสถานีวัดน้ำฝนที่ตรวจสอบ

3.2 การพล็อตกราฟ Double Mass Curve

ในการพล็อตกราฟ Double Mass Curve ให้นำข้อมูลปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีวัดน้ำฝนที่ทำการตรวจสอบและข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายปีของสถานีข้างเคียงเฉลี่ยสะสม 4 สถานี มาทำการพล็อตกราฟ Double Mass Curve โดยกำหนดให้แกน y เป็นปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีที่ตรวจสอบ (มิลลิเมตร) และแกน x เป็นปริมาณน้ำฝนรายปีของสถานีข้างเคียงเฉลี่ยสะสม 4 สถานี (มิลลิเมตร) ดังแสดงไว้ในรูปที่ 4



รูปที่ 4 ตัวอย่างกราฟ Double Mass Curve

จากรูปที่ 4 เมื่อกราฟ Double Mass Curve ของแต่ละสถานีมีความชันของกราฟเปลี่ยนแปลง ในการปรับแก้ให้หาความชันของกราฟช่วงที่ 1 ที่ยังไม่เปลี่ยนแปลงความชัน และหาความชันของกราฟช่วงที่ 2 เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความชัน นำค่าความชันในช่วงที่ 2 ไปหารค่าความชันในช่วงที่ 1 ดังแสดงในสมการที่ (1) [3]

$$Adjustment\ Factor = \frac{S_1}{S_2} \quad (1)$$

เมื่อ S_1 คือ ช่วงความลาดชันสุดท้ายที่ต้องการ
S_2 คือ ช่วงความลาดชันที่ต้องการปรับแก้

เมื่อได้ค่าปรับแก้ Adjustment Factor แล้วนำไปคูณกับปริมาณน้ำฝนในช่วงที่ 1 และนำค่าที่ปรับแก้แล้วไปใช้พล็อตกราฟ Double Mass Curve จะได้เส้นกราฟที่มีความชันที่ข้างเคียงกัน และข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ปรับแก้แล้วสามารถใช้ในการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ต่อไป

4. การตรวจสอบความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษา

ในการหาความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนที่พิจารณากับข้อมูลปริมาณน้ำฝนสถานีข้างเคียง โดยวิธีสหสัมพันธ์ (Correlation) ซึ่งจะใช้วิธีสหสัมพันธ์ลำดับที่สเปียร์แมน (Spearman's rank) เนื่องจากข้อมูลปริมาณน้ำฝนอยู่ในรูปของข้อมูลในมาตรอัตรภาคหรืออัตราส่วน (Interval or Ration scale) และข้อมูลมีการแจกแจงเป็นแบบปกติหรือมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรง [4]

ในการศึกษาได้นำข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายปี (หน่วยมิลลิเมตรต่อปี) จำนวนปีที่มีการวัดปริมาณน้ำฝน (หน่วยปี) และระยะทาง (หน่วยกิโลเมตร) ของสถานีที่ตรวจสอบและสถานีข้างเคียง มาใช้ในการตรวจสอบความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษา โดยจัดเรียงข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีข้างเคียงให้มีข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่มีจำนวนปีตรงกับสถานีที่ตรวจสอบ

การบอกระดับหรือขนาดของความสัมพันธ์ จะใช้ตัวเลขของค่าสัมประสิทธ์สหสัมพันธ์ (r) หากค่าสัมประสิทธ์สหสัมพันธ์มีค่าเข้าใกล้ -1 หรือ 1 แสดงถึงการมีความสัมพันธ์กันในระดับสูง แต่หากมีค่าเข้าใกล้ 0 แสดงถึงการมีความสัมพันธ์กันในระดับน้อยหรือไม่มีเลย สำหรับการพิจารณาค่าสัมประสิทธ์สหสัมพันธ์โดยทั่วไปใช้เกณฑ์ดังนี้ [5]

1) 0.90 - 1.00 หมายถึง มีความสัมพันธ์กันสูงมาก
2) 0.70 - 0.90 หมายถึง มีความสัมพันธ์กันในระดับสูง
3) 0.50 - 0.70 หมายถึง มีความสัมพันธ์กันในระดับปานกลาง
4) 0.30 - 0.50 หมายถึง มีความสัมพันธ์กันในระดับต่ำ
5) 0.00 - 0.30 หมายถึง มีความสัมพันธ์กันในระดับต่ำมาก

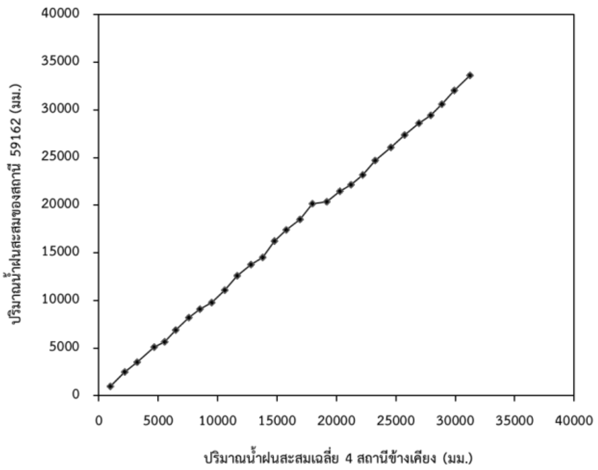
โดยที่ค่าของ P-value ต้องไม่มากกว่า 0.05 แต่ถ้ามากกว่า 0.05 ค่าสหสัมพันธ์จะเป็นแบบไม่มีความสัมพันธ์กัน เครื่องหมาย + หรือ - หน้าตัวเลขของสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์จะบอกถึงทิศทางของความสัมพันธ์โดยที่หาก r มีเครื่องหมายเป็น + หมายถึง การมีความสัมพันธ์กันไปในทิศทางเดียวกัน (ตัวแปรหนึ่งมีค่าสูง อีกตัวหนึ่งจะมีค่าสูงไปด้วย) ถ้า r มีเครื่องหมายเป็นลบ - หมายถึง การมีความสัมพันธ์กันไปในทิศทางตรงกันข้าม (ตัวแปรหนึ่งมีค่าสูง ตัวแปรอีกตัวหนึ่งจะมีค่าต่ำ)

5. ผลการศึกษา

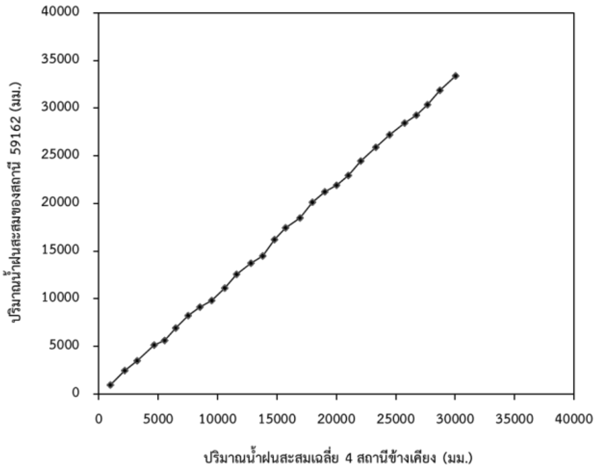
5.1 ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลปริมาณน้ำฝน

ผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลปริมานน้ำฝนรายปีของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษาในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์จำนวน 10 สถานี ด้วยวิธี Double Mass Curve พบว่าผ่านการตรวจสอบ 9 สถานี และไม่ผ่านการตรวจสอบ 1 สถานีได้แก่สถานี 59162 ซึ่งตั้งอยู่ที่จังหวัดสุโขทัย จึงต้องมีการปรับแก้ข้อมูลก่อนนำมาใช้ ในรูปที่ 5 และรูปที่ 6 แสดงกราฟ Double Mass Curve ของสถานี 59162 ก่อนและหลังปรับแก้ข้อมูลตามลำดับ

สำหรับผลการตรวจสอบความน่าเชื่อถือของข้อมูลปริมานน้ำฝนรายปีของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษาในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น จำนวน 11 สถานี ด้วยวิธี Double Mass Curve พบว่าสถานีวัดน้ำฝนซึ่งตั้งอยู่ในพื้นที่ศึกษาผ่านการตรวจสอบความน่าเชื่อถือทั้งหมด จึงไม่ต้องมีการปรับแก้ข้อมูลก่อนนำมาใช้



รูปที่ 5 กราฟ Double Mass Curve ของสถานี 59162 ที่ไม่ผ่านการตรวจสอบความน่าเชื่อถือข้อมูลปริมาณน้ำฝน



รูปที่ 6 กราฟ Double Mass Curve ของสถานี 59162 ที่มีการปรับแก้ข้อมูลแล้ว

5.2 ผลการศึกษาความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษา

ข้อมูลปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีที่ผ่านการตรวจสอบความน่าเชื่อถือด้วยวิธี Double Mass Curve ได้นำมาศึกษาความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนในแต่ละสถานีวัดน้ำฝน โดยใช้การทดสอบทางสถิติด้วยวิธีหาค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (r) เพียร์สันโพรดัคโมเมนต์ ซึ่งทำการทดสอบสมมติฐานแบบทางเดียว (One-tailed) ที่มีระดับความเชื่อมั่น 95% และนำค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (r) กับระยะทางระหว่างสถานีที่ทำการตรวจสอบกับสถานีข้างเคียงมาวิเคราะห์หาความเหมาะสมของระยะห่างในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน

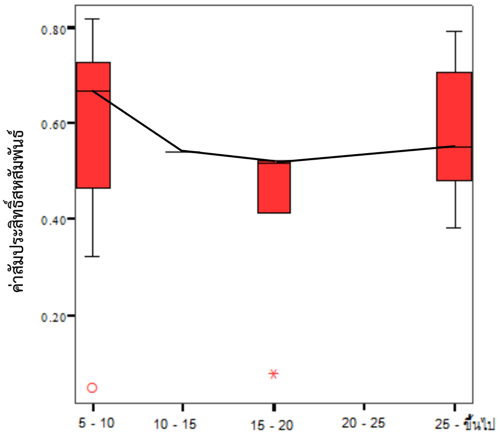
1) ผลการศึกษาความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์

ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษาในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ แสดงในตารางที่ 1 และในรูปที่ 7 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และช่วงระยะห่างของสถานีวัดน้ำฝน

ตารางที่ 1 ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์

สถานีที่ตรวจสอบ	สถานีข้างเคียง	ระยะทาง (กม.)	Correlation : r	P-value : P(1)
351005	70013	6.00	0.667	0.001
	351201	9.00	0.815	0.000
	59162	18.80	0.036	0.445
351201	70052	7.50	0.464	0.000
	59162	19.30	0.076	0.069
	351005	9.00	0.815	0.000
	70013	8.50	0.726	0.000
39161	59072	52.10	0.708	0.000
	70221	31.80	0.486	0.007
	70042	28.70	0.551	0.001
59032	59162	20.30	0.258	0.106
	70042	27.20	0.380	0.020
	59072	16.70	0.523	0.001
59072	70042	27.00	0.789	0.000
	39161	52.10	0.708	0.000
	59032	16.70	0.523	0.001
59162	70052	16.10	0.278	0.080
	351201	19.30	0.076	0.069
	70221	17.80	0.414	0.039
	59032	20.30	0.258	0.106
	351005	18.80	0.036	0.445
70052	351201	7.50	0.464	0.000
	59162	16.10	0.278	0.080
	70221	7.70	0.520	0.009
70042	70221	15.00	0.540	0.007
	39161	28.70	0.551	0.001
	59072	27.00	0.789	0.000
	59032	27.20	0.380	0.020
70221	39161	31.80	0.486	0.007
	70042	15.00	0.540	0.007
	70052	7.70	0.520	0.009
	59162	17.80	0.414	0.039
70013	351201	8.50	0.726	0.000
	351005	6.00	0.667	0.001
	70052	15.95	0.515	0.000

หมายเหตุ : (1) $P < 0.05$ คือมีความสัมพันธ์, $P > 0.05$ คือไม่มีความสัมพันธ์



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และช่วงระยะห่างของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์

จากรูปที่ 7 กราฟ (Box Plot) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์กับช่วงระยะห่างของสถานีวัดน้ำฝน ปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์แสดงให้เห็นค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เกาะกลุ่มลดตามระยะทางของแต่ละสถานีวัดน้ำฝน และช่วงระยะทางที่เหมาะสมในการติดตั้งสถานีวัดปริมาณน้ำฝนอยู่ในช่วงระยะทาง 5 ถึง 10 กิโลเมตร เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เฉลี่ยมีค่ามากกว่า 0.6

2) ผลการศึกษาความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

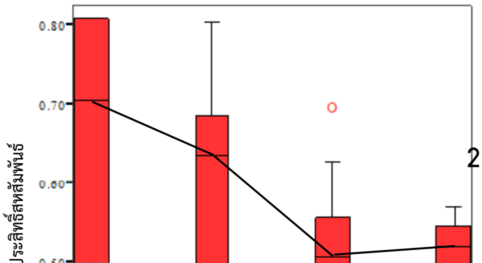
ผลการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ของข้อมูลปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษาในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น แสดงในตารางที่ 2 และในรูปที่ 8 แสดงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และช่วงระยะห่างของสถานีวัดน้ำฝน

จากรูปที่ 8 กราฟ (Box Plot) แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์กับช่วงระยะทางของสถานีวัดน้ำฝน ปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่นแสดงให้เห็นค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เกาะกลุ่มลดตามระยะทางของแต่ละสถานีวัดน้ำฝน และช่วงระยะทางที่เหมาะสมในการติดตั้งสถานีวัดปริมาณน้ำฝนอยู่ในช่วงระยะทาง 5 ถึง 10 กิโลเมตร เนื่องจากค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เฉลี่ยมีค่ามากกว่า 0.6

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

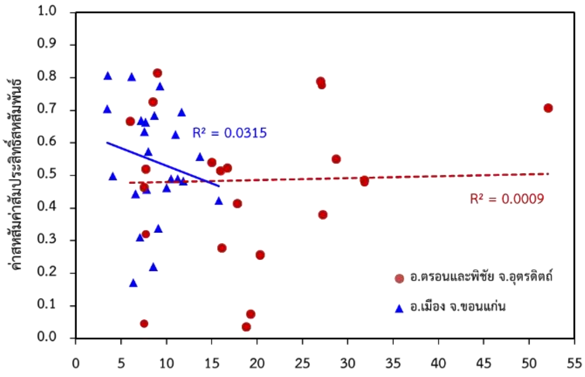
สถานีที่ตรวจสอบ	สถานีข้างเคียง	ระยะทาง (กม.)	Correlation : r	P-value : P(1)
14013	14112	6.20	0.804	0.000
	14350	7.10	0.310	0.510
	14401	3.48	0.704	0.000
	14370	6.34	0.170	0.198
	14122	4.10	0.499	0.000
14062	14380	10.00	0.462	0.010
	14360	8.54	0.221	0.144
14112	14350	9.12	0.338	0.034
	14013	6.20	0.804	0.000
	14401	7.20	0.668	0.000
	14122	6.57	0.443	0.001
	14340	7.80	0.457	0.005
14122	14401	7.70	0.663	0.000
	14112	6.57	0.443	0.001
	14013	4.10	0.499	0.000
	14370	7.56	0.634	0.000
14340	14390	9.30	0.775	0.000
	14350	10.50	0.490	0.003
	14112	7.80	0.457	0.005
	14380	11.24	0.489	0.005
	14360	11.89	0.482	0.005
14350	14390	13.70	0.557	0.001
	14340	10.50	0.490	0.003
	14401	3.56	0.807	0.000
	14112	9.12	0.338	0.034
14360	14062	8.54	0.221	0.144
	14340	11.89	0.482	0.005
	14380	8.70	0.684	0.000
	14112	15.80	0.423	0.016
14370	14401	8.00	0.573	0.001
	14013	6.34	0.170	0.198
	14350	11.00	0.626	0.000
	14122	7.56	0.634	0.000
14380	14390	11.70	0.695	0.000
	14340	11.24	0.489	0.005
	14360	8.70	0.684	0.000
	14062	10.00	0.462	0.010
14390	14350	13.70	0.557	0.001
	14340	9.30	0.775	0.000
	14380	11.70	0.695	0.000
14401	14350	3.56	0.807	0.000
	14013	3.48	0.704	0.000
	14122	7.70	0.663	0.000
	14370	8.00	0.573	0.001
	14112	7.20	0.668	0.000

หมายเหตุ : (1) P < 0.05 คือมีความสัมพันธ์ P > 0.05 คือไม่มีความสัมพันธ์



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และช่วงระยะห่างของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

ในรูปที่ 9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และระยะทางของสถานีวัดน้ำฝนที่ใช้ศึกษาในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น ซึ่งจะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีกับระยะทางของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษาอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ เส้นกราฟจะมีความชันเปลี่ยนแปลงในทางที่เพิ่มขึ้นแต่อยู่ในระดับต่ำซึ่งไม่เป็นไปตามสมมติฐานคือยิ่งระยะทางเพิ่มมากขึ้นค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์จะต้องลดต่ำลง ส่วนเส้นกราฟระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ของปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีกับระยะทางของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ศึกษาอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น เส้นกราฟจะมีความชันเปลี่ยนแปลงในทางที่ลดลง



รูปที่ 9 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์และระยะทางของสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

ผลการศึกษาในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ พบว่าค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ไม่ค่อยมีความสัมพันธ์กับระยะทาง โดยค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์จะกระจัดกระจ่ายในช่วงระยะทางที่ยิ่งมากขึ้น ปัจจัยที่ส่งผลต่อความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้น เช่น ลักษณะภูมิประเทศของอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ที่มีสภาพพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นภูเขาซึ่งทำให้การตกของฝนในพื้นที่มีการกระจายของฝนไม่ทั่วทั้งพื้นที่โดยด้านหน้าเขาจะมีปริมาณฝนมากกว่าด้านหลังเขา ประกอบกับตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนบางสถานีตั้งในพื้นที่ด้านหน้าเขา แต่บางสถานีตั้งในพื้นที่ด้านหลังเขาซึ่งเป็นเขตเงาฝนที่มีฝนตกน้อย ส่งผลให้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ตรวจวัดได้ในแต่ละสถานีมีค่าแตกต่างกันและไม่ค่อยมีความสัมพันธ์กัน เป็นต้น สำหรับผลการศึกษาในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น โดยค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีความสัมพันธ์กับระยะทางมากกว่าอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์เกาะกลุ่มลดตามระยะทางของแต่ละสถานีวัดน้ำฝน ปัจจัยที่ส่งผลต่อความสัมพันธ์ที่เกิดขึ้น เช่น ลักษณะพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่นเป็นที่ราบทำให้มีการกระจายของฝนสม่ำเสมอทั่วทั้งพื้นที่มากกว่าพื้นที่ที่เป็นภูเขา ประกอบกับตำแหน่งที่ตั้งของสถานีวัดน้ำฝนมีระยะทางใกล้กันและตั้งอยู่ในสภาพพื้นที่ที่เป็นที่ราบคล้ายคลึงกัน จึงส่งผลให้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ตรวจวัดได้ในแต่ละสถานีมีค่าแตกต่างกันน้อยและค่อนข้างมีความสัมพันธ์กัน เป็นต้น

6. สรุปผลการศึกษา

จากผลการวิเคราะห์ของการศึกษาครั้งนี้สามารถสรุปได้ดังนี้

1) ความเหมาะสมของระยะห่างระหว่างสถานีวัดน้ำฝนที่ตั้งอยู่ในพื้นที่ศึกษา โดยพิจารณาระยะห่างระหว่างสถานีวัดน้ำฝน ซึ่งทำให้ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีของแต่ละสถานีมีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มากกว่า 0.6 พบว่าพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น ได้ระยะห่างที่เหมาะสมในการติดตั้งสถานีวัดน้ำฝน อยู่ในช่วง 5 ถึง 10 กิโลเมตร

2) พื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ มีค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ที่มีความสัมพันธ์ระดับต่ำกับระยะทาง สำหรับพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์มีความสัมพันธ์กับระยะทางมากกว่าอำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ เพราะสภาพพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ มีสภาพพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นภูเขา ทำให้การตกของฝนในพื้นที่มีการกระจายของฝนไม่ทั่วทั้งพื้นที่ ส่วนอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น มีสภาพพื้นที่เป็นที่ราบ มีการกระจายของฝนสม่ำเสมอทั่วทั้งพื้นที่มากกว่า

ในการศึกษาครั้งต่อไปควรจะศึกษาถึงปัจจัยที่แสดงให้เห็นความแตกต่างของความเหมาะสมของระยะห่างสถานีวัดน้ำฝนในพื้นที่ต่างๆ

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาครั้งนี้ขอขอบคุณเจ้าหน้าที่กรมชลประทาน และกรมอุตุนิยมวิทยา ที่ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูลปริมาณน้ำฝนของสถานีวัดน้ำฝนที่ตั้งอยู่ในพื้นที่อำเภอตรอนและอำเภอพิชัย จังหวัดอุตรดิตถ์ และอำเภอเมือง จังหวัดขอนแก่น

เอกสารอ้างอิง

[1] ศิริลักษณ์ ชุ่มชื่น และ รัชเวช หาญชูวงศ์ (2554). การวิเคราะห์แผนที่เสี่ยงภัยแล้งสำหรับการเพาะปลูกข้าวนาปี. *การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 16*, พัทยา, 18-20 พฤษภาคม 2554, หน้า WRE0021.

[2] ศิริลักษณ์ ชุ่มชื่น (2551). วิศวกรรมอุทกวิทยา. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีมหานคร, หน้า 110.

[3] Bras, R.L. (1990). *Hydrology: An Introduction to Hydrologic Science*. Addison-Wesley Publishing Company, pp.643.

[4] สุวิชาน มนแพวงศานนท์ (2544). *วิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติด้วย SPSS for Windows*. บริษัท ซีเอ็ดยูเคชั่น จำกัด (มหาชน), หน้า 137-138.

[5] Hinkle, D.E, William, W. and Stephen, G.J. (1998). *Applied Statistics for the Behavioral Sciences*. 4th ed. New York: Houghton Mifflin, pp.118.

การสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสำหรับน้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จังหวัดขอนแก่น

Rainfall-runoff modelling for flash floods in urban areas of Ban Phai city, Khon Kaen Province

ธีรเมธ หิรัญวัฒนานนท์[1] วรพงษ์ โล่ห์ไพศาลกฤช[1,*]

[1] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น จ.ขอนแก่น*

**Corresponding author; E-mail address: worapong.lo@rmuti.ac.th*

บทคัดย่อ

น้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองเป็นภัยธรรมชาติที่เกิดขึ้นบ่อยครั้ง เนื่องจากการขยายตัวของเมืองอย่างรวดเร็ว ส่วนใหญ่น้ำท่วมฉับพลันมีสาเหตุมาจากฝนตกหนัก ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อมีปริมาณน้ำฝนส่วนเกินไม่กี่ชั่วโมง จึงมีเวลาสั้นมากในการเตือนภัย ส่งผลให้เกิดความสูญเสียในชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมาก น้ำท่วมฉับพลันในเมืองบ้านไผ่ในลุ่มน้ำห้วยจิก เมื่อวันที่ 31 สิงหาคม 2562 ได้ถูกนำมาศึกษา ซึ่งการศึกษานี้มีความท้าทายเพราะไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่าในพื้นที่ศึกษา วัตถุประสงค์หลักของการศึกษา คือ การสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า เพื่อประเมินปริมาณและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด การสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรม QGIS ช่วยในการประมาณค่าพารามิเตอร์จากแบบจำลองระดับสูงเชิงเลข, แผนที่การใช้ที่ดิน และแผนที่ลักษณะของดิน สำหรับการสอบเทียบแบบจำลองใช้ข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำฝนรายชั่วโมงถูกคำนวณเปลี่ยนเป็นปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ โดยที่ปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์นี้เปรียบเทียบกับค่าประมาณปริมาณน้ำท่าที่จุดออกของลุ่มน้ำห้วยจิก ซึ่งประมาณค่านี้จากโค้งปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสามารถคำนวณปริมาณและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุดเป็นที่ยอมรับได้ สำหรับการศึกษาเพิ่มเติม จะนำการวิเคราะห์และการออกแบบปริมาณน้ำฝนมาร่วมสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อการสนับสนุนระบบเตือนภัยน้ำท่วมล่วงหน้า

คำสำคัญ: น้ำท่วมฉับพลัน, น้ำท่วมในเมือง, แบบจำลองอุทกวิทยา, QGIS, การเตือนภัยน้ำท่วม

Abstract

Flash floods in urban areas are natural disasters that frequently happen due to the rapid urbanization. Generally, flash floods are caused by severe rainfall. These phenomena usually occur within a few hours of excessive rainfall, leaving extremely short time for warning. As a result, they can cause loss of life and destroy properties. The flash flood event occurred in Ban Phai city located in the Huai Jik basin during 31 August 2019 was studied. This study was a challenging task because there was no a stream gauge in the study area. The main objective of this study was to create a rainfall-runoff model for estimating the flood peaks and lag time. To set up the model, QGIS, open source software, was used to estimate model parameters from digital elevation model, land use maps, and soil maps. For model calibration, observed hourly rainfall data were converted by the rainfall-runoff model to simulated runoff. This simulated runoff was compared with the estimated runoff at the outlet of the Huai Jik basin, which was based on operation rule curves of the Kang La Wa reservoir. The results showed that the rainfall-runoff model was able to simulate the flood peak and lag time, which were considered to be acceptable. For further studies, rainfall analysis and design will be taken into account of rainfall-runoff modelling in order to provide several potential flash flood scenarios. These may provide a useful support to an early flood warning system.

Keywords: Flash flood, urban flood, hydrological model, QGIS, flood warning

1. บทนำ

ปัญหาน้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองเป็นปัญหาหนึ่งที่พบได้บ่อยครั้งในประเทศไทย ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน ซึ่งเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลัน อ.บ้านไผ่ จ.ขอนแก่น มักเกิดขึ้นและประสบปัญหาน้ำท่วมฉับพลันซ้ำซาก ซึ่งมีความรุนแรงและรับมือได้ยาก เนื่องจากบริเวณลุ่มน้ำห้วยจิกมีการขยายตัวของเมืองตลอดระยะเวลาหลายปีที่ผ่านมา ส่งผลให้ประสิทธิภาพการระบายน้ำของพื้นที่ลุ่มน้ำห้วยจิกลดลง ทำให้พื้นที่ได้รับความเสียหายอยู่เสมอ ซึ่งเมื่อวันที่ 29 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึง วันที่ 1 กันยายน พ.ศ. 2562 พายุโพดุลเคลื่อนผ่านประเทศไทย บริเวณภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ทำให้มีปริมาณน้ำฝนตกจำนวนมาก ซึ่งตรวจวัดได้จากหลายสถานีในพื้นที่ ส่งผลให้เกิดน้ำท่วมฉับพลันในพื้นที่เมืองบ้านไผ่และพื้นที่ใกล้เคียง จาก

สภาวะน้ำท่วมฉับพลันดังกล่าว ข้อมูลน้ำท่าเป็นสิ่งสำคัญในการบริหารจัดการในลุ่มน้ำ เพื่อใช้ในการพยากรณ์และเตือนภัยล่วงหน้า ซึ่งลุ่มน้ำย่อยขนาดเล็กในหลายพื้นที่ยังไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่า เป็นผลให้การบริหารจัดการในลุ่มน้ำนั้นเป็นไปด้วยความยากและท้าทาย

ในช่วงทศวรรษที่ผ่านมา [7] แบบจำลองอุทกวิทยาได้รับการพัฒนาจากการสำรวจระยะไกล (Remote sensing: RS) และระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ (Geographic information system: GIS) โดยทั่วไป RS ให้ข้อมูลเชิงพื้นที่กับแบบจำลองอุทกวิทยา เช่น ระดับความสูง, การใช้ที่ดิน ชนิดของดิน เป็นต้น ส่วนการใช้ GIS ใช้จัดเก็บฐานข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูลอ้างอิงทางภูมิศาสตร์ ซึ่งการประยุกต์ใช้ RS และ GIS สามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการจัดเก็บฐานข้อมูลและวิเคราะห์ข้อมูล ทำให้เพิ่มประสิทธิภาพในการใช้แบบจำลองอุทกวิทยา เพื่อวิเคราะห์ผลกระทบของภัยพิบัติน้ำท่วมและภัยแล้งได้แม่นยำมากขึ้น [2], [6], [8], [9]

แบบจำลอง HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modelling System) พัฒนาโดยคณะวิศวกรของกองทัพสหรัฐอเมริกา [5] เป็นแบบจำลองที่มีการใช้อย่างมากมายทั่วโลก และมีการทดสอบเพื่อจำลองสถานการณ์น้ำท่วมในพื้นที่ทางภูมิศาสตร์ที่หลากหลาย (เช่น ลุ่มน้ำ Kävlinge ในประเทศสวีเดน และลุ่มน้ำ Kankai ในประเทศเนปาล, ลุ่มน้ำ Malingon ในประเทศฟิลิปปินส์) [6], [12]

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อพัฒนาแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า โดยใช้แบบจำลอง HEC-HMS เพื่อประมาณปริมาณน้ำท่วมและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุดในลุ่มน้ำห้วยจิก ซึ่งเป็นลุ่มน้ำที่ไม่มีสถานีวัดน้ำท่า และเพื่อประเมินประสิทธิภาพของแบบจำลองน้ำท่วม ซึ่งจะนำไปส่งแนวทางการป้องกันและเตือนภัยน้ำท่วมต่อไป

2. พื้นที่ศึกษา

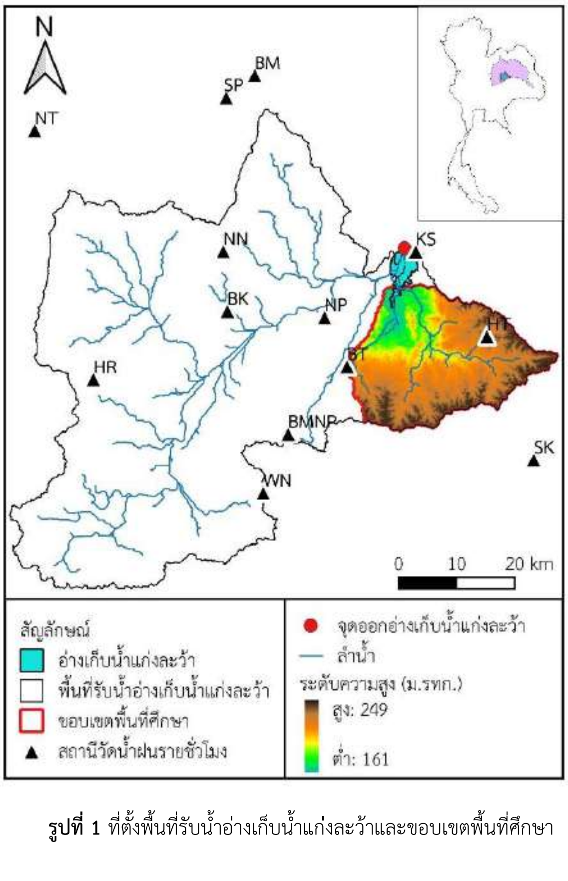
ลุ่มน้ำห้วยจิกเป็นส่วนหนึ่งของพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า อ.บ้านไผ่ จ.ขอนแก่น ตั้งอยู่ระหว่างละติจูด 15° 38′ และ 16° 24′ และลองจิจูด 102° 05′ และ 102° 57′ ครอบคลุมพื้นที่ 23.09 ตร.กม. พื้นที่ส่วนใหญ่เป็นเขตเมือง ประกอบด้วย หน่วยงานราชการ/รัฐวิสาหกิจ, บริษัท/ห้าง/ร้าน, สถานศึกษา, ศาสนสถาน, ที่พักอาศัย รวมทั้งถนนมิตรภาพและทางรถไฟสายตะวันออกเฉียงเหนือพาดผ่าน ดินบริเวณลุ่มน้ำมีลักษณะเป็นดินร่วนปนทรายและดินร่วนเหนียวปนทราย ระดับความสูงอยู่ระหว่าง 249 ม. ถึง 161 ม. เหนือระดับน้ำทะเลปานกลาง (ม.รทก.) ลำน้ำในห้วยจิกไหลจากทิศใต้ไปทิศเหนือไหลลงสู่อ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ความยาวของลำน้ำประมาณ 34 กม. ลุ่มน้ำห้วยจิกมีสภาพอากาศแบบร้อนชื้น มีปริมาณน้ำฝนเฉลี่ยปีละ 1,304 มม. (พ.ศ. 2545-2554) ซึ่งลุ่มน้ำห้วยจิกถูกเลือกเป็นพื้นที่ศึกษาเนื่องจากเป็นลุ่มน้ำขนาดเล็กอยู่ในพื้นที่อำเภอบ้านไผ่ เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลันบ่อยครั้ง ยังไม่มีการศึกษาในพื้นที่นี้ อีกทั้งยังไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่าในลำน้ำ ซึ่งการศึกษานี้ใช้ข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งละว้ารายวัน ดังนั้นลุ่มน้ำนี้อาจเป็นกรณีศึกษาสำหรับการจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสำหรับลุ่มน้ำขนาดเล็กในพื้นที่รับน้ำของอ่างเก็บน้ำ

อ่างเก็บน้ำแก่งละว้า อ.บ้านไผ่ จ.ขอนแก่น เป็นโครงการชลประทานขนาดกลาง ก่อสร้างและบริหารจัดการโดยกรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์ เพื่อใช้ในการอุปโภค-บริโภค และเป็นแหล่งน้ำดิบสำหรับการประปา อ.บ้านไผ่ จ.ขอนแก่น เริ่มก่อสร้างตั้งแต่ปี พ.ศ. 2526 แล้วเสร็จในปี พ.ศ. 2528 พื้นที่รับน้ำ 3,796 ตร.กม. ความจุที่ระดับเก็บกัก 45.78 ล้าน ลบ.ม.

3. วิธีการศึกษา

3.1 การเก็บรวมรวมข้อมูล

ข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายชั่วโมงรวบรวมจากโครงการจัดหาเครือข่ายสถานีฝนอัตโนมัติ สำนักพัฒนาอุตุนิยมวิทยา กรมอุตุนิยมวิทยา ตั้งแต่วันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ. 2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562 โดยใช้ข้อมูลจากสถานีวัดน้ำฝนทั้งหมด 13 สถานี ซึ่งได้รับการตรวจสอบจากกรมอุตุนิยมวิทยา ได้แก่ สถานี อบต.หินตั้ง (HT), สถานี อบต.โนนพะยอม (NP), สถานี อบต.บ้านแท่น (BT), สถานี อบต.นางาม (NN), สถานี อบต.สระแก้ว (SK), สถานี อบต.บ้านใหม่นาเพียง (BMNP), สถานี ทต.บ้านโคก (BK), สถานี อบต.โคกสำราญ (KS), สถานี อบต.แวงน้อย (WN), สถานี อบต.บ้านเม็ง (DM) ในจังหวัดขอนแก่น และ สถานี อบต.สระพัง (SP), สถานี อบต.หนองตูม (NT), สถานี อบต.ห้วยไร่ (HR) ในจังหวัดชัยภูมิ ที่อยู่ในและพื้นที่ใกล้เคียงของพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 ที่ตั้งพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้าและขอบเขตพื้นที่ศึกษา

ข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งละว้ารายวันได้จากกรมชลประทาน เปรียบเทียบกับค่าประมาณปริมาณน้ำท่าที่จุดออกของลุ่มน้ำห้วยจิก ซึ่งประมาณค่านี้จากโค้งปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ข้อมูลเชิงพื้นที่ในการสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ได้แก่ แบบจำลองระดับความสูงเชิงเลข (DEM) ที่มีความละเอียด 30 ม. จากกรมชลประทาน, แผนที่การใช้ที่ดิน พ.ศ. 2554 และแผนที่ลักษณะของดิน พ.ศ. 2552 จากกรมพัฒนาที่ดิน

3.2 การวิเคราะห์และการเตรียมข้อมูลเชิงพื้นที่ก่อนการประยุกต์ใช้

ก่อนการประยุกต์ใช้แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า การประมวลผลข้อมูลอนุกรมเวลาและเชิงพื้นที่ได้ดำเนินการโดยระบบข้อมูลทางภูมิศาสตร์ Quantum (QGIS) และขั้นตอนการศึกษาแสดงดังรูปที่ 2

รูปที่ 2 แผนผังขั้นตอนการศึกษา

ข้อมูลช่วงเวลาเป็นข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำฝนรายชั่วโมงที่รวบรวมจากสถานีวัดน้ำฝน 13 แห่ง ข้อมูลที่หายไปบางส่วนถูกเติมด้วยข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำฝนรายวันเฉลี่ยจากสถานีใกล้เคียง เนื่องจากไม่มีสถานีวัดน้ำฝนในแต่ละลุ่มน้ำย่อย โดยข้อมูลปริมาณน้ำฝนประเมินโดยใช้วิธี Inverse Distance Weight (IDW) ในโปรแกรม QGIS

ข้อมูลเชิงพื้นที่ที่ใช้ในการศึกษาประกอบด้วยข้อมูล DEM, แผนที่การใช้ที่ดิน และแผนที่ลักษณะของดิน ซึ่งข้อมูล DEM ได้รับการวิเคราะห์เชิงพื้นที่โดยโปรแกรม QGIS เพื่อคำนวณลักษณะกายภาพของพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า โดยแบ่งย่อยเป็น 111 ลุ่มน้ำย่อย แต่ละลุ่มน้ำย่อยเชื่อมโยงกันด้วยการกำหนดเส้นทาง 65 เส้นทางเป็นตัวแทนของส่วนตามยาวของช่องทางหลัก จากนั้นสร้างลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำย่อยได้แก่ เครือข่ายลำน้ำ, ความลาดชันของลำน้ำ, ขอบเขตของลุ่มน้ำย่อยและความลาดชันของลุ่มน้ำ

นอกจากนี้ค่า Runoff curve number (CN) ได้คำนวณเชิงพื้นที่ตามแผนที่การใช้ที่ดินและกลุ่มดินอุทกวิทยา ซึ่งดินของพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้าถูกจำแนกออกเป็น 4 กลุ่มดินอุทกวิทยาตามอัตราการแทรกซึมและลักษณะอื่นๆ ในการคำนวณค่า CN จะนำแผนที่การใช้ที่ดินและกลุ่มดินอุทกวิทยารวมเข้าด้วยกัน จะได้ค่าเฉลี่ย CN เป็นตัวแทนของลุ่มน้ำย่อยซึ่งการวิเคราะห์และการเตรียมข้อมูลเชิงพื้นที่ใช้ลักษณะทางกายภาพและข้อมูลค่าเฉลี่ย CN ในการประเมินพารามิเตอร์ทางอุทกวิทยาของพื้นที่รับน้ำอ่างเก็บน้ำแก่งละว้าในการสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า

3.3 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง HEC-HMS

แบบจำลอง HEC-HMS เป็นแบบจำลองทางกายภาพซึ่งสามารถนำมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างน้ำฝนและน้ำท่า โดยอาศัยข้อมูลเชิงพื้นที่ในการสร้างแบบจำลอง สำหรับการสังเคราะห์น้ำท่าแบบจำลองจะมีรูปการประมวลผลเชิงพื้นที่แบบ Semi-distributed model

แบบจำลอง HEC-HMS สามารถคำนวณปริมาณน้ำท่า โดยใช้ส่วนประกอบต่าง ๆ ในการสร้างน้ำท่า ได้แก่ วิธีการสูญเสีย (Loss method), วิธีการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำฝนส่วนเกิน (Transform method) และวิธีการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม (Routing method) จากปริมาณน้ำฝน

3.3.1 วิธีการสูญเสีย

ในการศึกษานี้ใช้วิธี SCS curve number loss ในการกำหนดอัตราการสูญเสียทางอุทกวิทยา ในการคำนวณพารามิเตอร์ได้จากการใช้ที่ดินและกลุ่มดินอุทกวิทยา โดยค่า CN ได้คำนวณตามที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.2 อยู่ในช่วง 35 ถึง 100 ซึ่งวิธีนี้สามารถแสดงสมการได้ดังต่อไปนี้ [4]:

$$Q=\frac{(P-I_a)^2}{P-I_a+S} \quad (1)$$

$$I_a=0.2S \quad (2)$$

$$S=\frac{25400}{CN}-254 \quad (3)$$

เมื่อ Q คือ ปริมาณน้ำฝนส่วนเกินหรือปริมาณน้ำท่าจริง (มม.)
P คือ ปริมาณฝนสะสม (มม.)
I_a คือ การสูญเสียเริ่มต้น (มม.)
S คือ ศักยภาพการเก็บกักน้ำในลุ่มน้ำสูงสุด

3.3.2 วิธีการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำฝนส่วนเกิน

ในการศึกษานี้ใช้วิธี SCS unit hydrograph โดยมีข้อมูลนำเข้าแบบจำลองเพียงค่าเดียว คือ ระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด (Lag time) ซึ่งวิธีนี้สามารถแสดงได้ดังต่อไปนี้ [4]:

$$T_{lag}=0.6T_c \quad (4)$$

$$T_c=0.0195\times L^{0.77}\times S^{-0.385} \quad (5)$$

เมื่อ T_{lag} คือ ระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด (นาที)
T_c คือ ระยะเวลาน้ำไหลรวม (นาที)
L คือ ความยาวของลำน้ำ (ม.)
S คือ ค่าเฉลี่ยความลาดชันของลำน้ำ (ม./ม.)

3.3.3 วิธีการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม

ในการศึกษานี้ใช้วิธีการเคลื่อนตัวของน้ำท่วม 2 วิธี คือ วิธี Muskingum routing และวิธี Lag routing โดยวิธี Muskingum routing เป็นแบบจำลองระบบที่พัฒนาโดย McCarthy [11] เหมาะสำหรับพื้นที่ที่ลาดชันไม่มาก เช่น พื้นที่เขตเมือง มีการใช้กันอย่างแพร่หลายในลุ่มน้ำที่มีสถานีตรวจวัดและไม่มีสถานีตรวจวัด และวิธี Lag routing ใช้สำหรับพื้นที่ที่มีความชัน เป็นวิธีที่ง่ายที่สุด เนื่องจากมีค่าพารามิเตอร์เพียงค่าเดียว [9]

สำหรับการประยุกต์ใช้วิธี Muskingum routing ในการศึกษานี้ได้กำหนดค่าน้ำหนักไร้มิติ (X) ในแบบจำลองเท่ากับ 0.2 เนื่องจากเป็นค่าเฉลี่ยของลำน้ำธรรมชาติ [4] ส่วนตัวแปรซึ่งเกี่ยวกับระยะเวลาเดินทางของคลื่นน้ำท่วมหรือค่าพารามิเตอร์ K ได้มาจากการสอบเทียบกับข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งละว้าในแบบจำลอง HEC-HMS

3.4 การสอบเทียบและการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลอง

การสอบเทียบและการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองเป็นสิ่งที่จำเป็น เพื่อให้แน่ใจว่าแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่ามีความน่าเชื่อถือสำหรับการจำลองปริมาณน้ำท่าและส่วนประกอบ ค่าพารามิเตอร์สำหรับวิธีอุทกวิทยาแต่ละค่าที่นำเข้าแบบจำลอง บางค่าพารามิเตอร์คำนวณจากลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำและลำน้ำ แต่บางค่าพารามิเตอร์ประเมินโดยวิธี Trial-and-error หรือวิธี Optimization techniques เนื่องจากขาดเกณฑ์การวัด ในการศึกษานี้ค่าพารามิเตอร์แต่ละลุ่มน้ำย่อย ได้แก่ ค่า Initial abstraction, ค่า CN, ค่า Impervious areas และ ค่า Lag time ได้รับการประเมินและคำนวณจากลักษณะทางกายภาพลุ่มน้ำและลำน้ำ ซึ่งค่าพารามิเตอร์เหล่านี้ได้มีการปรับแก้ในกระบวนการสอบเทียบด้วย ส่วนวิธี Muskingum routing ค่า X กำหนดเป็น 0.2 [4] และค่า K ได้ถูกปรับแก้เพื่อให้ได้ค่าเหมาะสมที่สุดระหว่างการจำลองและกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าตรวจวัด โดยในการศึกษานี้เหตุการณ์น้ำท่วมที่เกิดขึ้นในวันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ. 2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562 ได้รับเลือกสำหรับการตรวจสอบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า

การสอบเทียบและการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองของข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายชั่วโมงจะถูกแปลงโดยแบบจำลอง เป็นกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า ซึ่งประสิทธิภาพของแบบจำลองจะถูกประเมินโดยการเปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างค่าจากแบบจำลองและค่าตรวจวัดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งละว้ารายวัน ซึ่งในการศึกษานี้ใช้ 3 วิธี คือ ค่า NSE, ค่า PBIAS และค่า RSR [8], [10], [12] ซึ่งแสดงสมการได้ดังนี้:

$$NSE = 1 - \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{obs} - Q_{sim}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{obs} - \bar{Q}_{obs}\right)^2} \right] \quad (7)$$

$$PBIAS = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (Q_{obs} - Q_{sim}) 100}{\sum_{i=1}^{n} Q_{obs}} \right]$$

(8)

$$RSR = \frac{RMSE}{STDEV_0} = \frac{\left[\sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{obs} - Q_{sim}\right)^2} \right]}{\left[\sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(Q_{obs} - \bar{Q}_{obs}\right)^2} \right]}$$

(9)

เมื่อ i คือ ลำดับที่ของข้อมูล
n คือ จำนวนข้อมูลทั้งหมด
Q_{obs} คือ ค่าปริมาณน้ำท่าตรวจวัด
$\bar{Q}_{obs}$ คือ ค่าเฉลี่ยปริมาณน้ำท่าตรวจวัดทั้งหมด
Q_{sim} คือ ค่าปริมาณน้ำท่าจากแบบจำลอง

เกณฑ์ทางสถิติเหล่านี้ใช้ในการประเมินความแม่นยำของการจำลองทางอุทกวิทยา โดยการเปรียบเทียบค่าจากแบบจำลองและค่าตรวจวัด ซึ่งสอดคล้องกับแนวทางที่มีอยู่และการประเมินประสิทธิภาพของแบบจำลอง [8] ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 การประเมินประสิทธิภาพแบบจำลอง [8]

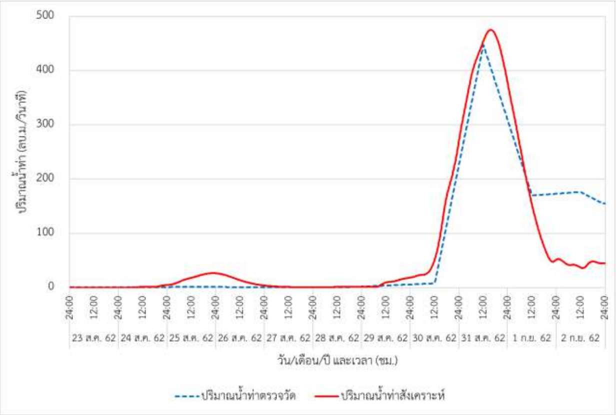
ระดับ	เกณฑ์ทางสถิติ		
	NSE	PBIAS (%)	RSR
ดีมาก	0.75<NSE<1.00	PBIAS<±10	0.00<RSR<0.50
ดี	0.65<NSE<0.75	±10<PBIAS<±15	0.50<RSR<0.60
ปานกลาง	0.50<NSE<0.65	±15<PBIAS<±25	0.60<RSR<0.70
พอใช้	NSE<0.50	PBIAS>±25	RSR>0.70

4. ผลการศึกษาและการอภิปรายผล

4.1 การสอบเทียบและการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลอง

การประยุกต์ใช้แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าที่ประสบความสำเร็จขึ้นอยู่กับคุณภาพของข้อมูล การเลือกวิธีการและความถูกต้องของกระบวนการสอบเทียบและการตรวจสอบความถูกต้อง ในปัจจุบันการศึกษาแบบจำลอง HEC-HMS สามารถสอบเทียบจำลองตามเหตุการณ์ได้ การศึกษาครั้งนี้ออกแบบเพื่อพัฒนาวิธีการสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าที่สามารถนำไปใช้แทนในพื้นที่ที่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่าและไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่าในลุ่มน้ำได้ ดังนั้นการศึกษานี้จึงรวมวิธีการที่ง่ายและเป็นที่รู้จักกันดี คือ วิธี SCS-CN, วิธี SCS UH, วิธี Muskingum routing และวิธี Lag routing สำหรับการจำลองน้ำท่วม โดยการศึกษานี้มีเพียงค่าพารามิเตอร์ K เท่านั้นที่ได้รับการสอบเทียบ โดยแต่ละลำน้ำมีค่าไม่เท่ากัน เนื่องจากขึ้นอยู่กับความยาวของลำน้ำในแต่ละลุ่มน้ำ และค่าพารามิเตอร์อื่นๆ ถูกประเมินจากลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ

การสอบเทียบและการประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าใช้อ่างเก็บน้ำแก่งละว้าเป็นจุดออก โดยใช้ข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างเก็บน้ำแก่งละว้าคำนวณเปลี่ยนเป็นปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ ซึ่งประมาณค่านี้จากโค้งปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ในการสอบเทียบเหตุการณ์น้ำท่วมระหว่างวันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562



รูปที่ 3 การเปรียบเทียบปริมาณน้ำท่าตรวจวัดและปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ในการสอบเทียบที่จุดออกอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า เหตุการณ์น้ำท่วมระหว่างวันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562

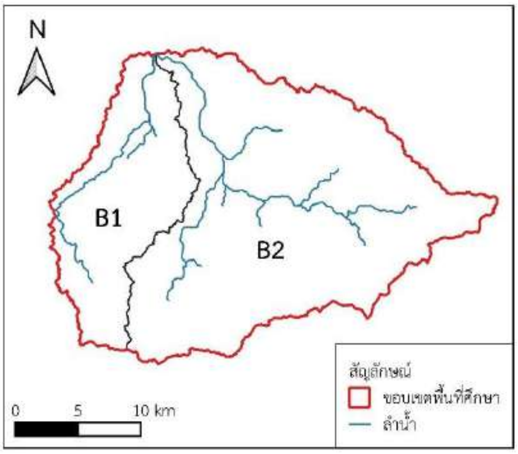
โดยรูปที่ 3 แสดงการเปรียบเทียบปริมาณน้ำท่าตรวจวัดและปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ เหตุการณ์น้ำท่วมระหว่างวันที่ 23 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562 เส้นประแสดงถึงค่าปริมาณน้ำท่าตรวจวัดและเส้นทึบแสดงถึงค่าปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ จากรูปแสดงให้เห็นว่ากราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าสังเคราะห์อยู่ใกล้เคียงกับกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่าตรวจวัด โดยปริมาณน้ำท่าตรวจวัดและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด 447.7 ลบ.ม./วินาที, วันที่ 31 ส.ค. 62 เวลา 12.00 น. ตามลำดับ และปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์และระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด 475.3 ลบ.ม./วินาที, วันที่ 31 ส.ค. 62 เวลา 15.30 น. ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 2 นอกจากนี้การประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองถูกคำนวณโดย ค่า NSE, ค่า PBIAS และค่า RSR พบว่าดัชนีบ่งชี้ค่า NSE 0.83, ค่า PBIAS 3.86 % และค่า RSR 0.41 โดยค่าสูงสุดของแบบจำลองสูงกว่าค่าสูงสุดของค่าตรวจวัดเล็กน้อย ซึ่งสอดคล้องกับแนวทางที่มีอยู่และการประเมินประสิทธิภาพของแบบจำลอง [8] ให้การประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองอยู่ในระดับดีมาก

ตารางที่ 2 การเปรียบเทียบปริมาณน้ำท่าสูงสุดและระยะเวลาการเกิด น้ำท่วมสูงสุดที่จุดออกของอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า

ปริมาณน้ำท่า	ปริมาณน้ำท่าสูงสุด (ลบ.ม./วินาที)	ระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุด
ค่าตรวจวัด	447.7	31 ส.ค. 2562 เวลา 12.00 น.
ค่าสังเคราะห์	475.3	31 ส.ค. 2562 เวลา 15.30 น.

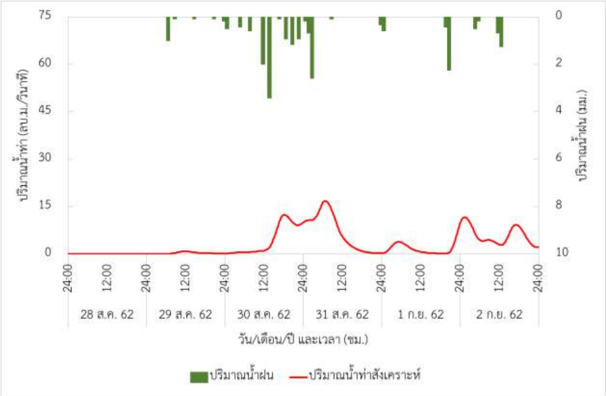
4.2 การจำลองปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ในลุ่มน้ำที่ไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่า

การศึกษาครั้งนี้กำหนดขอบเขตพื้นที่ศึกษาบริเวณพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จ.ขอนแก่น ซึ่งมีลำน้ำหลักไหลผ่านในพื้นที่จำนวน 2 ลำน้ำ ไหลมาบรรจบกันที่อ่างเก็บน้ำแก่งละว้า คือ ลำน้ำห้วยจิก ซึ่งขอบเขตพื้นที่ศึกษาแบ่งลุ่มน้ำย่อยได้ 17 ลุ่มน้ำย่อย โดยการศึกษานี้กำหนดลุ่มน้ำย่อยที่ลำน้ำทั้ง 2 บรรจบกันเป็นขอบเขตด้านท้ายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4

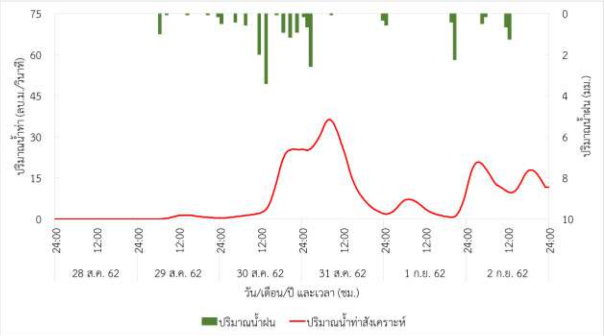


รูปที่ 4 ลำน้ำสาขา 2 ลำน้ำที่มาบรรจบกันบริเวณขอบเขตด้านท้ายน้ำ พื้นที่เมืองบ้านไผ่ จังหวัดขอนแก่น

จากแบบจำลอง HEC-HMS ได้แสดงผลลัพธ์วิธีน้ำฝน-น้ำท่าในแต่ละลุ่มน้ำย่อย ในเหตุการณ์วันที่ 28 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562 ที่ได้มีการสอบเทียบและประเมินประสิทธิภาพในช่วงระยะเวลาเดียวกัน ผลการจำลองปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์สูงสุดที่จุดออก ของลุ่มน้ำ B1 และ B2 อยู่ที่ 16.8 และ 36.3 ลบ.ม./วินาที ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 5 และ 6 ทั้งนี้ในพื้นที่การศึกษาไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่า จึงไม่มีค่าปริมาณน้ำท่าตรวจวัดในการสอบเทียบ ผลการศึกษานี้แสดงให้เห็นว่าการศึกษานี้เป็นวิธีหนึ่งที่สามารถแปลงปริมาณน้ำฝนเป็นปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ได้



รูปที่ 5 ปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์จากปริมาณน้ำฝนที่จุดออกของลุ่มน้ำ B1 เหตุการณ์จำลองน้ำท่วมระหว่างวันที่ 28 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562



รูปที่ 6 ปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์จากปริมาณน้ำฝนที่จุดออกของลุ่มน้ำ B2 เหตุการณ์จำลองน้ำท่วมระหว่างวันที่ 28 สิงหาคม พ.ศ.2562 ถึงวันที่ 2 กันยายน พ.ศ.2562

4. สรุป

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า เพื่อประเมินปริมาณและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุดจากแบบจำลอง HEC-HMS ในพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จ.ขอนแก่น โดยใช้โปรแกรม QGIS ช่วยในการประมาณค่าพารามิเตอร์จากแบบจำลองระดับความสูงเชิงเลข, แผนที่การใช้ที่ดิน และแผนที่ลักษณะของดิน ในการประเมินลักษณะทางอุทกวิทยาและค่าเริ่มต้นเพื่อการสอบเทียบแบบจำลอง สำหรับการสอบเทียบแบบจำลองใช้ข้อมูลตรวจวัดปริมาณน้ำฝนรายชั่วโมงถูกคำนวณเปลี่ยนเป็นปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ โดยที่ปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์เปรียบเทียบกับค่าประมาณปริมาณน้ำท่าที่จุดออกของลุ่มน้ำห้วยจิก ซึ่งประมาณค่านี้จากโค้งปฏิบัติการอ่างเก็บน้ำแก่งละว้า ผลการศึกษาพบว่าแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าสามารถคำนวณปริมาณและระยะเวลาการเกิดน้ำท่วมสูงสุดเป็นที่ยอมรับได้ การประเมินประสิทธิภาพแบบจำลองอยู่ในระดับดีมาก และการจำลองปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์ในลุ่มน้ำในพื้นที่เมืองบ้านไผ่ จ.ขอนแก่น มีปริมาณน้ำท่าสังเคราะห์สูงสุด 16.8 และ 36.3 ลบ.ม./วินาที ดังนั้นวิธีการที่นำเสนอในบทความนี้จะเป็นเครื่องมือที่มีประสิทธิภาพสำหรับการปริมาณน้ำท่วมสูงสุดทั้งในพื้นที่ที่มีและไม่มีสถานีตรวจวัดน้ำท่า สำหรับการศึกษาเพิ่มเติม ควรมีการวิเคราะห์และการออกแบบปริมาณน้ำฝนมาร่วมสร้างแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อการสนับสนุนระบบเตือนภัยน้ำท่วมล่วงหน้า และประยุกต์ใช้ร่วมกับแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ เพื่อสร้างแผนที่ภัยพิบัติน้ำท่วมต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่นที่ให้การสนับสนุนงานวิจัย รวมทั้งสำนักงานชลประทานที่ 6 กรมชลประทาน กรมอุตุนิยมวิทยา และกรมพัฒนาที่ดินที่ให้การสนับสนุนข้อมูลต่างๆ เพื่อการดำเนินงานวิจัย

เอกสารอ้างอิง

[1] สำนักสำรวจดินและวางแผนการใช้ที่ดิน. 2548. *มหัศจรรย์พันธุ์ดิน*. กรมพัฒนาที่ดิน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์.

[2] Abdelkarim, A., Gaber, A.F.D., Youssef, A.M. and Pradhan, B. (2019). Flood Hazard Assessment of the Urban Area of Tabuk City, Kingdom of Saudi Arabia by Integrating Spatial-Based Hydrologic and Hydrodynamic Modeling. *Sensors 2019*, 19, p.1-23.

[3] Bhatt, J.P., Pandya, P.H. (2014). Application of HEC-GeoHMS as a Tool of Hydrologic Modeling in the Field of Water Resources Engineering. *International Journal for Scientific Research & Development*, 1, pp.2486-2488.

[4] Chow, V. T., Maidment, D. R., and Mays, L. W.: *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1988.

[5] Feldman, A.D.: *Hydrologic modeling system (HEC-HMS): Techical reference manual*. USA; 2000.

[6] Khadka, J. and Bhaukajee, J. (2018). *Rainfall-runoff simulation and modelling using HEC-HMS and HEC-RAS models: case studies from Nepal and Sweden*. Master Thesis, Lund University, Sweden.

[7] Lohpaisankrit, W., G. Meon and T. Tingsanchalil. (2016). A framework of integrated hydrological and hydrodynamic models using synthetic rainfall for flash flood hazard mapping of ungauged catchments in tropical zones. *The Spatial Dimensions of Water Management–Redistribution of Benefits and Risks*. Vol. 373, Bochum: IAHS, 183–187

[8] Moriasi, D.N., Gitau, M.W., Pai, N. and Daggupati, N. (2015). *Hydrologic and water quality models: performance measures and evaluation criteria*. Am. Soc. Agric. Biol. Eng., 58(6): 1763-1785

[9] Nandalal, H.K., Ratnayake, U.R. (2010). Event based modeling of a watershed using HEC-HMS. *ENGINEER*, 43, pp.28-37.

[10] Puno, G.R., Amper, R.A.L. and Tailsay, B.A.M. (2018). Flood simulation using geospatial and hydrologic models in Manupali Watershed, Bukidnon, Philippines. *Journal of Biodiversity and Environmental Sciences*, 12, p.294-303.

[11] Mishra, S.K. and Singh, V. (2003). *Soil conservation service curve number (SCS-CN) methodology*. Kluwer Academic Publishers., pp.71-79.

[12] Tailsay, B.A.M., .Puno, G.R. and Amper, R.A.L. (2019). Flood hazard mapping in an urban area using combined hydrologic-hydraulic models and geospatial technologies.

Global Journal of Environmental Science and Management, 5, p.139-154.

การศึกษาดัชนี CSI ที่ทำให้เกิดฝนพาความร้อน (Convective rain) สำหรับการเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลัน

Development of CSI index of convective rain for flash flood warning.

อภิมุข มุขตารี[1] ทิชา โลลุพิมาน[2] ธีรพล เจริญสุข[3] สถิตย์ จันทร์ทิพย์[4] ปิยมาลย์ ศรีสมพร[5]

[1,2,3,4,5] สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) เลขที่ 901 ถนนงามวงศ์วาน แขวงลาดยาว เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900

**Corresponding author; E-mail address: apimook@hii.or.th*

บทคัดย่อ

น้ำท่วมฉับพลัน คือภาวะน้ำท่วมที่เกิดขึ้นอย่างรวดเร็วขณะฝนตกหรือหลังฝนตก สาเหตุจากมีปริมาณความเข้มฝนมากตกเกินขีดความสามารถของการรองรับน้ำหรือระบายน้ำของพื้นที่. พื้นที่ส่วนใหญ่ที่เกิดน้ำท่วมฉับพลันมักเป็นพื้นที่ลาดชันสูง อยู่บริเวณต้นน้ำหรือเชิงเขา รวมถึงพื้นที่เมืองใหญ่ที่มีการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ที่ดินอย่างรวดเร็ว โดยเฉพาะอย่างยิ่งการเพิ่มขึ้นของที่อยู่อาศัยและโครงสร้างพื้นฐาน ทำให้ระบบระบายน้ำเดิมไม่เพียงพอกับสภาพพื้นที่ปัจจุบันส่งผลให้ความสามารถการระบายน้ำลดลง การคาดการณ์เหตุการณ์ที่ฝนจะตกโดยเฉพาะอย่างยิ่งฝนพาความร้อน (Convective rain) จึงเป็นเรื่องที่ท้าท้ายและเป็นประโยชน์ ดังนั้นการศึกษานี้ได้นำค่า CAPE และ CIN ที่เป็นพารามิเตอร์หลักต่อการเกิดฝน convective ของฝนคาดการณ์รายชั่วโมงจากแบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศระยะสั้นแบบคู่ควบ WRF-ROMS มาวิเคราะห์และหาความสัมพันธ์เพื่อทำเป็นดัชนีความเสี่ยงการเกิดพายุฝนพาความร้อนในพื้นที่ หรือ Convective Storm Index (CSI) และได้ทำการวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณฝนและเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลันในอดีต จากผลการศึกษาพบว่า CSI index ที่มีค่าเกณฑ์สูงสามารถเตือนฝน convective ล่วงหน้าได้ และเมื่อนำมาพิจารณาร่วมกับเกณฑ์ปริมาณฝนวิกฤต ทำให้สามารถเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลัน และสนับสนุนการตัดสินใจในการบริหารจัดการน้ำในพื้นที่เสี่ยงได้

คำสำคัญ: น้ำท่วมฉับพลัน, ฝนพาความร้อน (Convective rain), CAPE, SIN, WRF-ROMS

Abstract

A flash flood is a rapid flooding that occurs suddenly when it rains or after rain, due to the amount of rain intensity exceeding the capacity of the catchment or drainage system. Mostly, flash flood often occurs in steep terrain at upstream or foothill slope, also urban areas where have the high land-use changes. Especially nowadays, the rise of building and infrastructure that affects the exiting drainage system insufficient for current land use, which is the main reason for the ability of the drainage to be less. Therefore, the predicting rainy events, especially convective rain, is a challenge and a very useful one. In this study, CAPE and CIN values, which are the main parameters for convective rainfall of the hourly predicted rain from WRF-ROMS model, are used to analyze the correlation and calculate the convectional rainfall risk index (CSI). Also, the correlation between rainfall and flash flood events was analyzed. The result indicates that the high value of the index is effective for convectional rain warning. The index could then be applied to the Flash flood warning and decision support for the water management in accordance with the critical rainfall threshold.

Keywords: Flash flood, Convectional Rain, CAPE, SIN, WRF-ROMS

1. คำนำ

การเกิดน้ำท่วมไม่ว่าจะเป็นน้ำล้นตลิ่งเข้าท่วมพื้นที่ลุ่มต่ำเป็นเวลานาน หรือน้ำท่วมฉับพลันที่ท่วมบนผิวดินบนที่สูงแล้วไหลลงสู่ที่ต่ำอย่างรวดเร็ว ล้วนมีสาเหตุมาจากปริมาณฝน ซึ่งในแต่ละรูปแบบฝนทั้งฝนที่เกิดจากช่วงพายุที่มีระยะเวลาการตกยาวนานเป็นวัน หรือฝนพาความร้อน (convective rain) ที่มีระยะเวลาการตกไม่นาน อีกทั้งไม่สามารถคาดเดาล่วงหน้าได้ ส่งผลทำให้เกิดลักษณะน้ำท่วมที่แต่กต่างกันซึ่งขึ้นกับลักษณะทางกายภาพ และความสามารถในการรองรับและระบายน้ำของพื้นที่

การศึกษาการเกิดฝน convective ร่วมกับการการศึกษาปริมาณฝนที่อาจทำให้เกิดน้ำท่วมฉับพลันในแต่ลักษะของพื้นที่จึงเป็นเรื่องที่น่าสนใจ โดยก่อนหน้านี้ สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) หรือ สสน. ได้จัดทำระบบคาดการณ์และเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลันครอบคลุมพื้นที่ทั้งประเทศ [1] โดยการใช้ข้อมูลพยากรณ์ฝนสะสม 24 ชั่วโมงจากแบบจำลองคาดการณ์ฝนระยะสั้นแบบคู่ควบ (WRF-ROMS) ที่สนน. ได้พัฒนาขึ้นตั้งแต่ปี พ.ศ. 2557 [2] ร่วมกับดัชนี FFPI และเกณฑ์การเกิดน้ำ

ท่วมฉับพลันในการเตือนภัยได้ล่วงหน้า โดยฝนสะสม 24 ชั่วโมงจะช่วยลดความไม่แน่นอนของเวลาการเกิดน้ำท่วมแต่ยังให้ข้อมูลที่เพียงพอในภาพรวมว่าฝนจะตกที่ไหน โดยข้อมูลนี้ไม่ได้รวมถึงสภาพอากาศที่ก่อให้เกิดฝนตก น้ำท่วมฉับพลันเป็นการเกิดขึ้นอย่างรวดเร็วและโดยทั่วไปเกิดจากพายุฝนในพื้นที่ (Convective storm) ที่มักจะไม่เห็นสัญญาณเตือนล่วงหน้าใด ๆ ว่าจะมีพายุฝนเกิดขึ้น การใช้ดัชนี CSI จึงเป็นการพยายามเพิ่มข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการเกิดพายุฝนในพื้นที่แบบ Convective storm โดยค่าดัชนีสูงแทนค่าที่ทำให้มีโอกาสเกิดพายุฝนได้สูงกว่าค่าน้อย โดยผลพยากรณ์ดัชนี CSI จะได้จากแบบจำลองอากาศ WRF-ROMS ซึ่งใช้พารามิเตอร์ Convective Available Potential Energy (CAPE) ร่วมกับ Convective INhibition (CIN) ผ่านการคำนวณด้วยเกณฑ์ที่เหมาะสม

2. ขอบเขตการศึกษา

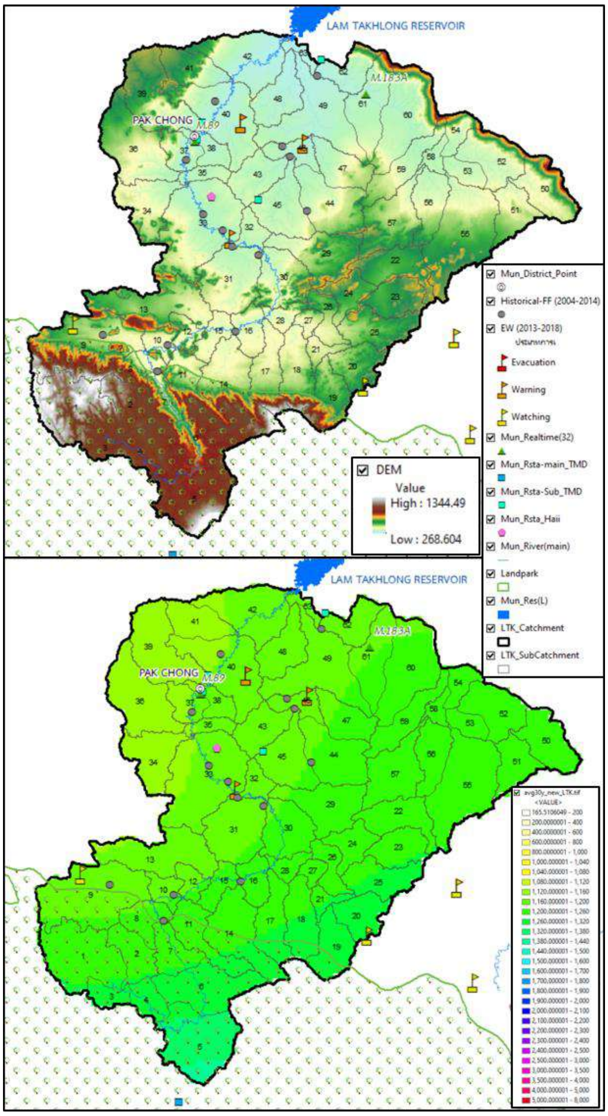
ทำการศึกษาหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า CAPE และค่า CIN ที่ได้จากแบบจำลองคาดการณ์ฝนระยะสั้นแบบคู่ควบ (WRF-ROMS) เพื่อจัดทำดัชนี CSI index ครอบคลุมพื้นที่ประเทศไทย โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อนำมาประยุกต์ใช้เป็นปัจจัยหนึ่งเพิ่มเติมสำหรับระบบคาดการณ์และเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลันเดิม ซึ่งมักเกิดจากฝน convective rain นำมาพิจารณาร่วมกับศักยภาพการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน (Flash Flood Potential Index หรือ FFPI) และปริมาณฝนคาดการเณ์สะสมล่วงหน้า 24 ชั่วโมง ซึ่งการศึกษานี้เป็นการศึกษาเบื้องต้นเพื่อดูความสัมพันธ์ของค่าดัชนี CSI ค่า FFPI และค่าปริมาณฝนที่ตก ณ.เวลาเดียวกันที่ทำให้เกิดหรืออาจไม่เกิดน้ำท่วมฉับพลัน โดยสนใจเหตุการณ์ฝนตกหนักใน 3 พื้นที่ได้แก่ 1) ตำบลพญาเย็น อำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมา ซึ่งอยู่ในพื้นที่ต้นน้ำของพื้นที่รับน้ำเขื่อนลำตะคลอง เกิดฝนตกหนักและมีเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลันเกิดขึ้นเมื่อวันที่ 20 กันยายน พ.ศ. 2559 2) อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง ซึ่งอยู่ในพื้นที่ต้นน้ำของลุ่มน้ำย่อยแม่ต๋ำ และลุ่มน้ำย่อยแม่วังตอนล่าง เกิดฝนตกหนักและมีเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลันเกิดขึ้นเมื่อวันที่ 9 พฤษภาคม พ.ศ. 2563 3) พื้นที่กรุงเทพและปริมณฑลที่มีศักยภาพและปัจจัยต่าง ๆ ส่งผลให้มีฝนตกแบบ convective บ่อยครั้ง โดยได้สนใจเหตุการณ์ฝนตกหนักเมื่อวันที่ 23 กรกฎาคม พ.ศ. 2560

3. พื้นที่ศึกษา

การศึกษานี้ได้ทำการค่าดัชนี CSI ค่าปริมาณฝนสะสม 24 ชั่วโมง และค่าศักยภาพการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน (FFPI) ของพื้นที่ โดยได้เลือกเหตุการณ์ฝนตกหนัก และมีน้ำท่วมฉับพลันเกิดขึ้นในบางพื้นที่ 3 พื้นที่ ซึ่งมีรายละเอียดข้อมูลดังนี้

3.1 ตำบลพญาเย็น อำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมา

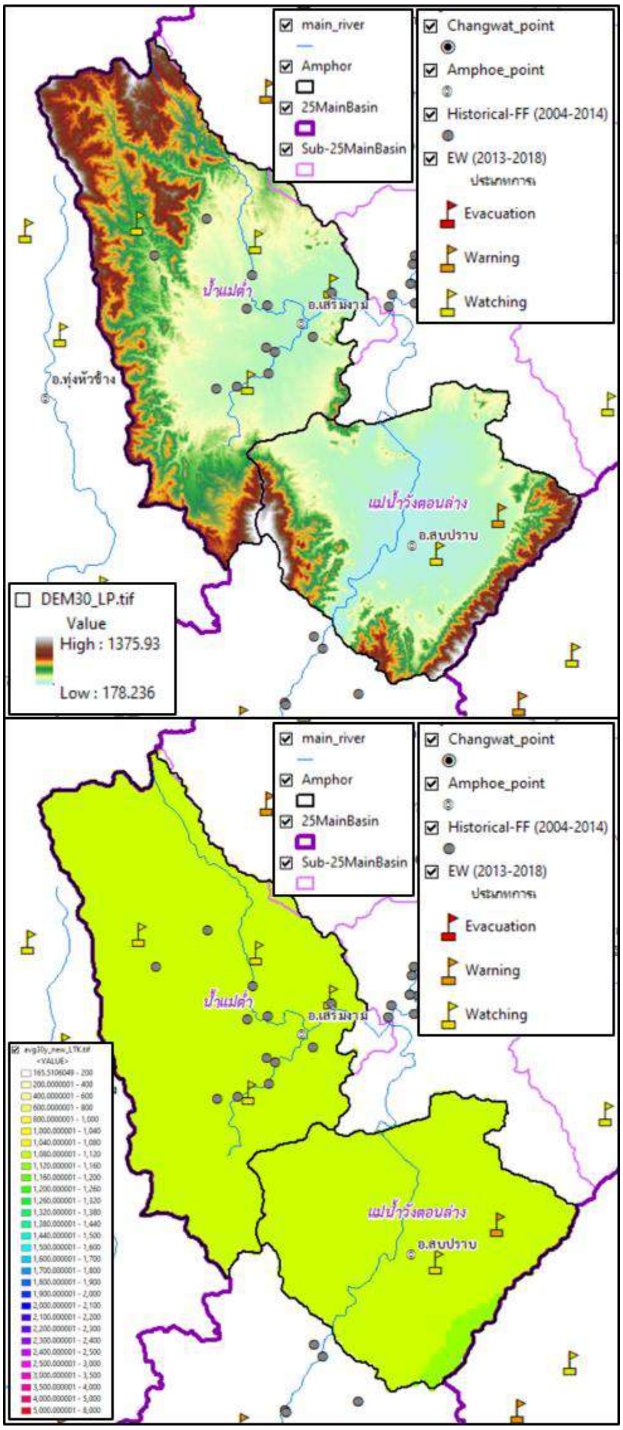
ตำบลพญาเย็นอยู่ในบริเวณพื้นที่ต้นน้ำของพื้นที่รับน้ำเขื่อนลำตะคลอง ลักษณะภูมิประเทศเป็นภูเขา มีความลาดชันสูงเทจากทิศใต้ที่เป็นพื้นที่อุทยานเขาใหญ่ลาดลงมาทางทิศเหนือด้านอ่างเก็บน้ำลำตะคลอง ส่วนใหญ่เป็นพื้นที่เกษตรกรรมในพื้นที่ราบตอนล่างประมาณร้อยละ 48 และเป็นพื้นที่ป่าไม้ในพื้นที่ตอนน้ำประมาณร้อยละ 36 และมีค่าฝนเฉลี่ย 30 ปี (2524-2553) [3] อยู่ที่ประมาณ 1,200 มิลลิเมตร สภาพภูมิประเทศและปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปีของพื้นที่รับน้ำเขื่อนลำตะคลองดังแสดงในรูปที่ 1



รูปที่ 1 สภาพภูมิประเทศ (บน) และปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปี (ล่าง) ของพื้นที่รับน้ำเขื่อนลำตะคลอง

3.2 อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง

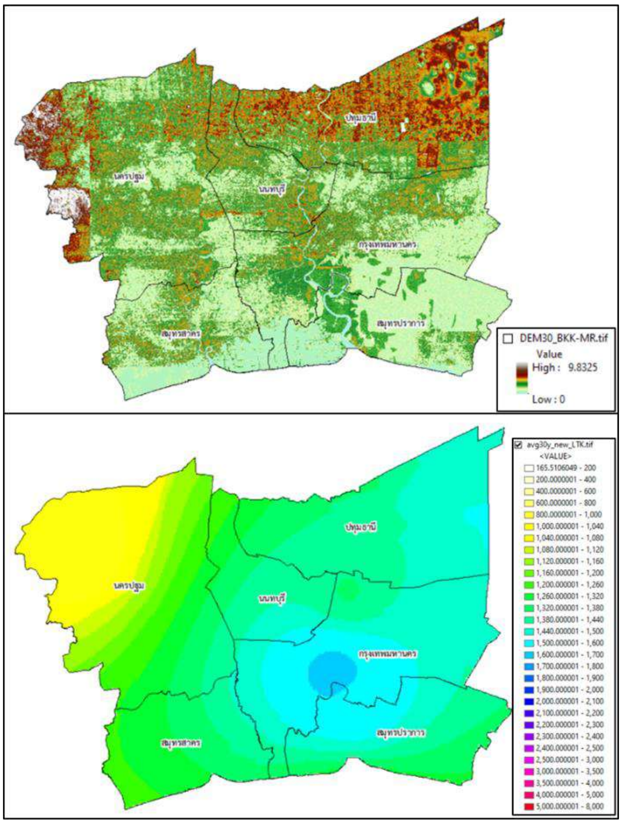
อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง อยู่ในพื้นที่ต้นน้ำของลุ่มน้ำย่อยแม่ต๋ำ และลุ่มน้ำย่อยแม่วังตอนล่างตามลำดับ สภาพภูมิประเทศเป็นภูเขาสูงล้อมรอบ และเป็นพื้นที่ราบลุ่มต่ำริมน้ำ ส่วนใหญ่เป็นพื้นที่ป่าถึงร้อยละ 78 และพื้นที่เกษตรกรรมประมาณร้อยละ 16 มีค่าฝนเฉลี่ย 30 ปี (2524-2553) อยู่ที่ประมาณ 1,100 มิลลิเมตร สภาพภูมิประเทศและปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปีในพื้นที่อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปางดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 สภาพภูมิประเทศ (บน) และปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปี (ล่าง) ของอำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง

3.3 กรุงเทพและปริมณฑล

ลักษณะภูมิประเทศของกรุงเทพมหานครเป็นที่ราบลุ่ม มีระดับความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลางประมาณ 1.5-2 เมตร โดยมีความลาดเอียงของระดับพื้นดินจากทิศเหนือ จะค่อยๆ ลาดเอียงสู่อ่าวไทยทางทิศใต้ ส่วนพื้นที่รอบนอกเขตปริมณฑลมีระดับความสูงเหนือระดับน้ำทะเลปานกลางอยู่ระหว่าง 2-9 เมตร พื้นที่ส่วนใหญ่เป็นพื้นที่ชุมชนและสิ่งปลูกสร้างประมาณร้อยละ 64 และพื้นที่เกษตรกรรมประมาณร้อยละ 26 และมีปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปีอยู่ที่ประมาณ 1,500 มิลลิเมตร สภาพภูมิประเทศและปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปี ของพื้นที่กรุงเทพมหานครดังแสดงในรูปที่ 3

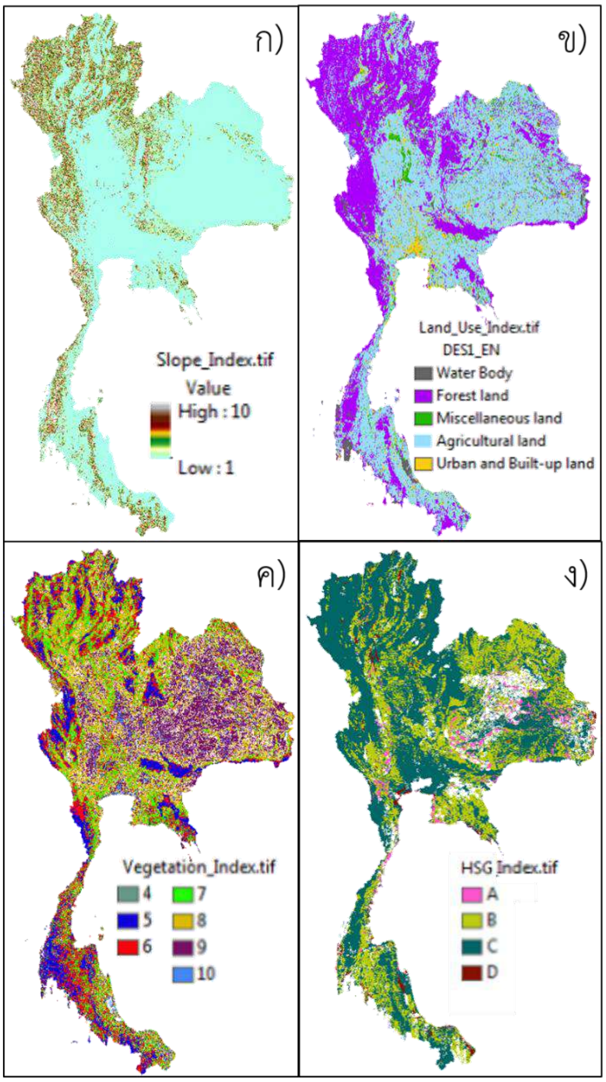


รูปที่ 3 สภาพภูมิประเทศ (บน) และปริมาณฝนเฉลี่ย 30 ปี (ล่าง) ในพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑล

4. ข้อมูลสำหรับการศึกษา

4.1 ลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำ

คุณลักษณะทางกายภาพของลุ่มน้ำเป็นปัจจัยหนึ่งต่อการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน เป็นปัจจัยที่ทำให้เวลา และความรุนแรงของการเกิดแตกต่างกัน เมื่อนำปัจจัยด้านต่าง ๆ ที่เกี่ยวข้องมาพิจารณาทำให้สามารถบอกถึงระดับความเสี่ยงในการเกิดน้ำท่วมฉับพลันของแต่ละพื้นที่ได้ การศึกษานี้ได้เลือกปัจจัยสำหรับการทำดัชนีศักยภาพการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน (FFPI) ประกอบด้วย ก) ปัจจัยความลาดชัน (Slope Index) ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลแบบจำลองระดับความสูงเชิงเลข, ข) ปัจจัยการใช้ประโยชน์ที่ดิน (Land use Index) ที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดิน, ค) ปัจจัยดัชนีพืชพรรณ (Vegetation Cover Index) โดยการคำนวณจากการนำช่วงคลื่นที่เกี่ยวข้องกับพืชพรรณมาทำสัดส่วนซึ่งกันและกันด้วยวิธี Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) และ ง) ความสามารถในการดูดซับและเก็บกักน้ำของดิน (Hydrologic Soil Group Index: HSGs) ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งแต่ละปัจจัยมีความละเอียดและแหล่งที่มาของหน่วยงานดังแสดงไว้ในตารางที่ 1



รูปที่ 4 ปัจจัยทางกายภาพของลุ่มน้ำสำหรับดัชนี FFPI

ตารางที่ 1 ความละเอียดและแหล่งที่มาปัจจัยทางกายภาพสำหรับดัชนี **FFPI**

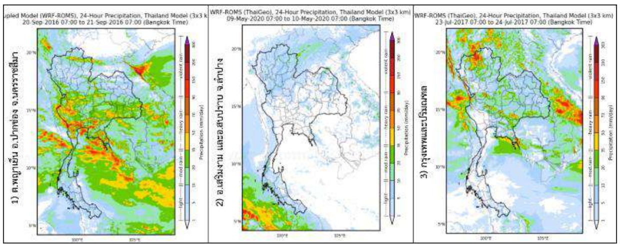
ปัจจัย	ใช้ข้อมูล	ปีพ.ศ. ข้อมูล	ความละเอียดข้อมูล	แหล่งที่มา
ความลาดชัน (Slope)	แบบจำลองระดับความสูงเชิงเลข (DEM)	2548	30 เมตร	กรมแผนที่ทหาร
การใช้ประโยชน์ที่ดิน (Land use)	การใช้ประโยชน์ที่ดิน (Land use)	2552	30 เมตร	กรมพัฒนาที่ดิน
พืชปกคลุมดิน (Vegetation cover)	ค่าดัชนีพืชพรรณ (NDVI)	2560	186.7 เมตร	United States Geological Survey
ความสามารถการซึมผ่านดินทางอุทกศาสตร์ (HSG's)	หน่วยดิน (Soil series)	2547	30 เมตร	กรมพัฒนาที่ดิน

4.2 Convective Available Potential Energy (CAPE) และ Convective Inhibition (CIN)

CAPE คือค่าความแปรปรวนและศักยภาพการเกิดพายุฝนของสภาวะอากาศ ค่าสูงระบุถึงโอกาสที่จะเกิดพายุฝนได้สูงแต่โดยทั่วไปจะต้องการชั้นของ CIN ในการสะสมพลังความร้อนของบรรยากาศชั้นล่างก่อนการปะทุแล้วทำให้เกิดพายุฝนในพื้นที่ขึ้นมา ส่วน CIN คือตัวเลขที่อธิบายระดับพลังงานที่จะป้องกันไม่ให้อากาศลอยตัวขึ้นไปชั้นบนจนถึงชั้นที่ก่อให้เกิดพายุฝน โดย CIN จะถูกรบกวนโดยความร้อนที่พื้นผิวหรือการยกตัวของอากาศทางกลศาสตร์เช่นการเปลี่ยนระดับของพื้นผิว ในการใช้ CAPE และ CIN จะช่วยให้สามารถเฝ้าระวังการเกิดพายุฝนรุนแรงในพื้นที่ได้ดีขึ้น โดยค่า CAPE ที่สูงมากกว่า 2,500 จูลต่อกิโลกรัม จะมีศักยภาพการพาความร้อนสูงมากทำให้มีโอกาสที่จะเกิดพายุฝนได้สูง และค่า CIN ที่ต่ำกว่า 40 จูลต่อกิโลกรัม จะทำอากาศไม่ลอยตัวขึ้นก็จะยิ่งช่วยให้มีโอกาสเกิดฝนตกมากยิ่งขึ้น

4.3 ฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF-ROMS

แบบจำลองคาดการณ์สภาพอากาศเป็นแบบจำลองระยะสั้นแบบคู่ควบ (coupled model) ที่ประกอบด้วยแบบจำลองสภาพอากาศ Weather and Research and Forecasting Model (WRF) และแบบจำลองมหาสมุทร Regional Ocean Model System (ROMS) ซึ่งสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) เป็นผู้พัฒนาระบบดังกล่าวมาตั้งแต่ปี 2557 โดยติดตั้งระบบคอมพิวเตอร์สมรรถนะสูง เพื่อวิเคราะห์และประมวลผลการจำลองสภาพอากาศในลักษณะคู่ขนานได้ล่วงหน้า 7 วัน ครอบคลุมพื้นที่เอเชีย เอเชียตะวันออกเฉียงใต้ และประเทศไทย ที่ความละเอียด 27, 9 และ 3 กิโลเมตร ตามลำดับ ในการศึกษาได้เลือกใช้ปริมาณฝนแบบรายชั่วโมงความละเอียด 3 กิโลเมตรที่มีความแม่นยำของการคาดการณ์ปริมาณฝนล่วงหน้า 1 วัน 2 วัน และ-3 วันอยู่ที่ร้อยละ 69 66 และ 62 ตามลำดับ ข้อมูลฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF-ROMS ความละเอียด 3 กิโลเมตร ในช่วงเหตุการณ์ฝนตกของ 3 พื้นที่ศึกษาดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF-ROMS ของ 3 พื้นที่ศึกษา

5. วิธีการศึกษา

การศึกษานี้ได้จัดทำดัชนีศักยภาพการเกิดน้ำท่วมฉับพลันครอบคลุมไว้ทั้งประเทศ เพื่อที่จะศึกษาดูค่า FFPI -ของพื้นที่ที่เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมฉับพลันเกิดขึ้น และศึกษาดูค่าดัชนี CSI สูงสุดในวันในวันที่เกิดเหตุการณ์ฝนตกจริง รวมถึงศึกษาดูค่าปริมาณฝนตกจริงกับค่าปริมาณฝนคาดการณ์

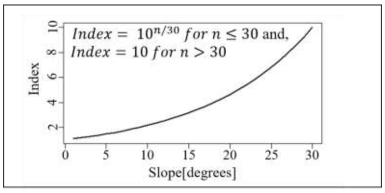
เพื่อที่นำมาปรับปรุงประยุกต์ใช้งานเตือนการเกิดพายุฝนในพื้นที่แบบ convective และการเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลันต่อไป

5.1 ดัชนีศักยภาพการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน (Flash Flood Potential Index: FFPI)

FFPI คือการวิเคราะห์ข้อมูลปัจจัยทางกายภาพที่ส่งผลต่อการเกิดน้ำท่วมฉับพลันซึ่งประกอบด้วยวิธีการถ่วงค่าน้ำหนัก (Weighting) และการให้ค่าคะแนน (Rating) ของข้อมูลในแต่ละปัจจัย [4] ช่วงของคะแนนคือ 1 ถึง 10 ซึ่งแสดงถึงผลกระทบต่อการเกิดน้ำท่วมฉับพลัน (10 เป็นเงื่อนไขที่เลวร้ายที่สุดหรือมีศักยภาพสูงสุด) สมการ FFPI ดังแสดงในสมการที่ (1) โดยที่ a, b, c และ d นั่นคือค่าถ่วงน้ำหนักของแต่ละปัจจัย โดยผลรวมของค่าถ่วงน้ำหนักเท่ากับ 1 การกำหนดค่าถ่วงน้ำหนักและค่าคะแนนของข้อมูลดังแสดงไว้ในตารางที่ 2

$$FFPI = \frac{(a*slope)+(b*Land\ use)+(c*vegetation\ cover)+(d*HSG)}{(a+b+c+d)} \quad (1)$$

ตารางที่ 2 การกำหนดค่าถ่วงน้ำหนักและค่าคะแนนข้อมูลของแต่ละปัจจัย

Index	Class	Rating	Weighting
Slope			0.40
Land use	Urban and Built-up land	9	0.15
	Agricultural land	6	
	Miscellaneous land	5	
	Forest land	4	
	Water Body	2	
Vegetation cover (NDVI)	-1 – 0.30	10	0.15
	0.30 – 0.40	9	
	0.40 – 0.60	8	
	0.60 – 0.70	7	
	0.70 – 0.80	6	
	0.80 – 0.90	5	
	0.90 – 1.00	4	
HSG	A (High infiltration)	2	0.3
	B (Moderately high infiltration)	4	
	C (Moderately low infiltration)	6	
	D (Low infiltration)	8	

5.2 ดัชนีการเกิดพายุฝนในพื้นที่ (Convective Storm Index: CSI)

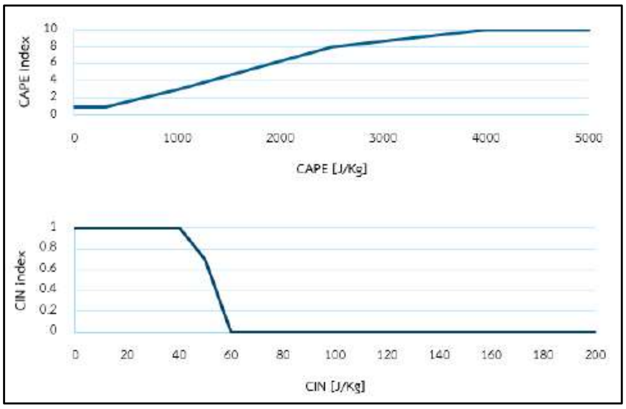
ดัชนี CSI เป็นการพยายามเพิ่มข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการเกิดพายุฝนในพื้นที่แบบ Convective storm โดยใช้ค่าระหว่าง 1-10 เช่นเดียวกับปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับการเกิดน้ำท่วมฉับพลันใน FFPI โดยค่าสูงแทนค่าที่ทำให้มีโอกาสเกิดพายุฝนได้สูงกว่าค่าน้อย ดังที่ได้กล่าวมาแล้วค่า CAPE ที่มากกว่า 2,500 จูลต่อกิโลกรัม ประกอบกับค่า CIN ต่ำกว่า 40 จูลต่อกิโลกรัม ในการศึกษานี้จึงได้กำหนดช่วงระดับความเสี่ยงเบื้องต้นสำหรับช่วงค่า CAPE และ CIN ดังแสดงในตารางที่ 3 เพื่อที่จะนำมาคำนวณค่าดัชนีการเกิดพายุฝน (CSI) ดังแสดงในสมการที่ (2)

ตารางที่ 3 กำหนดช่วงระดับความเสี่ยงเบื้องต้นสำหรับช่วงค่า **CAPE และ CIN**

Approximate CAPE ranges [J/Kg]	Interpretation
Less than 300	Little or no convective potential
300 – 1000	Weak convective potential
1000 – 2500	Moderate to strong convective potential
Above 2500	Very strong convective potential
Approximate CIN limit [J/Kg]	**Interpretation**
~ 40	Larger CIN values tend to prohibit upward movement

*CSI=CAPE index * CIN reduction* (2)

เมื่อค่า CIN สูงเพียงพอจะเกิดการกีดกันไม่ให้ชั้นอากาศเคลื่อนที่ โดยแทนที่ค่าการลดลงของ CIN ด้วยสัมประสิทธิ์ตัวคูณ 0 ถึง 1 ในกรณีที่ค่า CAPE มีค่าสูงแต่หากเกิดพร้อมค่า CIN ที่สูงทำให้ค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณเข้าใกล้ 0 จะส่งผลให้ดัชนี CSI มีค่าน้อย ดังแสดงในรูปที่ 6 แสดงความสัมพันธ์ของค่า CAPE และ CIN กับสัมประสิทธิ์ตัวคูณของ CAPE Index และ CIN reduction ตามลำดับ แม้จะมีปัจจัยอื่นที่เกี่ยวข้องเช่นอุณหภูมิพื้นผิวแต่เพื่อให้แนวทางการวิเคราะห์ไม่ซับซ้อนจึงเลือกใช้เพียงค่า CAPE และ CIN ในการเริ่มประยุกต์ใช้งาน ทั้งนี้ความสัมพันธ์ของ CAPE และ CIN กับค่าสัมประสิทธิ์ตัวคูณสามารถปรับแก้ได้ใน R-script ที่ใช้สำหรับการคำนวณดัชนี CSI



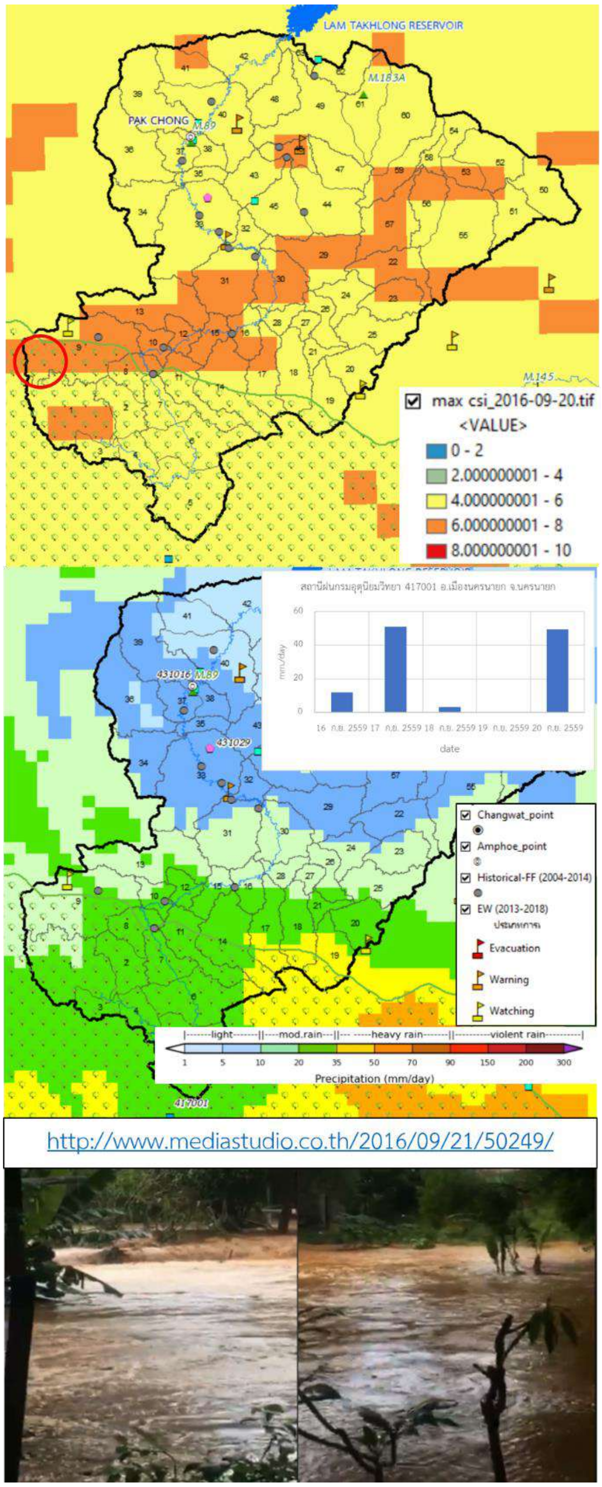
รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ของค่า CAPE และ CIN กับสัมประสิทธิ์ตัวคูณของ CAPE Index และ CIN reduction ตามลำดับ

6. ผลการศึกษา

6.1 ตำบลพญาเย็น อำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมา

เมื่อวันที่ 20 กันยายน พ.ศ. 2559 เกิดฝนตกหนักบริเวณเขาใหญ่ ทำให้เกิดน้ำป่าไหลหลากไหลเข้าท่วมตำบลพญาเย็น อำเภอปากช่อง จังหวัดนครราชสีมาซึ่งอยู่ในลุ่มน้ำย่อย 9 พบว่ามีค่า CSI บริเวณต้นน้ำของลุ่มน้ำย่อยมีค่ามากกว่า 6.22 และมีปริมาณฝนจากสถานีเรดาร์พิมายของกรม

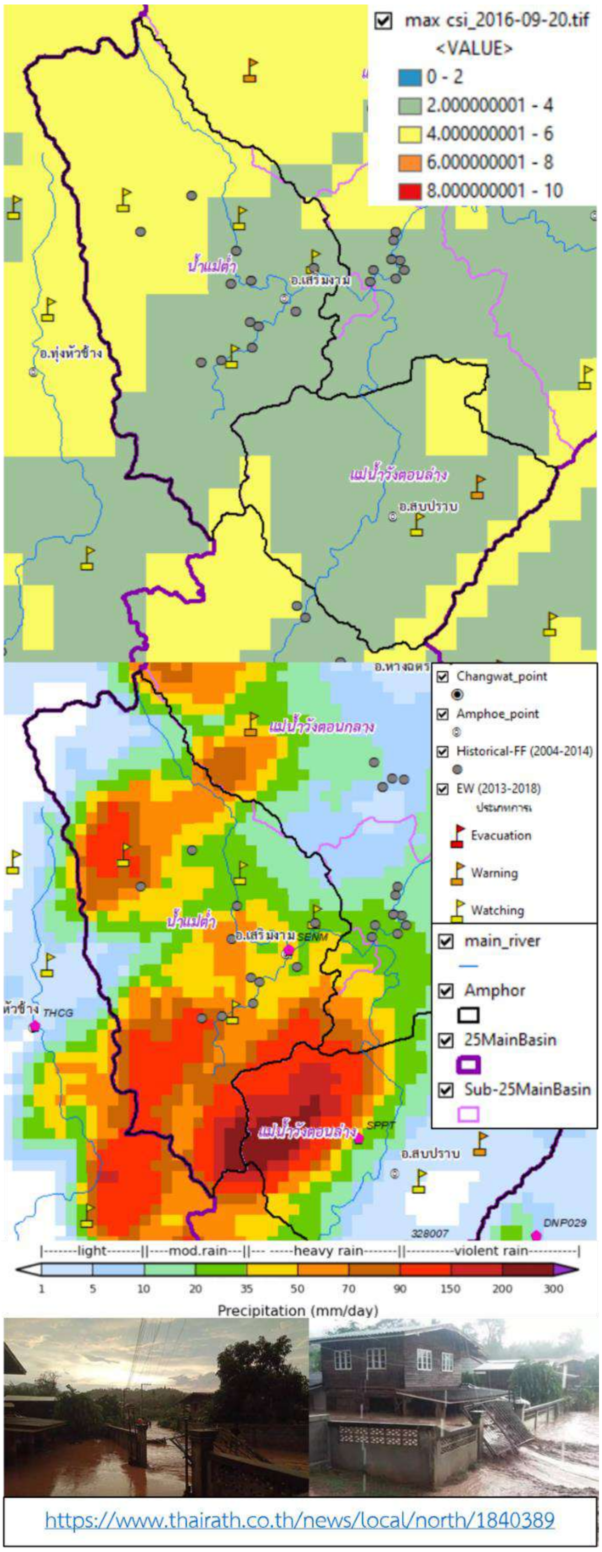
ฝนหลวงและการบินเกษตรตรวจวัดได้สูงสุดประมาณ 34 มม. (ปริมาณฝนสะสมย้อนหลัง 5 วัน ตั้งแต่วันที่ 16-20 กันยายน พ.ศ. 2559 มีค่าประมาณ 115.5 มม.) ดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7 แผนที่ค่าดัชนี CSI และปริมาณฝนของพื้นที่รับน้ำเขื่อนลำตะคลอง

6.2 อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง

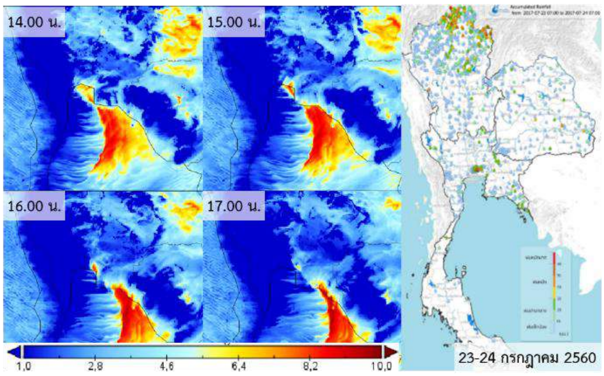
เมื่อวันที่ 9 พฤษภาคม พ.ศ. 2563 เกิดฝนตกหนักในพื้นที่ต้นน้ำของลุ่มน้ำย่อยแม่ต๋ำ และลุ่มน้ำย่อยแม่วังตอนล่าง ทำให้เกิดเหตุการณ์น้ำป่าไหลหลากท่วมพื้นที่อำเภอเสริมงาม และอำเภอสบปราบ จังหวัดลำปาง พบว่าค่าดัชนี CSI มีค่ามากกว่า 5.8 และมีปริมาณฝนจากสถานีเรดาร์อมก๋อยของกรมฝนหลวงและการบินเกษตรตรวจวัดได้สูงสุดประมาณ 240 มม. ดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 8 แผนที่ค่าดัชนี CSI และปริมาณฝน อ.เสริมงาม และอ.สบปราบ จ.ลำปาง

6.3 กรุงเทพและปริมณฑล

เมื่อวันที่ 23 กรกฎาคม พ.ศ. 2560 มีปริมาณฝนตกหนักบริเวณพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑลโดยมีค่าฝนสะสม 24 ชั่วโมงมากกว่า 80 มม. (สถานีกรมอุตุนิยมวิทยา 455201 ที่ศูนย์สิริกิตต์ ต.แขวงคลองกุ่ม เขตบึงกุ่ม) และค่า CSI สูงสุดบริเวณพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑลมีค่าดัชนีมากกว่า 6 ดังแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 9 แผนที่ค่าดัชนี CSI บริเวณพื้นที่กรุงเทพและปริมณฑล

7. สรุปและข้อเสนอแนะ

จาก 3 เหตุการณ์ 3 พื้นที่ พบว่าค่าดัชนี CSI มากกว่า 6 มีเหตุการณ์ฝนตกหนักเกิดขึ้นจริง ซึ่งพบว่าค่าฝนตรวจวัดจะมากกว่าค่าจากฝนคาดการณ์ อีกทั้งตำแหน่ง GRID ของดัชนี CSI มีความคาดเคลื่อนเชิงพื้นที่ตามข้อมูลฝนคาดการณ์ ซึ่งแนวทางการนำดัชนี CSI มาใช้งานจากการศึกษาพบว่าสามารถบอกความเสี่ยงแจ้งเตือนเหตุการณ์ที่จะเกิดฝนตกหนักและปริมาณมากได้ นอกจากนี้ข้อมูลฝนคาดการณ์รายวันที่ยังไม่สามารถจับฝนลักษณะที่เป็น Convective ได้ อาจจะต้องศึกษาในความถี่รายชั่วโมง หลังจากนี้ถ้ามีการศึกษาให้ละเอียดมากขึ้น มีเหตุการณ์ตรวจสอบมากขึ้น ฯลฯ CSI จะช่วยให้การเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลันได้ ซึ่งสามารถนำมาใช้เป็นเกณฑ์หนึ่งร่วมกับเกณฑ์ FFPI, เกณฑ์ค่าระดับความชื้นเริ่มต้น และเกณฑ์ฝนคาดการณ์ ที่ สสน. กำลังพัฒนาระบบคาดการณ์และเตือนภัยน้ำท่วมฉับพลันให้ถูกต้องมากขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

นักวิจัยขอขอบพระคุณกรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยสำหรับข้อมูลตำแหน่งหมู่บ้านที่เคยเกิดเหตุการณ์น้ำป่าไหลหลาก-น้ำท่วมฉับพลันปีพ.ศ. 2547-2557, กรมทรัพยากรน้ำสำหรับข้อมูลตำแหน่งสถานีเตือนภัยล่วงหน้า Early Warning ปีพ.ศ. 2555-2562, กรมอุตุนิยมวิทยาสำหรับข้อมูลปริมาณฝนสถานี, กรมฝนหลวงและการบินเกษตรสำหรับข้อมูลจากเรดาร์ตรวจวัดอากาศ และขอขอบคุณผู้เชี่ยวชาญจาก DHI สำหรับคำแนะนำและการสนับสนุนในด้านต่างๆ ตลอดระยะเวลาโครงการปรับปรุงประสิทธิภาพระบบแบบจำลองเพื่อการบริหารจัดการน้ำและคาดการณ์น้ำท่วม ด้วยระบบเชื่อมโยงข้อมูลอัตโนมัติในพื้นที่ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ (ลุ่มน้ำชี-มูล)

เอกสารอ้างอิง

[1] อภิมุข มุขตารี, ทิชา โลลุพิมาน, วาทิน ธนาธารพร, สถิตย์ จันทร์ทิพย์ และปิยมาลย์ ศรีสมพร (2562). การประยุกต์ใช้ข้อมูลฝนจากดาวเทียม PERSIANN-CCS ในการคาดการณ์น้ำท่วมฉับพลันพื้นที่ภาคใต้ของประเทศไทย, *การประชุมวิชาการโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24*, อุดรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562

[2] Torsri, K., Wannawong, W., Sarinnapakorn K., Boonya-Aroonnet, S. and Chitradon, R. (2014). An Application of Air-Sea Model Components in the Coupled Ocean-Atmosphere-Wave-Sediment Transport (COAWAST) Modeling System Over an Indochina Peninsular Sub-region: Impact of high spatiotemporal SST on WRF model in precipitation prediction. The 11th Annual Meeting Asia Oceania Geosciences Society, Sapporo, Japan, 28 Jul - 01 Aug.

[3] องค์การอุตุนิยมวิทยาโลก WMO - WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION

[4] Smith, G. (2003). Flash Flood Potential: Determining the hydrologic response of ffmp basins to heavy rain by analyzing their physiographic characteristics. A white paper available from the NWS Colorado Basin River Forecast Center at http://www.cbrfc.noaa.gov/ papers/ ffp_wpap.pdf, 11 pp

การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมโดยการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้
Flood Damage Assessment in Agricultural Areas by Using Tangible and Intangible Factors

สาโรจน์ โพธิ์เกษม[1] และสมฤทัย ทะสดวก[2]

[1] นิสิตสาขาวิชาการใช้ที่ดินและการจัดการทรัพยากรธรรมชาติอย่างยั่งยืน คณะบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร
[2] สาขาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร
;E-mail address: phokasem.sa@gmail.com

บทคัดย่อ

พื้นที่เกษตรกรรมในอำเภอเสนา จังหวัดพระนครศรีอยุธยาได้รับผลผลกระทบจากน้ำท่วมมาตั้งแต่อดีต โดยความเสียหายจะแตกต่างกันไปตามลักษณะพื้นที่ การประเมินมูลค่าความเสียหายที่เกิดจากน้ำท่วมหากพิจารณาเพียงความเสียหายที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียวอาจทำให้มูลค่าความเสียหายต่ำหรือไม่ตรงกับสภาพความเป็นจริง การนำปัจจัยความเสียหายที่จับต้องไม่ได้มาพิจารณาร่วมจะทำให้ผลการวิเคราะห์มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้น การศึกษาในครั้งนี้ประกอบไปด้วย การวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองสภาวะการไหลเพื่อจำลองพื้นที่น้ำท่วมในคาบอุบัติซ้ำที่แตกต่างกันไป จากนั้นนำผลที่ได้ไปวิเคราะห์ในระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ด้วยเทคนิคการซ้อนทับกับปัจจัยความเสียหายที่แยกเป็นปัจจัยที่จับต้องได้ คือ ความเสียหายต่ออาคารและที่ดินและความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิต และปัจจัยที่จับต้องไม่ได้ คือ ค่าใช้จ่ายในการรักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ เพื่อให้มีข้อมูลทางเศรษฐศาสตร์สำหรับการเสนอแนะแนวการบริหารจัดการน้ำท่วม ทั้งมาตรการที่ไม่ใช้สิ่งก่อสร้างและมาตรการที่ใช้สิ่งก่อสร้างอย่างเหมาะสมต่อไป ผลของการศึกษา พบว่า คาบอุบัติซ้ำของน้ำท่วมรอบ 5 10 25 50 และ 100 ปี ส่งผลให้พื้นที่เกษตรกรรมได้รับผลกระทบคิดเป็นพื้นที่ 79.21 84.06 90.38 97.64 และ 101.23 ตารางกิโลเมตรตามลำดับ โดยคิดเป็นมูลค่าความเสียหายรวมเท่ากับ 299.97 320.50 344.26 370.26 และ 382.77 ล้านบาทตามลำดับ ซึ่งหากนำมูลค่าความเสียหายจากปัจจัยผลประโยชน์ที่จับต้องไม่ได้มาใช้พิจารณาร่วมส่งผลให้มีมูลค่าความเสียหายเพิ่มขึ้นเฉลี่ย 0.37 ถึง 0.38 % เมื่อเทียบกับการใช้ปัจจัยผลประโยชน์ที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียว

คำสำคัญ: พื้นที่เกษตรกรรม, ปัจจัยที่จับต้องได้, ปัจจัยที่จับต้องไม่ได้, อำเภอเสนา

Abstract

Agricultural areas in Sena District, Phra Nakhon Si Ayutthaya Province have been being encountered by floods for years. Damages from flood can be found in various aspects according to physical characteristics in each area. Flood assessment by taking only tangible damage factors into an account may not cover real condition. An integration of tangible and intangible damage factors lead more accurate of flood assessment. This study develops a hydraulic model in order to simulate flood areas indifferent periods. Then, an overlay technique in Geographic Information Systems in applied with both tangible factors are (e.g. land and property damages, loss of investment) And intangible factors (e.g. treatment costs from psychological trauma). In order to represent more accurate damage values. These values are used for suggestions of damage prevention and flood managing measurements (non-structural measurement and structural measurement. The results found that flood simulation from hydraulic model in 5, 10, 25, 50 and 100 years, would effect agricultural areas at 79.21 84.06 90.38 97.64 and 101.23 Square kilometers, respectively. The total damage value is 299.97, 320.50, 344.26, 370.26, and 382.77 million baht, respectively. Damage values from intangible factors will be costed 0.37 - 0.38 % higher than using only tangible factors

Keywords: Agricultural areas, Tangible factors, Intangible factors, Sena District.

1. คำนำ

อุทกภัยเป็นภัยพิบัติธรรมชาติที่เกิดขึ้นตามฤดูกาลหรือเกิดจากการเปลี่ยนแปลงของสภาพอากาศ ทำให้มีระดับน้ำสูงขึ้นกว่าปกติและเมื่อปริมาณน้ำนั้นไหลไปสู่พื้นที่ในการดำรงชีพของมนุษย์ อาทิ สถานที่พักอาศัย พื้นที่ทำการเกษตร หรือเส้นทางคมนาคมทำให้เกิดความสูญเสียแก่ชีวิตและทรัพย์สิน [1] การบรรเทาผลกระทบจากภัยน้ำท่วมและผลกระทบที่อาจเกิดขึ้น ทำได้ด้วยมาตรการที่มีโครงสร้างและไม่มีโครงสร้าง เช่น การวางแผนการใช้ที่ดิน การแบ่งเขตน้ำท่วมและมาตรการป้องกันตัวเอง [2] แนวทางส่วนหนึ่งสำหรับการจัดการอุทกภัยของไทยเน้นการป้องกันชุมชนเมืองหรือพื้นที่สำคัญทางเศรษฐกิจด้วยการผันน้ำเข้าสู่พื้นที่เกษตรกรรม

อำเภอเสนาตั้งอยู่ทิศตะวันตกเฉียงใต้ของจังหวัดพระนครศรีอยุธยา ร้อยละ 82 ของพื้นที่อำเภอเป็นพื้นที่เกษตรกรรมที่เกือบทั้งหมดเป็นนาข้าว

และทุกพื้นที่ประสบปัญหาน้ำท่วมมาโดยตลอดตั้งแต่อดีต แต่สภาพและความรุนแรงจะแตกต่างกันไปตามลักษณะของพื้นที่ ปัจจุบันทุ่งผักไห่และทุ่งเจ้าเจ็ดในอำเภอเสนาเป็นพื้นที่ที่มีการจัดการแก้ไขปัญหาผลกระทบจากอุทกภัยซ้ำซากด้วยการจัดระบบให้ปลูกข้าวปีละ 2 ครั้งตามนโยบายของจังหวัด เพื่อให้สามารถเก็บเกี่ยวผลผลิตทันต่อกำหนดการเปิดพื้นที่เป็นทุ่งรับการระบายน้ำ

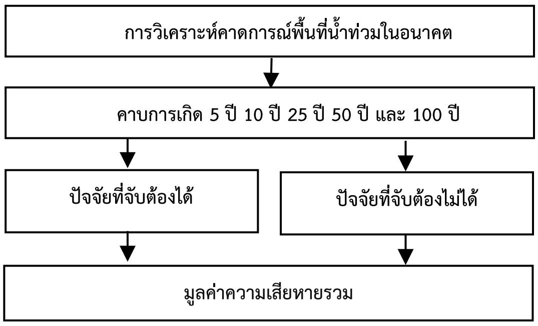
โดยทั่วไปการจัดการน้ำท่วมด้วยวิธีการผันน้ำเข้าทุ่งนั้น หากไม่ได้พิจารณามูลค่าตามลักษณะของพื้นที่จะส่งผลให้พื้นที่เกษตรกรรมทั้งหมดถูกประเมินมูลค่าในระดับเดียวกัน ซึ่งการประเมินความสูญหายทางเศรษฐกิจจากอุทกภัยเป็นส่วนสำคัญสำหรับการตัดสินใจคัดเลือกวิธีการป้องกันบนพื้นฐานของการวิเคราะห์ต้นทุนผลประโยชน์ [3] ซึ่งความเสียหาย หมายถึง การเสียชีวิต การบาดเจ็บแก่กาย การเสื่อมเสียสุขภาพอื่น ๆ หรือการสูญหายหรือเสียหายแก่ทรัพย์สิน [4] และสามารถจำแนกเป็นความเสียหายที่จับต้องได้ที่เป็นรูปธรรมสามารถคำนวณได้ง่ายในแง่ของการสร้างรายได้ และความเสียหายที่จับต้องไม่ได้หรือไม่สามารถวัดได้ง่ายในแง่ของการสร้างรายได้ [5] ที่ผ่านมาการประเมินมูลค่าความเสียหายที่เกิดจากน้ำท่วม มักจะพิจารณาเพียงความเสียหายที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียว ทำให้มูลค่าความเสียหายที่เรามาตัดสินใจในการคัดเลือกวิธีการจัดการไม่ครบถ้วนรอบด้าน การนำปัจจัยความเสียหายที่จับต้องไม่ได้มาพิจารณาร่วมจะทำให้ผลการวิเคราะห์มูลค่ามีความละเอียดมากยิ่งขึ้น เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ต้นทุนผลประโยชน์สำหรับคัดเลือกรูปแบบการจัดการน้ำท่วมทั้งแบบมีโครงสร้างและไม่มีโครงสร้างต่อไป

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

อุทกภัย คือ อันตรายจากระดับน้ำในแม่น้ำเพิ่มสูงขึ้นที่เกิดจากอัตราการไหลของน้ำสูงกว่าศักยภาพของลำน้ำ ลักษณะของอุทกภัยมีความรุนแรงต่างกัน ขึ้นอยู่กับลักษณะภูมิประเทศและสิ่งแวดล้อมของแต่ละพื้นที่ จำแนกได้ 2 ลักษณะ คือ น้ำท่วมขัง และน้ำท่วมเฉียบพลัน [6] ก่อให้เกิดความเสียหาย ได้แก่ ความเสียหายต่อที่ดินและอาคาร ความเสียหายต่อเส้นทางคมนาคม และความเสียหายต่อพื้นที่และผลผลิตทางเกษตรกรรมซึ่งความเสียหายเหล่านี้ถือได้ว่าเป็นปัจจัยที่จับต้องได้

การประเมินมูลค่าความเสียหายจากการป้องกันภัยพิบัติโดยทั่วไปใช้การประเมินผ่านค่าใช้จ่ายหรือต้นทุนในการป้องกันภัยพิบัติเพื่อลดระดับของผลกระทบที่เกิดขึ้น ที่มักจะพิจารณาร่วมกับต้นทุนค่าซ่อมแซมความเสียหาย เนื่องจากการป้องกันไม่สามารถลดความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นทั้งหมดจากภัยพิบัติได้ การลงทุนใช้จ่ายเพื่อป้องกันภัยพิบัติจึงต้องพิจารณาให้เหมาะสมกับระดับความเสี่ยงและความเป็นไปได้ที่จะเกิดภัยพิบัติในอนาคต [7] โดยการประเมินความเสียหายแบ่งได้เป็น ความเสียหายที่จับต้องได้ คือ ความเสียหายที่สามารถระบุราคาได้โดยทั่วไปและแบ่งออกเป็นความเสียหายที่จับต้องได้ทั้งทางตรงและทางอ้อม เช่น ความสูญเสียของสินค้าการเกษตร ค่าใช้จ่ายในการทำความสะอาดและฟื้นฟู และความเสียหายที่ไม่สามารถจับต้องได้ คือ ความเสียหายที่มองไม่เห็นไม่สามารถวัดได้ง่ายในแง่การเงิน เช่น ผลกระทบต่อสุขภาพผลกระทบทางจิตวิทยา ความเสียหายต่อสภาพแวดล้อม การรับรู้ความเสี่ยง การรวมกลุ่มเครือข่ายชุมชนหรือจำนวนผู้ที่เกี่ยวข้องกับอันตรายภัยพิบัติ [8] รวมถึงการหยุดชะงักของการดำเนินกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ค่าใช้จ่ายในการฟื้นฟูดินและน้ำ [9] ซึ่งการพิจารณาเฉพาะค่าใช้จ่ายในการป้องกันและค่าซ่อมแซมที่ประเมินผ่านระบบตลาดเพียงอย่างเดียวไม่สามารถสะท้อนมูลค่าผลประโยชน์ทั้งหมดของการป้องกันภัยพิบัติได้ จึงต้องนำปัจจัยที่จับต้องไม่ได้มาพิจารณาร่วม

การวิจัยครั้งนี้เป็นการประเมินมูลค่าความเสียหายที่นำปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้มาวิเคราะห์ด้วยเทคนิคการซ้อนทับในระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ที่นำผลการคาดการณ์พื้นที่น้ำท่วมตามคาบอุบัติซ้ำของน้ำท่วม คือ 5 10 25 50 และ 100 ปี จากแบบจำลองคณิตศาสตร์เพื่อจำลองสภาวะการไหลโดยโปรแกรม HEC-GeoRAS และแบบจำลอง HEC-RAS ซึ่งผลของการคาดการณ์พื้นที่น้ำท่วมดังกล่าว ใช้เป็นขอบเขตเชิงพื้นที่เพื่อประเมินและเปรียบเทียบมูลค่าความเสียหายในกรณีต่าง ๆ ตามกรอบการศึกษา ดังแสดงในรูปที่ 1

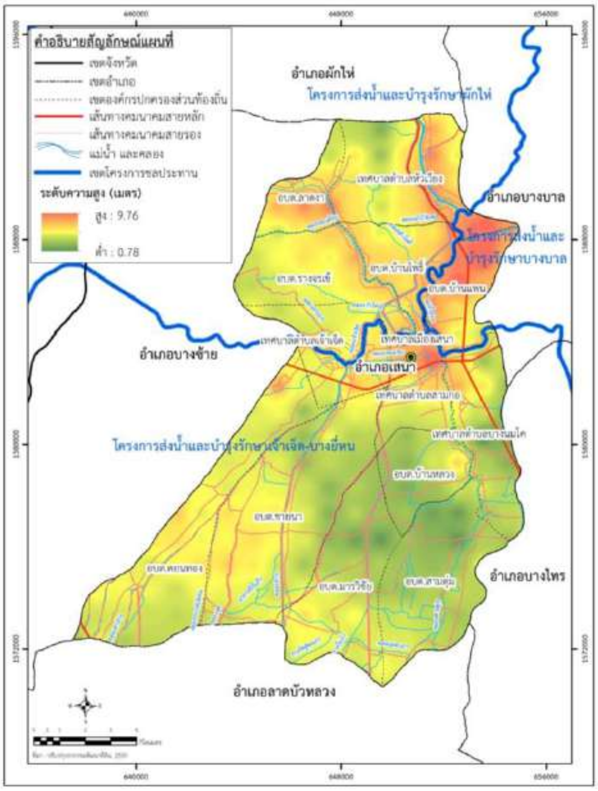


รูปที่ 1 กรอบการศึกษา

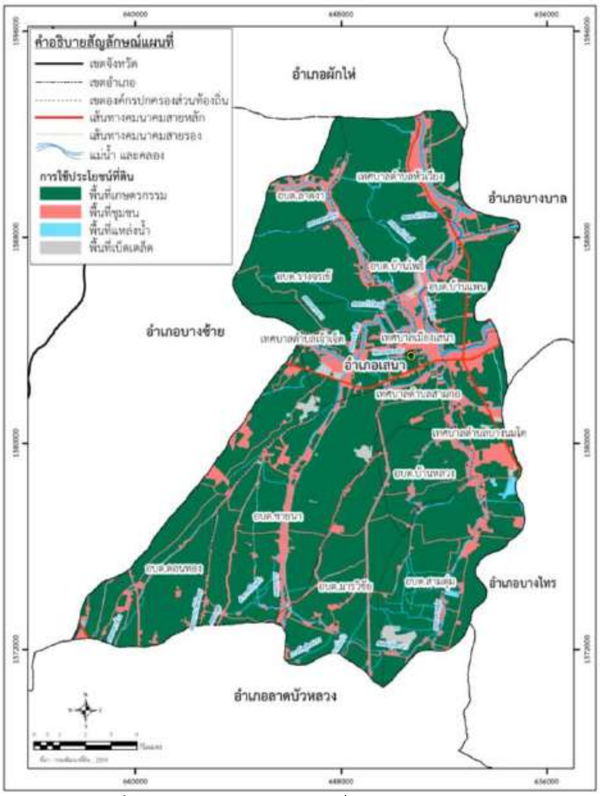
3. พื้นที่ศึกษา

3.1 ลักษณะทางกายภาพ

อำเภอเสนามีพื้นที่ 205.57 ตารางกิโลเมตรหรือประมาณ 128,481 ไร่ แบ่งเป็น 14 องค์กรปกครองส่วนท้องถิ่น สภาพภูมิประเทศเป็นที่ราบลุ่มโดยลาดจากทิศใต้ไปทิศเหนือ ความสูงของพื้นที่อยู่ที่ 0.7 - 9.7 ม.รทก. พื้นที่มีความสูงที่สุด คือ ตำบลดอนทอง และพื้นที่ลุ่มที่สุด คือ ตำบลหัวเวียง มีแหล่งน้ำไหลผ่านหลายสาย เช่น แม่น้ำน้อย คลองมโนราห์ คลองหัวแรด คลองหัวไร่แตง คลองทางฉึก คลองสามกอ คลองปลายนา คลองขนมจีน คลองสาน คลองหนองลำเจียก คลองหนองบัว คลองขุด เป็นต้น แบ่งการจัดการน้ำเป็น 3 ส่วน คือ ส่วนที่ 1 พื้นที่ตอนบนเป็นพื้นที่ของโครงการชลประทานผักไห่ ส่วนที่ 2 พื้นที่ด้านตะวันออกเฉียงเหนือเป็นพื้นที่ของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาบางบาล และส่วนที่ 3 พื้นที่ตอนล่างเป็นพื้นที่ของของโครงการส่งน้ำและบำรุงรักษาเจ้าเจ็ด-บางยี่หน ดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะทางกายภาพ อำเภอเสนา



รูปที่ 3 ลักษณะการใช้ประโยชน์ที่ดิน อำเภอเสนา

3.2 การใช้ประโยชน์ที่ดิน

การวิเคราะห์ข้อมูลการใช้ประโยชน์ที่ดิน พ.ศ. 2559 จากฐานข้อมูล กรมพัฒนาที่ดิน พบว่า เกษตรกรรมเป็นพื้นที่ที่มีสัดส่วนมากที่สุด คิดเป็นพื้นที่ประมาณ 169.16 ตารางกิโลเมตร หรือร้อยละ 82 ของพื้นที่อำเภอ โดยส่วนใหญ่เป็นพื้นที่เพาะปลูกข้าว รองลงมาคือพื้นที่ชุมชนมีพื้นที่ประมาณ 23.53 ตารางกิโลเมตร คิดเป็นร้อยละ 11.0 ของพื้นที่อำเภอ และพื้นที่แหล่งน้ำ 7.62 ตารางกิโลเมตร คิดเป็นร้อยละ 4.0 ของพื้นที่อำเภอ ดังแสดงในรูปที่ 3

4. วิธีดำเนินการวิจัย

4.1 การรวบรวมและการวิเคราะห์ข้อมูล

การรวบรวมและการจัดเก็บข้อมูล แบ่งตามขั้นตอนการศึกษา ได้แก่ ขั้นตอนการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลองและขั้นตอนการประเมินมูลค่าความเสียหาย ดังแสดงในตาราง 1

ตารางที่ 1 ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

ที่	ข้อมูล	ที่มา	ปี
ขั้นตอนการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลอง			
1	จุดความสูง	กรมพัฒนาที่ดิน	2550
2	อุทกวิทยา	กรมชลประทาน	2561
3	ปริมาณน้ำฝน	กรมอุตุนิยมวิทยา	2561
4	เส้นทางน้ำ	กรมทรัพยากรน้ำ	2562
5	คุณลักษณะของลำน้ำ	ปรับปรุงข้อมูลจากสำรวจภาคสนาม	2563

ตารางที่ 1 ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา (ต่อ)

ที่	ข้อมูล	ที่มา	ปี
การประเมินมูลค่าความเสียหาย			
6	เขตการปกครอง	กรมการปกครอง	2559
7	การใช้ประโยชน์ที่ดิน	กรมพัฒนาที่ดิน	2559
8	ที่ตั้งอาคาร	กรมโยธาธิการและผังเมือง	2562

ที่	ข้อมูล	ที่มา	ปี
9	ความหนาแน่นครัวเรือน	กรมการปกครอง	2559
10	ค่าซ่อมแซมหรือก่อสร้างที่อยู่อาศัย	กระทรวงการคลัง	2562
11	ค่าใช้จ่ายในการลงทุนในการทำนา	กรมส่งเสริมการเกษตร	2559
12	อัตราโรคเครียดหลังเหตุการณ์สะเทือนขวัญ	สมาคมจิตแพทย์แห่งประเทศไทย	2555
13	ค่าบริการการทำจิตบำบัด	โรงพยาบาลจิตเวชขอนแก่นราชนคร	2560

4.2 การวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลอง

การจัดทำแบบจำลองการคาดการณ์น้ำท่วมในการศึกษานี้ใช้แบบจำลองสภาพการไหล (HEC-RAS) และมีแบบจำลอง HEC-GeoRAS ที่ใช้นำเข้ามูล ซึ่งแบบจำลอง HEC-RAS เป็นแบบจำลองทางด้านอุทกพลศาสตร์ (hydrodynamic) พัฒนาโดยหน่วยงาน U.S. Army Corps of Engineer สามารถคำนวณการไหลได้ดังนี้ การไหลแบบคงที่ การไหลผันแปรทีละน้อย ซึ่งการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง HEC-RAS ทำให้ทราบถึงพื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมแล้วยังสามารถนำไปใช้ในการจัดการน้ำท่วมด้วยการเลือกวิธีการและมาตรการอย่างเหมาะสม นอกจากนี้ผลการคำนวณด้วยแบบจำลอง HEC-RAS ยังสามารถนำเข้าสู่โปรแกรมด้านสารสนเทศภูมิศาสตร์ (GIS) โดยผ่านทางแบบจำลอง HEC-GeoRAS เพื่อใช้ในการจัดทำแผนที่น้ำท่วม โดยข้อมูลที่นำเข้าที่สำคัญ ได้แก่ ข้อมูลแผนที่ความสูงเชิงเลข (DEM), แนวเส้นลำน้ำ 5 สาย ได้แก่ แม่น้ำน้อย คลองรางจระเข้ คลองสาน คลองเจ้าเจ็ด และคลองขนมจีน รูปหน้าตัดแม่น้ำจำนวน 5 รูปตัด ได้แก่ บริเวณจุดสำรวจของ แม่น้ำน้อย คลองรางจระเข้ คลองสาน คลองเจ้าเจ็ด และคลองขนมจีน เพื่อสร้างข้อมูลนำเข้าในแบบจำลอง HEC-RAS ได้แก่ ล้ำสายหลัก (Stream Centerline), ตลิ่งของลำน้ำ (Stream Bank), เส้นทางการไหลบ่า (Flow Paths) , หน้าตัดลำน้ำ (Cross Sections) และแบบจำลอง HEC-RAS จะนำเข้าข้อมูลน้ำท่าจากการตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำท่าเพื่อวิเคราะห์การไหลแบบไม่คงที่ในการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง

4.3 การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วม

การประเมินมูลค่าความเสียหายเป็นการนำผลการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมจากแบบจำลอง มาซ้อนทับกับข้อมูลความเสียหายด้วยเทคนิคการซ้อนทับในระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ เพื่อหามูลค่าความเสียหายของคาบอุบัติซ้ำต่าง ๆ ซึ่งนำปัจจัยความเสียหาย 3 ปัจจัยมาประเมินแบ่งเป็น ปัจจัยที่จับต้องได้ 2 ปัจจัย คือ ความเสียหายต่ออาคารและที่ดินและความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิต และปัจจัยที่จับต้องไม่ได้ คือ ค่าใช้จ่ายในการรักษาการบาดเจ็บทางจิตวิทยา โดยมูลค่าความเสียหายได้มาจากการคำนวณ ดังนี้

ความเสียหายต่ออาคารและที่ดิน = จำนวนอาคารที่พักอาศัยที่ได้รับน้ำท่วม (หลัง) * 33,000 บาท (ค่าซ่อมแซมหรือก่อสร้างที่อยู่อาศัยประจำหลัง)

ความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิต = พื้นที่เกษตรกรรมที่ได้รับน้ำท่วม (ไร่) * 4,710 บาทต่อไร่ (ค่าใช้จ่ายในการลงทุนในการทำนาต่อไร่ต่อรอบการทำนา)

ค่าใช้จ่ายในการรักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ = จำนวนครัวเรือนที่ได้รับผลกระทบ (หลัง) * 2.83 (ความหนาแน่นครัวเรือนเฉลี่ย) * 6.61 (ร้อยละโรคเครียดภายหลังเหตุการณ์สะเทือนขวัญ) * 500 บาท (ค่าบริการการทำจิตบำบัดรายบุคคล) * 6 ครั้ง

5. ผลการวิจัย

5.1 ผลการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วม

การวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลอง พบว่า พื้นที่น้ำท่วมส่งผลให้พื้นที่เกษตรกรรมได้รับผลกระทบคิดเป็นพื้นที่ 79.21 84.06 90.38 97.64 และ 101.23 ตารางกิโลเมตรของคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 10 25 50 และ 100 ปี ตามลำดับ และพื้นที่น้ำท่วมของคาบอุบัติซ้ำรอบ 100 ปี มีพื้นที่มากกว่าพื้นที่น้ำท่วมของคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 ปีอยู่ที่ 22.02 ตารางกิโลเมตร (ร้อยละ 10.71 ของพื้นที่อำเภอ) ซึ่งพื้นที่น้ำท่วมของคาบอุบัติซ้ำรอบ 100 ปี มีพื้นที่เพิ่มมากขึ้น 27.80 % เมื่อเทียบกับคาบอุบัติซ้ำรอบ 10 ปี หากพิจารณาตามพื้นที่ พบว่า เทศบาลตำบลหัวเวียง อบต.รางจระเข้ และอบต.สามตุ่ม ที่อยู่บริเวณตอนบนของอำเภอ จะมีสัดส่วนการท่วมมากกว่าพื้นที่อื่น ดังแสดงในตาราง 2 และรูปที่ 4

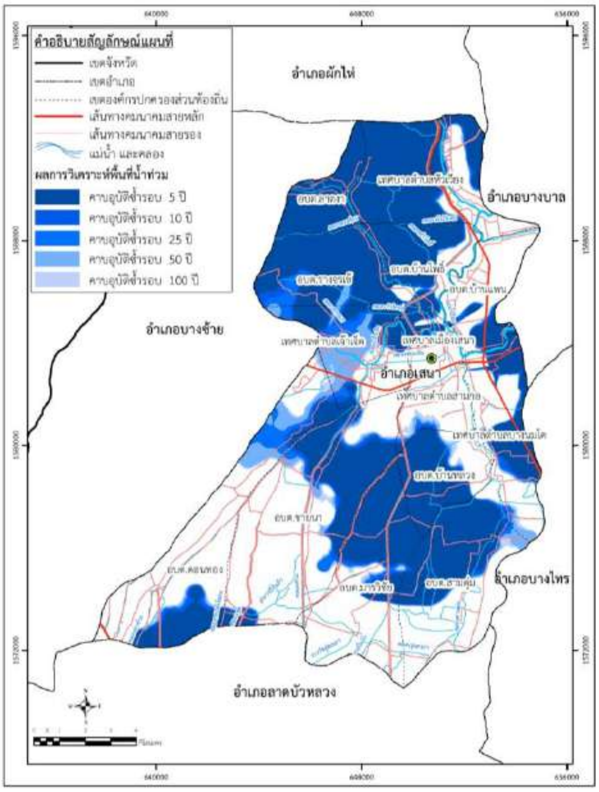
ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์ขนาดพื้นที่เกษตรกรรมที่น้ำท่วม

คาบอุบัติซ้ำ	ขนาดพื้นที่น้ำท่วม	
5 ปี	ตร.กม.	79.21
	ไร่	49,509
	ร้อยละของอำเภอ	38.53
10 ปี	ตร.กม.	84.06
	ไร่	52,534
	ร้อยละของอำเภอ	40.89
25 ปี	ตร.กม.	90.38
	ไร่	56,490
	ร้อยละของอำเภอ	43.96
50 ปี	ตร.กม.	97.64
	ไร่	61,027
	ร้อยละของอำเภอ	47.49
100 ปี	ตร.กม.	101.23
	ไร่	63,270
	ร้อยละของอำเภอ	49.24

5.2 ผลการวิเคราะห์มูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วม

จากผลการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วม เมื่อนำมาซ้อนทับกับข้อมูลพื้นที่เกษตรกรรมและที่ตั้งอาคาร รวมถึงนำไปคำนวณมูลค่าความเสียหาย พบว่าขนาดของพื้นที่น้ำท่วมจากการคาดการณ์ที่แตกต่างกันไปของแต่ละคาบอุบัติซ้ำมีผลต่อความเสียหายที่แตกต่างกันออกไป โดยมูลค่าความเสียหายต่ออาคารและที่ดินของคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 ปี มีมูลค่าต่ำกว่าคาบอุบัติซ้ำรอบ 100 ปี ถึง 17.69 ล้านบาทโดยประมาณ และความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิตของคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 ปี มีมูลค่าต่ำกว่าคาบอุบัติซ้ำรอบ 100 ปี เท่ากับ 64.81 ล้านบาท ส่วนค่ารักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ ของ

คาบอุบัติซ้ำรอบ 5 ปี มีมูลค่าต่ำกว่าคาบอุบัติซ้ำรอบ 100 ปี เพียงแค่ 0.3 ล้านบาท ดังแสดงในตาราง 3



รูปที่ 4 ผลการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วม

ตารางที่ 3 ผลการคาดการณ์ผลกระทบจากน้ำท่วม

ประเด็น	คาบอุบัติซ้ำ				
	5 ปี	10 ปี	25ปี	50 ปี	100 ปี
พื้นที่เกษตรกรรมที่ถูกน้ำท่วม (ไร่)	49,509	52,534	56,490	61,027	63,270
ที่พักอาศัยที่ถูกน้ำท่วม (หลัง)	1,990	2,177	2,330	2,468	2,526
ความเสียหายต่ออาคารและที่ดิน (ล้านบาท)	65.67	71.84	76.89	81.44	83.36
ความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิต (ล้านบาท)	233.19	247.44	266.07	287.44	298.00
ประชากรที่ได้รับผลกระทบ (คน)	5,632	6,161	6,594	6,984	7,149
ประชากรที่คาดว่าจะบาดเจ็บทางจิตวิทยา (คน)	372	407	436	462	473
ค่ารักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ (ล้านบาท)	1.11	1.22	1.30	1.38	1.41

เมื่อนำมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมมาวิเคราะห์เปรียบเทียบ พบว่า เมื่อพิจารณาเฉพาะปัจจัยที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียวนั้น มูลค่าความเสียหายเท่ากับ 298.86 319.28 342.96 368.88 และ 381.36 ล้านบาทตามลำดับ แต่หากนำปัจจัยที่จับต้องไม่ได้มาพิจารณาร่วมมูลค่าความเสียหายเท่ากับ 299.97 320.50 344.26 370.26 และ 382.77 ล้านบาทตามลำดับ และมูลค่าความเสียหายที่ใช้ปัจจัยที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียวในคาบอุบัติซ้ำรอบ 10 ปีและรอบ 25 ปี มีมูลค่าน้อยกว่าการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้อยู่ที่ 0.38 % ซึ่งเป็นค่าความแตกต่างที่มากที่สุด และมูลค่าความเสียหายที่ใช้ปัจจัยที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียวในคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 ปีและรอบ 100 ปี มีมูลค่าน้อยกว่าการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้อยู่ที่ 0.37 % ซึ่งเป็นค่าความแตกต่างที่น้อยที่สุด ดังแสดงในตาราง 4

ตารางที่ 4 ผลการคาดการณ์มูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วม

คาบอุบัติซ้ำ	มูลค่าความเสียหาย (ล้านบาท)		ความแตกต่าง (%)
	เฉพาะปัจจัยที่จับต้องได้	ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้	
5 ปี	298.86	299.97	0.37
10 ปี	319.28	320.50	0.38
25 ปี	342.96	344.26	0.38
50 ปี	368.88	370.26	0.37
100 ปี	381.36	382.77	0.37

6. บทสรุป

การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมด้วยการวิเคราะห์จากปัจจัยที่จับต้องได้ คือ ความเสียหายต่ออาคารและที่ดิน และความเสียหายต่อค่าลงทุนการผลิต และปัจจัยที่จับต้องไม่ได้ คือ ค่าใช้จ่ายในการรักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ ตามแนวทางการคำนวณที่กล่าวมาข้างต้น ที่นำมาวิเคราะห์เชิงพื้นที่ร่วมกับผลการวิเคราะห์พื้นที่น้ำท่วมคาบอุบัติซ้ำของรอบปีต่าง ๆ พบว่า พื้นที่เกษตรกรรมในอำเภอเสนา ได้รับผลกระทบจากน้ำท่วมคิดเป็นพื้นที่ 49,509 52,534 56,490 61,027 และ 63,270 ไร่ ของคาบอุบัติซ้ำรอบ 5 10 25 50 และ 100 ปี ตามลำดับ คิดเป็นร้อยละ 38 ถึง 50 ของพื้นที่อำเภอโดยประมาณ และผลกระทบจะพบมากบริเวณตอนบนของพื้นที่อำเภอ ซึ่งจากขนาดพื้นที่ของผลกระทบดังกล่าว ส่งผลให้มูลค่าความเสียหายรวมเท่ากับ 299.97 320.50 344.26 370.26 และ 382.77 ล้านบาทตามลำดับ โดยมูลค่าความแตกต่างระหว่างการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้เพียงอย่างเดียวกับการใช้ปัจจัยที่จับต้องได้และจับต้องไม่ได้ของคาบอุบัติซ้ำรอบต่าง ๆ อยู่ที่ 0.37 ถึง 0.38 ซึ่งถือว่าเป็นสัดส่วนที่ไม่มากนักเมื่อเทียบกับมูลค่าความเสียหายรวม

7. ข้อเสนอแนะ

การประเมินมูลค่าความเสียหายจากน้ำท่วมในพื้นที่เกษตรกรรมในครั้งนี้เป็นการนำปัจจัยของที่จับต้องไม่ได้มาใช้เพียงปัจจัยเดียว คือ ค่าใช้จ่ายใน

การรักษาการบาดเจ็บทางจิตใจ การศึกษาในครั้งต่อไปจึงควรนำปัจจัยอื่น เช่น การสูญเสียทางประวัติศาสตร์และวัฒนธรรม การสูญเสียของระบบนิเวศและสิ่งแวดล้อม การหยุดชะงักทางสังคม การมีส่วนรวมในการจัดการ ความไว้วางใจในหน่วยงานสาธารณะ ศักยภาพของศูนย์อพยพ ฯลฯ มาใช้ในการพิจารณาเพื่อให้ได้มูลค่าทางเศรษฐศาสตร์ที่มีความละเอียดสำหรับการวิเคราะห์เพื่อเสนอแนวทางการป้องกันความเสียหายและมาตรการบริหารจัดการน้ำท่วมในอนาคต ทั้งมาตรการที่ไม่ใช้สิ่งก่อสร้างและใช้สิ่งก่อสร้างอย่างเหมาะสมต่อไป

เอกสารอ้างอิง

[1] วรัชยา เชื้อจันทึก (2556). การพัฒนารูปแบบการบริหารจัดการก่อนการเกิดภัยพิบัติอุทกภัยระดับชุมชน. วิทยานิพนธ์ศิลปศาสตรดุษฎีบัณฑิต สาขาวิชาพัฒนศาสตร์, มหาวิทยาลัยขอนแก่น.

[2] Raffaele Albanoa, Leonardo Mancusib, Andrea Abbateb . (2017). Improving flood risk analysis for effectively supporting the implementation of flood risk management plans : The case study of “Serio” Valley. Environmental Science & Policy. Volume 75, September 2017, Pages 158-172

[3] Thieken, AH. Ackermann, V. Elmer, F. Kreibich, H. Kuhlmann, B. Kunert, U. Maiwald, H. Merz, B. Muller, M. Piroth, K. Schwarz, J. Schwarze, R. Seifert, I. and Seifert, J. (2008). Methods for the evaluation of direct and indirect flood losses. 4 th International Symposium on Flood Defence: Managing Flood Risk. Reliability and Vulnerability. Toronto, Ontario, Canada.

[4] ภัทราพร จันตะนี (2550). ผลกระทบทางด้านเศรษฐกิจของปัญหาอุทกภัยในเขตจังหวัดพระนครศรีอยุธยา. กองทุนวิจัย มหาวิทยาลัยราชภัฏพระนครศรีอยุธยา.

[5] Genovese, E (2006). A methodological approach to land use-based flood damage assessmentin urban areas: Prague case study. Technical EUR Reports, EUR, 22497.

[6] วัชรี วีรพันธ์. (2534). น้ำท่วมฉับพลันประจำปี 2532. กรมอุตุนิยมวิทยา.

[7] Bejranonda, S. an Toommongkol, W (2012). An Evaluation of Willingness to Pay for Flood Prevention of People in Bangkok. Research Report No. 10/2012.Bangkok. Department of Economics, Kasetsart Univerisity.

[8] Andrade, M. M. N. and Szlafsztein, C. F. (2018). Vulnerability assessment including tangible and intangible components in the index composition: An Amazon case study of flooding and flash flooding. Environmental Science and Policy 630, Pages 903–912.

[9] Pham, H. N. Kaoru, T and Nguyen, C. V. (2018). Integrated approach to analyze the total flood risk for agriculture: The significance of intangible damages – A case study in Central Vietnam. International Journal of Disaster Risk Reduction Volume 31, October 2018, Pages 862-872.

การศึกษาการปรับปรุงร่องน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา

Study on Channel Improvement of Chaopraya River

กรชนก จำวัน[1] และ ผศ.ดร. จิระวัฒน์ กณะสุต[2]

[1,2] สาขาวิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร

**Corresponding author, kornchanok.cha@ku.th[1] fengjwg@ku.ac.th[2]*

บทคัดย่อ

แม่น้ำเจ้าพระยาเป็นแม่น้ำที่มีความสำคัญในภาคกลาง ซึ่งเป็นศูนย์กลางของการคมนาคม การขนส่งสินค้า และเป็นแหล่งน้ำที่สำคัญเพื่อการเกษตรกรรม ในปี พ.ศ. 2554 ได้เกิดเหตุการณ์น้ำท่วมรุนแรงที่ส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก จากเหตุการณ์ครั้งนี้จึงมีความจำเป็นต้องการศึกษาหาแนวทางในการขุดลอกเพื่อการระบายน้ำและบรรเทาน้ำท่วม การศึกษาครั้งนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองสภาพการไหลในแม่น้ำด้วยแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE 21 และเพื่อศึกษาการเปลี่ยนแปลงของแม่น้ำกรณีก่อนและหลังจากการขุดลอกด้วยแบบจำลอง MIKE 21 แบบ Flexible Mesh ครอบคลุมพื้นที่ตั้งแต่สถานีวัดน้ำท่า C.2 ที่อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ไปจนถึงเขื่อนเจ้าพระยา อำเภอสรรพยา จังหวัดชัยนาท และได้ทำการปรับเทียบแบบจำลองด้วยระดับน้ำด้านเหนือน้ำของประตูระบายน้ำ 4 แห่ง ในแม่น้ำเจ้าพระยา ได้แก่ ปตร.มโนรมย์ ปตร.บรมธาตุ ปตร.พลเทพ และ ปตร.มหาราช ผลการศึกษาพบว่าหลังจากขุดลอกแม่น้ำเจ้าพระยา ระดับน้ำมีค่าลดลง และพื้นที่ส่วนใหญ่มีความเร็วและอัตราการไหลเพิ่มขึ้น

คำสำคัญ: แม่น้ำเจ้าพระยา, การขุดลอก, MIKE 21

Abstract

Chaopraya River is the Important River in Central of Thailand. It is Communication center, Transportation and Important of water resources for agriculture. In 2011 there was flooding and cause damage to life and property. Then, it is necessary to study of finding the way to dredging for drainage to alleviate flooding problems. The Objective of this study is to simulate flow in Chaopraya River with mathematical model MIKE 21 Flexible Mesh cover the area from C.2 station in Muang district, Nakhon Sawan province to Chaopraya Dam in Sapaya district, Chainat province. The model was calibrated with upstream water level of 4 regulators in Chaopraya River there are Manorom, Borommathat, Polthep and Maharat Regulator. The results showed after dredging, Chaopraya River has decreasing water level and most areas has increase of velocity and flow rate.

Keywords: Chaopraya River, Dredging, MIKE 21

1. บทนำ

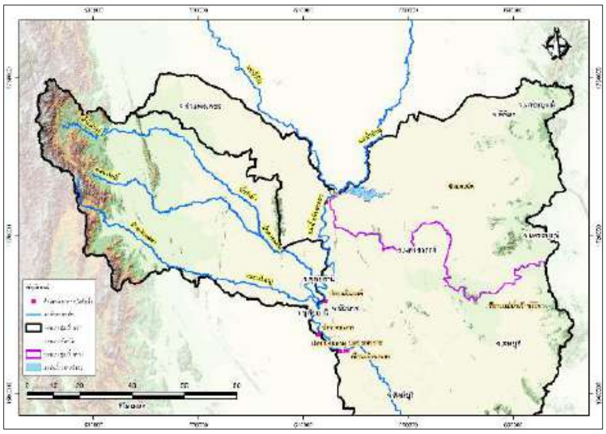
แม่น้ำเจ้าพระยา เป็นแม่น้ำสายสำคัญของประเทศไทย เกิดจากการรวมตัวของแม่น้ำสายหลัก 2 สาย จากภาคเหนือ คือ แม่น้ำปิง และแม่น้ำน่าน โดยมาบรรจบกันบริเวณหน้าเขื่อนเจ้าพระยาในตัวเมือง ที่ตำบลปากน้ำโพ อำเภอเมืองนครสวรรค์ จังหวัดนครสวรรค์ จากนั้นไหลลงไปทางทิศใต้

ลุ่มน้ำเจ้าพระยา ตั้งอยู่ทางตอนกลางของประเทศไทย มีพื้นที่ลุ่มน้ำรวมทั้งสิ้น 20,523.42 ตร.กม. (12.6 ล้านไร่) โดยแบ่งออกเป็น 2 ลุ่มน้ำสาขา คือ บึงบอระเพ็ด และที่ราบแม่น้ำเจ้าพระยา มีพื้นที่ครอบคลุมอยู่ใน 16 จังหวัด ได้แก่ นครสวรรค์ พิจิตร กำแพงเพชร อุทัยธานี ชัยนาท สิงห์บุรี ลพบุรี อ่างทอง สุพรรณบุรี นครปฐม นครนายก พระนครศรีอยุธยา สระบุรี ปทุมธานี นนทบุรี และสมุทรปราการ รวมถึงกรุงเทพมหานคร โดยมีทิศเหนือติดกับลุ่มน้ำปิงและลุ่มน้ำน่าน ทิศใต้ติดกับอ่าวไทย ทิศตะวันตกติดกับลุ่มน้ำท่าจีนและลุ่มน้ำสะแกกรัง และทิศตะวันออกติดกับลุ่มน้ำป่าสักและลุ่มน้ำบางปะกง

จากวิกฤตการณ์น้ำท่วมที่เกิดขึ้นในช่วงฤดูมรสุมปี พ.ศ.2554 ของประเทศไทยที่ผ่านมา ได้มีพื้นที่ประสบภัยน้ำท่วมในหลายพื้นที่ที่มีน้ำท่วมรุนแรง ในแถบลุ่มแม่น้ำเจ้าพระยา ลุ่มน้ำเจ้าพระยาเคยประสบภัยน้ำท่วม ซึ่งมีระยะเวลาน้ำท่วมขังนานกว่า 2 เดือน ตั้งแต่ช่วงปลายเดือนกรกฎาคมจนถึงเดือนตุลาคม พ.ศ.2554 โดยมีผู้เสียชีวิตที่มีการรายงานกว่า 500 ราย และส่งผลกระทบต่อวิถีชีวิตของประชาชนกว่า 2 ล้านคน ตลอดจนยังส่งผลกระทบต่อภาคการผลิต ภาคเกษตรกรรม และภาคอุตสาหกรรมอีกด้วย ซึ่งมีการประเมินความเสียหายอยู่ที่ประมาณ 1 ล้านล้านบาท [1]

ดังนั้นจึงมีความจำเป็นต้องมีการศึกษาหาแนวทางในการขุดลอกเพื่อการระบายน้ำ และบรรเทาน้ำท่วม ในพื้นที่น้ำท่วมซ้ำซาก โดยศึกษาหาสาเหตุและหาแนวทางการขุดลอกแม่น้ำ ซึ่งมีพื้นที่ศึกษาครอบคลุมลุ่มน้ำเจ้าพระยา ตั้งแต่สถานีวัดน้ำ C.2 อำเภอเมือง จังหวัดนครสวรรค์ลงมาจนถึงเขื่อนเจ้าพระยา อำเภอสรรพยา จังหวัดชัยนาท รวมระยะทาง 98 กิโลเมตร ดังแสดงในรูปที่ 1

ในการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อจำลองสภาพการไหลในแม่น้ำ และปัญหาน้ำท่วมที่เคยเกิดขึ้นในอดีตด้วยแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ เพื่อศึกษาการขุดลอกแม่น้ำเจ้าพระยา เพื่อการระบายน้ำจากต้นน้ำสู่ท้ายน้ำให้ได้อย่างมีประสิทธิภาพและไม่มีผลกระทบกับพื้นที่ใกล้เคียง และเพื่อเสนอแนวทางการขุดลอกที่เป็นไปได้ร่วมกับโครงสร้างที่มีอยู่ปัจจุบัน เพื่อแก้ไขปัญหาและบรรเทาปัญหาน้ำท่วมในพื้นที่ศึกษา



รูปที่ 1 พื้นที่ศึกษาบริเวณแม่น้ำเจ้าพระยาตอนบน
(ตั้งแต่สถานีวัดน้ำท่า C.2 จ.นครสวรรค์ ถึงเขื่อนเจ้าพระยา จ.ชัยนาท)

2. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1 แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff Model)

แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า เป็นการจำลองพฤติกรรมทางกายภาพของลุ่มน้ำเพื่อคำนวณหาปริมาณน้ำท่าจากข้อมูลปริมาณฝนที่ตกในบริเวณพื้นที่ลุ่มน้ำ โดยได้เลือกใช้แบบจำลอง NAM ในการพัฒนาแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ของลุ่มน้ำที่ไม่ได้มีการตรวจวัดปริมาณน้ำท่าเนื่องจากเหมาะสำหรับประยุกต์ใช้กับพื้นที่ที่มีลักษณะการใช้ที่ดินที่หลากหลาย ซึ่งในแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า จะประกอบด้วยแบบจำลองย่อย 2 แบบจำลอง คือ แบบจำลองการสูญเสีย (Loss Model) และแบบจำลองการเคลื่อนตัวของกราฟหนึ่งหน่วยน้ำท่า (Unit hydrograph routing model) [2]

ในการประเมินปริมาณน้ำท่าแบบจำลอง NAM จะแบ่งพื้นที่ออกเป็นพื้นที่รับน้ำย่อยโดยใช้สถานีวัดน้ำท่าต่าง ๆ เป็นจุดออกของน้ำ (River Outlet) และใช้แนวเขา คลอง ถนน และทางรถไฟ เป็นเกณฑ์กำหนดแบ่งทิศทางการไหลของน้ำฝนไปยังพื้นที่รับน้ำย่อยนั้น ๆ ในแต่ละพื้นที่รับน้ำย่อยจะมีการคำนวณปริมาณน้ำท่าตามเวลา โดยแบบจำลองจะคำนวณน้ำท่าตามเวลาจากข้อมูลน้ำฝนและการระเหย ข้อมูลนำเข้าของแบบจำลอง ได้แก่ ข้อมูลฝนรายวัน และปริมาณการระเหยจากถาดรายเดือน (Potential Evaporation) ผลที่ได้จากแบบจำลองจะเป็นปริมาณน้ำท่ารายวัน ซึ่งแสดงถึงลักษณะการเกิดของน้ำท่าจากผลของอุทกวิทยา เช่น การเปลี่ยนแปลงความชื้นในดินและการไหลของน้ำใต้ดิน

2.2 แบบจำลองทางอุทกพลศาสตร์ (MIKE 21 HD)

ในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกใช้แบบจำลอง MIKE 21 ที่ถูกพัฒนาขึ้นโดย Danish Hydraulic Institute (DHI) ซึ่งเป็นแบบจำลอง 2 มิติ เหมาะสำหรับการวิเคราะห์สภาพทางชลศาสตร์ที่เกิดขึ้นในทะเลสาบ ปากแม่น้ำ อ่าว พื้นที่ชายฝั่งทะเลและทะเลปิด สามารถวิเคราะห์การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ กระแสน้ำ คลื่น และตะกอนได้ [3]

แบบจำลอง MIKE 21 สามารถจำลองสภาพการไหลของน้ำแบบ 2 ทิศทาง (Two Dimensional Hydrodynamic Model) มีสมการควบคุมการไหลคือ Navie-Stokes Equation โดยมีสมมติฐานกล่าวคือการไหลไม่มีการยุบอัดตัว (Incompressible Fluid) การแปรผันในแนวดิ่งมีน้อย และไม่มีการแบ่งชั้นของน้ำ สมการที่ใช้แก้ปัญหา คือ สมการความต่อเนื่องและสมการโมเมนตัม ทั้งแกน x และ y โดยใช้วิธี Implicit Finite Difference Scheme แสดงได้ดังสมการที่ (1) (2) และ (3) ตามลำดับ [3]

สมการความต่อเนื่อง

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial q}{\partial y}=\frac{\partial d}{\partial t} \quad (1)$$

สมการโมเมนตัม ทิศทาง x:

$$\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{p^2}{h}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{pq}{h}\right)+gh\frac{\partial \zeta}{\partial x}+\frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2h^2}$$

$$-\frac{1}{\rho_w}\left[\frac{\partial(h\tau_{xx})}{\partial x}+\frac{\partial(h\tau_{xy})}{\partial y}\right]-\Omega_q-fVV_x$$

$$+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial(p_a)}{\partial x}=0 \quad (2)$$

สมการโมเมนตัม ทิศทาง y:

$$\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{p^2}{h}\right)+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{pq}{h}\right)+gh\frac{\partial \zeta}{\partial y}+\frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2h^2}$$

$$-\frac{1}{\rho_w}\left[\frac{\partial(h\tau_{yy})}{\partial y}+\frac{\partial(h\tau_{xy})}{\partial x}\right]-\Omega_q-fVV_y$$

$$+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial(p_a)}{\partial xy}=0 \quad (3)$$

เมื่อ :

$h(x, y, t)$ คือ ความลึกน้ำ (ม.)
$d(x, y, t)$ คือ ความลึกน้ำที่แปรผันตามเวลา (ม.)
$\zeta(x, y, t)$ คือ ระดับผิวน้ำเหนือระดับอ้างอิง (ม.)
$p(x, y, t)$ คือ ความหนาแน่นของการไหลในทิศทางแกน x (ลบ.ม./วินาที/ม.)
$q(x, y, t)$ คือ ความหนาแน่นของการไหลในทิศทางแกน y (ลบ.ม./วินาที/ม.)
$C(x, y, t)$ คือ ความต้านทานของ Chezy (ม.$^{1/2}$/วินาที)
g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก (ม./วินาที^{2})
$f(V)$ คือ ความฝืดเนื่องจากลม
$V, V_x, V_y (x, y, t)$ คือ ความเร็วลมและความเร็วทิศทางแกน x , y (เมตร/วินาที)
$\Omega(x, y, t)$ คือ สัมประสิทธิ์คอริออริส (วินาที$^{-1}$)
$p_a(x, y, t)$ คือ ความดันอากาศ (กิโลกรัม/ม./วินาที^{2})
ρ_ω คือ ความหนาแน่นของน้ำ (กก./ลบ.ม.)
x, y คือ ระยะพิกัด (ม.)
t คือ เวลา (วินาที)
$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$ คือ แรงเฉือนประสิทธิผลในทิศทางแกน x และ y (นิวตัน/ตร.ม.)

2.3 แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย (MIKE 21 ST)

แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอน MIKE 21 ST สามารถคำนวณอัตราการเคลื่อนตัวของปริมาณตะกอน และแสดงลักษณะการเคลื่อนที่ของตะกอน รวมถึงการเปลี่ยนแปลงพื้นท้องน้ำบริเวณปากแม่น้ำ โดยคำนวณอัตราการเคลื่อนที่ของตะกอนจากปริมาณตะกอนจากแม่น้ำ การกระทำของกระแสน้ำและคลื่นที่มีผลทำให้ตะกอนเคลื่อนที่ ซึ่งการเคลื่อนที่ของตะกอนประกอบด้วยการเคลื่อนที่ 2 ลักษณะ คือ การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอยและเคลื่อนไปกับพื้นท้องน้ำสมการพื้นฐานของการเคลื่อนที่ของตะกอนแสดงได้ดังสมการที่ (4) [4]

$$q_t = q_h + q_s \quad (4)$$

เมื่อ q_t คือ ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนทรายทั้งหมด (ลบ.ม.)

q_b คือ ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ (ลบ.ม.)

q_s คือ ปริมาณการเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (ลบ.ม.)

การเคลื่อนที่ของตะกอนของ Van Rijn ได้เสนอสมการการเคลื่อนที่ของตะกอนออกเป็น 2 กรณี ดังนี้

การเคลื่อนที่ของตะกอนท้องน้ำ (Sbl)

$$Sbl = 0.053\frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}}\sqrt{(s-1)g \times d_{50}^3} \quad (5)$$

โดยที่ T คือ ตัวแปรไร้มิติ

$$T = \left(\frac{u_f'}{u_{f,c}}\right) \quad (6)$$

u_f' คือ ประสิทธิภาพของความเร็วเฉือน

$$u_f' = V\frac{\sqrt{g}}{C'} \quad (7)$$

C' คือ ค่าความขรุขระท้องน้ำของ Chezy

$$C' = 18log\left(\frac{4h}{d_{90}}\right) \quad (8)$$

uf, c คือ ความเร็วเนื่องจากแรงเฉือนวิกฤติ

$$uf,c = \sqrt{\theta_c(s-1)gd_{50}} \quad (9)$$

h คือ ความลึกน้ำ (เมตร)

θ_c คือ ค่าความเค้นเฉือนวิกฤติท้องน้ำ *(θ_c)* เป็นค่าคงที่เท่ากับ 0.06

D_* คือ ตัวแปรไร้มิติของการเคลื่อนที่ของตะกอน

$$D_* = d_{50}\left(\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (10)$$

การเคลื่อนที่ของตะกอนแขวนลอย (Ssl)

$$Ssl = f \cdot ca \cdot V \cdot h \quad (11)$$

โดยที่ f คือ แฟคเตอร์ปรับแก้ของการเคลื่อนที่ของตะกอน

ca คือ ความเข้มข้นของชั้นตะกอนท้องน้ำ (กก./ม.^{3})

V คือ ความเร็วการไหล (ม./วินาที)

ความเร็วของการตกตะกอน (Fall Velocity) จะขึ้นอยู่กับขนาดของอนุภาคตะกอน อุณหภูมิ และความเข้มข้นตะกอนแขวนลอย สำหรับความเร็วของการตกตะกอนคำนวณได้จากสมการของ Van-Rijn (1989) ดังนี้

ทฤษฎีความเร็วของการตกตะกอนของ Van-Rijn (1989) มีเงื่อนไขของสมการตามขนาดของตะกอนทรายดังนี้

$$W_s = \frac{(s-1)gd_{50}}{18\nu} \quad \text{for } d_{50} \leq 1 \text{ มม.} \quad (12)$$

$$W_s = \frac{\nu}{d_{50}}\left(\sqrt{100 + \frac{(s-1)gd_{50}^3}{\nu^2}} - 10\right)$$
$$\text{for } 0.1 \leq d_{50} \leq 1 \text{ มม.} \quad (13)$$

$$W_s = 1.1\sqrt{(S-1)gd_{50}} \quad \text{for } d_{50} > 1 \text{ มม.} \quad (14)$$

โดยที่ d_{50} คือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเม็ดดิน (มม.)

s คือ ความหนาแน่นสัมพัทธ์ของตะกอน (กก./ม.^{3})

g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก (ม./วินาที^{2})

ν คือ ความหนืดของน้ำ, เท่ากับ 1×10^{-6} (ม.^{2}/วินาที)

3. วิธีการดำเนินงาน

3.1 การรวบรวมข้อมูล

ในการศึกษาได้มีการรวบรวมข้อมูลแผนที่ภูมิประเทศบริเวณพื้นที่ศึกษา มาตราส่วน 1 : 50,000 ครอบคลุมพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา พร้อมทั้งจัดทำแผนที่แสดงตำแหน่งขอบเขต ผังระบบลุ่มน้ำ ตำแหน่งสถานีวัดน้ำฝน ตำแหน่งสถานีวัดน้ำท่า และตำแหน่งอาคารบังคับน้ำ เพื่อนำไปประกอบการจัดทำแบบจำลอง โดยประกอบไปด้วยข้อมูลต่าง ๆ ในพื้นที่ศึกษา ดังนี้

3.1.1 ข้อมูลสำหรับนำเข้าแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า

- ตำแหน่งสถานีฝนและข้อมูลฝนรายวันของสถานีในพื้นที่ศึกษา จำนวน 22 สถานีในพื้นที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยาตอนบน และลุ่มน้ำข้างเคียง จากกรมชลประทาน และกรมอุตุนิยมวิทยา

- ข้อมูลการระเหยจากสถานีตรวจอากาศจังหวัดนครสวรรค์ ชัยนาท และอุทัยธานี จากกรมอุตุนิยมวิทยา โดยใช้ค่าเฉลี่ยของข้อมูลภูมิอากาศในคาบ 30 ปี (พ.ศ. 2531-2560)

3.1.2 ข้อมูลสำหรับนำเข้าแบบจำลอง MIKE 21

- ข้อมูลท้องน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา ได้ใช้ข้อมูลการสำรวจความลึกท้องน้ำของกรมเจ้าท่า เริ่มตั้งแต่จุดบรรจบแม่น้ำปิงและแม่น้ำน่านที่จังหวัดนครสวรรค์ถึงเขื่อนเจ้าพระยาที่จังหวัดชัยนาท

- ข้อมูลตำแหน่งของอาคารบังคับน้ำในแม่น้ำซึ่งแสดงตามแผนผังในรูปที่ 2 และข้อมูลระดับน้ำรายวันของอาคารบังคับน้ำ เพื่อใช้ในการปรับเทียบแบบจำลอง MIKE 21 HD

- ข้อมูลน้ำท่ารายวันที่สถานีวัดน้ำ C.2 เพื่อนำไปใช้เป็นข้อมูลเงื่อนไขขอบเขตด้านเหนือน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา และข้อมูลระดับน้ำด้านเหนือน้ำของเขื่อนเจ้าพระยาเป็นเงื่อนไขขอบเขตด้านท้ายน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา

- ข้อมูลตะกอนรายวันที่สถานี C.2 เพื่อนำไปใช้เป็นข้อมูลนำเข้าแบบจำลอง MIKE 21 ST

รูปที่ 2 แผนผังระบบลำน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา ระหว่างสถานีวัดน้ำท่า C.2 จ.นครสวรรค์ ถึงเขื่อนเจ้าพระยา จ.ชัยนาท

3.2 ประยุกต์ใช้แบบจำลอง

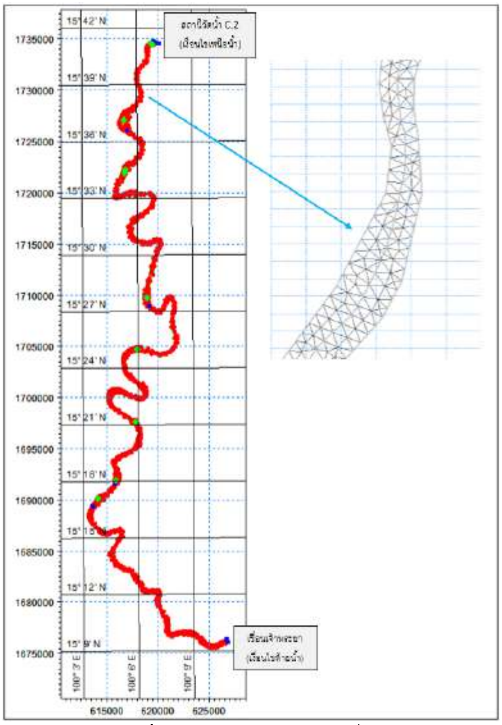
3.2.1 การประยุกต์ใช้แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (MIKE 11 RR)

- ทำการนำเข้าข้อมูลในแบบจำลองคณิตศาสตร์ได้แก่ ข้อมูลปริมาณน้ำฝน และข้อมูลการระเหย โดยได้อบ่งพื้นที่ลุ่มน้ำย่อยออกเป็น 10 ลุ่มน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 3 แล้วทำการปรับเทียบและตรวจสอบแบบจำลองคณิตศาสตร์ โดยทำการเปรียบเทียบกับข้อมูลที่มีการตรวจวัดในพื้นที่ศึกษา เมื่อแบบจำลองมีความถูกต้องและน่าเชื่อถือจึงนำผลการวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่าที่ได้จากแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าไปใช้เป็นข้อมูลนำเข้า (ปริมาณน้ำ side flow) ในแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ต่อไป

รูปที่ 3 การแบ่งพื้นที่ย่อยเพื่อคำนวณปริมาณน้ำ Side Flow ของแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำสะแกกรัง

3.2.2 การประยุกต์ใช้แบบจำลอง MIKE 21

- การสร้างตาข่ายสามเหลี่ยม เพื่อใช้เป็นข้อมูลในการจำลองการไหลในแบบจำลอง MIKE 21 HD โดยการนำเข้าขอบเขตลำน้ำ ข้อมูลภูมิประเทศท้องน้ำ และกำหนดเงื่อนไขด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ ดังแสดงในรูปที่ 4

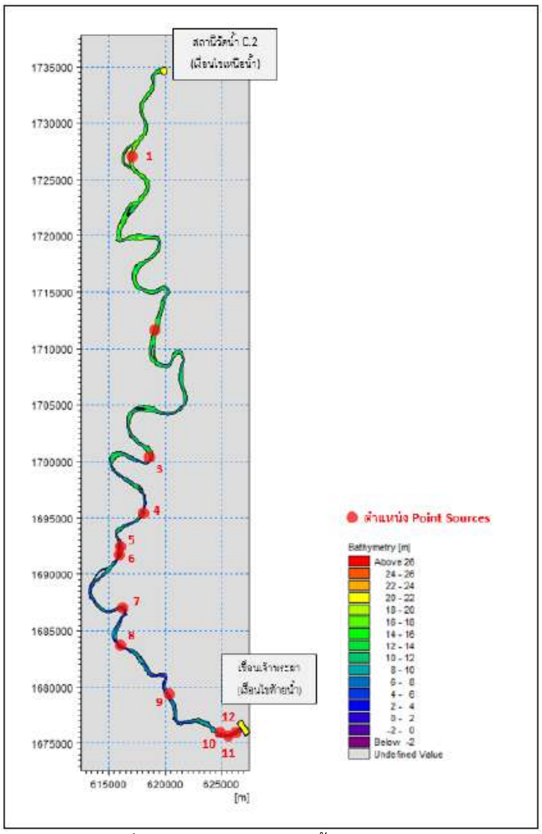


รูปที่ 4 การสร้างตาข่ายสามเหลี่ยม

- การจัดทำแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ โดยการนำเข้าข้อมูลตาข่ายสามเหลี่ยมที่สร้างไว้ และกำหนดเงื่อนไขของแบบจำลองโดยใช้ข้อมูลน้ำท่ารายวันที่สถานี C.2 เพื่อนำไปใช้เป็นข้อมูลเงื่อนไขขอบเขตด้านเหนือน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา ข้อมูลระดับน้ำด้านเหนือน้ำของเขื่อนเจ้าพระยาเป็นเงื่อนไขขอบเขตด้านท้ายน้ำของแม่น้ำเจ้าพระยา และข้อมูลปริมาณน้ำ Side Flow ของแม่น้ำเจ้าพระยาและแม่น้ำสะแกกรัง โดยได้ใช้ผลการคำนวณปริมาณน้ำท่าจากแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ใส่เป็นข้อมูลจุดน้ำเข้าในแบบจำลองดังแสดงตำแหน่งของจุดที่นำเข้าน้ำท่าโดยแสดงรายละเอียดในตารางที่ 1 และรูปที่ 5

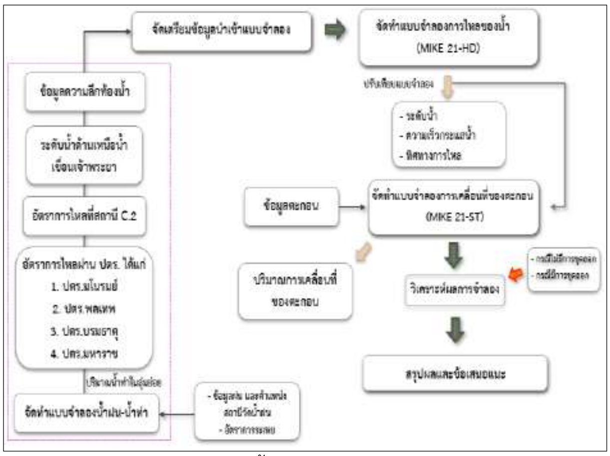
ตารางที่ 1 ตำแหน่งจุดนำเข้าข้อมูลน้ำท่าในแบบจำลอง

ตำแหน่ง	x	y	ชื่อตำแหน่ง	ข้อมูลจาก
1	616952	1726844	ลุ่มน้ำย่อย 1	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 1
2	619185	1711571	ลุ่มน้ำย่อย 2	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 2
3	618731	1700192	ลุ่มน้ำย่อย 6	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 6
4	617966	1695351	ค.ชัยนาท-ป่าสัก	จากตรวจวัดที่ปตร.มโนรมย์
5	616106	1691982	แม่น้ำสะแกกรัง	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 3 - 5
6	615743	1691301	ลุ่มน้ำย่อย 7	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 7
7	615978	1683674	แม่น้ำท่าจีน	จากตรวจวัดที่ปตร.พลเทพ
8	616325	1686964	ลุ่มน้ำย่อย 8	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 8
9	624372	1676159	แม่น้ำน้อย	จากตรวจวัดที่ปตร.บรมธาตุ
10	620240	1679352	ลุ่มน้ำย่อย 9	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 9
11	626197	1675941	ค.ชัยนาท-อยุธยา	จากตรวจวัดที่ปตร.มหาราช
12	625441	1675681	ลุ่มน้ำย่อย 10	จาก RR ลุ่มน้ำย่อยที่ 10



รูปที่ 5 การใส่ข้อมูลปริมาณน้ำในแบบจำลอง

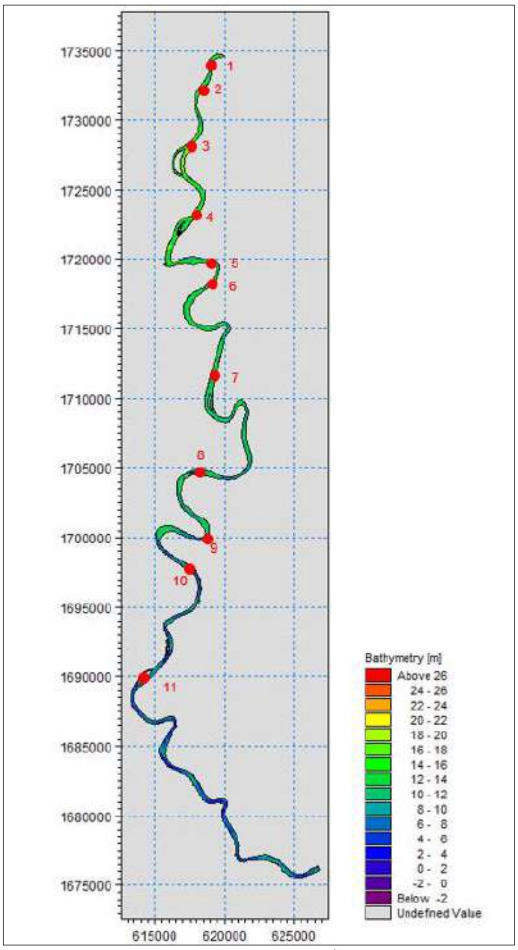
- การจัดทำแบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอนทราย ใช้ข้อมูลตะกอนรายวันที่สถานี C.2 โดยคำนวณสัดส่วนอัตราของตะกอนต่อปริมาณน้ำท่าเพื่อใช้เป็นข้อมูลนำเข้าแบบจำลอง และได้ใช้ผลการจำลองสภาพการไหลจากแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ ซึ่งวิธีการดำเนินงานทั้งหมด ได้สรุปขั้นตอนแสดงดังรูปที่ 6



รูปที่ 6 ขั้นตอนการดำเนินงาน

3.2.3 กรณีศึกษา

ในการประยุกต์ใช้แบบจำลองหลังจากการปรับเทียบแบบจำลอง MIKE 21 HD ได้กำหนดการศึกษาเป็น 2 ช่วง คือ การศึกษาลักษณะการเคลื่อนที่ของตะกอนในช่วงฤดูมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ และการศึกษาลักษณะการเคลื่อนที่ของตะกอนช่วงฤดูมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ โดยแบ่งเป็น 2 กรณี คือ กรณีก่อนการขุดลอก (สภาพปัจจุบัน) และกรณีหลังจากการขุดลอกตามแผนงานของกรมเจ้าท่า โดยหาอัตราการเปลี่ยนแปลงของการตกตะกอน และระดับท้องน้ำ ก่อนและหลังการขุดลอก ดังแสดงตำแหน่งของการขุดลอกในรูปที่ 7 และตารางที่ 2



รูปที่ 7 ตำแหน่งการขุดลอกแม่น้ำเจ้าพระยา

ตารางที่ 2 ตำแหน่งการขุดลอกแม่น้ำเจ้าพระยา

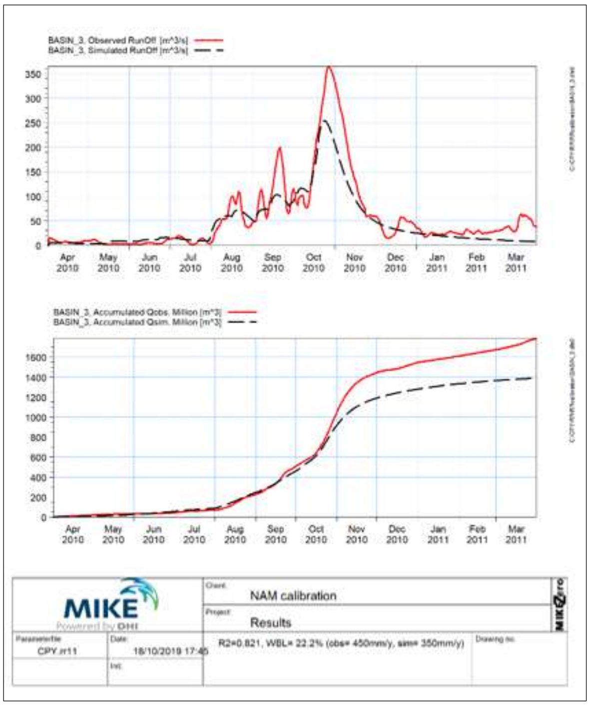
ตำแหน่ง	x	y	ชื่อตำแหน่ง
1	618957	1734125	พื้นที่ขุดลอกปากน้ำโพ
2	618124	1732013	พื้นที่ขุดลอกนครสวรรค์ตก-กลางแดด
3	616904	1726745	พื้นที่ขุดลอกเคียนเลื่อน-นครสวรรค์ออก
4	615819	1720218	พื้นที่ขุดลอกโกรกพระ-บางมะฝ่อ-ยางตาล
5	617980	1717494	พื้นที่ขุดลอกยางขาว-ย่านมัทรี
6	619903	1714396	พื้นที่ขุดลอกย่านมัทรี
7	619024	1709828	พื้นที่ขุดลอกน้ำทรง-ย่านมัทรี
8	617854	1704561	พื้นที่ขุดลอกน้ำทรง-ท่าฉนวน
9	618689	1700856	พื้นที่ขุดลอกหาดทนง-ท่าฉนวน
10	618713	1700827	พื้นที่ขุดลอกเกาะเทโพ-ศิลาดาน
11	614150	1690240	พื้นที่ขุดลอกท่าซุง

4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการปรับเทียบแบบจำลอง

การปรับเทียบแบบจำลองฯ นั้น จำเป็นต้องใช้ดัชนีทางสถิติในการตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองฯ ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ได้เลือกใช้ค่า Root Mean Square Error (RMSE) และค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ยกกำลังสอง (Coefficient of determination, R^2) โดยผลการปรับเทียบแบบจำลอง มีดังนี้

ผลการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff Model) ได้ทำการปรับเทียบปริมาณน้ำท่าที่สถานี CT.2A โดยใช้ข้อมูลตรวจวัดในเดือนเมษายน พ.ศ. 2553 ถึง เดือนมีนาคม พ.ศ. 2554 เนื่องจากเป็นปีที่มีปัญหาภัยแล้ง ซึ่งจะมีปริมาณน้ำน้อย จึงไม่ค่อยมีผลกระทบจากปริมาณน้ำในแม่น้ำ ซึ่งได้ผลการปรับเทียบดังแสดงในรูปที่ 8 โดยมีค่า R^2 เท่ากับ 0.82 และค่า Water Balance, WBL เท่ากับ 22.2%

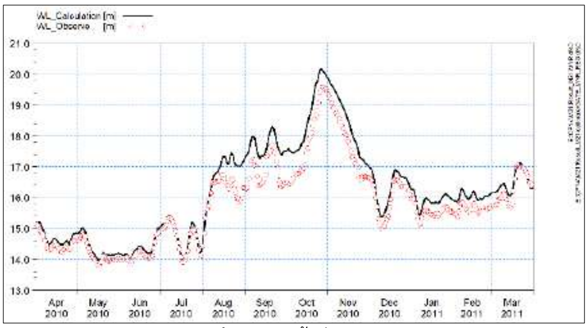


รูปที่ 8 ผลการปรับเทียบแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่าที่สถานี CT.2A

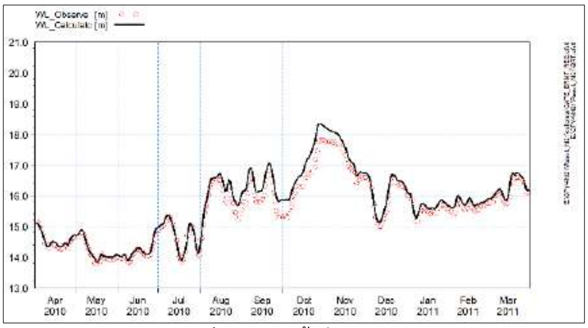
ผลการปรับเทียบแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (MIKE 21 HD) จะทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระของท้องน้ำ (Manning' M) ซึ่งจะเปลี่ยนแปลงตามความลึก โดยปรับเทียบกับค่าระดับน้ำด้านเหนือน้ำที่ประตูระบายน้ำมโนรมย์ ประตูระบายน้ำบรมธาตุ ประตูระบายน้ำพลเทพ และประตูระบายน้ำมหาราช โดยใช้ข้อมูลตรวจวัดในเดือนเมษายน พ.ศ. 2553 ถึง เดือนมีนาคม พ.ศ. 2554 ผลการปรับเทียบแบบจำลองดังแสดงในตารางที่ 3 และรูปที่ 9 ถึง รูปที่ 12 ซึ่งได้แสดงกราฟเปรียบเทียบระดับน้ำด้านเหนือน้ำจากการตรวจวัด และระดับน้ำจากแบบจำลอง

ตารางที่ 3 สรุปค่าดัชนีทางสถิติจากการปรับเทียบแบบจำลอง

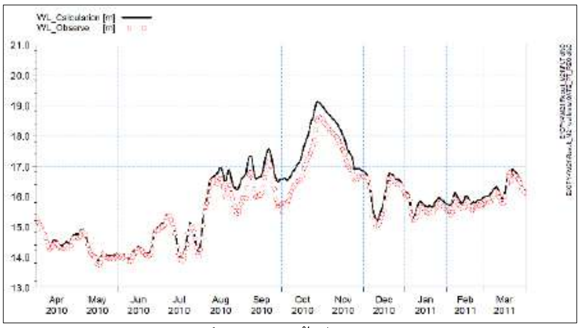
ประตูระบายน้ำ	R^2	RMSE (ม.)	Manning' M
มโนรมย์	0.978	0.482	35
บรมธาตุ	0.980	0.253	35
พลเทพ	0.990	0.352	35
มหาราช	0.991	0.174	35



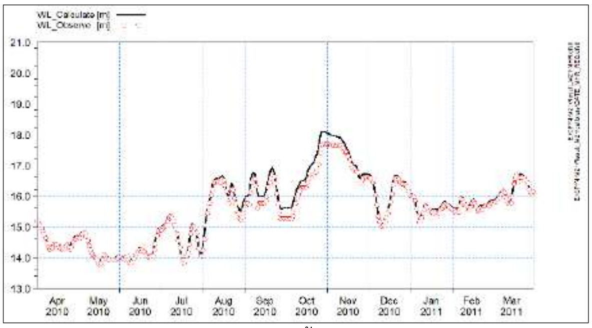
รูปที่ 9 ระดับน้ำที่ปตร. มโนรมย์



รูปที่ 10 ระดับน้ำที่ ปตร. บรมธาตุ



รูปที่ 11 ระดับน้ำที่ ปตร. พลเทพ



รูปที่ 12 ระดับน้ำที่ ปตร. มหาราช

4.2 ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (MIKE 21 HD)

ผลจากแบบจำลองอุทกพลศาสตร์ (MIKE 21 HD) ได้แสดงระดับน้ำ ความเร็วของกระแสน้ำ และอัตราการไหลของแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณที่มีการขุดลอก โดยแสดงผลการเปลี่ยนแปลงจากการขุดลอกในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 ระดับน้ำ ความเร็ว และอัตราการไหลที่เปลี่ยนแปลงหลังการขุดลอก

ตำแหน่ง	ระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลง (ม.)	ความเร็วที่เปลี่ยนแปลง (ม./วินาที)	อัตราการไหลที่เปลี่ยนแปลง (ลบ.ม./วินาที)
1	-0.53	-0.08	-2.36
2	-0.55	0.04	-2.88
3	-0.57	0.07	26.49
4	-1.19	0.09	-6.67
5	-0.1	-0.13	-6.99
6	-0.08	-0.01	-6.34
7	-0.01	-0.21	47.61
8	-0.25	0.005	6.84
9	-0.05	-0.12	-5.22
10	-0.05	-0.11	-17.15
11	-0.05	0.09	104.72

4.3 ผลการประยุกต์ใช้แบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอน (MIKE 21 ST)

ผลจากแบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอน (MIKE 21 ST) ได้แสดงการเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำ (Bed Level Change) และลึกท้องน้ำ (Bed Level) ในช่วงฤดูมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ และฤดูมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ โดยแสดงผลการเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำผลเปรียบเทียบความลึกท้องน้ำในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 การเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำและผลการเปรียบเทียบความลึกท้องน้ำของกรณีก่อนและหลังการขุดลอก

ตำแหน่ง	ช่วงฤดูมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือ				ช่วงฤดูมรสุมตะวันตกเฉียงใต้			
	การเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำ (ม.)		ความลึกท้องน้ำ (ม.)		การเปลี่ยนแปลงความลึกท้องน้ำ (ม.)		ความลึกท้องน้ำ (ม.)	
	ก่อนขุดลอก	หลังขุดลอก	ก่อนขุดลอก	หลังขุดลอก	ก่อนขุดลอก	หลังขุดลอก	ก่อนขุดลอก	หลังขุดลอก
1	0.00	0.00	11.70	11.70	0.37	0.46	12.07	12.16
2	0.00	0.00	14.15	14.06	0.12	0.14	14.27	14.20
3	0.03	0.01	16.86	16.84	0.23	1.15	17.06	17.98
4	0.00	0.00	14.68	14.63	-0.09	-0.11	14.59	14.52
5	0.10	0.01	14.36	12.63	0.24	0.86	14.50	13.48
6	0.00	0.04	10.29	10.33	0.47	0.60	10.76	10.89
7	0.00	0.00	13.95	10.00	0.26	0.05	14.22	10.05
8	0.52	0.87	10.81	11.17	0.83	0.80	11.12	11.10
9	0.00	0.00	12.38	10.23	-0.18	-0.11	12.20	10.13
10	0.00	0.00	12.01	10.24	0.13	-0.05	12.14	10.19
11	-0.02	-0.06	11.78	10.56	-0.37	-0.48	11.44	10.14

สรุปผลการศึกษา

การศึกษาครั้งนี้ได้ประยุกต์ใช้แบบจำลองอุทกพลศาสตร์ MIKE 21 HD และแบบจำลองการเคลื่อนที่ของตะกอน MIKE 21 ST ผลการศึกษาพบว่า หลังจากขุดลอกแม่น้ำเจ้าพระยา ระดับน้ำมีค่าลดลง และพื้นที่ส่วนใหญ่มีความเร็วและอัตราการไหลเพิ่มขึ้น

การทับถมของตะกอน พบว่า "ส่วนใหญ่" มีการทับถมลดลง และมีความลึกท้องน้ำลดลงซึ่งเป็นผลจากการขุดลอก

หากพิจารณาความเหมาะสมในแต่ละตำแหน่งจากการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำ ความเร็วกระแสน้ำ อัตราการไหล และความลึกท้องน้ำในกรณีก่อนและหลังการขุดลอก จุดที่มีความเหมาะสมในการขุดลอกดังแสดงในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 จุดที่มีความเหมาะสมในการขุดลอก

ตำแหน่ง	ระยะทางขุดลอก (กม.)	ระดับท้องแม่น้ำขุดลอก จุดเริ่ม (ม.รทก.)	ระดับท้องแม่น้ำขุดลอก จุดสิ้นสุด (ม.รทก.)
4	8.0	+12.672	+12.704
7	4.5	+10.000	+10.000
10	3.0	+9.238	+9.513
11	2.1	+4.749	+8.000

โดยจุดพิจารณาดังกล่าวหลังการขุดลอกจะสามารถช่วยในการระบายน้ำให้ได้ดียิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณกรมเจ้าท่า กรมชลประทาน กรมอุตุนิยมวิทยา และอาจารย์ที่ปรึกษาที่ช่วยสนับสนุนข้อมูลในการจัดทำแบบจำลองในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] กรมเจ้าท่า (2562). รายงานศึกษาออกแบบรายละเอียดในการขุดลอกแม่น้ำสายหลักที่ลุ่มน้ำภาคกลาง 7 ลุ่มน้ำ ที่ลุ่มน้ำเจ้าพระยา สะแกกรัง ป่าสัก ท่าจีน แม่กลอง เพชรบุรี ชายฝั่งทะเลประจวบคีรีขันธ์. *รายงานศึกษา*, หน้า 1-1

[2] วีระยา มิ่งเมือง และ ดร.จิระวัฒน์ กณะสุต (2556). การศึกษาระบบช่วยตัดสินใจในการบริหารจัดการน้ำท่วม (พื้นที่จังหวัดนครราชสีมา). *การประชุมวิชาการเสนอผลงานวิจัยระดับบัณฑิตศึกษา ครั้งที่ 14, ขอนแก่น,* 22 กุมภาพันธ์ 2556, หน้า 417-418

[3] สุนทร เฉินประยูร และ จิระวัฒน์ กณะสุต (2560). การศึกษาการเคลื่อนตัวของตะกอนบริเวณปากร้องน้ำบ้านกรูด โดยใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์. *การประชุมวิชาการ THAICID National Symposium ครั้งที่ 10, นนทบุรี,* 21 มิถุนายน 2560, หน้า 119-125

[4] วิษุวัฒน์ แต้สมบัติ และ ดวงนภา วานิชสรรพ์ (2561). การศึกษาการเคลื่อนตัวของตะกอนดินในแม่น้ำลำภาชี. *วารสารวิชาการคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนเรศวร*, ปีที่ 13, ฉบับที่ 1, มกราคม-มิถุนายน 2561, หน้า 63-74

การกำหนดระยะถอยร่นชายฝั่งทะเล กรณีศึกษา: หาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา
Determination of coastal setback: A case study of Chalatat Beach, Songkhla Province

ขวัญชนก คุณกิตติ[1] และ สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง[1]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร
E-mail address: khwanchanok.kun@ku.th

บทคัดย่อ

ระยะถอยร่นเปรียบเสมือนแนวกันชนระหว่างทะเลกับผืนแผ่นดิน เพราะเป็นการรักษาความสมดุลของกระบวนการชายฝั่งไม่ให้ถูกรบกวนจากกิจกรรมของมนุษย์บนพื้นที่ชายฝั่ง และเป็นการลดผลกระทบจากปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งทะเลจากภัยธรรมชาติ และอื่นๆ ที่อาจมีต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนที่อาศัยอยู่บริเวณชายฝั่ง การศึกษานี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อกำหนดระยะถอยร่นชายฝั่งทะเลของประเทศไทย ซึ่งกรณีศึกษาคือ หาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา โดยประเมินระยะถอยร่นเพื่อรองรับการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในปี ค.ศ. 2100 จาก 3 กระบวนการ ได้แก่ การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ อัตราการกัดเซาะในอดีต และการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล ผลการศึกษาพบว่า อัตราการกัดเซาะที่เกิดจากพายุอยู่ที่ 50 เมตร อัตราการกัดเซาะในอดีตเท่ากับ 0.05 เมตรต่อปี และอัตราการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นจากกระบวนการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศมีอัตราการกัดเซาะน้อยสุดเท่ากับ 21.49 เมตร(RCP 2.6) และมากสุดเท่ากับ 38.34 เมตร(RCP 8.5) จากผลดังกล่าวทำให้สามารถคำนวณหาระยะถอยร่นในกรณี RCP 2.6, 4.5, 6.0 และ 8.5 ได้เท่ากับ 75.99, 81.17, 82.04 และ 90.91 เมตร ตามลำดับ โดยผลการศึกษานี้จะใช้เพื่อเป็นแนวทางในการประเมินระยะถอยร่นของชายฝั่งทะเล ซึ่งเป็นหนึ่งในมาตรการจัดการพื้นที่ชายฝั่งทะเล ของประเทศไทยในอนาคต

คำสำคัญ: ระยะถอยร่นชายฝั่งทะเล, การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล, แบบจำลองบรูน, หาดชลาทัศน์, การกัดเซาะชายฝั่ง

Abstract

The coastal setback is like a buffer between sea & coast because it will save the balance of coastal processes from human activity on coastal areas and reduce the impact of erosion from disasters and others that may affect the lives and property of people living on the coast. This study has an objective for the determination of coastal setback of Thailand. The case study is Chalatat Beach. With estimate coastal setback to support coastal change in 2100 B.E. from 3 processes is Erosion from the storm, erosion in the past, and Erosion from sea level rise. This study suggests that erosion rate of the storm of 50 m., erosion rate in the past of 0.05 m./year, and erosion rate from sea level rise a minimum of 21.49 m. (RCP 2.6) and a maximum of 38.34 m. (RCP 8.5) the results can calculate the coastal setback as follows. In the case of RCP 2.6, 4.5, 6.0, and 8.5 of 75.99, 81.17, 82.04, and 90.91 m. sequent. The results can be used to a guideline for estimate coastal setback Which is one of the measures for managing coastal areas of Thailand in the future.

Keywords: coastal setback, sea level rise, Bruun’s Rule, Chalatat Beach, coastal erosion

1. คำนำ

จากข้อมูลการศึกษาเกี่ยวกับการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล (Climate Change) ขององค์กร Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) [1] พบว่า ระดับน้ำทะเลของโลกมีการเพิ่มขึ้นเฉลี่ย +1.8±0.5 มิลลิเมตรต่อปี ซึ่งส่งผลกระทบโดยตรง ทำให้ชายฝั่งเกิดการกัดเซาะ จากการศึกษาเรื่องผลกระทบจากระดับน้ำทะเลที่เพิ่มขึ้นทั่วโลก [2] โดยใช้แบบจำลอง EMRICES จำลองระดับน้ำเมื่ออุณหภูมิโลกสูงขึ้น ผลการวิจัยพบว่า เมื่ออุณหภูมิโลกสูงขึ้น 2.00 องศาเซลเซียส ทำให้ระดับน้ำทะเลสูงขึ้น 74.7 เซนติเมตร คิดเป็นความสูญเสียทางเศรษฐกิจเท่ากับ 4,961.52 พันล้านดอลลาร์สหรัฐ เมื่ออุณหภูมิโลกสูงขึ้น 3.38 องศาเซลเซียส ทำให้ระดับน้ำทะเลสูงขึ้น 97.4 เซนติเมตร พื้นที่จำนวน 663,794.7 ตารางกิโลเมตร จะได้รับผลกระทบ คิดเป็นความสูญเสียทางเศรษฐกิจเท่ากับ 6,214.35 พันล้านดอลลาร์สหรัฐ

การศึกษาแบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการตอบสนองของชายฝั่งต่อการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเลบริเวณอ่าวไทยตอนล่าง 6 แห่งในพื้นที่จังหวัดนครศรีธรรมราชและจังหวัดสงขลา [3] พบว่า แบบจำลองของบรูนอย่างง่ายแสดงปริมาณพื้นที่ที่ถูกกัดเซาะ สำหรับ 50 ปี เท่ากับ 0.44 ตร.กม.สำหรับ 100 ปี เท่ากับ 0.89 ตร.กม.และแบบจำลองของบรูนแสดงปริมาณพื้นที่ที่ถูกกัดเซาะ สำหรับ 50 ปี เท่ากับ 2.22 ตร.กม.สำหรับ 100 ปี เท่ากับ 4.45 ตร.กม.

นอกจากนี้ กิจกรรมของมนุษย์ที่มีการใช้ประโยชน์พื้นที่ชายฝั่งเกินศักยภาพที่จะรองรับได้ ทำให้เกิดการสูญเสียปราการธรรมชาติ และพื้นที่ชายฝั่งทะเลด้วยเช่นกัน จึงจำเป็นต้องใช้มาตราป้องกันชายฝั่ง ซึ่งมีอยู่ 2 วิธี ได้แก่ แบบใช้โครงสร้าง (Structural measure) และแบบไม่ใช้โครงสร้าง (Non - structural measure) โดยแบบใช้โครงสร้าง เช่น เขื่อนกันคลื่น กำแพงกันคลื่น และรอดักทราย ซึ่งโครงสร้างดังกล่าวนี้มีประสิทธิภาพในการลดผลกระทบจากคลื่นและลดผลกระทบจากการกัดเซาะชายฝั่งได้ แต่มีข้อจำกัดคือสามารถลดผลกระทบได้เฉพาะบริเวณที่มีโครงสร้างเท่านั้น ซึ่งทำให้เกิดปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณพื้นที่ข้างเคียงตามมา จึงทำให้โครงสร้างทางวิศวกรรมแบบไม่ใช้โครงสร้างเป็นมาตรการที่กำลังได้รับความนิยมเพิ่มมากขึ้น ซึ่งเป็นมาตรการป้องกันชายฝั่งที่เป็นมิตรต่อสิ่งแวดล้อม เช่น การเติมทรายชายหาด การปลูกป่าชายเลน รวมทั้งมาตรการระยะถอยร่นที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในต่างประเทศ ซึ่งเป็นการลดผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนที่อาจเกิดขึ้นจากการกัดเซาะชายฝั่ง อีกทั้งเป็นการคืนสมดุลตามกระบวนการธรรมชาติให้แก่ชายฝั่งด้วย

จากการศึกษาบทบาทของระยะถอยร่นในบริบทของการกัดเซาะชายฝั่งและการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ [4] โดยพิธีสารว่าด้วย ICZM ของอนุสัญญาบาร์เซโลนา ลุ่มน้ำทะเลเมดิเตอร์เรเนียน บังคับใช้เมื่อวันที่ 24 มีนาคม 2011บทบัญญัติเกี่ยวกับ ICZM และการอนุรักษ์สิ่งแวดล้อมชายฝั่ง การป้องกันและฟื้นฟูพิธีสารระบุให้ระยะถอยร่นมีระยะ 100 m เป็น มาตรการที่ตกลงกันเพื่อปกป้องการตั้งถิ่นฐานชายฝั่งทะเลและโครงสร้างพื้นฐานจากผลกระทบเชิงลบของกระบวนการชายฝั่งและการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ

การกำหนดระยะถอยร่นบริเวณชายฝั่งต้าเหลียน ประเทศจีน [5] โดยการใช้ Arc GIS 9 จำลองสภาพชายฝั่ง พิจารณาดัชนี 3 ประเภท (1) ภัยพิบัติทางชายฝั่ง (2) สภาพภูมิประเทศ และ (3) ระบบนิเวศวิทยา ผลการศึกษาพบว่า ชายฝั่งไบซา (Baisha) เป็นหาดทราย มีสิ่งปลูกสร้างห่างจากชายฝั่งประมาณ 100 เมตร ระยะถอยร่นชายฝั่งอยู่ที่ 90 เมตร ในส่วนของชายฝั่ง Huangniwo เป็นหาดทรายกรวด มีสิ่งปลูกสร้างห่างจากชายฝั่งประมาณ 50 เมตร ระยะถอยร่นชายฝั่งอยู่ที่ 90 เมตร ส่วนชายฝั่ง Bedrock เป็นหาดกรวด ไม่มีสิ่งปลูกสร้างโดยรอบ ระยะถอยร่นชายฝั่งอยู่ที่ 75 เมตร และชายฝั่ง Xingshutun เป็นหาดทราย มีสิ่งปลูกสร้างห่างจากชายฝั่งประมาณ 80 เมตร ระยะถอยร่นชายฝั่งอยู่ที่ 75 เมตร

การศึกษาผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลสัมพัทธ์ที่มีต่อการกัดเซาะชายฝั่งทะเลของประเทศไทย [6] โดยประยุกต์ใช้แบบจำลองบรูน และแบบจำลองของบรูนอย่างง่าย เพื่อนำไปสู่การกำหนดมาตรการระยะถอยร่นเพื่อรับมือกับการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลของประเทศไทย โดยกำหนดชายหาดตัวแทนของพื้นที่ศึกษา 27 แห่ง ครอบคลุมทั้งอ่าวไทยและอ่าวอันดามัน ผลการศึกษาพบว่า ระยะถอยร่นอยู่ระหว่าง -11.25 เมตร ถึง -247.50 เมตร ในอีก 50 ปีข้างหน้า และ -22.48 ถึง -495.77 เมตร ใน 100 ปีข้างหน้า

จากการศึกษาข้างต้นเป็นการศึกษาระยะถอยร่นโดยพิจารณาเพียงการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลของประเทศไทยเท่านั้น ซึ่งยังมีปัจจัยอื่นที่ควรนำมาพิจารณาร่วมด้วย ได้แก่ อิทธิพลของพายุ และ อัตราการกัดเซาะที่ผ่านมาของชายฝั่ง ดังนั้นในการศึกษานี้จึงศึกษาการกำหนดระยะถอยร่นชายฝั่งทะเล โดยการวิเคราะห์จาก 3 กระบวนการที่มีอิทธิต่อการกัดเซาะชายฝั่ง ได้แก่ การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ อัตราการกัดเซาะในอดีต และการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นจากการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ โดยเลือกหาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา เป็นพื้นที่ศึกษา ซึ่งมีลักษณะเป็นหาดทราย ผลจากการศึกษานี้จะนำมาซึ่งแนวทางในการจัดการพื้นที่ชายฝั่งทะเล เพื่อเป็นหนึ่งในมาตรการรับมือต่อผลกระทบที่เกิดขึ้นจากการกัดเซาะชายฝั่งต่อไป

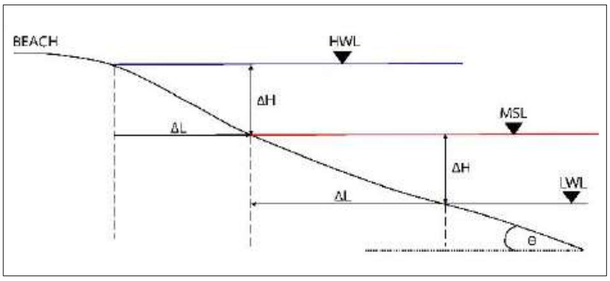
2. ระเบียบวิธีวิจัย

ในขั้นตอนนี้จะกล่าวถึง ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง พื้นที่ศึกษา ข้อมูลและเครื่องมือที่ใช้ ขั้นตอนการศึกษา แสดงเนื้อหาดังต่อไปนี้

2.1 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

2.1.1 การปรับแก้ค่าระดับน้ำเพื่อระบุแนวชายฝั่ง

การระบุแนวชายฝั่งนั้นสามารถทำได้โดยการปรับแนวชายฝั่ง ณ เวลาที่ถ่ายภาพ ไปเป็นแนวชายฝั่ง ณ ระดับทะเลปานกลาง ซึ่งในการระบุแนวชายฝั่งใหม่นั้น จะใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง ระดับน้ำ ความกว้างชายหาด และความลาดชันชายหาดในการพิจารณา โดยแสดงความสัมพันธ์ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง ระดับน้ำ ความกว้างชายหาด และความลาดชันชายหาด

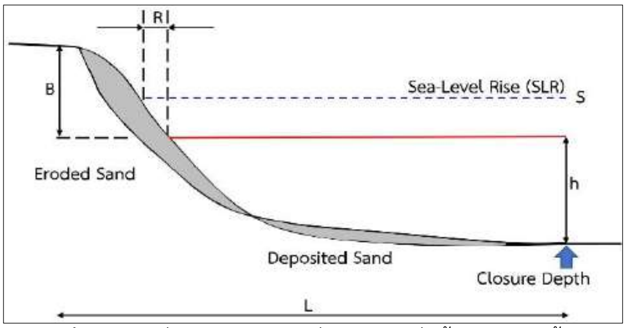
จากภาพจะให้เห็นได้ว่า ถ้าระดับน้ำทะเล ณ เวลาถ่ายภาพมีระดับอยู่สูงกว่าระดับทะเลปานกลาง ทำให้แนวชายฝั่งที่ได้นั้นอยู่ประชิดฝั่งมากกว่าความเป็นจริง หากใช้แนวชายฝั่งที่ระดับทะเลปานกลางเป็นเกณฑ์ จำเป็นต้องปรับระยะแนวชายฝั่งให้ห่างออกไปเป็นระยะ +ΔL และถ้าระดับน้ำ ณ เวลาที่ถ่ายภาพมีระดับต่ำกว่าระดับทะเลปานกลาง จะทำให้แนวชายฝั่งที่วิเคราะห์ได้นั้นอยู่ห่างฝั่งมากกว่าความเป็นจริง จำเป็นต้องปรับระยะแนวชายฝั่งให้ใกล้ฝั่งเข้ามาเป็นระยะ -ΔL โดยสามารถคำนวณ ΔL ได้จากสมการที่ (1)

$$\Delta L = \frac{H}{tan\theta} \qquad (1)$$

โดย MSL คือ ระดับทะเลปานกลาง, HWL คือ ระดับน้ำที่สูงกว่าระดับทะเลปานกลาง, LWL คือ ระดับน้ำที่ต่ำกว่าระดับทะเลปานกลาง, H คือ ระดับที่แตกต่างระหว่าง HWL กับ MSL หรือ LWL กับ MSL, ∆L คือ ระยะห่างระหว่างแนวชายฝั่งที่ระบุได้ ณ ช่วงเวลาที่ถ่ายภาพกับระดับทะเลปานกลาง, θ คือ ความลาดชันชายหาดส่วนหน้า (Foreshore slope)

2.1.2 แบบจำลองของบรูน

แบบจำลองของบรูนใช้เพื่อการจำลองรูปตัดชายหาดในลักษณะสองมิติของเส้นชายฝั่งปกติ เพื่อคำนวณผลกระทบต่อเส้นแนวชายฝั่งจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล ซึ่งส่งผลต่อการกำหนดระยะถอยร่น โดยมีสมมุติฐานคือ พิจารณาเฉพาะการถ่ายโอนปริมาณตะกอนทรายสุทธิตลอดหน้าตัดที่เข้าออกในแนวตั้งฉากกับเส้นชายฝั่ง โดยไม่พิจารณาการถ่ายโอนของตะกอนที่เข้าออกในแนวขนานกับเส้นชายฝั่ง โดยสมมติแนวชายหาดให้อยู่ในสภาวะสมดุล โดยรูปตัดชายหาดต้องแสดงถึง สภาพภูมิประเทศ คลื่นและขนาดของตะกอน และตะกอนทรายที่เคลื่อนเข้าหาชายฝั่ง สมมติให้มีคุณสมบัติเป็นทรายที่มีลักษณะเดียวกับทรายที่อยู่บนชายฝั่ง ผลจากการกัดเซาะของคลื่น และการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล ทำให้เกิดการถ่ายโอนของชายฝั่ง ปริมาณทรายที่ถูกกัดเซาะจากบนฝั่งจะถูกถ่ายโอนมาทับถมด้านล่าง ซึ่งปริมาณทรายที่ถูกกัดเซาะจะเท่ากับปริมาณทรายที่เกิดการทับถม แสดงลักษณะการเปลี่ยนแปลงของเส้นแนวชายฝั่งเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล ตามแบบจำลองของบรูนดังรูปที่ 2 ความหนาของตะกอนทรายที่เกิดจากการทับถม (Deposited sand) จากปริมาณทรายที่ถูกกัดเซาะจากบนชายฝั่ง (Eroded sand) จะทำให้ระดับน้ำในทะเลสูงขึ้น



รูปที่ 2 การเปลี่ยนแปลงของชายฝั่งจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเลตามแบบจำลองของบรูน

ในการคำนวณหาระยะถอยร่นของชายฝั่งทะเล สามารถคำนวณได้จากสมการของบรูน [7] ตามสมการที่ (2)

$$R = \frac{SL}{h * +B} \quad (2)$$

โดย R คือ ระยะการถอยร่นของเส้นชายฝั่งในแนวราบ, S คือ การเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล, L คือ ความยาวของชายหาดที่พิจารณา, h คือ ระดับน้ำเดิม (Old sea Level) ถึงระดับท้องเดิม (Old bottom level) ซึ่งเป็นระดับความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน (Depth of closure), B คือ ความสูงของตะกอนทรายก่อนการกัดเซาะ (Berm height)

สำหรับสมการแบบจำลองบรูนอย่างง่ายนั้น เนื่องจาก tanβ คือค่าเฉลี่ยความชันของชายฝั่งตลอดความยาวรูปตัดชายหาดที่พิจารณาสามารถคำนวณได้จากสมการที่ (3)

$$R = \frac{S}{tan\beta} \quad (3)$$

ความยาวของหน้าตัดชายฝั่ง (Equilibrium profile) [8] คำนวณได้จากสมการที่ (4)

$$h = Ay^{2/3} \quad (4)$$

โดย h คือ ความลึกของระดับน้ำทะเลเดิมถึงระดับท้องเดิม (Old bottom level) ที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน, y คือ ระยะทางนอกชายฝั่ง, A คือ พารามิเตอร์สัมประสิทธิ์ค่า A (A value) ที่ปรับตามลักษณะของตะกอนที่ได้จากความสัมพันธ์ของขนาดตะกอนทราย (D50) และความลาดชันชายฝั่ง (Beach slope)

การคำนวณหาความสูงคลื่นนัยสำคัญสูงสุดและคาบคลื่นสูงสุด เพื่อใช้ในการคำนวณหาระดับความลึกที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน (Depth of closure) [9] ใช้สมการที่ (5)

$$h* = 2.28H_{e,t} - 68.5\left(\frac{H_{e,t}^2}{gT_{e,t}^2}\right) \quad (5)$$

โดย h_* คือ ความลึกของระดับน้ำทะเลเดิมถึงระดับท้องเดิม (Old bottom level) ที่ไม่ได้รับอิทธิพลจากการเปลี่ยนแปลงของตะกอน (Depth of closure), He,t คือ ความสูงคลื่นนัยสำคัญสูงสุด (Maximum significant wave height), Te,t คือ คาบคลื่นสูงสุด (Maximum wave period), g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

การคำนวณหาค่าความสูงคลื่น ณ บริเวณคลื่นแตกตัว (Wave height at breaking wave) เพื่อใช้ในการคำนวณหาค่าความสูงของตะกอนก่อนการกัดเซาะ [10] ใช้สมการที่ 6

$$\frac{H_b}{H_s} = (\tan\alpha)^{0.2}\left(\frac{H_s}{L_s}\right)^{-0.25} \quad (6)$$

โดย H_b คือ ความสูงคลื่น ณ บริเวณคลื่นแตกตัว(Wave height at breaking wave), tanα คือ ความลาดชันของชายฝั่ง (Beach slope), H_s คือ ความสูงคลื่นนัยสำคัญเฉลี่ย (Mean significant wave height), L_s คือ ความยาวคลื่นนัยสำคัญ (Significant wave length)

การคำนวณหาความยาวคลื่นนัยสำคัญสามารถคำนวณได้จากคาบคลื่นเฉลี่ย [10] ดังสมการที่ (7)

$$L_s = \frac{gT_s^2}{2\pi} \quad (7)$$

โดย L_s คือ ความยาวคลื่นนัยสำคัญ (Significant wave length), g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, T_s คือ คาบคลื่นเฉลี่ย (Mean significant wave period)

การคำนวณหาค่าความสูงของตะกอนทรายก่อนการกัดเซาะ (Berm height), [11] สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (8)

$$B_h = 0.125 H_b^{5/8} (g T_s^2)^{3/8} \quad (8)$$

โดย B_h คือ ความสูงของตะกอนทรายก่อนการกัดเซาะ (Berm height), H_b คือ ความสูงคลื่น ณ บริเวณคลื่นแตกตัว (Wave height at breaking wave), g คือ ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก, T_s คือ คาบคลื่นเฉลี่ย (Mean wave period)

2.1.3 ระยะถอยร่นของชายฝั่งทะเล

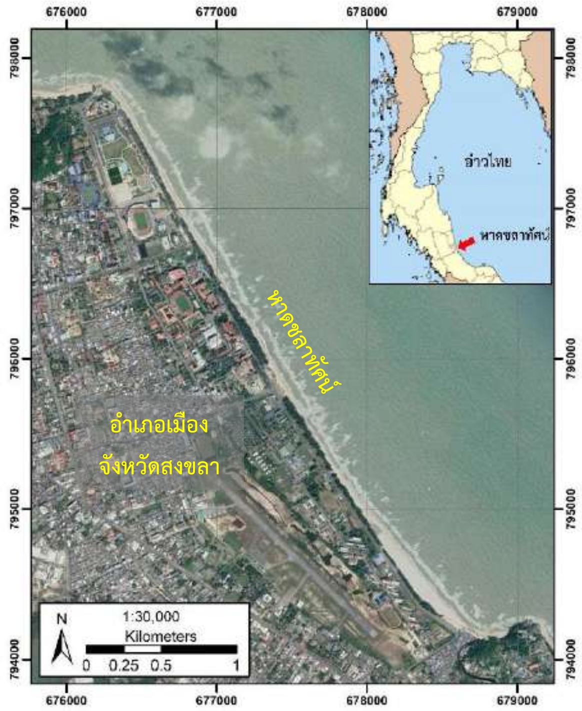
ระยะถอยร่นของชายฝั่งทะเล (Coastal Setback) เป็นแนวในการควบคุมเขตชายฝั่งทะเลไม่ให้มีสิ่งปลูกสร้างในพื้นที่ ซึ่งระยะถอยร่นนี้จะเป็นแนวกันชนระหว่างทะเลกับผืนแผ่นดิน ช่วยลดผลกระทบที่จะเกิดขึ้นกับพื้นที่อยู่อาศัย โดยกรอบระยะเวลาในการกำหนดระยะถอยร่นนั้นควรได้รับการวางแผนที่ 50 ปีขึ้นไป นิยมใช้ในประเทศที่มีพื้นที่ติดกับชายฝั่งทะเลที่ประสบปัญหาจากการเปลี่ยนแปลงของชายฝั่ง เช่น การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ คลื่น ลม และภัยพิบัติตามธรรมชาติ การกัดเซาะที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงกิจกรรมของมนุษย์ รวมทั้ง การกัดเซาะชายฝั่งจากการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศ [12] สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (9)

ระยะถอยร่น = D1 + (D2 x จำนวนปีที่พิจารณา) + D3 (9)

เมื่อ D1 คือ ระยะที่เกิดจากการพังทลายอย่างรวดเร็ว อันเกิดจากพายุ (Extreme Storm Sequence) โดยระยะนี้ต้องการแบบจำลองในการใช้ศึกษาผลกระทบจากพายุที่กระทำต่อชายฝั่ง ซึ่งจะพิจารณาที่ปี ค.ศ 2100 ในกรณีไม่มีข้อมูลเพียงพอ ให้กำหนดค่าเริ่มต้นของ D1 เท่ากับ 40 เมตร, D2 คือ อัตราการกัดเซาะต่อปี ซึ่งประเมินจากการกัดเซาะที่เคยเกิดขึ้นในอดีต (Chronic Erosion or Accretion) ซึ่งหากชายฝั่งเกิดการทับถมหรือไม่มีการเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่ง ค่า D2 จะมีค่าเป็น 0 เมื่อนำค่า D2 คูณด้วยจำนวนปีที่พิจารณา จะทำให้ได้ระยะการกัดเซาะชายฝั่ง ณ ปีที่พิจารณา ทั้งนี้จะพิจารณาที่ปี ค.ศ 2100, D3 คือ ระยะการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล ซึ่งจะพิจารณาที่ปี ค.ศ 2100 โดยอาศัยหลักการของแบบจำลองของบรูน [7]

2.2 พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาคือ หาดชลาทัศน์ อำเภอเมือง จังหวัดสงขลา มีลักษณะเป็นหาดทราย ยาวประมาณ 4.53 กิโลเมตร ตั้งอยู่บริเวณอ่าวไทยตอนล่าง แสดงดังรูปที่ 3 โดยหาดชลาทัศน์มีสภาพชายหาด แสดงดังรูปที่ 4 โดยพื้นที่ศึกษาได้รับอิทธิพลมาจากลมมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือที่พัดผ่านภาคใต้ฝั่งตะวันออกของประเทศ ในช่วงกลางเดือนตุลาคมถึงกลางเดือนมกราคมของทุกปี



รูปที่ 3 พื้นที่ศึกษา

รูปที่ 4 สภาพชายหาดในพื้นที่ศึกษา

2.3 ข้อมูลและเครื่องมือที่ใช้

ข้อมูลแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลได้จากแบบจำลอง 21CMIP5 ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยมาตราฐานของการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลในระดับภูมิภาค (ความละเอียด 1 องศาละติจูดลองจิจูด) สำหรับ RCP 2.6, RCP4.5, RCP6.0, RCP8.5 โดยอ้างอิงจากสถานะการณ์ในปี ค.ศ 1986 – 2005 ซึ่งค่าเฉลี่ยการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลของหาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา เท่ากับ 0.38-0.62 เมตร

ข้อมูลความลาดชันของชายหาด (Beach Slope) และขนาดคละเฉลี่ยของทรายได้จากการสำรวจภาคสนามทั้งสิ้น 14 ตำแหน่ง แสดงดังรูปที่ 5

รูปที่ 5 ตำแหน่งตัวแทนข้อมูลภาคสนาม

ข้อมูลค่าเฉลี่ยของตะกอนทราย (D_{50}) เพื่อหาการกระจายของตะกอนทราย โดยการเก็บตัวอย่างทรายจากภาคสนาม และวิเคราะห์โดยการร่อนผ่านตะแกรงมาตรฐาน (Sieve Analysis) ใช้มาตรฐาน US Standard โดยความลาดชันชายหาดและขนาดของตะกอนทรายของแต่ละตำแหน่ง แสดงดังตารางที่ 1.

ตารางที่ 1 แสดงความลาดชันชายหาดและค่าขนาดคละเฉลี่ยของตะกอนทราย

พื้นที่	ความลาดชันชายหาด (องศา)	ค่าขนาดคละเฉลี่ย (มม.)
B1	0.8	0.27
B2	9.5	0.27
B3	14.5	0.27
B4	9.8	0.27
B5	9.2	0.27
B6	5.9	0.27
B7	6.5	0.27
B8	8.4	0.27
B9	2.5	0.27
B10	4.7	0.27
B11	3.8	0.27
B12	4.9	0.27
B13	3.2	0.27
B14	6.4	0.27

2.4 ขั้นตอนการศึกษา

ในการศึกษานี้จะประเมินระยะถอยร่นโดยพิจารณาจากผลกระทบที่เกิดจากการกัดเซาะชายฝั่งใน 3 กระบวนการ ดังนี้

2.4.1 การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ

จากการศึกษาที่เกี่ยวข้อง[13] พบว่าอิทธิพลของมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือกำลังแรงกว่าปกติเมื่อเดือนมกรคม 2559 นั้นส่งผลกระทบให้ชายหาดสมิหลาเกิดการกัดเซาะ 10 ถึง 50 เมตร และเนื่องจากการศึกษานี้ต้องการประเมินการกัดเซาะในสภาวะที่ครอบคลุมกรณีวิกฤตจึงพิจารณาอัตราการกัดเซาะที่เกิดจากพายุที่ 50 เมตร ซึ่งนับจนถึงปัจจุบันยังไม่มีการศึกษาใดที่สำรวจผลกระทบจากอิทธิพลของพายุ จึงนับได้ว่าเป็นเพียงข้อมูลเดียว ที่สามารถนำมาอ้างอิงได้ในการศึกษานี้

2.4.2 อัตราการกัดเซาะในอดีต

การวิเคราะห์อัตราการกัดเซาะชายฝั่งในอดีตดำเนินการโดยเปรียบเทียบจากภาพถ่ายดาวเทียม โดยใช้ภาพถ่ายจาก Google earth ซึ่งจำเป็นต้องระบุแนวชายฝั่ง โดยปรับแก้ค่าระดับน้ำที่ตำแหน่งใดๆของภาพให้เป็นค่าระดับน้ำที่ตำแหน่งระดับทะเลปานกลาง เพื่อใช้เป็นแนวเส้นอ้างอิงในการเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงของแนวชายฝั่ง ซึ่งหากระบุแนวชายฝั่งจากค่าระดับน้ำที่ได้จากภาพถ่ายโดยตรง จะทำให้ไม่สามารถเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงได้ เนื่องจากแนวชายฝั่งที่ได้เกิดจากค่าระดับน้ำที่ตำแหน่งใดๆ ที่ไม่ใช่แนวเส้นอ้างอิง ทั้งนี้ในการปรับแก้ระดับน้ำที่ตำแหน่งใดๆไปที่ระดับทะเลปานกลางนั้น จำเป็นต้องทราบเวลาที่ถ่ายภาพนั่นด้วย เพราะเวลาถ่ายภาพจะสัมพันธ์กับค่าระดับน้ำ ซึ่งมีวิธีดำเนินการดังนี้

2.4.2.1 การระบุหมุดควบคุมและพิกัดภาพถ่าย

โดยการใช้รูปภาพจาก Google Earth ในการประเมิน โดยดูข้อมูลภาพถ่ายย้อนหลังของหาดชลาทัศน์ได้ 10 ปี ซึ่งแสดงข้อมูลปีที่พิจารณาและวันที่เก็บภาพดังในตารางที่ 2 จากนั้นตรึงพิกัดในโปรแกรม Auto CAD 2019 ซึ่งจะใช้พิกัดอ้างอิงจากตำแหน่งวัตถุบนภาพถ่ายทางอากาศที่ไม่มีการเปลี่ยนแปลงตามเวลา ดังนั้นในการศึกษานี้จึงได้พิจารณาใช้ตำแหน่งทางวิ่ง (Runway) ของสนามบินสงขลา เป็นพิกัดอ้างอิง

2.4.2.2 การระบุแนวชายฝั่ง

ขั้นตอนนี้เป็นการระบุแนวชายฝั่งด้วยโปรแกรม Auto CAD 2019 โดยผู้วิเคราะห์จะพิจารณาจากความเข้มสีที่แตกต่างกันบนภาพเพื่อเป็นตัวกำหนดแนวชายฝั่ง โดยใช้นิยามแนวระดับน้ำตัดกับชายหาด (Water Line)

2.4.2.3 การระบุเวลาให้ภาพถ่าย

วัดมุม Azimuth ของเงาที่ตกกระทบอาคาร จากถ่ายภาพดาวเทียมของ Google Earth แล้วจึงนำข้อมูลละติจูด ลองติจูด และวันที่ถ่ายภาพ กรอกลงในเว็บไซต์ https://keisan.casio.com/exec/system ซึ่งจะแสดงข้อมูลมุมตกกระทบ (Azimuth) ของแต่ละช่วงเวลาในวันที่ถ่ายภาพนั้น จากนั้นเปรียบเทียบค่ามุมตกกระทบ (Azimuth) ที่วัดได้จากภาพถ่าย เพื่อหาช่วงเวลาขณะถ่ายภาพ ซึ่งจะนำข้อมูลที่ได้ไปอ่านค่าระดับน้ำจริงรายชั่วโมงจากข้อมูลของกรมอุทกศาสตร์

2.4.2.4 การระบุระดับน้ำจริง ณ เวลาที่ถ่ายภาพ

เมื่อได้เวลาจากการวัดมุม Solar Azimuth Angle (Θ_s) ตามข้อ 2.4.2.3 แล้ว จะนำเวลาที่ได้ไปเทียบกับข้อมูลระดับน้ำจริงรายชั่วโมงของกรมอุทกศาสตร์ เพื่อพิจารณาแนวชายฝั่งที่ระดับน้ำทะเลปานกลาง ณ เวลาที่ถ่ายภาพ ซึ่งหากค่าที่ได้เป็นบวก แสดงว่าแนวชายฝั่งหลังปรับแก้อยู่สูงกว่าแนวชายฝั่งก่อนปรับแก้ และหากค่าที่ได้เป็นลบ แสดงว่าแนวชายฝั่งหลังปรับแก้อยู่ต่ำกว่าแนวชายฝั่งก่อนปรับแก้ แสดงผลดังตารางที่ 2

ตารางที่ 2 แสดงข้อมูลภาพถ่ายและข้อมูลระดับน้ำจริงที่ปรับแก้แล้ว

ปี	วันที่เก็บภาพ	มุมของเงาที่อ่านได้	ระดับน้ำจริงที่ปรับแก้แล้ว
2004	12/31/2004	139.24	0.30
2006	03/16/2006	144.16	0.25
2007	10/03/2007	154.62	-0.20
2010	08/08/2010	61.62	-0.29
2011	07/31/2011	72.50	0.05
2013	03/25/2013	90.00	0.23
2014	04/17/2014	146.34	0.39
2015	04/06/2015	151.12	0.22
2017	03/23/2017	162.75	0.25
2018	05/07/2018	56.75	0.09

2.4.2.5 การระบุแนวชายฝั่งใหม่

เมื่อได้ระดับน้ำจริง ณ เวลาที่ถ่ายภาพแล้ว จากนั้นจะทำการปรับแนวชายฝั่ง ณ เวลาที่ถ่ายภาพ ไปเป็นแนวชายฝั่ง ณ ระดับทะเลปานกลาง เพื่อใช้เป็นเส้นอ้างอิงในการพิจารณาการกัดเซาะชายฝั่ง โดยตัวอย่างการระบุแนวชายฝั่งเดิมเทียบกับแนวชายฝั่งปรับแก้ (ที่ระดับ MSL) แสดงดังรูปที่ 6

รูปที่ 6 แสดงรูปเปรียบเทียบระหว่างแนวชายฝั่งก่อนและหลังปรับแก้ที่ระดับทะเลปานกลาง

2.4.3 การกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล

โดยการใช้แบบจำลอง Bruun เพื่อทำนายการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งด้วยการวิเคราะห์หาการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำจากกระบวนการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศในอนาคต สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (2) ถึง สมการที่ (8) ซึ่งจะใช้ข้อมูลแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเลของโลกจากข้อมูลของ IPCC [1] และ ข้อมูลความลาดชันชายหาดและค่าขนาดคละเฉลี่ยของตะกอนทรายจากตารางที่ 1

2.4.4 การคำนวณระยะถอยร่น

เมื่อคำนวณการกัดเซาะที่เกิดขึ้นเกิดจาก 3 กระบวนการ ได้แก่ การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ อัตราการกัดเซาะในอดีต และ การกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นจากกระบวนการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศ (Climate Change) [12] แล้วจากนั้นจะนำไปใช้ในการคำนวณระยะถอยร่นได้จากสมการที่ (9) กล่าวคือ ระยะถอยร่น = D1 + (D2 x จำนวนปีที่พิจารณา) + D3

3. วิเคราะห์ผลการศึกษา

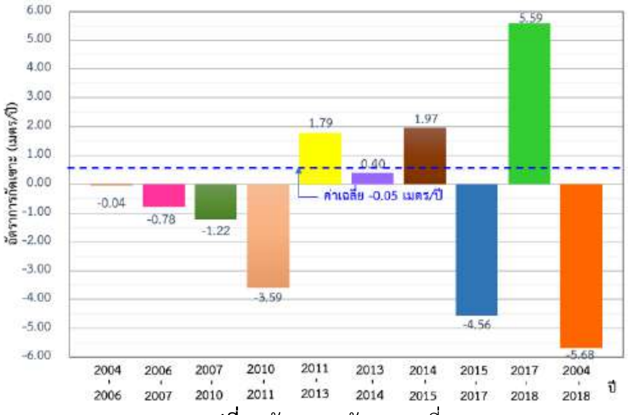
จากการศึกษากระบวนการกัดเซาะชายฝั่งทั้ง 3 กระบวนการข้างต้นได้ผลการศึกษาดังนี้

3.1 การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ

จากข้อมูลการสำรวจภาคสนาม[13] โดยใช้วิธีการตรวจวัดรูปตัดชายหาดด้วยหลักการของ Water Level Method พบว่าอิทธิพลของมรสุมตะวันออกเฉียงเหนือนั้นส่งผลกระทบให้ชายหาดสมิหลาเกิดการกัดเซาะ 10 ถึง 50 เมตร และเนื่องจากการศึกษานี้ต้องการประเมินการกัดเซาะในสภาวะที่ครอบคลุมกรณีวิกฤตจึงพิจารณาอัตราการกัดเซาะที่เกิดจากพายุที่ 50 เมตร

3.2 อัตราการกัดเซาะในอดีต

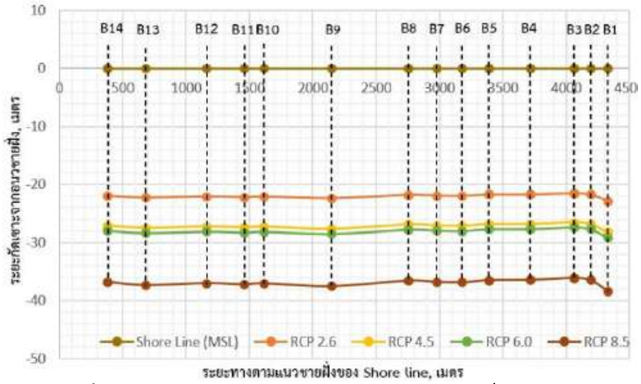
จากการศึกษาโดยวิธีการเปรียบเทียบจากภาพถ่ายดาวเทียม เพื่อวิเคราะห์ประวัติการกัดเซาะที่เกิดขึ้นตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน พบว่าช่วงปี 2015-2017 เกิดการกัดเซาะสูงสุด -4.56 เมตร และปี 2017-2018 เกิดการทับถมสูงสุดเท่ากับ +5.59 เมตร โดยค่าเฉลี่ยการกัดเซาะชายฝั่งตั้งแต่ปี ค.ศ 2004 ถึง 2018 เท่ากับ -0.05 เมตรต่อปี ซึ่งแสดงข้อมูลดังรูปที่ 7



รูปที่ 7 อัตราการกัดเซาะเฉลี่ย

3.3 การกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล

จากการศึกษาโดยใช้แบบจำลองของบรูน [7] ในการคำนวณหาแนวชายฝั่งที่หายไปจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเลในอนาคต พบว่า ที่ RCP 2.6, RCP 4.5, RCP 6.0, RCP 8.5 คำนวณระยะถอยร่นเฉลี่ยเท่ากับ -21.989, -27.173, -28.038 และ -36.911 เมตร ตามลำดับ ซึ่งแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 8 กราฟแสดงการเปรียบเทียบระหว่างแนวชายฝั่งเดิมกับแนวชายฝั่งในอนาคต

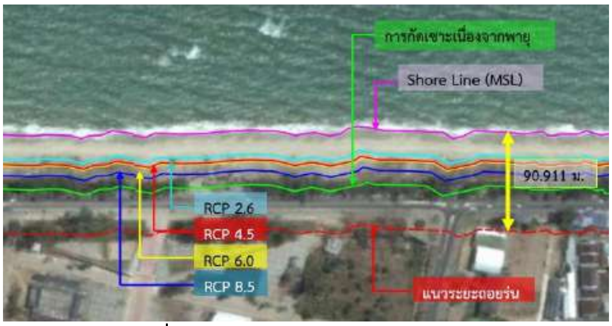
3.4 ระยะถอยร่น (Setback)

จากการศึกษาข้างต้น ได้ผลการกัดเซาะชายฝั่งทั้ง 3 กระบวนการ ดังนี้ (1) อัตราการกัดเซาะที่เกิดจากพายุเท่ากับ 50 เมตร (2) อัตราอัตราการกัดเซาะในอดีตเท่ากับ 0.05 เมตรต่อปี (3) อัตราการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นของระดับน้ำทะเลในแต่ละ Scenarios แสดงดังตารางที่ 3

ตารางที่ 3 แสดงระยะถอยร่นที่ Scenarios ในแต่ละช่วง

ตำแหน่ง	ระยะถอยร่น กรณี RCP 2.6	ระยะถอยร่น กรณี RCP 4.5	ระยะถอยร่น กรณี RCP 6.0	ระยะถอยร่น กรณี RCP 8.5
B1	76.840	82.224	83.123	92.339
B2	75.712	80.830	81.684	90.446
B3	75.490	80.555	81.401	90.072
B4	75.696	80.810	81.664	90.419
B5	75.728	80.850	81.705	90.473
B6	75.950	81.123	81.987	90.844
B7	75.902	81.065	81.927	90.765
B8	75.775	80.907	81.764	90.550
B9	76.351	81.620	82.500	91.519
B10	76.059	81.259	82.127	91.028
B11	76.159	81.383	82.255	91.196
B12	76.039	81.234	82.101	90.995
B13	76.239	81.481	82.356	91.330
B14	75.910	81.074	81.936	90.777
Avg.	**75.989**	**81.173**	**82.038**	**90.911**

การศึกษานี้จะพิจารณาการเปลี่ยนแปลงชายฝั่งที่ปี ค.ศ 2100 เมื่อคำนวณที่ RCP 8.5 แล้วจะได้ระยะถอยร่นของหาดชลาทัศน์เฉลี่ยเท่ากับ 90.911 เมตร แสดงตัวอย่างในบางตำแหน่งของชายหาดดังรูปที่ 9



รูปที่ 9 แสดงระยะถอยร่นของหาดชลาทัศน์

4. บทสรุป

การศึกษานี้ได้วิเคราะห์ระยะถอยร่นชายฝั่งทะเลเพื่อรองรับการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเล สำหรับชายหาดที่มีลักษณะการใช้ประโยชน์ชายฝั่งแบบหาดในชุมชน กรณีศึกษาคือ หาดชลาทัศน์ จังหวัดสงขลา โดยวิเคราะห์การกัดเซาะชายฝั่งจาก 3 กระบวนการ ได้แก่ การกัดเซาะที่เกิดจากพายุ อัตราการกัดเซาะในอดีต และการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นของระดับน้ำทะเล ซึ่งการศึกษาประกอบด้วย (1) หาอัตราการกัดเซาะเฉลี่ยรายปีด้วยการเปรียบเทียบข้อมูลระหว่างปี โดยการปรับแก้ระดับน้ำในภาพถ่ายดาวเทียมให้อยู่ที่ระดับทะเลปานกลาง (2) หาอัตราการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเลด้วยแบบจำลองของบรูน โดยใช้ข้อมูลความลาดชันชายหาด ค่าขนาดคละเฉลี่ยของตะกอนทราย และระดับน้ำที่ปี ค.ศ 2080 – 2100 ใน RCP 2.4, RCP 4.5, RCP 6.0 และ RCP 8.5

ผลการศึกษาพบว่า 1.อัตราการกัดเซาะที่เกิดจากพายุเท่ากับ 50 เมตร 2.อัตราการกัดเซาะในอดีตเท่ากับ 0.05 เมตรต่อปี ซึ่งจะทำให้เกิดการกัดเซาะชายฝั่งเท่ากับ 4 เมตรในปี ค.ศ 2100 และ 3.อัตราการกัดเซาะอันเนื่องมาจากการเพิ่มระดับน้ำขึ้นจากกระบวนการเปลี่ยนแปลงภูมิอากาศโดยพิจารณาในปี ค.ศ. 2100 ผลคือ RCP 2.6 มีอัตราการกัดเซาะน้อยสุดเท่ากับ 21.49 เมตร และ RCP 8.5 มีอัตราการกัดเซาะมากสุดเท่ากับ 38.34 เมตร ดังนั้นระยะถอยร่นเฉลี่ยของชายหาดชลาทัศน์ กรณี RCP 2.6, 4.5, 6.0 และ 8.5 ได้เท่ากับ 75.99, 81.17, 82.04 และ 90.91 เมตร โดยผลการศึกษานี้สามารถใช้เป็นแนวทางเพื่อประเมินระยะถอยร่นของชายหาดและเป็นมาตรการจัดการพื้นที่ชายฝั่งที่มีประสิทธิภาพต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้อยู่ภายใต้โครงการ Advancing Co-design of Integrated Strategies with Adaptation to Climate Change on Thailand (ADAP-T) โดยได้รับทุนสนับสนุนการวิจัยจาก JICA และ JST และขอขอบคุณ นางสาว ภัทรกร นิธินรางกูร ที่ช่วยสนับสนุนข้อมูล

เอกสารอ้างอิง

[1] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2007). “Climate Change2007”, The Physical Science Basis.

[2] Zheng Wang., Changjiang Shao., Chandxin Liu., Rui Huang., (2017). “The Impact of Sea Level Rise under the Global

Carbon Reduction Strategy Based on EMRICES Model in China". www.researchgate.net/publication/314667935.

[3] กิรพัฒน์ พชรพิชชากร และ สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง. (2557). แบบจำลองอย่างง่ายสำหรับการตอบสนองของชายฝั่งต่อการเพิ่มขึ้นของระดับน้ำทะเลบริเวณอ่าวไทยตอนล่าง. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19. ณ โรงแรมพูลแมน, ขอนแก่น.

[4] M.Sano, J.A Jimenez, R.Medina, A.Stanica, A.Sanchez-Arcilla, I.Trumbic. (2011). The role of coastal setbacks in the context of coastal erosion and climate change: Ocean & Coastal Management 54, pp. 943-950

[5] Peng Wang., Jianzheng Wu., Xiaojie Tan. (2012). "Coastal Building Setback Line Determining Method and Application". Advanced Materials Research Vol 575:142-146

[6] กิรพัฒน์ พชรพิชชากร. (2560). ผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำทะเลสัมพันธ์ที่มีต่อการกัดเซาะชายฝั่งทะเลของประเทศไทย , ปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต.

[7] J. Andrew, G. Cooper, Orrin H. Pilkey. (2004). "Sea-level rise and shoreline retreat: time to abandon the Bruun Rule", Global and Planetary Change 43, pp. 157-171

[8] Dean, R.G. (1991). "Equilibrium beach Profiles: characteristics and application". Journal of Coastal Research, 7, 1, 53-84.

[9] R. J. Hallermeier. (1981). "A profile zonation for seasonal sand beaches from wave. Coastal Engineering, pp. 253-277

[10] I. Takeda, and T. Sunamura. (1983). "Topographic evolution of sandy beaches in the Proceedings of Coastal Engineering", JSCE, 30, pp. 254-258, (in Japanese).

[11] T. Sunamura. (1983). "Determination of Breaker Height an Depth in the Field". Annual Report No.8, Institute of Geoscience, University of Tsukuba, Japan, pp. 53-54

[12] Western Australia Planning Commission and Department for Planning and Infrastructure. (2008). The changing Cockburn coasts. Oceanica, Coastal Processes Report.

[13] สมปรารถนา ฤทธิ์พริ้ง, อภิศักดิ์ ทัศนี, อริสรา บินดุส๊ะ และ พรรณนิกา โสตถิพันธุ์. (2559). การมีส่วนร่วมของเยาวชนสงขลาเพื่อติดตามการเปลี่ยนแปลงของชายหาด กรณีศึกษา: การกัดเซาะชายฝั่งช่วงมรสุม. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 21, สงขลา, 28-30 มิถุนายน 2559, หน้า 2239-2244

การแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณแหลมงู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่
Coastal Protection at Laem Ngoo, Koa Lanta, Krabi

สุวัชร์ บัวแย้ม[1], เชิดวงศ์ แสงศุภวานิช[2,*], ลัดดาวัลย์ วิระมิตรชัย[1], เยาวลักษณ์ จรัสเอี่ยม[1]

[1] บริษัท เอส ที เอส เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแตนท์ จำกัด กรุงเทพมหานคร 10400
[2] คณะพาณิชยนาวีนานาชาติ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตศรีราชา ชลบุรี 20230
**Corresponding author; E-mail address: Cherdvong.saengsupavanich@hotmail.com*
Cherdvong.sa@ku.th

บทคัดย่อ

ชายหาดแหลมงูซึ่งอยู่ริมทะเลด้านทิศตะวันออกของเกาะลันตาน้อย ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่ เป็นพื้นที่ที่มีศักยภาพพัฒนาได้อีกมากแต่ถูกกัดเซาะบริเวณฐานของถนนและดินฐานรากเป็นประจำทุกปี หากไม่มีการป้องกัน จะสร้างความเสียหายต่อถนนและตัดการสัญจรทำให้ชุมชนได้รับความเดือดร้อนอย่างมาก การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งจึงต้องใช้ความรอบคอบและผสมผสานระหว่างวิศวกรรมชายฝั่ง สิ่งแวดล้อม และการมีส่วนร่วมของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย แนวทางการทำงานออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งในบทความนี้ เป็นแนวทางที่กรมโยธาธิการและผังเมืองได้ดำเนินการอยู่และสามารถใช้เป็นพื้นที่ต้นแบบที่ผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถนำไปใช้เป็นตัวอย่าง เพื่อแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งในพื้นที่อื่นๆ ต่อไป

คำสำคัญ: วิศวกรรมชายฝั่ง, เขื่อนกันคลื่นคอนกรีตขั้นบันได, การบริหารจัดการชายฝั่ง, กรมโยธาธิการและผังเมือง

Abstract

Laem Ngoo is located along the east side of Koa Lanta Noi Island, Krabi, Thailand. It is one of the most important areas for local communities due to its potential for future development. However, it has been severely eroded. Waves have undermined roads, prohibiting transportation, causing problems for local people. Although protecting the coastline must be urgent, it needs to be done carefully, otherwise negative consequences may arise. Integration among coastal engineering, environmental assessment, and stakeholder involvement is the key for successful coastal protection. This approach has been practiced by the Department of Public Works and Town & Country Planning, and can be a novel example for other coastal practitioners when protecting other eroding coastal sites.

Keywords: Coastal engineering, Stepped sloping concrete revetment, Integrated coastal zone management, Department of Public Works and Town & Country Planning

1. คำนำ

ชายฝั่งทะเลของประเทศไทยครอบคลุมพื้นที่ชายทะเลใน 23 จังหวัด มีความยาวรวมประมาณ 3,151.13 กิโลเมตร จำแนกเป็นชายฝั่งด้านอ่าวไทยความยาวประมาณ 2,039.78 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ 17 จังหวัด และชายฝั่งด้านอันดามัน ความยาวประมาณ 1,111.35 กิโลเมตร ครอบคลุมพื้นที่ 6 จังหวัด ในปัจจุบันประสบปัญหาการกัดเซาะตลอดแนวชายฝั่งในระดับที่ค่อนข้างรุนแรง จากสาเหตุที่แตกต่างกันไป ทั้งปัจจัยทางธรรมชาติและจากกิจกรรมของมนุษย์ [1, 2] เช่น การเปลี่ยนแปลงของระดับน้ำทะเล สภาวะคลื่นลมรุนแรงผิดปกติ การก่อสร้างโครงสร้างที่กีดขวางการเคลื่อนตัวของตะกอนในแนวขนานฝั่ง [3] การขุดลอกทรายชายฝั่ง การใช้ประโยชน์ที่ดินชายฝั่งโดยไม่คำนึงผลลัพธ์ด้านลบ [4] ปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งนอกจากจะก่อให้เกิดการสูญเสียพื้นที่ชายฝั่งทะเลแล้ว ยังผลกระทบด้านลบต่อชีวิตความเป็นอยู่ของชุมชนชายฝั่ง สืบเนื่องไปถึงความมั่นคงในชีวิตและวิถีวัฒนธรรมอีกด้วย [5] ตลอดระยะเวลาหลายปีที่ผ่านมา หน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับการป้องกันและแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งทะเล ได้ดำเนินแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งทะเลที่มีรูปแบบที่หลากหลายและแตกต่างกัน ทั้งการใช้โครงสร้างทางวิศวกรรม และการแก้ไขปัญหาด้วยวิธีธรรมชาติ ซึ่งจากข้อมูลการกัดเซาะชายฝั่งทะเลในประเทศไทยในปี พ.ศ. 2561 พบว่าพื้นที่ชายฝั่งประเทศไทยประสบปัญหากัดเซาะระยะทางประมาณ 726.76 กิโลเมตร ได้รับการแก้ปัญหาแล้ว 637.48 กิโลเมตร คงเหลือพื้นที่กัดเซาะ 89.28 กิโลเมตร เป็นพื้นที่วิกฤติเร่งด่วน 22.51 กิโลเมตร [6]

จังหวัดกระบี่ เป็นหนึ่งในจังหวัดชายฝั่งทะเลที่ประสบปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง โดยแนวชายฝั่งจังหวัดกระบี่รวมระยะทางทั้งสิ้น 203.79 กิโลเมตร

เป็นพื้นที่ประสบปัญหาการกัดเซาะในระดับปานกลางและยังไม่มีการแก้ไข 1.21 กิโลเมตร ดำเนินการแก้ไขแล้ว 12.00 กิโลเมตร ส่วนที่เหลือเป็นพื้นที่ไม่มีการกัดเซาะความยาว 203.79 กิโลเมตร [7] ถึงแม้ว่าปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งจะส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนรวมทั้งก่อให้เกิดความเสียหายต่อเศรษฐกิจที่ต้องได้รับการแก้ไขอย่างเร่งด่วน แต่การแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งที่ไม่เหมาะสม ไม่รอบคอบหรือผิดวิธีขั้นตอน ก็จะทำให้ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นส่งผลกระทบต่อชุมชนในบริเวณนั้น โดยเฉพาะอย่างยิ่งพื้นที่ที่เป็นแหล่งท่องเที่ยว พักผ่อนหย่อนใจดังเช่นพื้นที่ชายฝั่งแหลมงู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่ ซึ่งเป็นพื้นที่ที่มีศักยภาพพัฒนาได้อีกมาก บทความนี้จึงถูกเขียนขึ้นมาเพื่อให้ผู้อ่านได้เข้าใจกระบวนการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่ถูกต้องตามหลักวิชาการทั้งด้านวิศวกรรม สิ่งแวดล้อม และการมีส่วนร่วมของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย ซึ่งเป็นกระบวนการที่กรมโยธาธิการและผังเมืองได้ดำเนินการอยู่ในปัจจุบัน วิศวกรชายฝั่ง วิศวกรโยธา นักศึกษา เจ้าหน้าที่หน่วยงานราชการที่เกี่ยวข้อง จะสามารถนำไปเป็นตัวอย่างและแนวทางในการปฏิบัติได้

2. ความเป็นมาและตำแหน่งที่ตั้งโครงการ

พื้นที่กรณีศึกษาตั้งอยู่บริเวณชายหาดแหลมงู ริมชายฝั่งทะเลด้านทิศตะวันออกของเกาะลันตาน้อย หมู่ที่ 3 บ้านทุ่ง ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่ ในบริเวณซึ่งมีชื่อเรียกของคนในท้องถิ่นว่า “แหลมงู” เป็นส่วนหนึ่งของเนินเขาริมชายฝั่ง มีลักษณะเป็นแหลมขนาดเล็กยื่นออกไปในทะเล บริเวณปลายแหลมงูมีแนวหินทิ้งซึ่งถูกสร้างขึ้นพร้อมกับการก่อสร้างถนนทางหลวงชนบทสาย กบ.5035 ประมาณปี พ.ศ. 2550 เพื่อเป็นแนวป้องกันคลื่นกัดเซาะฐานรากของถนน ถัดลงมาทางด้านทิศใต้ชายฝั่งมีลักษณะโค้งเป็นเวิ้งอ่าวขนาดเล็ก มีแนวถนนทางหลวงชนบทสาย กบ.5035 เลียบไปตามแนวชายฝั่ง ปลายหาดด้านทิศใต้มีบ้านเรือนของชาวประมงตั้งอยู่จำนวน 5 หลังคาเรือน สภาพชายหาดมีลักษณะเป็นหาดทรายปนโคลน มีพืชพรรณไม้ชายเลนจำพวกแสมเจริญเติบโตอยู่บริเวณด้านหน้าหาดเล็กน้อย การใช้ประโยชน์บริเวณชายฝั่งส่วนใหญ่เป็นการใช้ประโยชน์สำหรับจอดเรือประมง การนำผลผลิตสัตว์น้ำที่จับได้ขึ้นฝั่งและการชักลากเรือขึ้นจอดบนหาดเพื่อซ่อมแซมเป็นครั้งคราว ส่วนการใช้ประโยชน์ด้านในชายฝั่งซึ่งอยู่ถัดจากแนวถนนสาย กบ.5035 พบว่า เป็นพื้นที่ป่าในเขตป่าสงวนแห่งชาติป่าหลังสอดและป่าควนบากันเกาะ (รูปที่ 1)

รูปที่ 1 สภาพโดยทั่วไปและการใช้ประโยชน์ที่ดินบริเวณแหลมงู

การกัดเซาะชายฝั่งแหลมงูเกิดขึ้นในช่วงฤดูมรสุมตะวันตกเฉียงใต้ ระดับน้ำที่สูงขึ้นและคลื่นที่มีความรุนแรงสามารถซัดเข้าหาฝั่งจนถึงบริเวณฐานของถนนและกัดเซาะดินฐานรากเป็นประจำทุกปี หากไม่มีการป้องกันใดๆ คลื่นอาจเซาะดินเข้าไปจนถึงใต้ฐานของถนน และสร้างความเสียหายต่อถนนตลอดจนเสาไฟฟ้าริมถนน (รูปที่ 2) องค์การบริหารส่วนตำบลเกาะลันตาน้อยจึงได้ร้องขอให้กรมโยธาธิการและผังเมืองก่อสร้างโครงสร้างป้องกันชายฝั่งเพื่อบรรเทาความเดือดร้อน

รูปที่ 2 สภาพชายฝั่งบริเวณที่ประสบปัญหาการกัดเซาะบริเวณชายฝั่งแหลมงู

3. ขั้นตอนการออกแบบเขื่อน

การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งบริเวณชายหาดแหลมงูนี้ ได้ใช้หลักวิชาการด้านวิศวกรรมชายฝั่งร่วมกับแนวทางการมีส่วนร่วมของประชาชนเพื่อให้สอดคล้องกับการใช้ประโยชน์ที่ดินและวิถีชีวิตของชุมชน โดยมีขั้นตอนต่างๆ ดังนี้

3.1 การมีส่วนร่วมของประชาชน

การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งได้เปิดโอกาสให้ประชาชนได้มีส่วนร่วมในการคัดเลือกรูปแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง โดยจัดกิจกรรมการมีส่วนร่วมของประชาชน จำนวน 2 ครั้ง ซึ่งครั้งที่ 1 เพื่อประชาสัมพันธ์และแนะนำโครงการพร้อมเสนอทางเลือกรูปแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่เหมาะสม 5 ทางเลือก พร้อมข้อเด่นข้อด้อยของทุกทางเลือก ซึ่งได้พิจารณาจากข้อมูลสภาพชายหาดในปัจจุบัน โครงสร้างชายฝั่งที่มีอยู่เดิม ลักษณะสภาพคลื่นลม และแหล่งวัสดุก่อสร้างที่จะนำมาใช้ โดยชายหาดบริเวณพื้นที่โครงการมีลักษณะเป็นถนนที่ชุมชนใช้ในการสัญจร บริเวณเขื่อนที่ใช้ปกป้องถนนเดิมเป็นโครงสร้างประเภทกำแพงผิวเรียบ จึงทำให้พื้นที่ด้านหลังเกิดความเสียหายจากคลื่นกระเซ็น (Overtopping discharge) ถนนบางบริเวณไม่มีโครงสร้างป้องกัน จึงทำให้ฐานของถนนถูกคลื่นกัดเซาะ จนเกิดรูโพรงใต้พื้นถนนจนทำให้ถนนทรุดตัวและพังลงในที่สุด นอกจากนี้โครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่เหมาะสมจะต้องมีความสอดคล้องกับการใช้ชีวิตแบบชุมชน ต้องสอดคล้องกับสภาพการใช้งานของชายหาดในปัจจุบัน และต้องสอดคล้องกับแนวทางในการพัฒนาของท้องถิ่น รวมไปถึงความสวยงามและการลงสู่หาด ซึ่งในพื้นที่โครงการ มีชุมชนประมงและมีเรือประมงที่อยู่บริเวณนี้ซึ่งมีจำนวนหนึ่งที่มีความจำเป็นจะต้องลากเรือขึ้นลงหาด

โครงสร้างทางเลือก 5 รูปแบบที่เหมาะสมกับพื้นที่โครงการที่ได้นำเสนอแก่ผู้เข้าร่วมประชุม ได้แก่ 1) เขื่อนถุงทราย (Geotextile Sand Containers) 2) เขื่อนหินใหญ่เรียง (Rock revetment) 3) เขื่อนเกเบียน (Gabion) 4) กำแพงกันคลื่นแนวดิ่ง (Vertical Seawall) และ 5) เขื่อนคอนกรีตขั้นบันได (Stepped Sloping Seawall) ผลจากการประชุมรับฟังความคิดเห็น ครั้งที่ 1 พบว่า เขื่อนคอนกรีตขั้นบันได ได้รับการสนับสนุนร้อยละ 80.9 เขื่อนหินใหญ่เรียงและเขื่อนกำแพงกันคลื่นแนวดิ่ง ได้รับการสนับสนุนร้อยละ 17.6 และ 13.2 ตามลำดับ จากนั้นรูปแบบโครงสร้างที่ได้รับการยอมรับจากผู้มีส่วนได้ส่วนเสียมากที่สุด 3 อันดับแรกนี้ ได้ถูกมาคัดเลือกในรายละเอียดอีกครั้งด้วยการวิเคราะห์แบบหลายปัจจัย (Multi-Criteria Analysis หรือ MCA) (ตารางที่ 1) โดยพบว่าเขื่อนคอนกรีตขั้นบันได เป็นโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่มีความเหมาะสมที่สุด

ตารางที่ 1 การคัดเลือกรูปแบบเขื่อน

ปัจจัยการพิจารณา	น้ำหนักคะแนน (ร้อยละ)	ทางเลือกที่ 1 เขื่อนหินใหญ่เรียง		ทางเลือกที่ 2 กำแพงกันคลื่นแนวดิ่ง		ทางเลือกที่ 3 เขื่อนคอนกรีตขั้นบันได	
		ตัวคูณ	คะแนน	ตัวคูณ	คะแนน	ตัวคูณ	คะแนน
1.ประสิทธิภาพในการป้องกันชายหาด	15.18	1.00	15.18	0.75	11.39	0.75	11.39
2.ความยากง่ายในการก่อสร้าง	7.14	0.75	5.36	0.75	5.36	0.50	3.57
3.ความแข็งแรงของโครงสร้างและการบำรุงรักษา	10.71	1.00	10.71	0.50	5.36	0.50	5.36
4.ความยืดหยุ่นของโครงสร้าง	9.82	1.00	9.82	0.75	7.37	0.75	7.37
5.ความสอดคล้องกับสภาพพื้นที่และสังคม	14.29	0.50	7.15	0.75	10.72	1.00	14.29
6.ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม	16.07	0.75	12.05	0.75	12.05	0.75	12.05
7.การยอมรับของผู้มีส่วนได้ส่วนเสีย	18.75	0.25	4.69	0.25	4.69	1.00	18.75
8.งบประมาณการก่อสร้าง	8.04	0.75	6.03	0.50	4.02	0.25	2.01
รวมคะแนน	100.00		70.98		60.94		74.78

เมื่อออกแบบรายละเอียดโครงสร้างป้องกันชายฝั่งแล้วเสร็จ ได้มีการประชุมรับฟังความคิดเห็นของผู้มีส่วนได้ส่วนเสียครั้งที่ 2 เพื่อเสนอแบบร่างและรายละเอียดของโครงสร้างของเขื่อนป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง พร้อมรับฟังข้อคิดเห็น ข้อเสนอแนะต่อโครงสร้างเขื่อน รวมทั้งข้อคิดเห็นต่อร่างมาตรการป้องกันและแก้ไขผลกระทบสิ่งแวดล้อมด้วย ดังแสดงกิจกรรมการมีส่วนร่วมของประชาชนในรูปที่ 3

รูปที่ 3 การมีส่วนร่วมของประชาชน

3.2 ด้านสิ่งแวดล้อม

การออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งได้ดำเนินการศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมเบื้องต้นและเก็บข้อมูลสิ่งแวดล้อมภาคสนาม (รูปที่ 4) ควบคู่ไปกับการสำรวจออกแบบรายละเอียดเพื่อให้การดำเนินโครงการก่อสร้างเขื่อนป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งทะเลก่อให้เกิดผลกระทบต่อสภาพแวดล้อม ชุมชน และสังคมวัฒนธรรม อาชีพ ความปลอดภัย วิถีชีวิตน้อยที่สุด โดยผลจากการรวบรวมข้อมูลทั้งหมดได้ถูกนำใช้ในการประเมินผลกระทบสิ่งแวดล้อมเบื้องต้นในการดำเนินโครงการทั้งในระยะก่อสร้างและระยะดำเนินการ (รูปที่ 5 และตารางที่ 2 ถึงตารางที่ 5)

(ก) การตรวจวัดคุณภาพอากาศ ความเร็ว และทิศทางลม

(ข) การตรวจวัดระดับเสียง

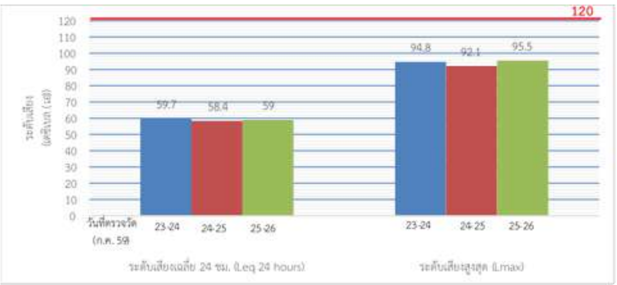
(ค) การเก็บตัวอย่างสัตว์หน้าดิน

(ง) ตัวอย่างตะกอนดิน

(ง) การเก็บตัวอย่างแพลงก์ตอน

(จ) การเก็บตัวอย่างน้ำ

รูปที่ 4 การเก็บตัวอย่างคุณภาพสิ่งแวดล้อม



*** จุดตรวจวัดระดับเสียง E 513757.00, N 843789.00*

รูปที่ 5 ระดับเสียงเฉลี่ย 24 ชั่วโมง และระดับเสียงสูงสุด

ตารางที่ 2 ผลการตรวจวัดปริมาณฝุ่นละอองรวม และปริมาณฝุ่นละอองขนาดไม่เกิน 10 ไมครอน ระหว่างวันที่ 23-26 กรกฎาคม 2559

ดัชนีตรวจวัด	หน่วย	ผลการตรวจวัด (ค่าเฉลี่ย 24 ชั่วโมง)		
		23-24 ก.ค. 59	24-25 ก.ค. 59	25-26 ก.ค. 59
ฝุ่นละอองรวม	มก./ลบ.ม.	0.023	0.020	0.017
ฝุ่นละอองขนาดไม่เกิน 10 ไมครอน	มก./ลบ.ม.	0.019	0.015	0.012

*** จุดตรวจวัดคุณภาพอากาศ E 513805.60, N 843780.18*

ตารางที่ 3 ผลการตรวจวัดคุณภาพน้ำทะเล

ดัชนี	หน่วย	สถานีเก็บตัวอย่าง		
		LN-SW-1	LN-SW-2	LN-SW-3
		E 513827.69 N 843689.22	E 514004.13 N 843782.23	E 5141410.04 N 843939.19
ความขุ่น	ms/cm	6.72	7.43	8.29
อุณหภูมิ	^{o}C	32.7	32.5	32.0
ความนำไฟฟ้า	ms/cm	59.1	59.3	58.8
ความเป็นกรดและด่าง	-	8.4	8.4	8.4
ความเค็ม	ppb	33.3	33.8	33.9
ออกซิเจนละลายน้ำ	mg/L	6.4	6.4	6.6
ปริมาณของแข็งละลายน้ำทั้งหมด	mg/L	39,500	42,300	38,920
แอมโมเนีย-ไนโตรเจนในรูปไม่มีอิออน	µg/L	13.88	18.91	16.40
ไนเตรท-ไนโตรเจน	µg/L	<10.00	<10.00	<10.00
ฟอสเฟต-ฟอสฟอรัส	µg/L	<5.00	<5.00	<5.00
แบคทีเรียกลุ่มโคลิฟอร์มทั้งหมด	MPN/100 ml	230	4.5	4.0
แบคทีเรียกลุ่มฟีคอลโคลิฟอร์ม	CFU/100 ml	5	1	1

ตารางที่ 4 ความชุกชุม จำนวนชนิด และความหลากหลายทางชีวภาพของแพลงก์ตอนพืช

ดัชนี	หน่วย	สถานีเก็บตัวอย่าง		
		LN-SW 1	LN-SW 2	LN-SW 3
		E 513827.69 N 843689.22	E 514004.13 N 843782.23	E 5141410.04 N 843939.19
1. ความชุกชุม (ค่าเฉลี่ย)		1,269,659	1,774,325	1,485,028
- Division Cyanophyta	cells/m^3	31,730	36,623	30,055
- Division Bacillariophyta		1,152,137	1,434,806	1,132,556
- Division Pyrrophyta		85,792	302,896	322,417
2. จำนวนชนิด	ชนิด	20	23	25
3. ดัชนีความหลากหลายทางชีวภาพ		1.87	1.70	1.78

ตารางที่ 5 ผลการสำรวจความชุกชุม จำนวนชนิด และความหลากหลายทางชีวภาพของสัตว์หน้าดินบริเวณแนวชายฝั่งของโครงการ

ดัชนี	หน่วย	สถานีเก็บตัวอย่าง		
		LN-SW 1	LN-SW 2	LN-SW 3
		E 513827.69 N 843689.22	E 514004.13 N 843782.23	E 5141410.04 N 843939.19
1. ความชุกชุม (ค่าเฉลี่ย)	inds./m^2	202	182	165
- Phylum Annelida		137	91	100
- Phylum Mollusca		65	91	65
2. จำนวนชนิด	ชนิด	11	6	8
3. ดัชนีความหลากหลายทางชีวภาพ		2.31	1.67	1.92

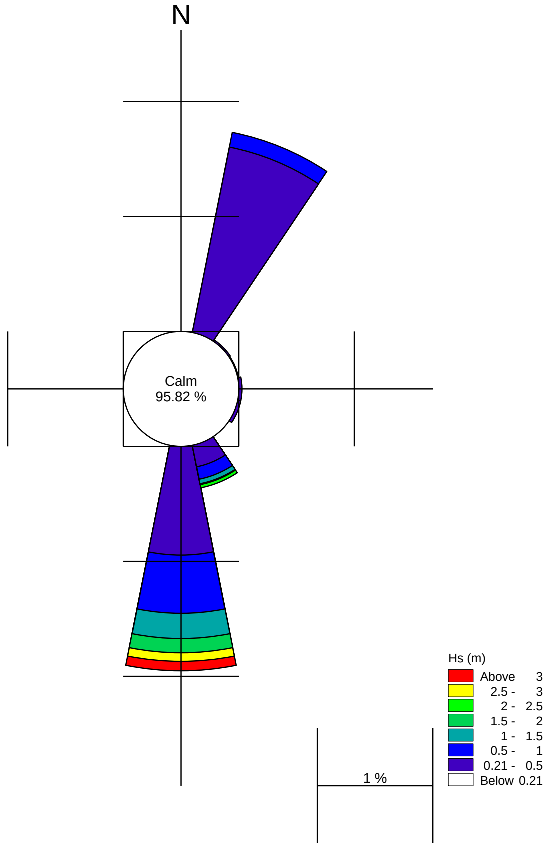
นอกจากนี้ ในการศึกษาออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งยังได้ใช้แบบจำลองทางคณิตศาสตร์เพื่อคาดการณ์การเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งที่จะเกิดขึ้นในอนาคต ทั้งก่อนและหลังการมีโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะ ซึ่งครอบคลุมพื้นที่โครงการและพื้นที่ด้านข้างตามแนวชายหาด ซึ่งจากผลการคาดการณ์การเปลี่ยนแปลงแนวชายฝั่งที่จะเกิดขึ้นในอนาคตพบว่าโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่จะก่อสร้างนั้นไม่ส่งผลกระทบให้เกิดการกัดเซาะต่อพื้นที่ข้างเคียง (รูปที่ 6)

รูปที่ 6 การคาดการณ์แนวเปลี่ยนแปลงชายฝั่งในอนาคต (25 ปี) ด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ LITPACK

3.3 ด้านวิศวกรรม

ในการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งที่ตั้งอยู่บนชายหาดได้ใช้แนวทางตาม [8] คลื่นที่เข้าปะทะกับเขื่อนจะมีความสูงไม่มากเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนกันคลื่นนอกฝั่ง (Breakwater) อย่างไรก็ตามเนื่องจากพื้นที่ด้านหลังเขื่อนคอนกรีตขั้นบันไดนั้นเป็นพื้นดินที่มีการใช้ประโยชน์โดยชุมชน จึงมีข้อกังวลคือเมื่อคลื่นเคลื่อนที่เข้าปะทะกับเขื่อนแล้ว คลื่นจะกระเซ็นข้ามสันเขื่อน (ในกรณีที่ระดับสันเขื่อนสูงไม่เพียงพอ หรือมีข้อจำกัดในพื้นที่ที่ทำให้ไม่สามารถสร้างสันเขื่อนให้สูงได้) ปริมาณคลื่นที่กระเซ็นนี้เองที่เป็นตัวแปรหลักในการออกแบบ นอกจากนี้ การจัดวางแนวโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งยังได้พิจารณาลักษณะภูมิประเทศ สภาพทางสมุทรศาสตร์ และขอบเขตพื้นที่ป่าชายเลนตามมติคณะรัฐมนตรี ผลการเจาะสำรวจชั้นดินบริเวณที่จะวางตัวเขื่อน เพื่อให้การออกแบบสอดคล้องเหมาะสมกับสภาพชายฝั่งและสามารถป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งได้อย่างมีประสิทธิภาพ รวมถึงมีความมั่นคงแข็งแรงตลอดอายุการใช้งาน

สำหรับการศึกษาออกแบบครั้งนี้ได้ทำการรวบรวมข้อมูลความเร็วและทิศทางลมจากสถานีตรวจอากาศเกาะลันตาของกรมอุตุนิยมวิทยา ซึ่งตั้งอยู่ที่พิกัด 7°32'00'' เหนือ 99°03'00'' ตะวันออก มาใช้ในการศึกษา ข้อมูลลมเฉลี่ยนี้ จะถูกนำไปคำนวณเป็นคลื่นรายปีเฉลี่ยสำหรับใช้เป็นตัวแทนของรูปแบบของคลื่นในสภาวะปัจจุบัน (รูปที่ 7) ด้วยวิธี JONSWAP [8] จากนั้นจึงใช้ข้อมูลคลื่นที่สังเคราะห์ย้อนหลัง 20 ปี เพื่อคำนวณคลื่นออกแบบในรอบการกลับ (Return period) ต่างๆ (ตารางที่ 6)



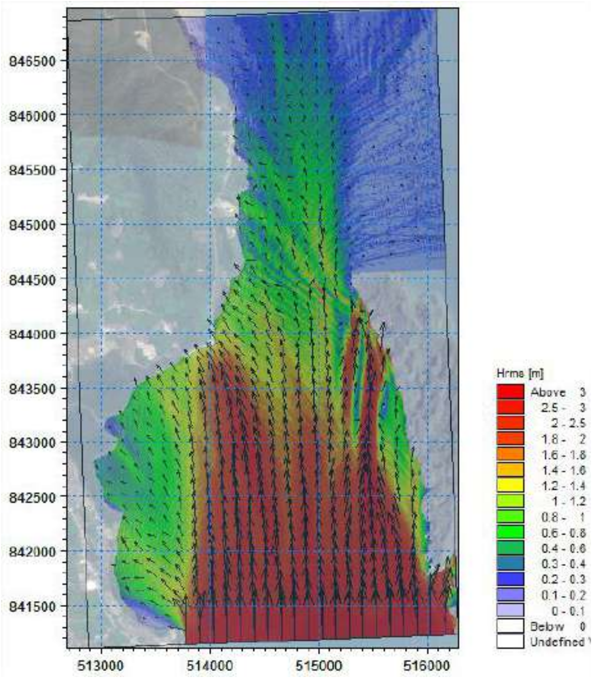
รูปที่ 7 ผังคลื่นรายปีจากการสังเคราะห์ข้อมูลลม

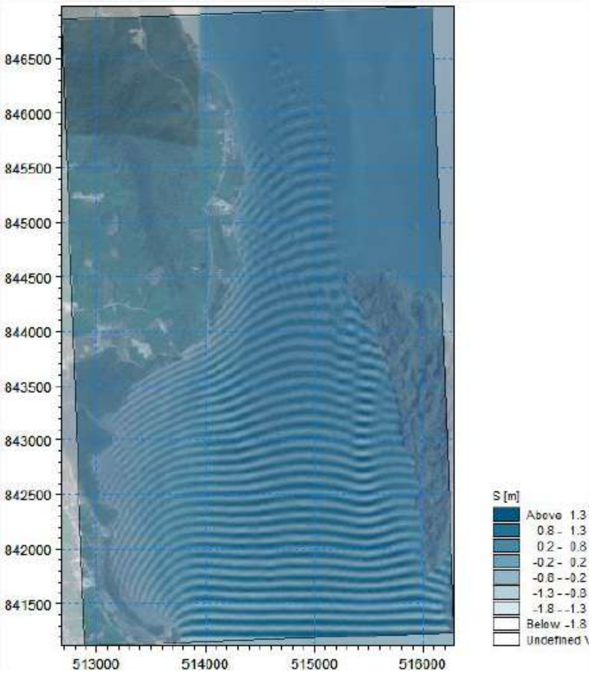
ตารางที่ 6 คลื่นออกแบบในรอบการกลับต่างๆ

รอบการกลับ(ปี)	Deepwater significant wave height (Hos) (เมตร)	Spectral peak period (T_p) (วินาที)
5	3.20	9.48
10	3.59	10.12
15	3.83	10.50
20	4.00	10.76
25	4.13	10.97
50	4.57	11.61

การศึกษาครั้งนี้ได้รวบรวมข้อมูลสถิติระดับน้ำในพื้นที่ใกล้เคียงของสถานีวัดระดับน้ำปากน้ำตรัง จังหวัดตรัง ตั้งอยู่ที่ละติจูด 7°24’13” เหนือ ลองจิจูด 99°30’45” ตะวันออก และได้เลือกค่าสถิติระดับน้ำในการออกแบบโครงสร้างป้องกันชายฝั่งได้คือระดับน้ำขึ้นเฉลี่ยช่วงน้ำเกิด (Mean High Water Spring) ซึ่งมีค่าเท่ากับ + 1.20 เมตร จากระดับน้ำทะเลปานกลาง (รทก.) เนื่องจากพิจารณาแล้วว่าระดับน้ำในกรณีดังกล่าวเป็นระดับน้ำที่มีค่าสูง หากเลือกค่าระดับน้ำที่ต่ำกว่านี้มาใช้ ขนาดโครงสร้าง ความสูง ความกว้างสันเขื่อน หรือแม้แต่ระยะฝังของโครงสร้างเขื่อนจะมีค่าน้อย ซึ่งอาจจะเกิดความเสียหายได้ง่ายในอนาคต อย่างไรก็ตาม เมื่อรวมค่าระดับน้ำขึ้นเฉลี่ยช่วงน้ำเกิดกับค่าระดับน้ำที่ยกตัวขึ้นจากลม (Wind setup) และระดับน้ำที่ยกตัวขึ้นจากความเค้นแผ่รังสี (Radiation stress) หรือที่เรียกว่า Wave setup แล้ว จะทำให้ระดับน้ำออกแบบมีค่าเท่ากับ + 2.5 เมตร รทก.

หลังจากที่ได้ข้อมูลคลื่นและระดับน้ำในการออกแบบแล้ว ผู้เขียนจึงได้ศึกษาการเคลื่อนที่ของคลื่นเข้าสู่ฝั่งโดยแบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE21 PMS เนื่องจากเมื่อคลื่นเคลื่อนที่จากบริเวณน้ำลึกเข้าสู่น้ำตื้นบริเวณชายฝั่ง รูปร่างและคุณสมบัติของคลื่นจะเปลี่ยนไป โดยทั่วไปแล้วอิทธิพลที่มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงลักษณะของคลื่นประกอบด้วย ลักษณะพื้นท้องน้ำซึ่งก่อให้เกิดปรากฏการณ์ Wave Shoaling การเคลื่อนที่ของคลื่นทำมุมกับชายฝั่งซึ่งก่อให้เกิดปรากฏการณ์หักเห (Wave Refraction) และการเลี้ยวเบนของคลื่นเมื่อคลื่นปะทะสิ่งกีดขวาง (Wave Diffraction) ผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์คือ ความสูงคลื่น ณ ตำแหน่งตีนโครงสร้างที่จะทำการออกแบบ (รูปที่ 8)





รูปที่ 8 ความสูงคลื่นและทิศทางคลื่นที่เคลื่อนที่เข้าสู่ฝั่ง ในกรณีที่คลื่นที่มีความสูง 4.57 เมตร คาบ 11.62 วินาที เข้าปะทะหาดในทิศ S

การออกแบบเขื่อนคอนกรีตขั้นบันได เพื่อป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งทะเล มีองค์ประกอบที่สำคัญในการออกแบบได้แก่ การป้องกันคลื่นกระเซ็นข้ามสันเขื่อน (Overtopping discharge) การออกแบบจงอยสันเขื่อน (Parapet design) การออกแบบป้องกันสันเขื่อน (Crest protection) การป้องกันตีนเขื่อน (Toe protection) และการออกแบบขนาดหิน (ตารางที่ 7) ภายหลังจากออกแบบองค์ประกอบของเขื่อนคอนกรีตขั้นบันไดแล้ว จึงทำการออกแบบเสาเข็ม งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก งานออกแบบที่เกี่ยวข้องกับการระบายน้ำ ซึ่งเป็นงานโยธาแขนงอื่นๆ

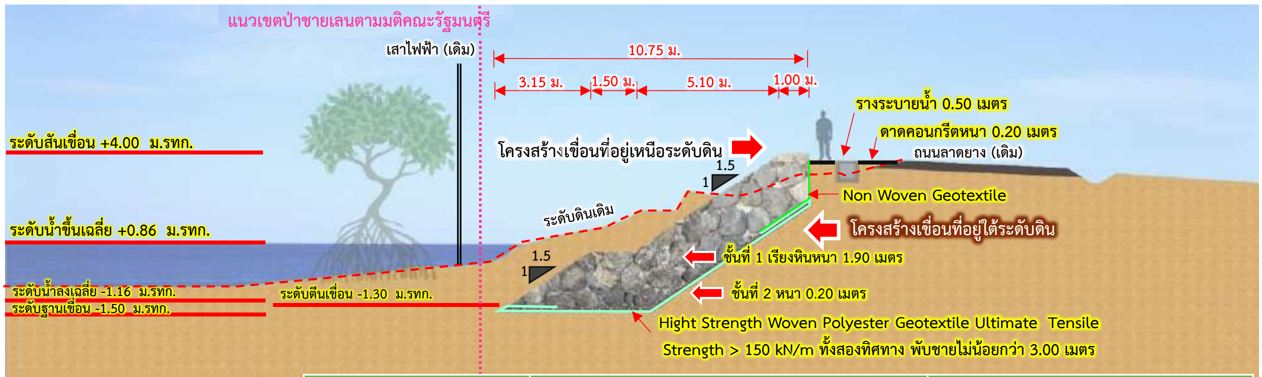
ตารางที่ 7 สมการต่างๆ ที่ใช้ออกแบบองค์ประกอบของโครงสร้างป้องกันชายฝั่ง

	สมการอ้างอิง
การป้องกันคลื่นกระเซ็นข้ามสันเขื่อน	[9]
การออกแบบจงอยสันเขื่อน	[10]
การออกแบบป้องกันสันเขื่อน	[11]
การป้องกันตีนเขื่อน	[12]
ขนาดหิน	[13]

เมื่อทำการออกแบบเสร็จสิ้น โครงสร้างป้องกันชายฝั่งบริเวณแหลมมูควรมีระดับสันเขื่อนอยู่ที่ +4.00 เมตร รทก. ความกว้างสันเขื่อน 4.50 เมตร ระดับสันของจงอยที่ +4.50 เมตร รทก. เพื่อลดปริมาณคลื่นกระเซ็นให้อยู่ในเกณฑ์ที่โครงสร้างจะไม่เสียหายเนื่องจาก โครงสร้างเขื่อนคอนกรีตขั้นบันได มีความลาดชัน 1:2 และชานพักกว้าง 4.50 เมตร อยู่ที่ระดับ +2.50 เมตร รทก. เพื่อลดปริมาณคลื่นที่ไถลขึ้นบนโครงสร้าง (Wave run-up) และมีระยะฝังตีนเขื่อนที่ระดับ -3.70 เมตร รทก. พร้อมทั้งมีการติดตั้งถุงทรายที่บริเวณด้านหน้าตีนเขื่อน เพื่อป้องกันการคุ้ยทราย (Scouring)

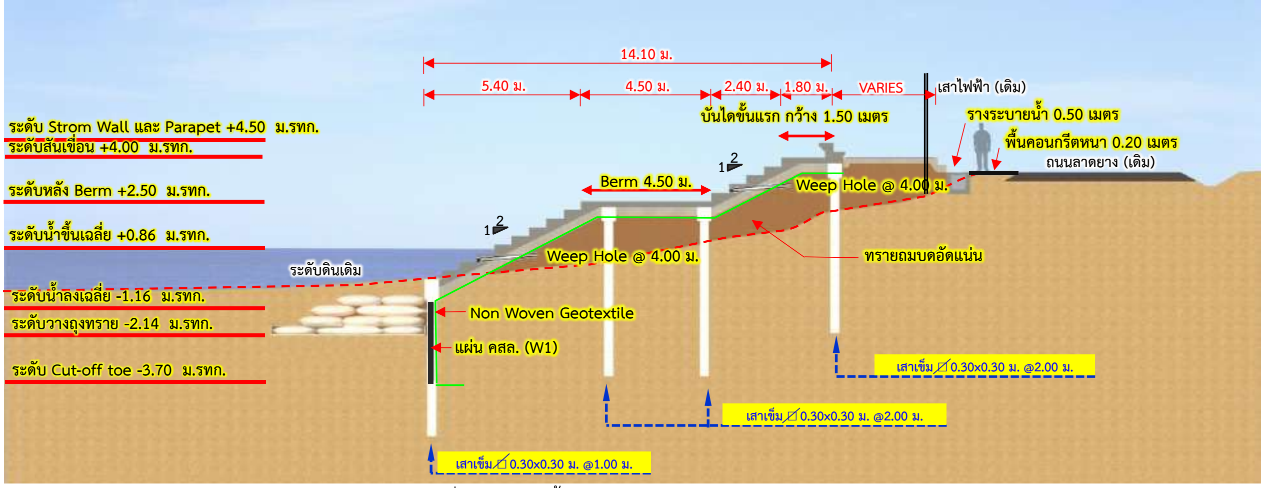
บริเวณตีนเขื่อน สำหรับแนวเขื่อนที่อยู่ในบริเวณด้านทิศตะวันออกส่วนหนึ่งจะเป็นโครงสร้างเขื่อนหินใหญ่เรียง (รูปที่ 9) โดยระดับสันเขื่อนอยู่ที่ +4.00 เมตร รทก. สันเขื่อนกว้าง 1.00 เมตร ความลาดชันของเขื่อน 1:1.5 ระดับตีนเขื่อนที่ -1.30 เมตร รทก. ใช้หินใหญ่ชั้นนอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางโดยประมาณ 0.95-1.00 เมตร หรือน้ำหนักโดยประมาณ 2,200-2,600 กิโลกรัม/ก้อน (รูปที่ 10 และรูปที่ 11)

รูปที่ 9 ผังแนวเขื่อนของโครงการ



ชั้นหิน	น้ำหนักหินโดยประมาณ (กก.)	ขนาดหินโดยประมาณ (เมตร)
หินชั้นที่ 1	ไม่น้อยกว่า 2,200 – 2,600	ไม่น้อยกว่า 0.95 – 1.00
หินชั้นที่ 2	ไม่น้อยกว่า 10 -20	ไม่น้อยกว่า 0.10 – 0.20

(ก) เขื่อนหินเรียง (กม. 0+000 ถึง กม. 0+128)



(ข) เขื่อนคอนกรีตขั้นบันได (กม. 0+128 ถึง กม. 0+330)

รูปที่ 10 รูปตัดทั่วไป

ภาพรวมแนวเขื่อน

ทางลาดสำหรับการนำเรือขึ้นลง

เขื่อนคอนกรีตขั้นบันได

ทางลาดสำหรับรถเข็นผู้พิการ

เขื่อนหินเรียง

(ก) ผลการออกแบบ (รูป 3 มิติ) (ข) รูปเมื่อก่อสร้างเขื่อนแล้วเสร็จ

รูปที่ 11 ผลการออกแบบและรูปเมื่อก่อสร้างเขื่อนแล้วเสร็จ

เมื่อก่อสร้างเขื่อนและเสร็จ ได้มีการสอบถามความคิดเห็นของประชาชนในพื้นที่เกี่ยวกับความพึงพอใจต่อเขื่อนป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งทะเล พบว่า กลุ่มตัวอย่างประชาชนในพื้นที่ จำนวน 213 ตัวอย่าง ส่วนใหญ่มีความพึงพอใจต่อเขื่อน โดยกลุ่มตัวอย่างทั้งหมดร้อยละ 100 เห็นว่าโครงสร้างเขื่อนช่วยป้องกันดินริมตลิ่งและชายฝั่งไม่ให้เกิดการกัดเซาะพังทลาย และบรรเทาความเดือดร้อนจากปัญหาการกัดเซาะทำให้ประชาชนไม่ต้องย้ายที่อยู่อาศัยใหม่ และกลุ่มตัวอย่างนี้ร้อยละ 99.5 มีความเห็นว่าเขื่อนช่วยป้องกันทรัพย์สินของประชาชนและราชการไม่ให้ถูกคลื่นกัดเซาะจมหายไปในทะเล ทำให้เศรษฐกิจในชุมชนดีขึ้น/ชุมชนเจริญขึ้น และคลายความวิตกกังวล ทำให้เกิดความมั่นใจและความปลอดภัยในการดำรงชีวิต และกลุ่มตัวอย่างนี้ร้อยละ 99.1 มีความเห็นว่าโครงสร้างของเขื่อนฯ มีความเหมาะสมกับสภาพพื้นที่ชายหาด

4. บทสรุป

การออกแบบโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งที่ดีมีหลักวิชาการ มีการเก็บข้อมูลที่ครบถ้วน และมีการบูรณาการด้านวิศวกรรม เศรษฐศาสตร์ สิ่งแวดล้อมและด้านสังคม จะทำให้ผลลัพธ์ที่ได้นั้นสมบูรณ์ โครงสร้างป้องกันการกัดเซาะชายฝั่งบริเวณแหลมงู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่ ได้ถูกออกแบบโดยคำนึงถึงประสิทธิภาพในการสลายพลังงานคลื่น ราคาค่าก่อสร้าง วิถีชีวิตของชุมชน และผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม จึงถือเป็นพื้นที่ต้นแบบพื้นที่หนึ่งที่ผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถนำไปใช้เป็นตัวอย่าง เพื่อแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งในพื้นที่อื่นๆ ต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ กรมโยธาธิการและผังเมือง ในการทุ่มเทแรงกายและแรงใจในการแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่งให้แก่ประชาชน ในพื้นที่แหลมงู ตำบลเกาะลันตาน้อย อำเภอเกาะลันตา จังหวัดกระบี่ [14]

เอกสารอ้างอิง

[1] Bird, E.C.F. (2008) *Coastal Geomorphology: An Introduction, second ed*, John Wiley &Sons: England.

[2] Cicin-Sain, B. & Knecht, R.W. (1998) *Integrated coastal and ocean management: concepts and practices*, Island Press: USA

[3] Saengsupavanich, C. (2020) Deconstructing a jetty to rectify the downdrift erosion. *Journal of Sustainability Science and Management,* 15(2), pp. 79-88.

[4] Saengsupavanich, C. (2013) Erosion protection options of a muddy coastline in Thailand: Stakeholders' shared responsibilities. *Ocean & Coastal Management,* 83, pp. 81-90.

[5] Cicin-Sain, B., & Knecht, R. W. (1998). *Integrated coastal and ocean management: Concepts and practices.* Washington D.C.: Island Press.

[6] กรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง (2562). *รายงานสถานการณ์ด้านทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่งและการกัดเซาะชายฝั่งของประเทศไทย พ.ศ. 2562.* กรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง, หน้า 20-21.

[7] กรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง (2560). *แนวทางการจัดทำแผนงาน/โครงการป้องกันและแก้ไขปัญหาการกัดเซาะชายฝั่ง.* กรมทรัพยากรทางทะเลและชายฝั่ง, หน้า 2-1.

[8] เชิดวงศ์ แสงศุภวานิช (2558) *การออกแบบเขื่อนหินเพื่อป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง.* สำนักพิมพ์มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพ

[9] Van de Meer, J.W., Janssen, J.P.F.M. (1995) Wave run-up and wave overtopping at dikes, In: Kobayashi, N., Demirbilek, Z. (Eds.), Wave forces on inclined and vertical wall structures, *ASCE*, pp.1-27.

[10] Doorslaer, K.V., Rouck, J.D., Audenaert, S. & Duquet, V. (2015) Crest modifications to reduce wave overtopping of non-breaking waves over a smooth dike slope. *Coastal Engineering*, 105, pp. 69-88

[11] Pilarczyk, K.W. (1998) *Dikes and revetments: Design, maintenance, and safety assessment*, A.A. Balkema: Netherlands

[12] Mcconnell, K. (1998) *Revetment systems against wave attack – A design manual*, Redwood Books: Great Britain

[13] Hudson, R.Y. (1974) Concrete Armor Units for Protection Against Wave Attack. Miscellaneous paper H-74-2. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

[14] กรมโยธาธิการและผังเมือง. (2562) เขื่อนป้องกันการกัดเซาะชายฝั่ง แหลมงูเกาะลันตาน้อยผู้พิทักษ์แห่งท้องทะเล ค้นจาก https://www.youtube.com/watch?v=8Kxy0-NV5AM

ดัชนีคุณภาพน้ำสำหรับระบบจ่ายน้ำประปา

Water Quality Index for Water Distribution System

บุศรินทร์ ไชยเสน[1,*] นิสภัสร์ วงศ์พัฒน์[2] เหมภัทร ชาติวัฒนานนท์[2] อธี อัมพรายน์[2] ปาริฉัตร ปั้นทอง[2]
กมล วิศาลสวัสดิ์[2] จิรเมธ ช้างคล่อม[1] อดิชัย พรพรหมินทร์[1] และ สุรชัย ลิปิวัฒนาการ[1]

[1] ภาควิชาวิศวกรรมทรัพยากรน้ำ คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพมหานคร
[2] การประปานครหลวง 400 ถนนประชาชื่น แขวงทุ่งสองห้อง เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ 10210
**Corresponding author; E-mail address: busarin.cha@ku.th*

บทคัดย่อ

ระบบจ่ายน้ำที่ดีมีหน้าที่จ่ายน้ำให้ผู้ใช้น้ำโดยให้ผู้ใช้น้ำได้รับน้ำที่แรงดันเพียงพอและคุณภาพเหมาะสม ในการควบคุมคุณภาพน้ำ สารที่นิยมใช้ในการควบคุมคุณภาพน้ำคือคลอรีน งานวิจัยนี้ได้วิเคราะห์ค่าดัชนีคุณภาพน้ำจากค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือในระบบจ่ายน้ำ คือ ดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุง (MCWQI) และดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย (SWQI) ในพื้นที่เฝ้าระวังของการประปานครหลวง

ผลการศึกษาพบว่า ค่าดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัยมีค่าเท่ากับ 69.30 แสดงว่าคุณภาพน้ำของพื้นที่เฝ้าระวังอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัย ส่วนค่าดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุงมีค่าเท่ากับ 93.98 แสดงว่าคุณภาพน้ำอยู่ในเกณฑ์ดีเยี่ยม อย่างไรก็ตามค่า MCWQI ไม่ได้ระบุว่าเหตุการณ์คุณภาพน้ำส่วนที่ไม่ผ่านเกณฑ์เกิดจากค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือสูงหรือต่ำเกินไป และเมื่อวิเคราะห์ค่า MCWQI รายชั่วโมงพบว่ามีค่าผันแปรตามเวลาส่งผลให้ค่าเกณฑ์คุณภาพน้ำผันแปรตามเวลาตั้งแต่พอใช้ถึงดีเยี่ยม ดังนั้นการวิเคราะห์ค่า MCWQI รายชั่วโมงสามารถนำมาประกอบการบริหารจัดการคุณภาพน้ำให้ดีขึ้น

คำสำคัญ: ดัชนีคุณภาพน้ำ, ระบบจ่ายน้ำประปา, พื้นที่เฝ้าระวัง

Abstract

Good water distribution systems should provide good quality water with enough pressure for customers. For controlling water quality, chlorine is one of the most used chemicals. This research analyzed two water quality indices from free residual chlorine concentration in the system that are a modified Canadian water quality index (MCWQI) and a safety water quality index (SWQI) in a district metering area (DMA) of Metropolitan Waterworks Authority.

The results showed that the SWQI is 69.30 meaning the DMA can be considered as safe. The MCWQI is 93.98 which means the DMA water quality is excellent. However, the MCWQI value did not indicate whether the problem was from low or high free residual chlorine concentration in the network. When the MCWQI was hourly calculated, we found that the hourly MCWQI are varied resulting in water quality condition ranging from fair to excellent. Therefore, hourly MCWQI analysis can be used for a better water quality management.

Keywords: Water Quality Index, Water Distribution System, District Metering Area

1. คำนำ

ระบบจ่ายน้ำที่ดีมีหน้าที่จ่ายน้ำให้ผู้ใช้น้ำ โดยต้องคำนึงถึงประโยชน์ของผู้รับบริการ ระบบจ่ายน้ำที่ดีควรจ่ายน้ำที่มีแรงดันเพียงพอและน้ำไม่มีเชื้อโรคเจือปน การพิจารณาระบบจ่ายน้ำว่าดีหรือไม่ สามารถพิจารณาได้จากความน่าเชื่อถือของระบบจ่ายน้ำ ซึ่งความน่าเชื่อถือนี้อาจแบ่งได้เป็นเชิงเครื่องกลและเชิงชลศาสตร์ [1] ในส่วนของคุณภาพน้ำจะตรวจวัดจากค่าสารกำจัดเชื้อโรคซึ่งเป็นตัวบ่งบอกถึงความสามารถของระบบจ่ายน้ำในการกำจัดเชื้อโรค โดยค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือเป็นหนึ่งในสารกำจัดเชื้อโรคที่นิยมใช้เนื่องจากสามารถคงอยู่ในระบบได้ [2]

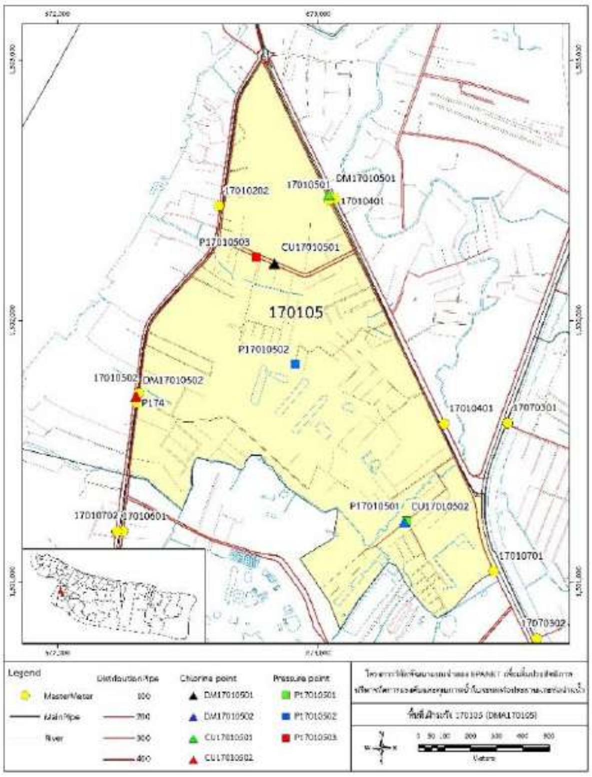
ค่าดัชนีที่สามารถบ่งบอกความน่าเชื่อถือทางชลศาสตร์ที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายคือ ค่าดัชนีความยืดหยุ่น (Resilience Index) ที่ได้รับการพัฒนาโดย Todini, E. Prasad, T. D. และ Jayaram et al. [3-5] ซึ่งเป็นการพิจารณาพลังงานทางชลศาสตร์ส่วนเกินในรูปของสัดส่วนของพลังงานชลศาสตร์ที่มีอยู่ ในส่วนของคุณภาพน้ำ ค่าดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดา (Canadian Water Quality Index, CWQI) นิยมนำมาใช้ เพราะเป็นดัชนีที่สะท้อนจำนวน ความถี่ และขนาดความรุนแรงของคุณภาพน้ำ [6] อย่างไรก็ตามดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดานำมาใช้กับคุณภาพของแหล่งน้ำเป็นหลัก [6] สำหรับระบบจ่ายน้ำประปา Damo et al. [7] ได้นำดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดามาใช้โดยใช้ตัวแปรคุณภาพน้ำจำนวน 11 ตัวแปรและเก็บตัวอย่างน้ำ 6 ตำแหน่งในระบบจ่ายน้ำประปา โดยเก็บตัวอย่างเพียงเดือนละครั้ง ซึ่งอาจไม่ครอบคลุมพื้นที่การจ่ายน้ำทั้งหมด Islam et al. [8] ได้ประยุกต์ใช้ค่า

CWQI กับค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือเพียงตัวเดียวเพื่อใช้ในการหาความเหมาะสมในการติดตั้ง Chlorine Booster

การประปานครหลวงใช้ระบบพื้นที่เฝ้าระวังในการควบคุมน้ำสูญเสียและบางส่วนใช้ควบคุมแรงดันในพื้นที่ให้บริการ และใช้ค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือในการควบคุมด้านคุณภาพน้ำ งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อวิเคราะห์ค่าดัชนีคุณภาพน้ำของระบบจ่ายน้ำ จากดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุง และเสนอดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัยเพื่อเป็นแนวทางในการบริหารจัดการคุณภาพน้ำในพื้นที่เฝ้าระวังต่อไป

2. พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษาของงานวิจัยนี้ คือ พื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 ของสำนักงานประปาสาขาสมุทรปราการ มีพื้นที่ให้บริการ 1.38 ตารางกิโลเมตร ผู้ใช้น้ำ 2,297 ราย น้ำจ่ายเข้าพื้นที่ภายในพื้นที่ 169,461 ลบ.ม./เดือน มีน้ำขาย 112,353 ลบ.ม./เดือน น้ำสูญเสียเท่ากับ 56,451 ลบ.ม./เดือน คิดเป็นร้อยละ 33.31 และมีความยาวท่อในระบบส่งน้ำและจ่ายน้ำ 25.1 กิโลเมตร



รูปที่ 1 พื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105

พื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 มีการสำรวจค่าแรงดันภาคสนามจำนวน 3 จุด และสำรวจค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือจำนวน 2 จุด แสดงดังรูปที่ 1 จุดตรวจวัดแรงดันในพื้นที่แสดงด้วยสัญลักษณ์สี่เหลี่ยม ได้แก่ จุด P17010501 P17010502 และ P17010503 ส่วนจุดตรวจวัดค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือแสดงด้วยสัญลักษณ์สามเหลี่ยม โดยมีการตรวจวัดที่จุดน้ำเข้าจำนวน 2 จุด ได้แก่ จุด DM17010501 และ DM17010502 และตรวจวัดภายในพื้นที่ 2 จุด ได้แก่ จุด CU17010501 และ CU17010502

3. วิธีการ

3.1 การจำลองระบบโครงข่ายท่อประปา

การจำลองระบบโครงข่ายท่อประปาได้ใช้โปรแกรม EPANET Rossman, L. A. [9] ได้อธิบายแบบจำลองคณิตศาสตร์ EPANET Version 2.0 ว่าเป็นโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ที่จำลองทั้งด้านไฮดรอลิกและคุณภาพน้ำภายในโครงข่ายท่อแรงดันสูง ซึ่งเครือข่ายประกอบด้วยท่อ, จุดหรือโหนด (รอยต่อท่อ) เครื่องสูบน้ำ วาล์วและถังเก็บหรืออ่างเก็บน้ำ EPANET สามารถคำนวณหาอัตราการไหลของน้ำในแต่ละท่อ ความดันในแต่ละโหนด ความสูงของน้ำในแต่ละถัง และความเข้มข้นของสารเคมีชนิดต่าง ๆ ทั่วทั้งโครงข่ายท่อประปาในช่วงระยะเวลาที่ทำการจำลอง นอกจากชนิดของสารเคมีแล้วยังสามารถจำลองอายุของน้ำได้ด้วย

เมื่อสร้างแบบจำลองโครงข่ายท่อจากข้อมูลพื้นฐานของการประปานครหลวง (กปน.) แล้วจะต้องมีการสอบเทียบแบบจำลอง ซึ่งแบ่งเป็น 2 ขั้นตอน ได้แก่ 1) การสอบเทียบแบบจำลองทางด้านชลศาสตร์ และ 2) การสอบเทียบแบบจำลองด้านคุณภาพน้ำ โดยการสอบเทียบแบบจำลองด้านชลศาสตร์ คือการสอบเทียบอัตราการไหลและแรงดันน้ำ เพื่อให้สามารถจำลองสภาวะการไหลและแรงดันในระบบโครงข่ายท่อได้อย่างถูกต้อง โดยการปรับค่าตัวแปรที่สำคัญ 2 ตัวแปร ได้แก่ ค่า Emitter Coefficient และรูปแบบความต้องการใช้น้ำ (Demand Pattern)

เมื่อแบบจำลองโครงข่ายท่อประปาผ่านการสอบเทียบทางด้านชลศาสตร์ คือ สมดุลน้ำและแรงดันน้ำแล้ว จะสามารถเป็นตัวแทนสภาพการไหลของโครงข่ายจริง ซึ่งจะสะท้อนไปถึงอายุน้ำที่สอดคล้องกับสภาพจริงด้วย เนื่องจากค่าคุณภาพน้ำ ในที่นี้คือค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือ จะมีการสลายตัวตามเวลา

ดังนั้น ในการสอบเทียบแบบจำลองด้านคุณภาพน้ำ จึงเป็นการสอบเทียบค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือจากการสำรวจวัดค่าคลอรีนในสนามเทียบกับผลจากแบบจำลอง โดยการปรับค่าอัตราการสลายตัวของคลอรีนจากการทำปฏิกิริยากับ Biofilm ที่ผนังท่อ (Wall Decay Coefficient, kw) จนได้ค่าที่สอดคล้องกัน ซึ่งในพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 นี้ได้ทำการสอบเทียบค่าคลอรีนอิสระคงเหลือ 2 จุด ได้แก่ จุด CU17010501 และ จุด CU17010502 ซึ่งการตรวจวัดค่าคลอรีนอิสระคงเหลือนี้มีข้อจำกัดในด้านเวลาที่ลงสนามตรวจวัด ทำให้สามารถตรวจวัดได้เพียงช่วงระยะเวลาสั้นๆ

ผลการสอบเทียบแสดงได้จากค่าทางสถิติ 2 ค่า ได้แก่ ค่าสัมประสิทธิ์สหสัมพันธ์ (Correlation Coefficient, r) และค่าเฉลี่ยความคลาดเคลื่อนสัมบูรณ์ (Mean Absolute Error, MAE) ดังสมการที่ (1) และ (2)

$$r = \frac{n\sum_{i=1}^{n} x_i y_i - \sum_{i=1}^{n} x_i \sum_{i=1}^{n} y_i}{\sqrt{n(\sum_{i=1}^{n} x_i^2) - (\sum_{i=1}^{n} x_i)^2}\sqrt{n(\sum_{i=1}^{n} y_i^2) - (\sum_{i=1}^{n} y_i)^2}} \quad (1)$$

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left|y_i - x_i\right|}{n} \tag{2}$$

เมื่อ x_i และ y_i คือ ค่าจากการตรวจวัด และค่าจากแบบจำลองตามลำดับ และ n คือจำนวนค่าที่ตรวจวัด

3.2 ดัชนีคุณภาพน้ำ (Water Quality Index, WQI)

3.2.1 ดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุง (Modified Canadian Water Quality Index, MCWQI)

การประเมินความน่าเชื่อถือด้านคุณภาพน้ำสามารถประเมินโดยวิเคราะห์จากค่า CWQI ซึ่งประเมินจาก 3 ปัจจัยที่เกี่ยวข้อง ได้แก่ อัตราส่วนจำนวนตัวแปรคุณภาพน้ำที่ไม่ผ่านเกณฑ์เมื่อเทียบกับตัวแปรที่ตรวจวัดทั้งหมด ($F1$) อัตราส่วนเหตุการณ์ที่คุณภาพน้ำไม่ผ่านเกณฑ์เทียบกับจำนวนเหตุการณ์ที่วิเคราะห์ทั้งหมด ($F2$) และขนาดของความรุนแรงของเหตุการณ์ที่คุณภาพน้ำไม่ผ่านเกณฑ์ ($F3$) [3],[5] โดยแสดงดังสมการที่ (3)-(7)

$$F1 = \frac{\text{จำนวนตัวแปรที่ไม่ผ่านคุณภาพน้ำ}}{\text{จำนวนตัวแปรทั้งหมด}} \tag{3}$$

$$F2 = \frac{\text{จำนวนเหตุการณ์ที่คุณภาพน้ำไม่ผ่าน}}{\text{จำนวนเหตุการณ์ทั้งหมด}} \tag{4}$$

$$F3 = \frac{nsfe}{0.005nsfe+0.005} \tag{5}$$

$$nsfe = \frac{\sum_{i=1}^{n} FE}{\text{จำนวนเหตุการณ์ทั้งหมด}} \tag{6}$$

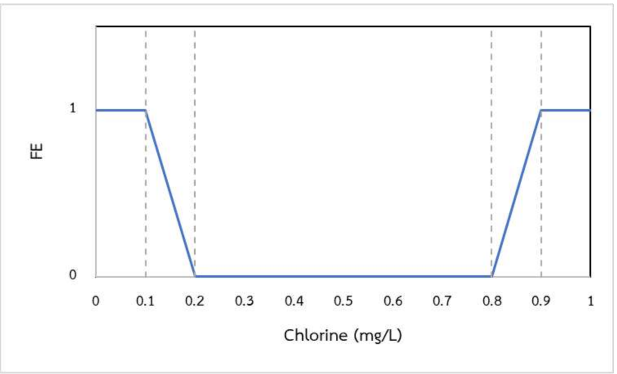
$$MCWQI = 100 - \frac{\sqrt{F1^2 + F2^2 + F3^2}}{1.732} \tag{7}$$

เมื่อ FE คือ Fuzzy Excursion ซึ่งค่าเป็น 0 เมื่อคุณภาพน้ำผ่านเกณฑ์ และมีค่าเป็น 1 เมื่อคุณภาพน้ำไม่ผ่านเกณฑ์อย่างสมบูรณ์ และมีค่าอยู่ระหว่าง 0-1 เมื่อคุณภาพน้ำอยู่ระหว่างผ่านเกณฑ์และไม่ผ่านเกณฑ์ ดังแสดงในรูปที่ 2 โดยกรอบค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือต่ำสุดคือ 0.2 มก./ล. ตามข้อแนะนำของ WHO [10] ส่วนค่าสูงสุดนั้นไม่ได้ระบุชัดเจน แต่ในข้อแนะนำมาตรฐานน้ำดื่มของออสเตรเลียระบุว่าหากค่าเกิน 0.6 มก./ล. จะเริ่มมีกลิ่นคลอรีน [11] อย่างไรก็ตาม Islam [8] เสนอว่าการควบคุมให้ค่าคลอรีนอิสระคงเหลือไม่เกิน 0.6 มก./ล. นั้นทำได้ยากในทางปฏิบัติ จึงเสนอให้ใช้ค่า 0.8 มก./ล. ซึ่งในงานวิจัยนี้ได้ใช้ค่า 0.8 มก./ล. ในการศึกษานี้ เนื่องจากมีตัวแปรคุณภาพน้ำเพียงตัวเดียว จึงไม่จำเป็นต้องใช้ค่า F1 ส่งผลให้สมการคำนวณ MCWQI เปลี่ยนเป็น ดังสมการที่ (8)

$$MCWQI = 100 - \frac{\sqrt{F2^2 + F3^2}}{1.4142} \tag{8}$$

โดยค่า 1.4142 เป็นตัวปรับแก้ให้ค่า MCWQI อยู่ระหว่าง 0-100

MCWQI มีค่าอยู่ระหว่าง 0-100 โดยที่มีเกณฑ์กำหนดคุณภาพน้ำดังนี้ 0-20 อยู่ในเกณฑ์ต่ำ (Poor) 21-50 อยู่ในเกณฑ์ค่อนข้างต่ำ (Marginal) 51-70 อยู่ในเกณฑ์พอใช้ (Fair) 71-80 อยู่ในเกณฑ์ดี (Good) 81-90 อยู่ในเกณฑ์ดีมาก (Very Good) และ 91-100 อยู่ในเกณฑ์ดีเยี่ยม (Excellent) [5]



รูปที่ 2 การประเมินค่า Fuzzy excursion

3.2.2 ดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย (Safety Water Quality Index, SWQI)

ในการคำนวณค่าดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย ต้องประเมินค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ผู้ใช้น้ำได้รับ (M_C) เมื่อ C แทนผู้ใช้น้ำ (Customer) เทียบกับค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือต่ำสุด ($M_{C,MIN}$) และปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือสูงสุด ($M_{C,MAX}$) โดยสามารถประเมินได้จากสมการที่ (9) - (11)

$$M_C = \sum_{i_t=1}^{n_t}\sum_{i_C=1}^{n_C} Q_{C,i_t,i_C} C_{C,i_t,i_C} \Delta t \tag{9}$$

เมื่อ Q_C คือ ปริมาณการใช้น้ำที่ส่งไปยังผู้ใช้น้ำ C_C เป็นปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ส่งไปยังผู้ใช้น้ำ และ n_C และ n_t คือ จำนวนผู้ใช้น้ำในพื้นที่และจำนวนชั่วโมงที่พิจารณา ซึ่งก็คือ 24 ชั่วโมง ตามลำดับ

ในการประเมินตัวบ่งชี้ประสิทธิภาพนี้จะมีการเสนอตัวแปร 2 ตัว ได้แก่ $M_{C,MIN}$ คือ ปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ส่งมอบให้กับผู้ใช้ที่ได้รับอนุญาตในขณะที่ตอบสนองทั้งความต้องการและเกณฑ์ความเข้มข้นต่ำสุดของปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือ และ $M_{C,MAX}$ คือ ปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือสูงสุดที่ส่งมอบให้กับผู้ใช้น้ำ ดังนั้น

$$M_{C,MIN} = \sum_{i_t=1}^{n_t}\sum_{i_C}^{n_C} Q_{C,i_t,i_C} C_{C,i_t,i_C}^{MIN} \Delta t \tag{10}$$

$$M_{C,MAX} = \sum_{i_t=1}^{n_t}\sum_{i_C=1}^{n_C} Q_{C,i_t,i_C} C_{C,i_t,i_C}^{MAX} \Delta t \tag{11}$$

โดย C_{C,i_t,i_C}^{MIN} และ C_{C,i_t,i_C}^{MAX} เป็นปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือขั้นต่ำและสูงสุดตามลำดับ ซึ่งเป็นไปตามเกณฑ์ที่กำหนดไว้

เพื่อประเมินความปลอดภัยของระบบโครงข่ายน้ำด้านคุณภาพน้ำ งานวิจัยนี้จึงเสนอดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย (SWQI) แสดงดังสมการที่ (12) โดยเป็นอัตราส่วนของผลต่างระหว่างปริมาณคลอรีนอิสระ

คงเหลือที่ผู้ใช้น้ำได้รับ (M_C) และปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือต่ำสุดที่อยู่ในเกณฑ์ปลอดภัย และผลต่างระหว่างปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือสูงสุดและต่ำสุด

$$SWQI = \frac{M_C - M_{C,MIN}}{M_{C,MAX} - M_{C,MIN}} \times 100 \quad (12)$$

โดยที่ M_C คือ ปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ส่งให้ผู้ใช้น้ำ

$M_{C,\,MIN}$ คือ ปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ผู้ใช้น้ำได้รับภายใต้เกณฑ์ความเข้มข้นต่ำสุด

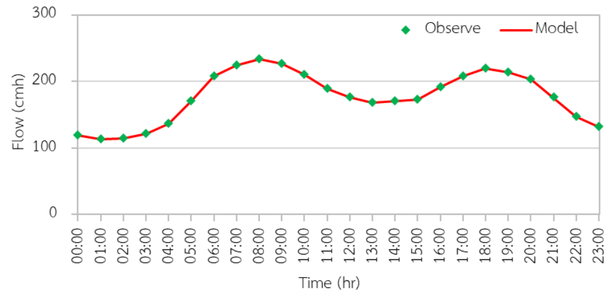
$M_{C,\,MAX}$ คือ ปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือที่ผู้ใช้น้ำได้รับภายใต้เกณฑ์ความเข้มข้นสูงสุด

โดยกรอบค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือต่ำสุดและสูงสุดคือ 0.2-0.8 มก./ล. เพื่อให้สอดคล้องกับการวิเคราะห์ค่า MCWQI ค่า SWQI เป็นดัชนีแสดงค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือเฉลี่ยที่ส่งให้ผู้ใช้น้ำ ว่าอยู่ในขอบเขตมาตรฐานความปลอดภัยสูงสุดและต่ำสุด โดย SWQI ควรอยู่ระหว่าง 0 ถึง 100 เมื่อค่า SWQI เข้าใกล้ 0 หมายถึง ความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือเฉลี่ยที่ผู้ใช้น้ำมีค่าใกล้เกณฑ์ขั้นต่ำ และค่า SWQI เข้าใกล้ 100 หมายถึง ความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือเฉลี่ยที่ผู้ใช้น้ำมีค่าใกล้เกณฑ์สูงสุด อย่างไรก็ตาม SWQI น้อยกว่า 0 หรือมากกว่า 100 แสดงว่าโดยเฉลี่ยความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือ ที่ผู้ใช้น้ำต่ำกว่าระดับความปลอดภัยขั้นต่ำหรือสูงสุดตามลำดับ

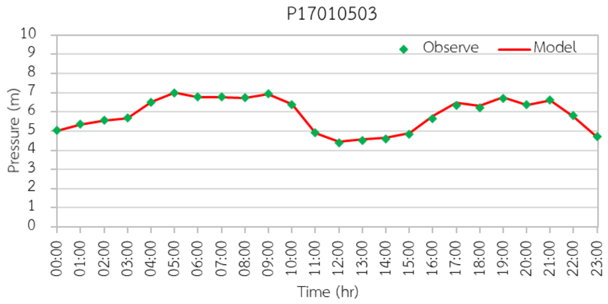
4. ผลการศึกษา

4.1 ผลการจำลองโครงข่ายท่อประปา

รูปที่ 3 แสดงผลการสอบเทียบโดยใช้ค่าอัตราการไหลในพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 และรูปที่ 4 แสดงผลการสอบเทียบโดยใช้ค่าแรงดัน ณ จุดตรวจวัดทั้ง 3 จุดในพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 พบว่า มีค่าอัตราการไหลและแรงดันใกล้เคียงกับค่าตรวจวัด และกราฟมีแนวโน้มขึ้นลงไปตามค่าตรวจวัดในทุกช่วงเวลา ซึ่งมีค่าทางสถิติจากการสอบเทียบค่าอัตราการไหลได้แก่ r เท่ากับ 0.999 และค่า MAE เท่ากับ 0.652 (CMH) ส่วนค่าทางสถิติจากการสอบเทียบค่าแรงดัน แสดงดังตารางที่ 1 โดยพบว่าค่าอัตราการไหลและค่าแรงดันที่คำนวณได้จากแบบจำลองมีค่าสอดคล้องกับค่าอัตราการไหลและค่าแรงดันจากการตรวจวัดเป็นอย่างมาก มีค่าความคลาดเคลื่อนเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น แสดงว่าแบบจำลองที่จัดทำขึ้นสามารถเป็นตัวแทนของสภาพโครงข่ายท่อประปาจริงในเชิงชลศาสตร์



รูปที่ 3 ผลการสอบเทียบอัตราการไหล



รูปที่ 4 ผลการสอบเทียบแรงดัน

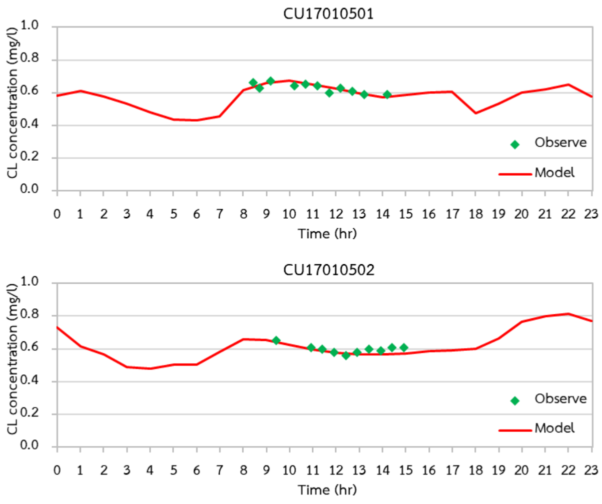
ตารางที่ 1 ค่า r และ MAE ของค่าแรงดัน

DMA	จุดที่	Correlation	MAE (m)
170105	P17010501	0.99	0.08
	P17010502	0.99	0.08
	P17010503	1.00	0.04

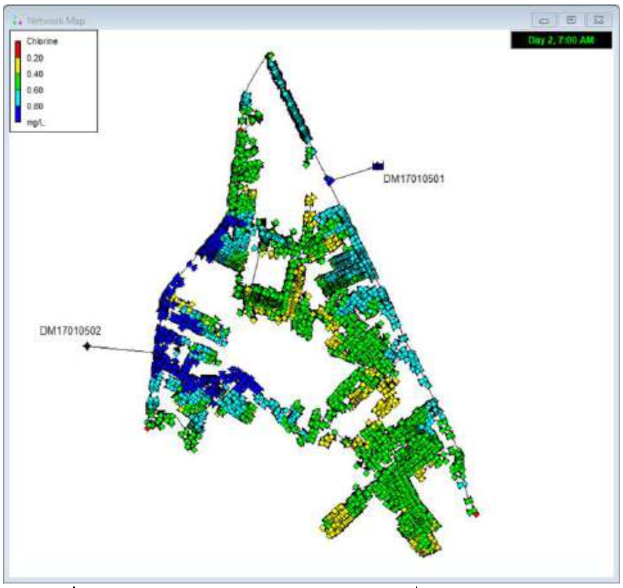
จากการสอบเทียบด้านคุณภาพน้ำในพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 พบว่า ค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือจากแบบจำลองให้ผลที่สอดคล้องและใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดและมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 5 และแสดงค่าทางสถิติได้ดังตารางที่ 2 ซึ่งแสดงว่าแบบจำลองสามารถจำลองปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือในระบบจ่ายน้ำได้อย่างสอดคล้องกับสภาพจริงและสามารถใช้ผลจากแบบจำลองไปวิเคราะห์ค่าดัชนีคุณภาพน้ำได้ต่อไป และรูปที่ 6 แสดงผลการจำลองคลอรีนที่เวลา 07.00 น. ในพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105

ตารางที่ 2 ค่า r และ MAE ของค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือ

DMA	จุดที่	Correlation	MAE (mg/L)
170105	CU17010501	0.77	0.02
	CU17010502	0.75	0.02



รูปที่ 5 ผลการสอบเทียบความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือ



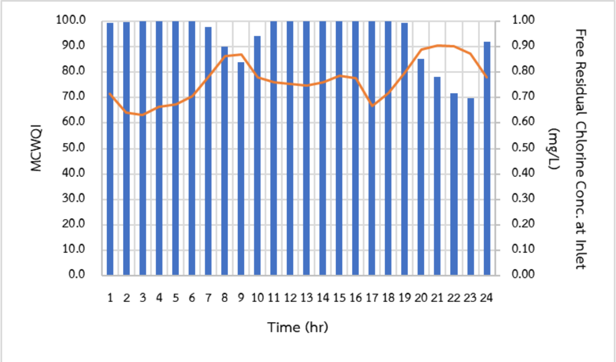
รูปที่ 6 แสดงผลการจำลองคลอรีนอิสระคงเหลือที่เวลา 07.00 น.

จากผลการจำลองปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือดังกล่าวพบว่าค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือ มีค่าเกินเกณฑ์มาตรฐานขั้นต่ำ (0.2 มก./ล.) สำหรับจุดผู้ใช้น้ำทุกจุด โดยส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง 0.6-0.8 มก./ล. ซึ่งถือว่าเป็นค่าที่ค่อนข้างสูง ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 นี้มีค่าคุณภาพน้ำที่ดีมาก มีความปลอดภัยต่อผู้ใช้น้ำ

4.2 ดัชนีคุณภาพน้ำแคนาดาแบบปรับปรุง MCWQI

เมื่อพิจารณาค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดผู้ใช้น้ำทั้งหมด 2,297 ราย โดยพิจารณาการจำลอง 24 ชั่วโมง หรือ 55,128 เหตุการณ์ พบว่า มีค่าคลอรีนอิสระคงเหลือที่ไม่ได้ตามเกณฑ์ (0.2-0.8 มก./ล.) จำนวนทั้งสิ้น 3,170 เหตุการณ์ และเมื่อวิเคราะห์ค่าผลรวม Fuzzy Excursion พบว่ามีค่าเท่ากับ 1784.13 ดังนั้นค่า F2 = 5.75 [(3170/55128)x100] และ nsfe มีค่าเท่ากับ 6.27 [(1784.13/55,128)x100] และได้ค่า MCWQI = 93.98 แสดงว่าคุณภาพน้ำของพื้นที่เฝ้าระวังอยู่ในเกณฑ์ยอดเยี่ยม อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาในรายละเอียดพบว่าเหตุการณ์ที่ไม่ผ่านเกณฑ์ทั้งหมดของพื้นที่เฝ้าระวังนี้ เป็นค่าที่มากกว่า 0.8 มก./ล. แสดงว่าปัญหาคุณภาพน้ำที่อยู่เล็กน้อยในพื้นที่เฝ้าระวังจะส่งผลในเรื่องกลิ่นคลอรีนรบกวนผู้ใช้น้ำมากกว่าปัญหาในเรื่องการกำจัดเชื้อโรคที่ต้องมีค่าน้อยกว่า 0.2 มก./ล. ดังนั้น การพิจารณาเพียงค่า MCWQI โดยไม่ลงรายละเอียดอาจไม่สามารถระบุปัญหาคุณภาพน้ำที่ชัดเจนได้ ในอนาคตควรมีการพิจารณาดัชนี MCWQI ทั้งในด้านที่ค่าต่ำกว่าเกณฑ์และค่าที่สูงกว่าเกณฑ์แยกออกจากกัน

เมื่อนำค่า MCWQI มาพิจารณารายชั่วโมงในรอบ 24 ชั่วโมง ดังแสดงในรูปที่ 7 พบว่าค่าดัชนีคุณภาพน้ำแปรผันตามเวลา อยู่ในเกณฑ์ตั้งแต่พอใช้ถึงดีเยี่ยม โดยช่วงเวลาที่คุณภาพน้ำมีค่าเกินเกณฑ์มากสุดจะอยู่ในช่วงเช้า (07.00-10.00 น.) และช่วงค่ำ (20.00-24.00 น.) ซึ่งเกิดจากการที่ความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดจ่ายน้ำมีค่าสูงในช่วงเวลาดังกล่าว ส่งผลให้ค่าดัชนีคุณภาพน้ำลดลง ดังนั้นผลวิเคราะห์ที่ได้สามารถนำไปใช้ประกอบการลดความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือได้ในช่วงเวลาดังกล่าวเพื่อปรับปรุงคุณภาพน้ำ

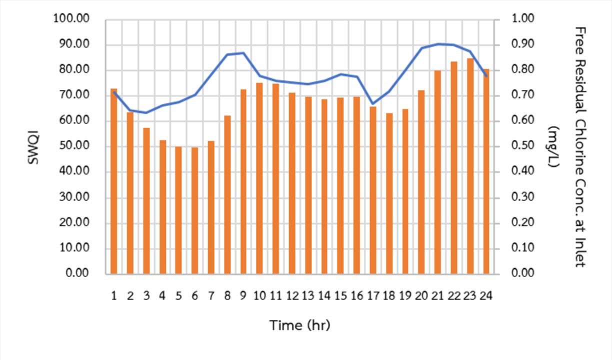


รูปที่ 7 ค่า MCWQI ตามเวลา

4.3 ดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย (Safety Water Quality Index, SWQI)

เมื่อพิจารณามวลคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดผู้ใช้น้ำทั้งหมด 2,297 ราย พบว่า ค่า M_C เท่ากับ 2890.3 กรัม/ชม. ค่า $M_{C,\ MIN}$ เท่ากับ 938.7 กรัม/ชม. และค่า $M_{C,\ MAX}$ เท่ากับ 3754.9 กรัม/ชม. จึงทำให้ได้ค่า SWQI เท่ากับ 69.3 ซึ่งหมายความว่า มวลคลอรีนอิสระคงเหลือเฉลี่ยที่จุดผู้ใช้น้ำมีค่าอยู่ภายในเกณฑ์ที่กำหนด (0.2-0.8 มก./ล.) ค่อนไปทางค่าสูง ถือได้ว่าพื้นที่เฝ้าระวัง DMA170105 นี้มีค่าคุณภาพน้ำปลอดภัย

เมื่อนำค่า SWQI มาวิเคราะห์รายชั่วโมง โดยพล็อตร่วมกับค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ ดังแสดงในรูปที่ 8 พบว่าค่าดัชนีคุณภาพน้ำ SWQI แปรผันตามเวลา โดยมีค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลืออยู่ภายในเกณฑ์ค่อนไปทางค่าสูงตลอดทุกช่วงเวลา มีค่าอยู่ระหว่าง 50-80 และจากค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดจ่ายน้ำที่มีค่าอยู่ระหว่าง 0.6-0.9 มก./ล. บ่งชี้ว่าสามารถลดค่าความเข้มข้นของคลอรีนอิสระคงเหลือที่จุดจ่ายน้ำเข้าพื้นที่ได้ ทั้งนี้อาจจะต้องระมัดระวังในช่วงเวลาที่ดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัยมีค่าลดลง ซึ่งจะอยู่ในช่วงเช้าและช่วงเย็น เนื่องจากเป็นช่วงที่มีการใช้น้ำมาก



รูปที่ 8 ค่า SWQI ตามเวลา

5. บทสรุป

งานวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประยุกต์ใช้ดัชนีคุณภาพน้ำต่อระบบจ่ายน้ำประปา โดยได้เสนอค่าดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัย (Safety Water Quality Index, SWQI) และประยุกต์ใช้ดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุง (Modified Canadian Water Quality Index, MCWQI) ต่อค่าความเข้มข้นคลอรีนอิสระคงเหลือที่เป็นตัวแปรคุณภาพน้ำในระบบจ่ายน้ำประปา ผลการศึกษาสรุปได้ว่า

ดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุงสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับค่าคลอรีนอิสระคงเหลือในระบบจ่ายน้ำประปาได้ โดยสามารถระบุเกณฑ์คุณภาพน้ำได้ พบว่าในพื้นที่ที่ศึกษามีค่าคุณภาพน้ำอยู่ในเกณฑ์ยอดเยี่ยม อย่างไรก็ตามเกณฑ์คุณภาพน้ำได้รวมทั้งส่วนที่ค่าเกินเกณฑ์มาตรฐานและน้อยกว่าเกณฑ์มาตรฐาน ซึ่งยังไม่สามารถแยกพิจารณาออกจากกันได้ และเมื่อวิเคราะห์ค่าดัชนีคุณภาพน้ำของแคนาดาแบบปรับปรุงรายชั่วโมงจะสามารถนำมาใช้ประกอบการบริหารจัดการคุณภาพน้ำประปาได้เป็นอย่างดี

ดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัยสามารถใช้เป็นดัชนีที่บ่งชี้ถึงคุณภาพน้ำภายในพื้นที่ โดยมองเป็นค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือเฉลี่ยของพื้นที่ พบว่าในพื้นที่ที่ศึกษามีค่าคุณภาพน้ำปลอดภัย ซึ่งค่าดัชนีนี้อาจมีข้อบกพร่องในส่วนที่ค่าเฉลี่ย อาจไม่สามารถบอกถึงการกระจายของค่าปริมาณคลอรีนอิสระคงเหลือสำหรับผู้ใช้น้ำในพื้นที่ทั้งหมดได้ ทั้งนี้ การพิจารณาค่าดัชนีคุณภาพน้ำเพื่อความปลอดภัยรายชั่วโมงก็สามารถนำไปเป็นตัวแทนเพื่อพิจารณาค่าคุณภาพน้ำ ในช่วงเวลาที่ควรได้รับการปรับปรุงต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้เป็นส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยพัฒนาแบบจำลอง EPANET เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพบริหารจัดการแรงดันและคุณภาพน้ำในระบบท่อประธานและท่อจ่ายน้ำ ที่ได้รับการสนับสนุนจากการประปานครหลวง

เอกสารอ้างอิง

[1] Atkinson, S., Farmani, R., Memon, F. A. and Butler, D., 2014, Reliability Indicators for Water Distribution System Design: Comparison, J. Water Resour. Plann. Manage.,140(2): 160-168

[2] USEPA. (2004). The Effectiveness of Disinfectant Residuals in the Distribution System. Environmental Protection. Washington DC.

[3] Todini, E., 2000. Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. Urban water, 2(2), pp.115-122.

[4] Prasad, T. D., and Park, N.-S. (2004). “Multiobjective genetic algorithms for design of water distribution networks.” J. Water Resour. Plann. Manage.,130:1(73), 73–82.

[5] Jayaram, N., and Srinivasan, K. (2008). “Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks using life cycle costing.” Water Resour. Res., 44(1), W01417.

[6] Davies, J., 2006, Application and Tests of the Canadian Water Quality Index for Assessing Changes in Water Quality in Lakes and Rivers of Central North America, Lake and Reservoir Management, 22:4, 308-320.

[7] Damo, R., Icka, P., 2013, Evaluation of Water Quality Index for Drinking Water, Pol. J. Environ. Stud. Vol. 22, No. 4 (2013), 1045-1051

[8] Islam, N., Sadiq, R. and Manuel J. Rodriguez (2013) Optimizing booster chlorination in water distribution networks: a water quality index approach, Environ Monit Assess, 185(10):8035-50.

[9] Rossman, L. A. (2000). "EPANET 2: users manual."

[10] Kunming, L.U., 2006. World Health Organization (WHO), Guidelines for Drinking Water Quality, (2004), Brief Introduction of “Water Safety Plan”. Water Purification Technology, (6), p.7.

[11] NHMRC, N., 2011. Australian drinking water guidelines paper 6 national water quality management strategy. National Health and Medical Research Council, National Resource Management Ministerial Council, Commonwealth of Australia, Canberra, pp.7-5.

การประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิงด้วยแบบจำลอง HEC RAS
Assessment of water transport potential in the Lam Phra Phloeng River using HEC RAS

ปรียาพร โกษา[1*] และ ธนัช สุขวิมลเสรี[2]

[1] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี จ.นครราชสีมา*
[2] *ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ กรุงเทพฯ*
*Corresponding author; E-mail address: kosa@sut.ac.th

บทคัดย่อ

ในปัจจุบัน หลายพื้นที่ในประเทศไทยประสบปัญหาน้ำท่วมและน้ำแล้ง ซึ่งการศึกษาศักยภาพการลำเลียงน้ำของแม่น้ำสายหลักจึงมีความสำคัญ ต่อการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำ เพื่อลดความเสียหายจากการเกิดน้ำท่วม และเพื่อทราบศักยภาพในการลำเลียงน้ำเพื่อการเกษตร โดยการศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิง ด้วยแบบจำลอง HEC RAS จากการศึกษาพบว่าแม่น้ำลำพระเพลิงมีศักยภาพในการลำเลียงน้ำได้ 56.43 – 667.80 ลบ.ม. ต่อวินาที หรือโดยเฉลี่ย 222.11 ลบ.ม. ต่อวินาที ในกรณีที่เกิดน้ำท่วมแม่น้ำลำพระเพลิงสามารถระบายน้ำท่วมได้ที่คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี ทั้งนี้แม่น้ำลำพระเพลิงมีศักยภาพในการระบายน้ำได้ดีตลอดแม่น้ำลำพระเพลิง แต่มีเพียง 7 หน้าตัดการไหลเท่านั้น จาก 32 หน้าตัดการไหล ที่สามารถระบายน้ำท่วมได้ต่ำกว่า ณ คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี สำหรับศักยภาพการระบายน้ำท่วม ณ คาบการเกิดซ้ำ 2 5 10 25 และ 50 ปี เท่ากับ 55.88, 124.95, 156.61, 189.82, 211.89 ลบ.ม.ต่อวินาที ตามลำดับ ทั้งนี้ภาพรวมในการระบายน้ำของแม่น้ำลำพระเพลิงคือสามารถระบายน้ำได้ดีในช่วงกลางน้ำและช่วงปลายน้ำของแม่น้ำลำพระเพลิง โดยมีเพียง 5 หน้าตัดการไหลที่เป็นคอคอด ได้แก่ กิโลเมตรที่ 20+535 และจากกิโลเมตรที่ 79+861 ถึง 90+034 ซึ่งเป็นช่วงแม่น้ำที่ควรพิจารณาการขยายศักยภาพการระบายน้ำ

คำสำคัญ: ศักยภาพการลำเลียงน้ำ, แม่น้ำลำพระเพลิง, แบบจำลอง HEC RAS

Abstract

Nowadays, many areas in Thailand face flood and drought problems. The study of the transport potential of the major rivers is therefore important for increasing the efficiency of water resource management, for reducing the damage from flooding and for knowing the potential of water transportation to agricultural area. The objective of this study is to evaluate the water transport potential in the Lam Phra Phloeng River using the HEC RAS model. The Lam Phra Phloeng River has the potential to transport water 56.43 – 667.80 cubic meters per second or average 222.11 cubic meters per second. In flooding case, the Lam Phra Phloeng River can drain flooding on a 100-year return periods. It has the potential to drain well throughout the Lam Phra Phloeng River but there are only 7 cross-sections from 32 cross-sections which can drain water below the 100-year return periods. The average flow rate that can handle the amount of flooding at return periods 2 5 10 25 and 50 years are 55.88, 124.95, 156.61, 189.82, 211.89 cubic meters per second, respectively. Overall, the drainage of the Lam Phra Phloeng River can drain well in the middle and the downstream of the river. There are only 5 sections at kilometers 20+535 and from kilometers 81 + 107 to 89 + 894 that should be considered to increase water drainage potential.

Keywords: Water transport potential, Lam Phra Phloeng River, HEC RAS model

1. คำนำ

ประเทศไทยมีความอุดมสมบูรณ์ทางด้านทรัพยากรน้ำ และมีการพัฒนาแหล่งน้ำในหลายพื้นที่ทั่วประเทศไทย ส่งผลให้มีการพัฒนาศักยภาพในการเพิ่มและการบริหารแหล่งน้ำต้นทุน สำหรับการรองรับการพัฒนาประเทศและรองรับความต้องการการใช้น้ำในทุกภาคส่วน เช่น เกษตรกรรม อุปโภค-บริโภค และอุตสาหกรรม เป็นต้น แต่อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันหลายพื้นที่ในประเทศไทยประสบปัญหาน้ำท่วมและน้ำแล้ง ซึ่งหน่วยงานที่เกี่ยวข้องมีมาตรการ/นโยบายต่างๆ และดำเนินการต่างๆ สำหรับการแก้ไขและป้องกันปัญหาน้ำท่วมและน้ำแล้งที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง นอกจากนี้ มีผลการศึกษาในการแก้ปัญหาน้ำท่วมด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ [1] - [6] การจำลองและวิเคราะห์สภาพการไหลในแม่น้ำ [7] และการปรับปรุงศักยภาพการรองรับน้ำในแม่น้ำ [8] เป็นต้น

สำหรับการเพิ่มประสิทธิภาพการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำสำหรับการระบายน้ำเพื่อลดความเสียหายจากการเกิดน้ำท่วม และเพื่อทราบศักยภาพในการลำเลียงน้ำเพื่อการเกษตร การศึกษาศักยภาพการลำเลียง

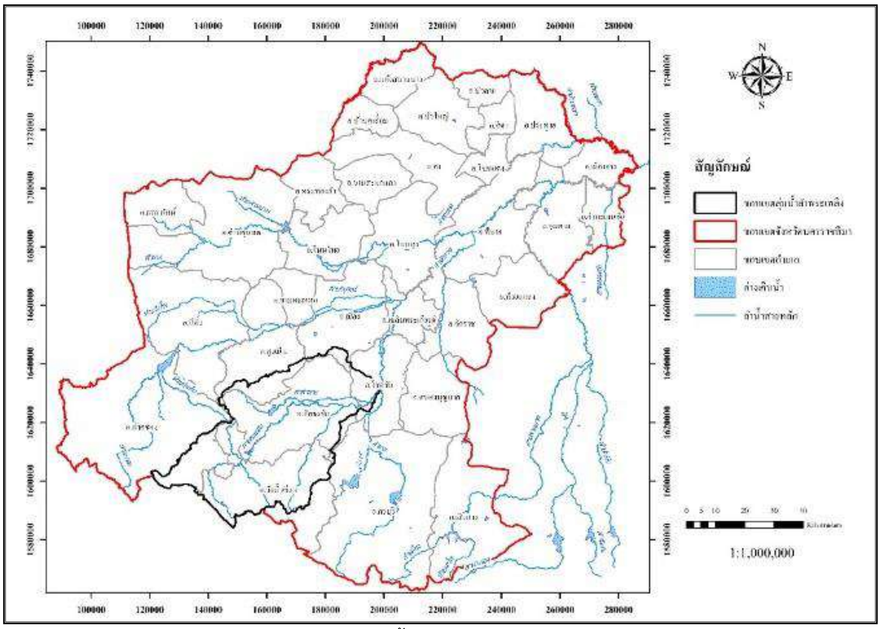
น้ำของแม่น้ำสายหลักจึงมีความสำคัญ ดังนั้น การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิง ด้วยแบบจำลอง HEC RAS และการประเมินแนวทางในการเพิ่มศักยภาพการลำเลียงน้ำ โดยพิจารณาลุ่มน้ำลำพระเพลิงเป็นกรณีศึกษา

2. พื้นที่ศึกษา: ลุ่มน้ำลำพระเพลิง

ลุ่มน้ำลำพระเพลิงเป็นลุ่มน้ำสาขาทางฝั่งซ้ายของแม่น้ำมูล โดยมีต้นน้ำจากเทือกเขาสันกำแพง ซึ่งเป็นสันปันน้ำระหว่างลุ่มน้ำมูลและลุ่มน้ำนครนายกในตอนใต้สุดของอำเภอปักธงชัย โดยช่วงแรกของลำน้ำเริ่มจากต้นน้ำถึงบ้านบุหัวช้างเป็นช่วงที่ลำน้ำไหลผ่านภูมิประเทศเป็นป่าเขามีความลาดชันมาก ลำน้ำช่วงนี้มีความยาวประมาณ 60 กิโลเมตร และมีความลาดเทประมาณ 1:300 และช่วงที่สองเริ่มจากบ้านบุหัวช้างจนถึงแม่น้ำมูล แม่น้ำลำพระเพลิงจะเริ่มไหลผ่านที่ราบแคบบริเวณฝั่งซ้ายของลำน้ำจะมีพื้นที่ราบมากกว่าฝั่งขวา ลำน้ำช่วงนี้มีความยาวประมาณ 60 กิโลเมตรและมีความลาดเทน้อยกว่าช่วงแรกคือ ประมาณ 1:2,500 รวมความยาวของแม่น้ำลำพระเพลิง 120 กิโลเมตรและอยู่ในจังหวัดนครราชสีมาทั้งหมด โดยเริ่มจากเขตอำเภอปักธงชัยไหลลงแม่น้ำมูลในเขตอำเภอโชคชัย ลุ่มน้ำลำพระเพลิงมีขนาดพื้นที่ 2,310 ตารางกิโลเมตร มีปริมาณน้ำท่าตามธรรมชาติประมาณปีละ 367 ล้าน ลบ.ม. โดยพื้นที่ส่วนใหญ่ครอบคลุม 5 อำเภอ ได้แก่ อำเภอปากช่อง อำเภอวังน้ำเขียว อำเภอปักธงชัย อำเภอโชคชัย อำเภอสูงเนิน และอำเภอเมืองนครราชสีมา ดังรูปที่ 1 ซึ่งลุ่มน้ำลำพระเพลิงมีอาณาเขตติดต่อ ดังนี้

ทิศเหนือ	ติดกับลุ่มน้ำลำตะคอง
ทิศใต้	ติดกับเทือกเขาบรรทัด
ทิศตะวันออก	ติดกับลุ่มน้ำมูลตอนบน
ทิศตะวันตก	ติดกับที่ราบสูงระหว่างลุ่มน้ำป่าสักและลุ่มน้ำนครนายก

ลักษณะภูมิประเทศบริเวณอ่างเก็บน้ำและตอนบนของอ่างเป็นเขาสูง ซึ่งประกอบด้วยเขาโซ่ เขาชลองตอง เขาใหญ่ เขาโป่งฉนวน เขาจันทร์ เขาสันกำแพง เทือกเขาเหล่านี้เป็นต้นกำเนิดของลำพระเพลิงและลำตะคอง ลักษณะภูมิประเทศด้านท้ายเขื่อน พื้นที่เริ่มมีที่ราบแคบ ๆ บริเวณริมน้ำห่างจากตัวเขื่อนประมาณ 12 กิโลเมตร พื้นที่ราบจะมีบริเวณกว้างขึ้น [9]



รูปที่ 1 ขอบเขตลุ่มน้ำลำพระเพลิงในจังหวัดนครราชสีมา

3. แบบจำลอง HEC RAS

แบบจำลอง HEC RAS เป็นแบบจำลองที่พัฒนาขึ้นมาเพื่อจำลองการไหลของน้ำในแม่น้ำธรรมชาติหรือคลองลำเลียงน้ำ คำนวณการเปลี่ยนแปลงระดับพื้นผิวน้ำระหว่างรูปตัด จำลองการไหลได้ทั้งการไหลแบบใต้วิกฤต (subcritical depth) และแบบเหนือวิกฤต (supercritical depth) และแสดงผลของระดับผิวน้ำ (water surface level) ที่มีสิ่งกีดขวางการไหลของน้ำ เช่น สะพาน ฝาย และอาคาร ชลศาสตร์ เป็นต้น ทั้ง 1 มิติ และ 2 มิติ โดยในการศึกษานี้ได้พิจารณาการคำนวณการไหลแบบคงที่ตามเวลา (steady flow) และการคำนวณการไหลหลากแบบไม่คงที่ตามเวลา (unsteady flow) ดังสมการต่อไปนี้ [10] – [13]

การคำนวณหาค่าระดับน้ำตามระดับน้ำตามยาว (water surface profile) ของการไหลแบบไม่ผันแปรตามเวลา (steady flow) สามารถคำนวณจากหน้าตัดหนึ่งไปยังอีกหน้าตัดหนึ่งโดยใช้สมการพลังงาน (energy equation) ดังนี้

$$Y_2+Z_2+\frac{a_2V_2^2}{2g} = Y_1+Z_1+\frac{a_1V_1^2}{2g}+h_e \quad (1)$$

เมื่อ

Y = ความลึกที่หน้าตัดที่พิจารณา

Z = ระดับของท้องน้ำที่หน้าตัดที่พิจารณา

V = ความเร็วการไหลของน้ำเฉลี่ย

a = สัมประสิทธิ์น้ำหนักของความเร็ว

g = ความเร่งเนื่องจากแรงโน้มถ่วงของโลก

he = พลังงานความสูญเสียหัวน้ำ

พลังงานความสูญเสียหัวน้ำระหว่างสองหน้าตัดประกอบไปด้วยการสูญเสียเนื่องจากแรงเสียดทาน และการสูญเสียเนื่องจากการบีบ และการขยายของหน้าตัด ดังนั้น สมการสำหรับการคำนวณพลังงาน ความสูญเสียของหัวน้ำสามารถคำนวณได้ดังสมการต่อไปนี้

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left|\frac{a_2V_2^2}{2g} - \frac{a_1V_1^2}{2g}\right| \qquad (2)$$

เมื่อ

L = น้ำหนักของการไหลในช่วงที่พิจารณา (discharge weighted reach length)

$\bar{S}_f$ = ความลาดชันของแรงเสียดทานระหว่างสองหน้าตัด

C = สัมประสิทธิ์การสูญเสียเนื่องจากการขยายหรือการบีบแคบของทางน้ำ L สามารถคำนวณได้ตามสมการ (3)

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob}+L_{ch}\bar{Q}_{ch}+L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob}+\bar{Q}_{ch}+\bar{Q}_{rob}} \qquad (3)$$

เมื่อ

L_{lob}, L_{ch},L_{rob} คือ ช่วงความยาวหน้าตัดที่กำหนดสำหรับการไหลที่ล้นตลิ่งด้านซ้าย ในลำน้ำหลัก และล้นที่ตลิ่งด้านขวาตามลำดับ

$\bar{Q}_{lob}$,$\bar{Q}_{ch}$,$\bar{Q}_{rob}$ คือ อัตราการไหลของความยาวหน้าตัดที่กำหนดสำหรับการไหลที่ล้นตลิ่งด้านซ้ายในลำน้ำหลักและที่ล้นตลิ่งด้านขวาตามลำดับ

การวิเคราะห์แบบการไหลหลากแบบไม่คงที่ตามเวลา (unsteady flow routing) ซึ่งแบบจำลอง HEC-RAS อาศัยหลักการทางฟิสิกส์ในการคำนวณการไหลในแม่น้ำ คือ (1) สมการต่อเนื่อง (continuity equation) และ (2) สมการอนุรักษ์โมเมนตัม (principle of conservation of momentum) หรือ เมื่อทั้ง 2 รวมกันเรียกว่า สมการเซนต์-วีแนนต์ (saint-venant equations) ดังสมการต่อไปนี้

$$\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + g\frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \qquad (4)$$

4. ขั้นตอนการศึกษา

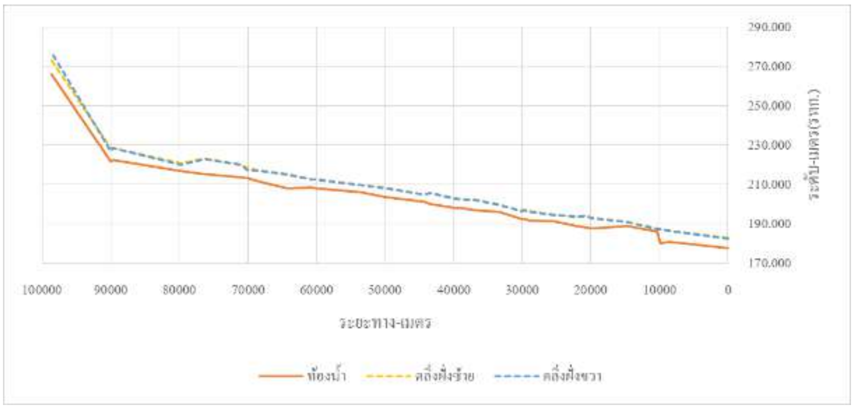
ขั้นตอนการศึกษาการประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำด้วยแบบจำลอง HEC-RAS ประกอบด้วย การรวบรวมข้อมูล (data collection) การตั้งค่าแบบจำลอง (model set up) และการปรับเทียบแบบจำลอง (model calibration and validation) จากนั้นแบบจำลองที่ได้รับการปรับเทียบแล้วจะถูกนำมาการประยุกต์ใช้เพื่อประเมินศักยภาพการลำเลียงน้ำตามจุดที่ต้องการ โดยมีรายละเอียดของแต่ละขั้นตอน ดังนี้

4.1 การรวบรวมข้อมูล

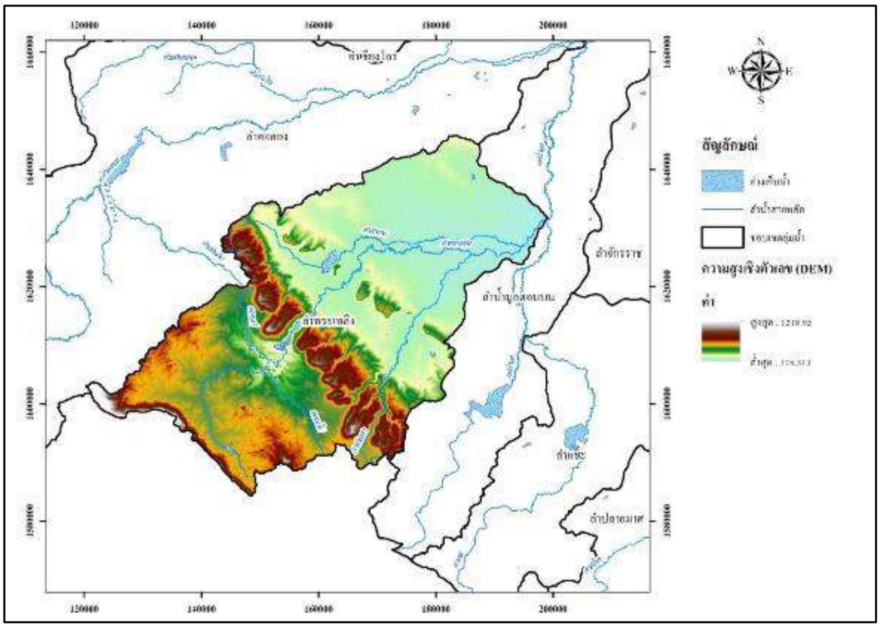
1. ข้อมูลลักษณะทางด้านกายภาพของพื้นที่ลุ่มน้ำ ได้แก่ ข้อมูลเส้นลำน้ำ รูปตัดลำน้ำตามยาวลำพระเพลิงตั้งแต่ต้นน้ำจนถึงจุดบรรจบแม่น้ำมูล แสดงดังรูปที่ 2 ข้อมูลระดับชั้นความสูงเชิงตัวเลข (Digital Elevation Map: DEM) แสดงดังรูปที่ 3 และข้อมูลหน้าตัดลำน้ำ โดยข้อมูลหน้าตัดลำน้ำจะรวบรวมจากการสำรวจที่สถานีวัดน้ำท่าและจากการสำรวจเพิ่มเติมโดยครงการวิจัย รวมจำนวน 32 หน้าตัดลำน้ำ

2. ข้อมูลทางด้านอุทกวิทยา ประกอบด้วย ข้อมูลปริมาณน้ำท่ารายวัน ใช้ข้อมูลตรวจวัดที่สถานีวัดน้ำต่างๆ ในลุ่มน้ำลำพระเพลิงของกรมชลประทาน รวมทั้งความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการไหลและระดับน้ำของสถานีวัดน้ำต่างๆ

3. ข้อมูลด้านการใช้ที่ดิน การใช้ที่ดินจะเป็นข้อมูลประกอบการเลือกสัมประสิทธิ์ความหยาบผิวของแมนนิ่ง และค่าสัมประสิทธิ์ของอาคารชลศาสตร์ในลำน้ำ เพื่อใช้พิจารณาขอบเขตและความละเอียดในการจัดทำแบบจำลอง



รูปที่ 2 รูปตัดตามยาวของลำพระเพลิง



รูปที่ 3 ระดับความสูงเชิงเลขความละเอียดขนาดกริดเซล 5 x 5 เมตร

4.2 การตั้งค่าแบบจำลอง

การตั้งค่าแบบจำลอง มีขั้นตอนการสร้างแบบจำลองทางชลศาสตร์ของพื้นที่ศึกษา ดังนี้

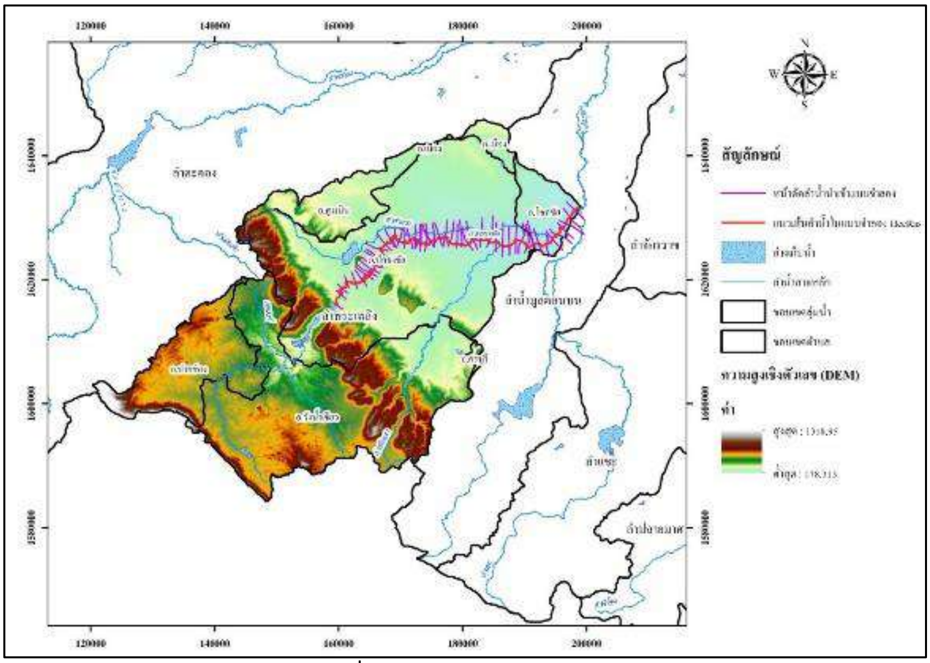
1. การสร้างโครงข่ายลำน้ำลำพระเพลิง โดยกำหนดขอบเขตเส้นลำน้ำที่เกี่ยวข้องของพื้นที่ศึกษา ตั้งแต่ที่ตั้งโครงการจนถึงจุดบรรจบแม่น้ำมูล

2. กำหนดสภาพน้ำที่ขอบเขตของแบบจำลองแบ่งเป็นสภาพน้ำที่ขอบด้านต้นน้ำของแบบจำลอง นำเข้าด้วยค่าอัตราการไหลที่ระบายออกจากเขื่อนลำพระเพลิง และสภาพน้ำที่ขอบด้านท้ายน้ำของแบบจำลอง กำหนดให้ความลึกการไหลเป็นแบบปกติ

3. นำเข้าข้อมูลทางกายภาพรูปตัดขวางลำน้ำที่ได้จากรูปตัดที่ได้จากการสำรวจ แสดงดังรูปที่ 4 และข้อมูลระดับความสูงพื้นดินบนพื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมสำหรับประเมินรูปตัดพื้นที่น้ำท่วมถึง

4. ปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลองกับสถานีวัดน้ำท่า โดยใช้ข้อมูลน้ำท่าในปี พ.ศ. 2551 และ ปี พ.ศ.2554 ตามลำดับ

5. ประยุกต์ใช้แบบจำลองวิเคราะห์หาศักยภาพการลำเลียงน้ำ ณ คาบการเกิดซ้ำต่างๆ 2 5 10 25 50 100 และ 500 ปี



รูปที่ 4 ตำแหน่งรูปตัดขวางในแบบจำลอง

4.3 การสอบเทียบแบบจำลองและการปรับเทียบแบบจำลอง

หลังจากที่ได้จัดทำแบบจำลองและนำเข้าข้อมูลในแบบจำลอง HEC RAS การปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลองได้ดำเนินการเพื่อให้แบบจำลองในการศึกษามีความน่าเชื่อถือ โดยดำเนินการปรับเทียบและสอบเทียบ ณ สถานีวัดน้ำท่า M.180 ด้วยสมการดังต่อไปนี้ [14] – [16]

ค่าสัมประสิทธิ์การตัดสินใจ (coefficient of determination, R^2)

$$R^2 = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^{N}(Q_{ci}-\bar{Q}_c)*(Q_{oi}-\bar{Q}_o)}{\left[\sum_{i=1}^{N}(Q_{ci}-\bar{Q}_c)^2 * \sum_{i=1}^{N}(Q_{oi}-\bar{Q}_o)^2\right]^{0.5}} \right\} \quad (5)$$

ค่า Nash-Sutcliffe coefficient of efficiency (NSE)

$$NSE = 1.0 - \frac{\sum_{i=1}^{N}(Q_{ci}-Q_{oi})^2}{\sum_{i=1}^{N}(Q_{ci}-\bar{Q}_c)^2} \quad (6)$$

ค่า volume ratio

$$\text{volume error} = \sum_{i=1}^{N}(Q_{ci}-Q_{oi}) \quad (7)$$

ค่า volume error

$$\text{volume ratio} = 100 * \frac{\sum_{i=1}^{N}(Q_{oi})}{\sum_{i=1}^{N} Q_{ci}} \quad (8)$$

เมื่อ

Q_{ci} คือ ค่าปริมาณน้ำท่าตรวจวัดจริงที่เวลาใด ๆ,
Q_{oi} คือ ค่าปริมาณน้ำท่าที่ได้จากแบบจำลองที่เวลาใด ๆ,
$\bar{Q}_c$ คือ ค่าปริมาณน้ำท่าตรวจวัดจริงเฉลี่ยที่เวลาใด ๆ,
$\bar{Q}_o$ คือ ค่าปริมาณน้ำท่าที่ได้จากแบบจำลองเฉลี่ยที่เวลาใด ๆ,
N คือ จำนวนข้อมูลน้ำท่าที่พิจารณา

ในการปรับเทียบแบบจำลองได้ดำเนินการโดยทำการปรับค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระ (Manning's n) เพื่อให้แบบจำลองมีความเสมือนจริงมากที่สุด ซึ่งในการปรับเทียบบริเวณแม่น้ำลำพระเพลิงใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระมีค่าเท่ากับ 0.035 และพื้นที่น้ำท่วมถึงใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความขรุขระมีค่าเท่ากับ 0.065 โดยผลการปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลอง ดังแสดงในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ผลการปรับเทียบและสอบเทียบแบบจำลองในลุ่มน้ำลำพระเพลิง

R^2	NSE	Volume Ratio	Volume Error
การปรับเทียบ (1 ก.ย. 2551 - 30 พ.ย. 2551)			
0.869	0.816	106.574	6.574
การสอบเทียบ (1 ก.ย. 2554 - 30 พ.ย. 2554)			
0.995	0.993	96.465	3.535

5. ผลการศึกษาและสรุปผลการศึกษา

ในการศึกษาศักยภาพการลำเลียงน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิง สามารถแสดงผลการศึกษาและสรุปผลการศึกษาตามวัตถุประสงค์ ได้ดังต่อไปนี้

1. ศักยภาพการลำเลียงน้ำของแม่น้ำในแต่ละหน้าตัดการไหลของแม่น้ำ ในสภาวะภัยแล้งสามารถช่วยให้ทราบความสามารถในการลำเลียงน้ำในแม่น้ำ ในสภาวะที่เกิดน้ำท่วมจะทำให้ทราบว่า ณ จุดใดของแม่น้ำเป็นจุดคอดตัวของลำน้ำ ซึ่งทำให้มีการลำเลียงน้ำได้ช้า และเป็นจุดที่ควรมีการเฝ้าระวังเป็นพิเศษ ทั้งนี้ ต้องเป็นจุดที่ควรเพิ่มศักยภาพในการลำเลียงน้ำโดยศักยภาพการลำเลียงน้ำในแต่ละหน้าตัดการไหล ดังแสดงในตารางที่ 2 ซึ่งแม่น้ำลำพระเพลิงมีศักยภาพในการลำเลียงน้ำได้ 56.43 – 667.80 ลบ.ม. ต่อวินาที หรือโดยเฉลี่ย 222.11 ลบ.ม. ต่อวินาที

2. ในกรณีที่เกิดน้ำท่วม แม่น้ำลำพระเพลิงสามารถระบายน้ำท่วมได้ที่คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี ทั้งนี้ แม่น้ำลำพระเพลิงมีศักยภาพในการระบายน้ำได้ดีตลอดแม่น้ำลำพระเพลิง แต่มีเพียง 7 หน้าตัดการไหลเท่านั้น จาก 32 หน้าตัดการไหล ที่สามารถระบายน้ำท่วมได้ต่ำกว่า ณ คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี สำหรับศักยภาพการระบายน้ำท่วม ณ คาบการเกิดซ้ำ 2 5 10 25 และ 50 ปี เท่ากับ 55.88, 124.95, 156.61, 189.82, 211.89 ลบ.ม.ต่อวินาที ตามลำดับ ภาพรวมในการระบายน้ำของแม่น้ำลำพระเพลิงคือ สามารถระบายน้ำได้ดีในช่วงกลางน้ำและช่วงปลายน้ำของแม่น้ำลำพระเพลิง

3. เนื่องจากศักยภาพการระบายน้ำโดยรวมของแม่น้ำลำพระเพลิงสามารถระบายน้ำได้ที่คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี ดังนั้น จึงควรเพิ่มศักยภาพของแม่น้ำลำพระเพลิง ณ หน้าตัดที่มีศักยภาพการระบายน้ำได้น้อยกว่าคาบการเกิดซ้ำ 100 ปี ให้สามารถระบายน้ำได้ที่คาบการเกิดซ้ำ 100 ปี โดยมีเพียง 5 หน้าตัดการไหลที่เป็นคอคอด ได้แก่ กิโลเมตรที่ 20+535 และจากกิโลเมตรที่ 79+861 ถึง 90+034 ซึ่งเป็นช่วงแม่น้ำที่ควรพิจารณาการขยายศักยภาพการลำเลียงน้ำ ดังแสดงในตารางที่ 3

6. ข้อเสนอแนะ

จากการศึกวิจัยในโครงการนี้ได้ดำเนินการลงสำรวจ เก็บรวบรวมข้อมูล วิเคราะห์ศักยภาพการลำเลียงน้ำ ด้วยแบบจำลอง HEC RAS และการวิเคราะห์สรุปผลการศึกษาวิจัย พบว่า เพื่อให้มีความสมบูรณ์ของการศึกวิจัยในอนาคตและเพื่อให้การดำเนินงานในภาคปฏิบัติเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ การศึกษานี้มีข้อเสนอแนะดังต่อไปนี้

1. ในการวิเคราะห์ศักยภาพการลำเลียงน้ำ และการเกิดน้ำท่วม ข้อมูลปริมาณน้ำท่ามีความสำคัญมาก และจากการศึกษานี้พบว่า จำนวนสถานีวัดน้ำท่ามีไม่เพียงพอ และข้อมูลที่มีก็มีข้อมูลที่ขาดหายไป ดังนั้น การเพิ่มจำนวนสถานีวัดน้ำท่าและการให้ความสำคัญต่อการเก็บรวบรวมข้อมูลที่มีประสิทธิภาพและมีความต่อเนื่องของข้อมูลจึงมีความสำคัญมาก

2. ข้อมูลปริมาณน้ำท่าที่ประตูระบายน้ำ ฝาย และอาคารชลศาสตร์ ไม่ครบถ้วน ดังนั้น สำนักงานชลประทาน และองค์การบริหารท้องถิ่นที่ได้รับมอบอาคารชลศาสตร์ไปแล้ว ควรให้ความสำคัญต่อการเก็บข้อมูลปริมาณน้ำท่า

3. แบบจำลอง HEC RAS เหมาะสำหรับการวิเคราะห์ปริมาณน้ำท่าที่ไหลในแม่น้ำ โดยไม่คำนึงถึงปริมาณน้ำไหลเข้าด้านข้าง จากปริมาณน้ำฝนเป็นปริมาณน้ำท่า ดังนั้น การวิเคราะห์ปริมาณน้ำไหลเข้าด้านข้าง จากปริมาณน้ำฝนเป็นปริมาณน้ำท่าในลุ่มน้ำย่อย สามารถนำแบบจำลอง HEC HMS มาพิจารณาก่อน และนำผลการจำลองจากแบบจำลอง HEC HMS เป็นข้อมูลด้านเข้าในส่วนของการไหลเข้าด้านข้างลงในแบบจำลอง HEC RAS ซึ่งในแบบจำลอง HEC RAS มีฟังก์ชั่นในการใส่ข้อมูลการไหลเข้าด้านข้าง

ตารางที่ 2 ศักยภาพการระบายน้ำในแม่น้ำลำพระเพลิง ณ หน้าตัดต่างๆ

หน้าตัดที่	สถานีสำรวจ	กิโลเมตรที่	พิกัด		ที่ตั้ง		ศักยภาพการระบายน้ำ (ลบ.ม./วินาที)	คาบการเกิดซ้ำที่สามารถรองรับน้ำท่วมได้
			UTM_N	UTM_E	ตำบล	อำเภอ		
1	X-1	0+530	1631395.99	198867.00	กระโทก	โชคชัย	229.37	100
2	X-25	8+591	1628109.34	195674.88	กระโทก	โชคชัย	152.82	100
3	X-2	9+895	1627311.31	195357.69	กระโทก	โชคชัย	361.12	100
4	X-24	10+282	1627138.60	195197.73	ท่าลาดขาว	โชคชัย	135.87	100
5	X-23	14+662	1625613.40	193274.46	ท่าลาดขาว	โชคชัย	276.31	100
6	X-3	19+983	1625279.70	190384.24	ดอน	ปักธงชัย	348.37	100
7	X-22	20+535	1625589.05	190231.50	ดอน	ปักธงชัย	147.68	2
8	X-21	22+069	1626264.59	189394.07	ดอน	ปักธงชัย	127.87	100
9	X-20	25+270	1625688.23	187930.89	ดอน	ปักธงชัย	90.08	100
10	X-146	28+783	1625641.97	185894.63	ดอน	ปักธงชัย	141.35	100
11	X-4	29+754	1626172.27	185506.92	ดอน	ปักธงชัย	74.98	100
12	X-143	30+166	1626147.16	185192.04	ดอน	ปักธงชัย	60.87	100
13	X-123	33+328	1626345.08	183438.04	นกออก	ปักธงชัย	147.89	100
14	X-19	36+787	1626095.45	181260.59	นกออก	ปักธงชัย	181.31	100
15	X-18	38+924	1625460.59	180462.47	นกออก	ปักธงชัย	199.7	100
16	X-5	39+796	1625590.77	179935.75	นกออก	ปักธงชัย	135.07	50
17	X-17	43+438	1625923.28	178150.24	งิ้ว	ปักธงชัย	215.19	100
18	X-137	44+414	1626061.71	177561.33	งิ้ว	ปักธงชัย	103.58	100
19	X-6	50+016	1626300.66	175841.20	ตูม	ปักธงชัย	84.79	100
20	X-16	53+481	1625568.29	174357.27	ตูม	ปักธงชัย	56.43	50
21	X-7	60+077	1626467.78	172317.92	ตูม	ปักธงชัย	104.39	100
22	X-058	60+650	1626704.09	172292.30	ตูม	ปักธงชัย	113.39	100
23	X-136	64+246	1626038.14	170494.48	สุขเกษม	ปักธงชัย	261.37	100
24	X-15	68+119	1627150.43	169250.35	สุขเกษม	ปักธงชัย	133.63	100
25	X-8	70+108	1626614.61	168256.01	สุขเกษม	ปักธงชัย	127.22	100
26	X-14	71+018	1625972.84	168365.79	สุขเกษม	ปักธงชัย	517.25	100
27	X-13	76+409	1623327.96	167377.83	สุขเกษม	ปักธงชัย	667.8	100
28	X-9	79+861	1622272.95	165919.48	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	412.68	50
29	M.180	84+757	1620773.17	165105.37	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	170.95	2
30	X-12	89+653	1619553.17	162908.27	ตะขบ	ปักธงชัย	163.17	2
31	X-10	90+034	1619420.16	162632.48	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	497.11	50
32	X-11	98+615	1615794.38	159864.06	ตะขบ	ปักธงชัย	667.8	100

ตารางที่ 3 ตำแหน่งการเพิ่มศักยภาพแม่น้ำลำพระเพลิง

สถานีสำรวจ	กิโลเมตรที่	พิกัด		ที่ตั้ง		ศักยภาพการระบายน้ำ (ลบ.ม./วินาที)	
		UTM_N	UTM_E	ตำบล	อำเภอ	ปัจจุบัน	ใหม่
X-22	20+535	1625589.05	190231.50	ดอน	ปักธงชัย	147.68	157.9
X-9	79+861	1622272.95	165919.48	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	412.68	434.73
M.180	84+757	1620773.17	165105.37	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	170.95	379.16
X-12	89+653	1619553.17	162908.27	ตะขบ	ปักธงชัย	163.17	309.15
X-10	90+034	1619420.16	162632.48	บ่อปลาทอง	ปักธงชัย	497.11	656.18

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากสำนักงานพัฒนาการวิจัยการเกษตร (องค์การมหาชน) ประจำปีงบประมาณ 2562

เอกสารอ้างอิง

[1] สัญชัย พูนผล ,2551. การศึกษาการป้องกันน้ำท่วมจังหวัดนครราชสีมา มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี,2551,87 หน้า.

[2] สุดารัตน์ ภิรมย์ ,2554. การจำลองสภาพน้ำท่วมด้วยแบบจำลอง HEC-RAS และระบบสารสนเทศทางภูมิศาสตร์ เพื่อบรรเทาอุทกภัยในแม่น้ำเจ้าพระยาตอนล่างโดยใช้แก้มลิง. ภาควิชาวิทยาศาสตร์สิ่งแวดล้อม บัณฑิตศึกษา มหาวิทยาลัยศิลปากร,2554 ,82 หน้า

[3] วีระยา มิ่งเมือง และ จิระวัฒน์ กณะสุด, 2555. การศึกษาแนวทางบรรเทาอุทกภัย กรณีศึกษาลุ่มน้ำมูลตอนบนในเขตจังหวัดนครราชสีมาด้วยแบบจำลอง Mike 11. การประชุมวิชาการแห่งชาติ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน ครั้งที่ 9 ,1699-1705

[4] วีระยา มิ่งเมือง และ จิระวัฒน์ กณะสุด,2556. การศึกษาระบบช่วยตัดสินใจในการบริหารจัดการน้ำท่วม(พื้นที่ศึกษาจังหวัดนครราชสีมา). การประชุมวิชาการเสนอผลงานวิจัยระดับบัณฑิตศึกษา ครั้งที่ 14, PMP18 , 416-425

[5] ปรียาพร โกษา, ปวีณา จันทร์ลา, ธนัช สุขวิมลเสรี และภาณุพงษ์ ทีฆบุญญา. 2562. การจำลองขอบเขตพื้นที่น้ำท่วมด้วยแบบจำลอง HEC-RAS และ MIKE FLOOD. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24 วันที่ 10-12 กรกฎาคม 2562 ณ จังหวัดอุดรธานี

[6] ปวีณา จันทร์ลา และ ปรียาพร โกษา. 2563. การประเมินสภาพน้ำท่วมด้วยแบบจำลอง HEC-RAS กรณีศึกษาพื้นที่ลุ่มน้ำลำตะคอง. วารสารวิชาการครุสาสตร์อุตสาหกรรม พระจอมเกล้าพระนครเหนือ. ปีที่ 11 ฉบับที่ 1 มกราคม – เมษายน 2563.

[7] ปวีณา จันทร์ลา และ ปรียาพร โกษา 2561. การจำลองสภาพการไหลในแม่น้ำลำตะคองด้วยแบบจำลองคณิตศาสตร์ HEC-RAS. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23 วันที่ 18-21 กรกฎาคม 2561 ณ โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า อ.เมือง จ.นครนายก

[8] พรรคเชษฎ์ บุญธรรมกุล และ อุมา ศรีบุญเรือง. 2561. การศึกษาวิธีการปรับปรุงขีดความสามารถของแม่น้ำน้อยด้วยโปรแกรม HEC-RAS. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 23 วันที่ 18-21 กรกฎาคม 2561 ณ โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า อ.เมือง จ.นครนายก.

[9] ภัทราพร แสงทอง ปรียาพร โกษา และธนัช สุขวิมลเสรี. 2558. การประเมินปริมาณน้ำท่าด้วยแบบจำลอง SWAT กรณีศึกษาพื้นที่ลุ่มน้ำลำพระเพลิงตอนบน. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 20 วันที่ 8-10 กรกฎาคม 2558 ณ โรงแรมเดอะชายน์ พัทยาเหนือ ชลบุรี.

[10] US Army Corp of Engineers,2011. HEC-GeoRAS GIS Tool for Support of HEC-RAS using ArcGIS, User's Manual Version 4.3.93,244 page.

[11] US Army Corp of Engineers,2010. HEC-RAS River Analysis System, User's Manual Version 4.1,766 page.

[12] US Army Corp of Engineers,2010. HEC-RAS, River Analysis System Application Guide Version 4.1,351 page.

[13] US Army Corp of Engineers,2010. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual Version 4.1,411 page.

[14] J. E. Nash and J. V. Sutcliffe, "River flow forecasting through conceptual models: Part 1. A discussion of principles," J. Hydrology, vol. 10, no. 3, pp. 282-290, 1970.

[15] D. P. Boyle, H. V. Gupta and S. Sorooshian, "Toward improved calibration of hydrologic models: Combining the strengths of manual and automatic methods," Water Resources Res., vol. 36, no. 12, pp. 3663-3674, 2000.

[16] K. Fricke, "Analysis and modelling of water supply and demand under climate change, land usa transformation and socio-economic development," Ph.D. dissertation, Institute of Geography, Heidelberg University, Germany, 2014.

Investigation of Shoreline Change in Phan Thiet Bay, Binh Thuan, Vietnam

Thi Phuoc Hoai Pham[1] and Anurak Sriariyawat[1]

[1] Department of Water Resources Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand

Abstract

Phan Thiet bay in VIetnam has eroded and accreted for many years. That causes serious consequences because main activities of community in Phan Thiet bay are tourism and fishery which depend on shoreline significantly. Not only the economy but also people's life and environment are affected by erosion and accretion. Both natural factors and human factors may cause shoreline change such as waves, currents, structures along the coast or changing of sediment from river. This study aims to investigate the effect of jetties on shoreline in Phan Thiet bay, Binh Thuan, Vietnam by analyzing the Landsat satellite images by using Geographic Information System (GIS), and determining End Point Rate of shoreline change by Digital Shoreline Analysis System (DSAS). The result could be one source for an appropriate plan of coastal management in this area. The study found that after the Jetties were built in 1997 and 2004, the shoreline change rate was lower than that recent years from 2016 to 2020.

Keywords: Phan Thiet bay, Shoreline change, Jetty, Geographic Information System (GIS), Digital Shoreline Analysis System (DSAS)

1. Introduction

Coastal shoreline which is the interaction line along which water meets the land and air. Shoreline can change naturally. Human activities make shoreline change more serious. About 60% of the population in the world live in the coastal zone [1]. Shoreline change can affect to coastal communities, coastal infrastructures and the coastal biodiversity. The shoreline retreats where the erosion occurs is global problem which affects many coastal areas around the world. It results in the loss of land and related things such as community, beaches, water resources system, ecosystem. The accretion causes the siltation in shipping channels, river mouths and lagoon inlets so that the water flow and navigation are obstructed. In Vietnam, many extreme event and hazards happened in coastal areas. That is a challenge for Vietnamese to manage coastal erosion and sedimentation. Specially erosion has become more and more serious [2]. Phan Thiet bay which is located in Binh Thuan province, one of the most eroded area in the south of the central part of Vietnam [3], covers a shoreline of about 50 km long from Mui Ne headland to Ke Ga headland (**Fig. 1**). Tourist industry and fishery is the main parts of Phan Thiet social-economic development. Many coastal projects which affect shoreline have been built to develop the local fisher industry and navigation [4]. The large jetties and tourism infrastructure such as seawall 1, seawall 2, group of groins 1, and group of groins 2 (**Fig. 2**) (Table 1) seem to cause coastal erosion of neighboring areas [5]. It is important for coastal scientist, managers and engineers to assess how the shoreline change in the past to find the appropriate countermeasures or plans for preventing, mitigating and managing coastal disaster.

Hydro-meteorology conditions can have effects on the shoreline position. In Binh Thuan province, there are South-West monsoon and North-East monsoon seasons. In South-West monsoon, from May to October, the rainy season, the mild windspeeds form W/SW are predominant. The waves are calm. In North-East monsoon from November to April, dry season, The gusty wind speeds and high waves from E/NE cause erosions [4]. In one month, the tide is diurnal 18 to 22 days, and semidiurnal 6 to 8 days [6]. Climate change phenomenon such as sea level rise may affect shoreline position. The average global sea level rise rate is 3.2 mm/year in the period 1993 to 2010 [7]. While in Vietnam, the rate of sea level rise is 3 mm/year, lower than the average of the world, in the period of 1993 to 2008 [8].

This study aims to access erosion and accretion in Phan Thiet bay during periods 1988 to 2020. The shoreline positions are tracked from Landsat satellite images by using Geographic Information System (GIS), Shoreline change (erosion and

accretion) is accessed by using Digital Shoreline analysis System (DSAS).

The study area is from Ke Ga to Mui Ne in Phan Thiet bay including 3 segments separated by Ca Ty river mouth and Phu Hai river mouth in Fig. 1. Segment 1 is from Ke Ga to Ca Ty river. Following is segment 2 from Ca Ty river mouth to Phu Hai river mouth. The last segment is segment 3 from Phu Hai river mouth to Mui Ne.

Fig. 1 Study area map with transects used for accessing shoreline change from Ke Ga to Mui Ne

Many coastal structures were constructed to protect the beach in Phan Thiet as shown in the **Fig. 2**, and Table 1 shows details of these structures including location, year that project was built, and size of the structure.

Fig. 2 Location of existing coastal and marine structure in study area

Table 1 Information of coastal structure in study areas

	Location	Year of project	Length (m)
Reclamation	Jetty 1 to Duc Long	2006 (not yet finish)	3180
Jetty 1	Ca Ty river mouth	South jetty: 1997	396
		North jetty: 1994	397
seawall 1	Doi Duong	2011	2530
Jetty 2	Phu Hai river mouth	South jetty: 2004	437
		North jetty: 2004	526
Group of groins 1 (Ong Dia)	Romana resort	2009	220
	Cat Trang groin resort	2009	130
	Amaryllis resort	2011	106
	Lotus Mui Ne resort	South groin: 2016 (extended in 2017)	144
		North groin: 2017	60
	Victoria Phan Thiet resort	South groin: 2015	30
		North breakwater: 2015	400
	Poshanu resort resort	2010	135
	Ong Dia groin	2012	134
Group of groins 2 (West of Ham Tien)	Sunsea resort	2019	32
	Blue Ocean resort	2018	52
	Coco beach resort	South groin: 2019	25
		North groin: 2018	26
	Sunny beach resort	Groin 1 (South): 2018	28
		Break water 2: 2017	82
		Groin 3: 2017	27
		Groin 4: 2018	26
		Groin 5 (North): 2018	128
	Rach Dua Tropico resort	Seawall: 2019	77
	Sunrise resort	Groin 1 (South): 2017	19
		Breakwater 2: 2017	14
		Breakwater 3: 2017	23
		Groin 4: 2017	18
		Breakwater 5: 2017	45
		Groin 6 (North): 2017	29
	Tia Nang resort	Breakwater 1 (South): 2018	72
		Groin 1: 2019	16
		Groin 2 (North): 2018	16
	Tien Dat resort	Groin 1 (South): 2018	61
		Groin 2: 2018	24
		Groin 3: 2018	22
		Groin 4: 2018	25
Seawall 2	Ham Tien	2017	1520

2. Methodology

Landsat satellite images in location of path 124, and row 52 with the World Geodetic System 1984 (WGS1984) coordinate are used for digitizing shorelines in 1988, 1995, 2004, 2016 and 2020 by GIS. The details of Landsat satellite images, including WRS path, WRS row of the study area, and time, are showed in **Fig. 3**. The Net Shoreline movement (NSM) and Linear Regression Rate (LRR) are calculated by Digital Shoreline Analysis System (DSAS) based on the distance of shoreline positions to the baseline. The shoreline positions are determined in GIS from the color of the satellite images.

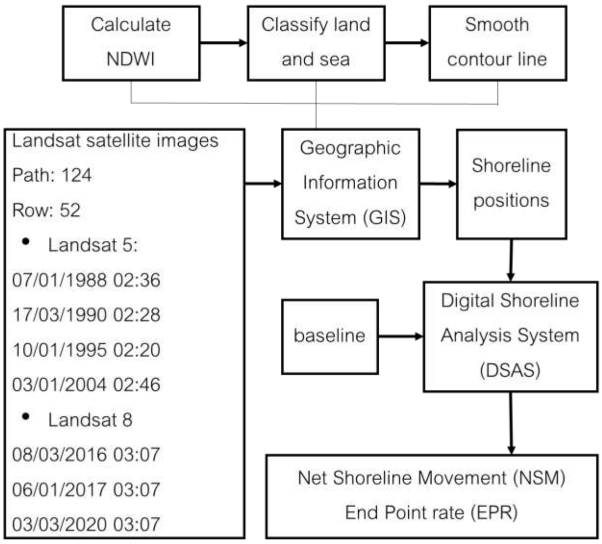


Fig. 3 Framework of Study

2.1 Extracting shoreline

The shoreline could be manually or automatically extracted. The limitation of tracing the shoreline automatically is not being effective for complex shoreline where the shoreline is not smooth [9]. The available images of Google are more limited than Landsat images which are used for tracing shoreline automatically in this study. Automatic method is based on the difference between the water and land spectrum which is spectral band ratio methods [9]. Comparing Normalized Difference Vegetation Index (NDVI) and Normalized Difference Water Index (NDWI), it is more suitable to extract shoreline based on NDWI [10].

Many Landsat images are available in the website (https://earthexplorer.usgs.gov/) with their spectral bands. Landsat 5 Thematic Mapper images includes 7 spectral bands. While there are 2 more bands in Landsat 8 Operational Land imager images, which consist of 9 spectral bands as shown in Table 2 [11].

Table 2 Spectral bands of Landsat 5 images and Landsat 8 images

Band	Name Landsat 5 (wavelength (μm))	Name Landsat 8 (wavelength (μm))
Band 1	Blue (0.45 – 0.52)	Coastal aerosol (0.43 – 0.45)
Band 2	Green (0.52 – 0.60)	Blue (0.45 – 0.51)
Band 3	Red (0.63 – 0.69)	Green (0.53 – 0.59)
Band 4	Near Infrared (NIR) (0.76 – 0.90)	Red (0.64 – 0.67)
Band 5	Short-wave Infrared (1.55 – 1.75)	Near Infrared (NIR) (0.85 – 0.88)
Band 6	Thermal Infrared (10.4 – 12.5)	SWIR 1 (1.57 – 1.65)
Band 7	Short-wave infrared (2.08 – 2.35)	SWIR 2 (2.11 – 2.29)
Band 8		Panchromatic (0.50 – 0.68)
Band 9		Cirrus (10.6 – 11.19)

ArcMap is the analyzing geospatial processing program from ESRI's ArcGIS. The land and sea areas are defined by NDWI value in equation (1) and equation (2) as shown in **Fig. 4**. NDWI value of each cell is calculated from Green band image and NIR band image by using Raster Calculator tool in ArcMap. The NDWI of land area cell is lower than 0. The NDWI of the sea area cell is higher than 0 [12]. In **Fig. 5**, land and sea are respectively represented by green color and blue color. The shoreline is the contour line based on NDWI value after being smoothed as illustrated in **Fig. 6**.

NDWI (Normalized difference water index) of Landsat 5 is determined from Green band and NIR band. The resolution of those band images is 30 m [13].

$$NDWI = \frac{Green(band2) - NIR(band4)}{Green(band2) + NIR(band4)} \qquad (1)$$

NDWI (Normalized difference water index) of Landsat 8 images with 30 m resolution [13]:

$$NDWI = \frac{Green(band3) - NIR(band5)}{Green(band3) + NIR(band5)} \qquad (2)$$

In this research, the shorelines are assessed from 1988, first year Landsat image was taken, to present 2020 dividing to 4 periods of time which are shown in Table 3.

Table 3 Four periods of time: from 1988 to 1995, from 1995 to 2004, from 2004 to 2016, from 2016 to 2020

Time	Details
1988	First year of available Landsat image in this area
1995	After starting to build Jetty 2 in 1994, and before the Jetty 2 was completed in 1997
2004	The Jetty 1 was built
2004 to 2016	From 2006, the reclamation project and groups of groins 2 were built. During this period the shoreline retreat landward and move seaward. The net shoreline movement was low.
2016 to 2020	Since 2016, there have been 23 coastal structures built. In 2017, sea wall 1 was built. Group of groins 1 was built. Some groins in group of groins 2 were built.

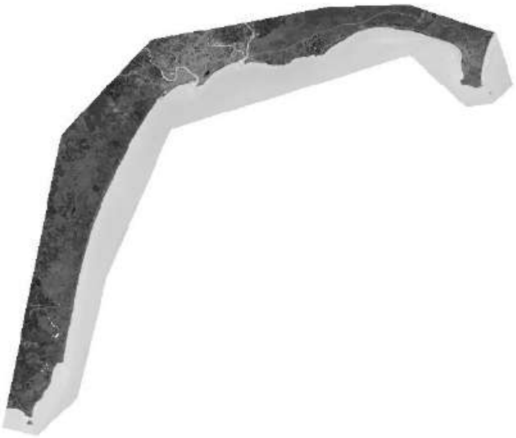


Fig. 4 NDWI value map from Green band and NIR band in 03 March 2020 in GIS

Fig. 5 Classify map based on NDWI value case of 03 March 2020

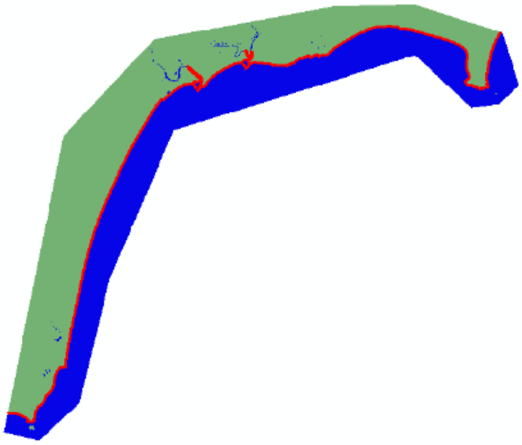


Fig. 6 Determine shoreline by smoothing NDWI contour line case of 03 March 2020

2.2 Digital Shoreline Analysis System (DSAS)

DSAS, a tool in ArcMap, is used for assessing the shoreline movement by determining rate of change statistics from shoreline positions tracked from satellite images [14]. the landward baseline is created based on the shorelines with the same trend. The transects are generated afterward with the distance between the transects is 50 m in this study as shown in **Fig. 7**, since the shoreline is not complex and not change so much in the range of 50 m. Moreover, the 50 m transect interval were also used by many previous studies [15-17]. Transects are the lines perpendicular to the baseline and cross shoreline at the intersection. The results of DSAS are Shoreline Change Envelope (SCE), Net Shoreline Movement (NSM), End Point Rate (EPR), and Linear Regression Rate (LRR). In this study, NSM and EPR are determined. Net shoreline movement is for assessing the total change in shoreline movement between the first year and the last year of each period. In this study, 4 period time length are different. The Rate of shoreline change, which is EPR, determined by dividing the shoreline movement by the time between the first year and the last year of each period. Annual rate of shoreline change is for comparing between 4 periods.

The Net Shoreline Movement (NSM) and End Point Rate (EPR) of shoreline in 4 periods as shown in **Fig. 8** and **Fig. 9** are calculated after creating baseline and 921 transects in 3 segments separated by 2 rivers.

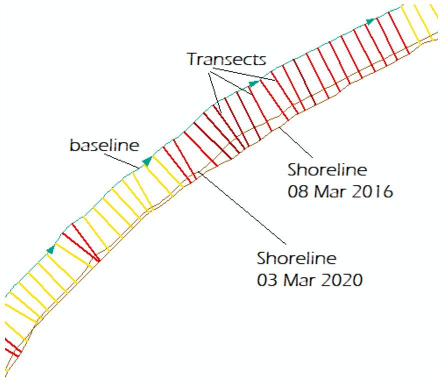


Fig. 7 Shorelines, baseline, and transects

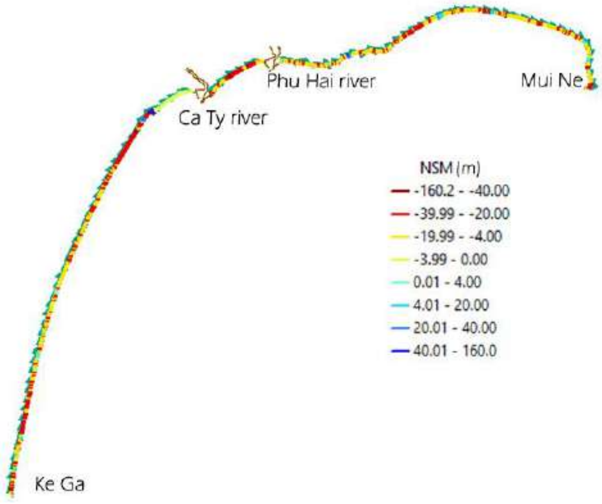


Fig. 8 Transects and Net Shoreline movement (NSM) between 08/03/2016 to 03/03/2020

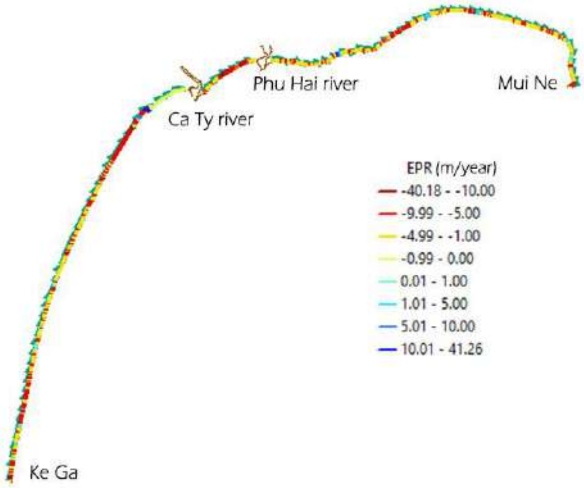


Fig. 9 Transects and End Point Rate (EPR) between 08/03/2016 to 03/03/2020

3. Results

3.1 Validation of the DSAS method

The result of this study is validated by comparing author's EPR result to Linh's EPR result [18]. The EPR of Linh's study and author's study in 3 segments from 17 Mar 1990 to 06 Jan 2017 are in same trend as shown in graph of **Fig. 10**. The average values of shoreline change rate are compared in Duc Long (from transect 394 to 419) and Ham Tien (from transect 700 to 879). The percent difference in Duc Long is -4.19% for NSM, and -5.30 for EPR. In Ham Tien, the percent different is -1.12% for NSM, and -6.84 for EPR as shown in Table 4.

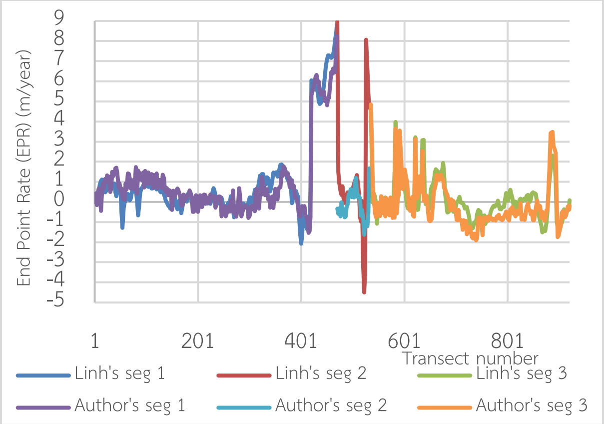


Fig. 10 End Point Rate result (m/year) of [18] and Author.

Table 4 Comparing result of this study and result of Linh [18]

Result		Duc Long 394 - 419	Ham Tien 700 - 879
mean NSM	Linh's (m)	-16.55	-13.60
	Author's (m)	-17.24	-13.75
	diff	0.69	0.15
	% diff	-4.19	-1.12
Mean EPR	Linh's (m/year)	-0.61	-0.48
	Author's (m/year)	-0.64	-0.51
	diff	0.03	0.03
	% diff	-5.30	-6.84

Since the percentage differences of 2 study results are small, this can be implied that the method of this study can be used for further discussion.

3.2 Rate of shoreline change results

The shorelines of 3 segments are assessed in 4 periods as shown the reason in Table 3. After applying ArcMap to extracting the shoreline, the results of shoreline change rate, which is End

Point Rate (EPR), are determined as shown in Fig. 11, Fig. 12, Table 5, and Table 6. The seaward accretion is represented by positive value. The negative value represents the landward erosion.

The study area includes 3 segments that are segment 1 (Tien Thanh, Duc Long) connected segment 2 (Doi Duong, Thanh Hai) by Ca Ty river mouth. The north of segment 2 are Phu Hai river mouth, and segment 3 (Phu Hai, Ong Dia, and Ham Tien). The width of rivers has changed by time because of erosion and sedimentation process. The widths of the river mouths change by time and are measured by GIS. From 1988 to 2020, the width of Ca Ty river ranged from 912 m to 982 m. The width of Phu Hai river ranged from 885 m to 1098 m.

The first period, from 1988 to 1995, before the Jetty 1 (**Fig. 2**) was built from 1994 to 1997, The accretion and erosion occurred in some small specific area. Generally, the shoreline slightly changed. The average shoreline change rate in Tien Thanh of segment 1 was -1.38 m/year (mild erosion) **(Fig. 11a)**. In Duc Long near the Ca Ty river mouth in segment 1 was accreted with the rate up to 8.22 m/year. In segment 2, between Ca Ty river mouth and Phu Hai river mouth, the erosion was severe (more than -5 m/year) **(Fig. 12**a). The shoreline in Phu Hai near Phu Hai river mouth was eroded with the highest erosion rate was -9.91 m/year. The average shoreline change rate in Ham Tien was -0.78 m/year (No erosion).

The second period, after the Jetty 1 (**Fig. 2**) was built, from 1995 to 2004, the significant accretion and erosion were found in Thanh Hai of segment 2 near Phu Hai river mouth with the high rate was 7.97 m/year and erosion rate was -10.01 m/year (**Fig. 12**b). The shoreline change rate was less than 5 m/year in Tien Thanh in segment 1 **(Fig. 11**b) and Ham Tien in the segment 3 (**Fig. 12**b).

In 2004, the jetty 2 (**Fig. 2**) was built. Since 2006, the reclamation project has been built in Duc Long of segment 1 until now. The third period, from 2004 to 2016, many groins of group 1 (**Fig. 2**) have been built in segment 3 near Ong Dia. The accretion occurred in that area. In other areas, the end point shoreline change rate was less than 5 m/year as shown in **Fig. 11**c and **Fig. 12**c.

Recently, the fourth period, from 2016 to 2020, the shoreline has changed more. In the South of Duc Long reclamation project, the beach was eroded up to -13.32 m/year (severse erosion) (**Fig. 11**d). In the segment 2, the highest erosion rate was -13.93 m/year. But the shoreline hasn't retreated landward beyond the sea wall 1 in Doi Duong (**Fig. 12**d) which was built in 2011. In segment 3, both erosion and accretion occurred seriously with the range of shoreline change rate is from -10.3 m/year to 10.3 m/year (**Fig. 12**d). Near the seawall 2, in the East of Ham Tien, the erosion seriously threats the tourism places along the coast without protect structure.

The shoreline has complicatedly changed. Predicting how shoreline will change in future is neccessary for coastal management and planning. After this study, the author will assess shoreline positions in future corresponding some different scenarios that are shoreline change with structures and without structures.

Table 5 Shoreline change rate (m/year) of each area in period 1 and period 2.

	Period 1 (1988 - 1995)			Period 2 (1995 - 2004)		
	Min	Max	Average	Min	Max	Average
Tien Thanh	-7.50	3.58	-1.48	-2.14	4.71	0.65
Duc Long	-1.62	8.22	3.42	-0.33	4.52	2.74
Doi Duong	-6.93	1.72	-2.72	-2.67	7.45	-0.04
Thanh Hai	-5.28	3.76	-3.02	-10.01	7.97	0.02
Phu Hai	-9.91	6.79	-3.45	-2.55	1.29	-0.19
Ong Dia	-6.68	1.18	-1.92	-2.68	2.67	0.13
Ham Tien	-4.96	5.41	-0.78	-3.28	2.10	-0.51

Table 6 Shoreline change rate (m/year) of each area in period 3 and period 4.

	Period 3 (2004 - 2016)			Period 4 (2016 - 2020)		
	Min	Max	Average	Min	Max	Average
Tien Thanh	-0.84	3.51	1.16	-10.50	3.32	-4.46
Duc Long	-4.06	13.13	4.88	-13.32	41.26	-1.00
Doi Duong	-3.64	4.44	1.95	-13.93	-1.78	-6.38
Thanh Hai	-3.74	3.82	-0.90	-10.14	-3.24	-6.50
Phu Hai	-1.75	10.81	0.58	-8.87	1.04	-4.33
Ong Dia	-1.92	8.51	1.61	-7.71	10.30	-3.27
Ham Tien	-1.45	7.09	0.84	-10.30	6.46	-3.85

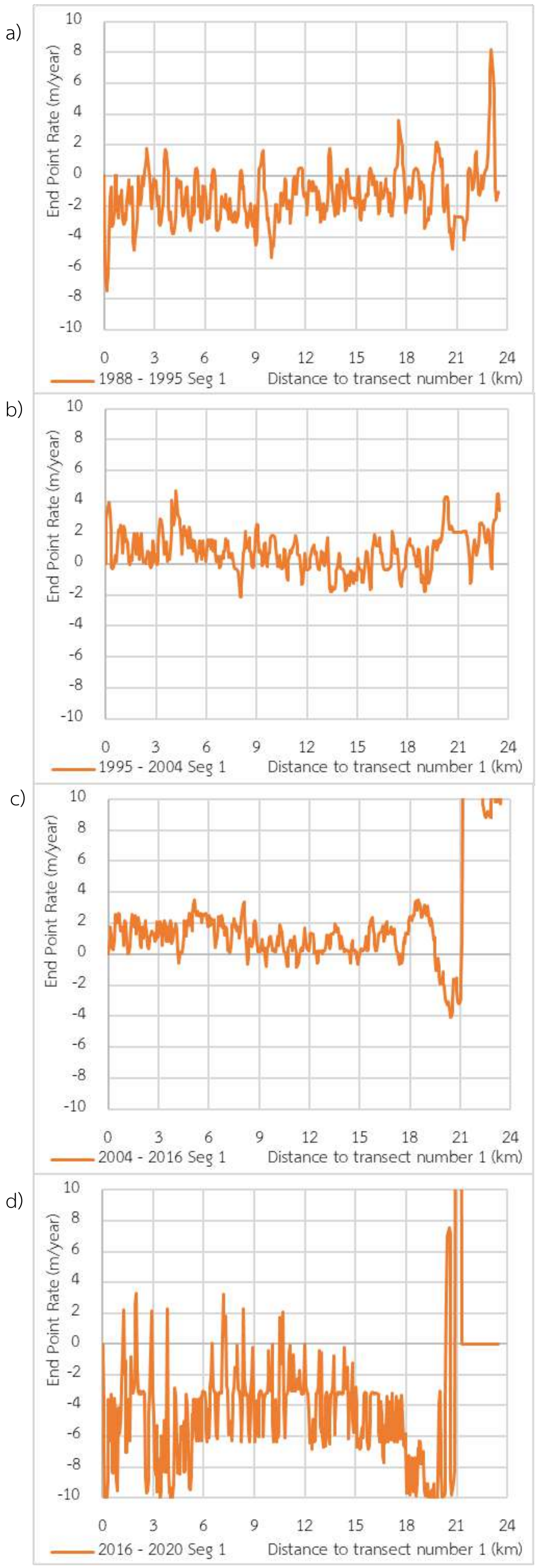


Fig. 11 End Point Rate (EPR) result in Segment 1 a) 1988-1995 b) 1995-2004 c) 2004-2016 and d) 2016-2020

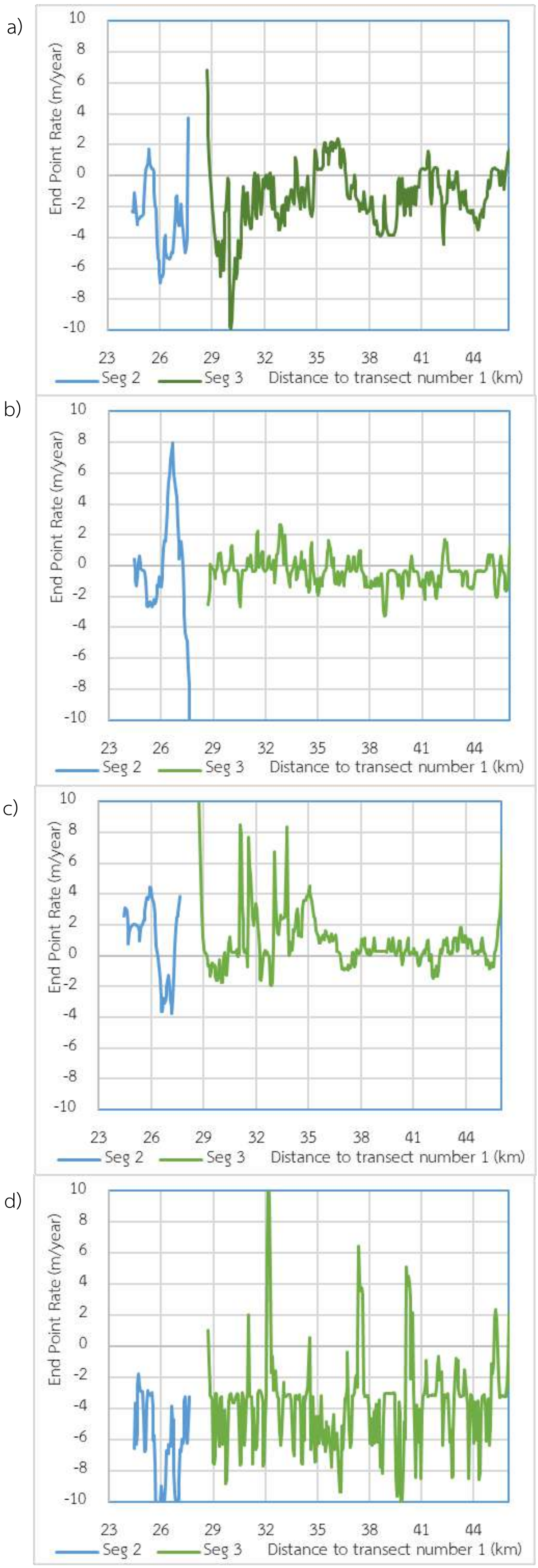


Fig. 12 End Point Rate (EPR) result in Segment 2 and Segment 3 a) 1988-1995 b) 1995-2004 c) 2004-2016 and d) 2016-2020

4. Conclusion and Discussion

The shorelines are analysed by using Geographic Information System (GIS) and Digital Shoreline Analysis System (DSAS). The shoreline has changed for many years. Recently, the problem become more serious in many areas in Phan Thiet bay with severe erosion rate in segment 3 and segment 1.

The life of people in this area was affected significantly by shoreline change. The navigation in the river mouth was obstructed by accretion. Because of the erosion, land and many related things along the coast of Phan Thiet bay were lost. Many people had to move their house. The method in this study is suitable for assessing shoreline in this area. More studies are necessary to be carried on for investigating the causes of shoreline change in this area.

Acknowledgement

The author would like to acknowledge the support form Water Resources Engineering department, Dr. Nguyen Danh Thao, and Agriculture and rural development department of Binh Thuan province. This study is funded by AUN/SEED-Net scholarship.

References

[1] Davidson, M., K. Splinter, and I. Turner, *A simple equilibrium model for predicting shoreline change.* Coastal Engineering, 2013. **73**: p. 191-202.

[2] Tien, P.H., et al., *Coastal Erosion and Sedimentation in Vietnam.. Marine resources and environment.* Science and Technics Publishing House, Hanoi, 2003. **10**: p. 20-33.

[3] Hue, N.H. and N.H. Thanh. *Assessing the Impact of Massive Development of Beach Resorts on Current Status of Coastal Erosion Along the Central Coast of Vietnam*. in *International Conference on Asian and Pacific Coasts*. 2019. Springer.

[4] Van To, D. *Beach erosion in Doi Duong–Phan Thiet tourist resort and its proposed measure*. in *Vietnam-Japan Estuaries workshop*. 2006. Citeseer.

[5] Takagi, H., M. Esteban, and T.T. Tam, *Coastal Vulnerabilities in a fast-growing Vietnamese city*, in *Coastal Disasters and Climate Change in Vietnam*. 2014, Elsevier. p. 157-171.

[6] Vuong, N.D., *Plan of shoreline protection structures in Binh Thuan from 2011 to 20020*. 2009, Southern Institute of Water Resources research.

[7] Church, J.A., et al., *Sea level change*. 2013, PM Cambridge University Press.

[8] MONRE, M.o.N.R.a.E., *Vietnam-Netherlands Mekong Delta Masterplan project*. 2010.

[9] Bagli, S., P. Soille, and E. Fermi, *Automatic delineation of shoreline and lake boundaries from Landsat satellite images.* proceedings of initial ECO-IMAGINE GI and GIS for Integrated Coastal Management, Seville, 2004: p. 13-15.

[10] Pham, B.T. and I. Prakash, *Application of Simple Remote Sensing Techniques for the Detection and Extraction of Coastline-A Case Study of Diu Island, India.* Indian Journal of Ecology, 2018. **45**(4): p. 778-784.

[11] Landsat satellite missions; The U.S. Geological Survey:[Available from: https://usgs.gov.

[12] Choung, Y.-J. and M.-H. Jo, *Shoreline change assessment for various types of coasts using multi-temporal Landsat imagery of the east coast of South Korea.* Remote sensing letters, 2016. **7**(1): p. 91-100.

[13] Xu, H., *Modification of normalised difference water index (NDWI) to enhance open water features in remotely sensed imagery.* International journal of remote sensing, 2006. **27**(14): p. 3025-3033.

[14] Thieler, E.R., et al., *The Digital Shoreline Analysis System (DSAS) version 4.0-an ArcGIS extension for calculating shoreline change*. 2009, US Geological Survey.

[15] Morton, R.A., T.L. Miller, and L.J. Moore, *National assessment of shoreline change: Part 1 Historical shoreline changes and associated coastal land loss along the US Gulf of Mexico*. 2004, US Geological Survey.

[16] Richardson, T.M. and R.A. McBride, *Historical shoreline changes and morphodynamics of Parramore Island, Virginia (1852-2006)*, in *Coastal Sediments' 07*. 2007. p. 364-377.

[17] Yunus, A.P., et al., *Shoreline and coastal morphological changes induced by the 2004 Indian Ocean tsunami in the Katchal Island, Andaman and Nicobar–a study using archived satellite images*, in *Tsunamis and earthquakes in coastal environments*. 2016, Springer. p. 65-77.

[18] Linh, M.T.Y., *Assessment of Coastal Vulnerability in Central Vietnam: Case study of Binh Thuan and Ba Ria – Vung Tau Province*, in *Department of Port and Coastal Engineering*. 2018, Ho Chi Minh University of Technology.

Impacts of Future Climate Change on Inflow to Pasak Jolasid Dam in Pasak River Basin, Thailand

Thanasit Promping[1], Tawatchai Tingsanchali[1,2] and Supatchaya Chuanpongpanich[1]

[1] Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering at Sriracha, Kasetsart University Sriracha Campus, Chonburi, THAILAND
[2] Water Engineering and Management, School of Engineering and Technology, Asian Institute of Technology, Pathumthani, THAILAND
**Corresponding author; E-mail address: thanasit@eng.src.ku.ac.th*

Abstract

The impacts of future climate change on inflow to the Pasak Jolasid Dam in the Pasak River Basin was assessed by using the hydrologic modelling system (HEC-HMS) and the bias-corrected climate change projection derived by averaging the outputs of three regional climate models (RCMs) namely: ACCESS, CNRM and MPI. The hydrological response of the Pasak River Basin to future climate projection for the periods 2020s (2011-2040), 2050s (2041-2070), and 2080s (2071-2100) was quantified using the calibrated and validated climate change trends and the HEC-HMS hydrological model which was calibrated and verified using the daily observed data from 1970-2010 and 2007-2015 respectively. The simulation results showed that the future precipitation trend fluctuates and slightly decreases until the end of 21st century by –5.69% and -12.68% under RCP4.5 and RCP8.5 at Lom Sak Station. The projected mean annual maximum and minimum temperatures were found to increase by 4.99% and 6.49% respectively for RCP4.5; by 6.58% and 8.46% respectively for RCP8.5, during twenty-first century. The future inflow to Pasak Jolasid Dam calculated from RCP4.5 and RCP8.5 was found to decrease by -0.61% and -3.39% for 2020s, by -2.82% and -6.15% for 2050s, and by -7.56% and -9.21% for 2080s respectively. However, these long term prediction on the change of future precipitation and temperature is only an estimate. The results can be used as a guideline for long-term sustainable water resources project planning and water resources management as well as in proposing appropriate adaptation strategies for the Pasak River Basin.

Keywords: Climate Change Projection, Hydrological Model, Inflow Change, Pasak Jolasid Dam, Pasak River Basin

1. Introduction

Climate change around the world is caused by natural and by human activity changing. IPCC (2019) [4] reported an increase of 1.5°C to 2°C on average observed temperature at present due to global warming. Climate change has large impact on many natural ecosystems and some of the service. The past trends of duration and frequency of weather conditions and climate extreme events represent fluctuated global warming impacts. It is commonly accepted that climate change leads to significant impact on hydrological cycle and river system (Schulze, 2000; Zhao et al., 2009) [10,17] spatially and temporally from local to global scales (Coulthard et al., 2005; Wang et al., 2012) [3,15]. It is a major challenge to achieve sustainable water resources management. As a consequence, climate related risk and extreme events rely on the global warming, earth's surface position, vulnerability, and alternatives of adaptation and mitigated options (IPCC, 2018) [4]. However, rapid population growth, economy expansion and unplanned urbanization negatively affect land uses and river discharges in many watershed (Wang et al., 2012) [15].

Many previous researches show how future greenhouse gas emission has effect on climate change and its consequences on water cycle and stream discharge (Men et al., 2019; Shrestha et al., 2018) [8,12]. These studies used hydrological modelling to evaluate and investigate surface runoff and base flow considering different representative concentration pathway (RCPs). Shrestha et al., (2018) [12] found that climate change has also impact on water quantity and quality in the Songkhram River Basin, Thailand. Shrestha (2014) [11] evaluated climate change impact to inflow to Ubolratana dam in Northeast of Thailand. The projected maximum and minimum temperatures are increased with the global warming trend. Moreover, increasing rainfall in the

future will result in higher vulnerability, exposure, risk in river floodplain areas. Tachikawa et al., (2013) [13] analyzed impact on water resources in the 21st century using a distributed precipitation-runoff modeling with future precipitation and evapotranspiration for the Upper Pasak river basin, Thailand. It was found that over the century from September to July, the annual river flow slightly decreased. The above-mentioned studies clearly indicated that future climate change has a large impact on streamflow and reservoir inflow. The changes in precipitation, temperature and evaporation volumes have significant influence on surface runoff and streamflow discharge. However, Tachikawa et al. (2013) only considered a single regional climate model and a rainfall-runoff model in their study.

The main objective of this study is to predict the annual inflow discharge to Pasak Jolasid reservoir using three climate projections under two representative concentration pathways (RCP4.5 and 8.5). The sub-objectives of this study are; (i) investigative downscaling climate prediction in the 21st century using linear bias correction process with past weather data; (ii) calibration and verification of hydrologic model (HEC-HMS) on stream flow and discharges; (iii) evaluative inflow of Pasak Jolasid reservoir with the predicted precipitation and temperature from the average of three regional climate models.

2. Study Area and Data Collection

2.1 Description of Study Area

The Pasak River Basin (PRB) is a sub-watershed of the greater Chao Phraya River located between north and middle regions of Thailand, originated from Loei-Phetchabun ranges (Tachikawa et al., 2013) [13]. Its watershed covers 15,625 square kilometers and the river length is over 400 kilometer long in north-south direction that pass through 7 provinces, namely Loei, Phetchabun, Chaiyaphum, Saraburi, Lopburi, Nakhon Ratchasima and Phra Nakhon Si Ayutthaya. Its watershed topography is approximately 70% undulating, 20% steep slope and 10% hill slope areas, respectively. Pasak River lies in tropical climate zone. The minimum and maximum annual temperatures are 17.3-36.6 °C and the average annual precipitation is 1,122.6 mm. The Pasak Jolasid Dam is located at 14° 39′N, 101° 04′E, after the confluence point of Pasak River and Lom Santi channel (Manee et al., 2015) [7]. There are large agricultural land and household area that help to absorb flood volume and reduce flood problems in the middle part of the greater Chao Phraya River Basin during rainy season. A small hydropower plant was installed at the Dam for hydropower generation. This study focuses on the upstream part of the Pasak Jolasid Dam which covers 7 sub-basins as shown in figure 1.

2.2 Data Collection

The data were collected from various organizations such as Royal irrigation Department and Thai Meteorological Department at the stations in the river basin and nearby. The data on physical characteristics and parameters of watershed are elevation, soil and land cover, etc. The meteo-hydrological data such as rainfall, temperatures and streamflow were used for climate bias correction and hydrological modelling. For main inputs for climate change projection, the ACCESS-CSRO-CCAM, CNRM-CM5-CSIRO-CCAM, MPI-ESM-CSIRO-CCAM with resolution 0.50 degree under RCP4.5 and 8.5 were downscaled to predict atmospheric parameters such as precipitation, air maximum and minimum temperatures. All of those parameters were on daily units only.

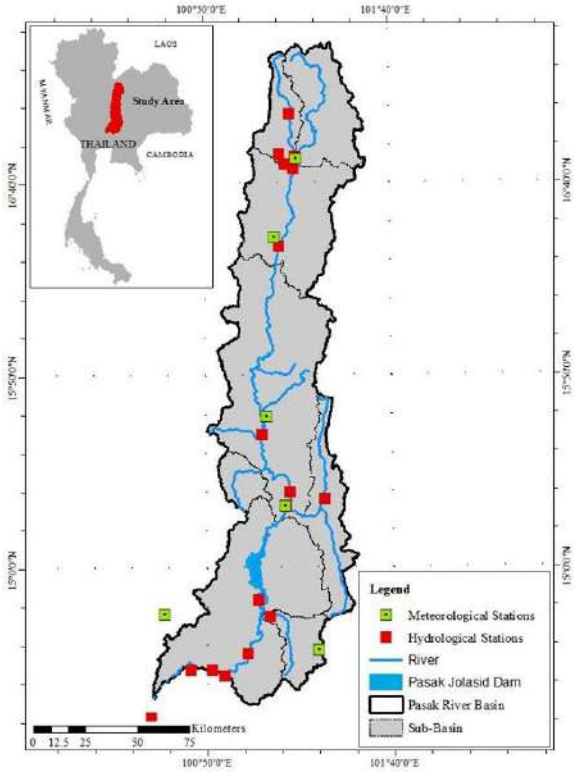


Fig. 1 Location of study area in the Pasak River Basin (PRB)

3. Research Methodology

The study can be described in three steps as shown in Figure 2 as following: Step 1) downscaling climate parameters of RCMs, Step 2) calibration and validation of rainfall-runoff modelling and Step 3) projection of future inflow discharge to the Pasak

reservoir. The first step is the simulation of climate characteristics from three different RCMs in the same scale resolution including ACCESS-CSRO-CCAM, CNRM-CM5-CSIRO-CCAM, MPI-ESM-CSIRO-CCAM. All computed precipitation, maximum and minimum temperatures from the selected RCMs for the period 1970-2010 were used for comparison and correction with the base data at each weather station using linear bias correction model (Buytaert, 2010) [11]. With climate projection, the three RCPs generated the average future climate trend under the expected future greenhouse gas emission, especially RCP4.5 and 8.5. In the second step, HEC-HMS was calibrated and validated using input rainfall in computing inflow to the Pasak Jolasid reservoir for the period 2007 until 2017. The model performance was evaluated using statistical indices namely Nash-Sutcliffe coefficient (NSE), the coefficient of determination (R^2), Root Mean Square Error (RMSE) and Percent Bias (PBIAS). The third (last) step was to investigate all results from steps 1 and 2 to predict the inflow to Pasak Jolasid reservoir in the 21st century. The results were presented by the comparison of the past observed data and the inflow projection in three different time periods during 2020s (2011-2040), 2050s (2041-2070), and 2080s (2071-2100) respectively.

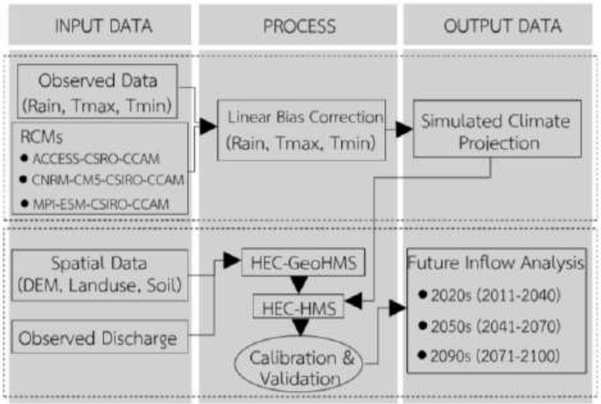


Fig. 2 Overall Methodology in the study

3.1 Downscaling methods

Linear scaling (LS) is the perfect matching month average of corrected values and observed measurement data (Babur et al., 2016; Lee et al., 2016; Manee et al., 2015; Nyunt et al., 2017; Shrestha et al., 2018) [1,6,7,9,12]. RCMs include climate characteristics with finer resolutions for several regional intersections. The Pasak river basin covers approximately 19 intersects which are insufficient and inaccurate. To increase the precision, all climate characteristics from multi RCMs per each grid were corrected using bias correction process and checked with described sensitivity parameters including standard deviation (SD) and mean to check dispersion and central tendency of data. The corrected historical and simulated temperatures from each RCMs were applied with equations 1 and 2, respectively to investigate both maximum and minimum daily temperatures. Additional, equations 3 and 4 were used for correction of historical and projected average daily precipitation (Shrestha, 2018) [12].

Temperature correction equations:

$$T'_{his,d} = T_{his,d} + [\mu_m \cdot T_{obs,d} - \mu_m \cdot T_{his,d}] \quad (1)$$

$$T'_{sim,d} = T_{sim,d} + [\mu_m \cdot T_{obs,d} - \mu_m \cdot T_{his,d}] \quad (2)$$

Precipitation correction equations:

$$P'_{his,d} = P_{his,d} \left[\frac{\mu_m \cdot P_{obs,d}}{\mu_m \cdot P_{his,d}}\right] \quad (3)$$

$$P'_{sim,d} = P_{sim,d} \left[\frac{\mu_m \cdot P_{obs,d}}{\mu_m \cdot P_{his,d}}\right] \quad (4)$$

Where, P is precipitation, T is temperature, d is daily unit, μ_m is long term monthly unit, obs is observed data, his and sim are historical and simulated RCMs data and ' is corrected value.

3.2 Hydrological Modelling

HEC-HMS (US Army Corps of Engineering, 2017) [14] simulated hydrologic process from precipitation to river runoff for watershed that has six components related watershed and meteorological data, i.e., meteorological, water losses, direct runoff, base flow, flow routing and reservoir models. It can also analyze river sediment transport and water quality. The study used HEC-HMS version 4.2.1 to transform rainfall to runoff discharge.

3.2.1 Model Setup

HEC-GeoHMS is the extension of HEC-HMS modeling to delineate hydrological element including sub-basin, river network, sink and diversion which used digital elevation model (DEM) with ArcGIS program. The result from HEC-GeoHMS is input into HEC-HMS which is the base model. In infiltration loss method, land cover and land soil type are considered in selecting SCS curve number and impervious area percentage. A simple canopy equation is used considering water surface detention in each sub-basin. For surface runoff analysis, Clark unit hydrograph formula is used for simulation of surface runoff given time of concentration and storage coefficient. Constant monthly base flow is applied to determine river base flow for every month. For the input precipitation, the weights per sub-basin were generated

from Thiessen polygon modification method to find gages weights at each weather station. The HEC-HMS model computed results were compared with daily historical runoff data to check the model accuracy. This process is known calibration and validation. The model was calibrated and validated from 2007 until 2017. The model performance in calibration and validation was evaluated by using standard statistical performance indices and in some cases model parameter adjustment to improve its performance is required to meet the required accuracy. After validation, the HEC-HMS model was used to predict future inflow discharge to the Pasak Jolasid reservoir under climate change conditions. These conditions were given in terms of daily precipitation, maximum and minimum temperatures created from the average of three RCMs under RCP4.5 and 8.5.

4. Result and Discussion

4.1 Downscaling and Climate Change Projection

Future climate was analyzed on two climate characteristics, especially, temperatures (Tmax and Tmin) and precipitation from three regional climate models (ACCESS-CSRO-CCAM, CNRM-CM5-CSIRO-CCAM, MPI-ESM-CSIRO-CCAM); with two recent emission scenarios (RCP 4.5 and 8.5). Those characteristics during 1970-2010 were compared with baseline data from 6 meteorological stations, namely 327202, 379201, 379401, 426201, 426401 and 431301 as shown in Figure 1. This is to correct and evaluate for future climate prediction in the 21st century using linear bias correction method. The results were calculated in terms of absolute percentage change for the three periods (2020s, 2050s and 2080s). Therefore, the standard deviation (SD) and mean were calculated to correct the bias data against the historical data as shown Table 1. The table presented the model performance of the previous three decades using linear bias correction method.

All three corrected RCMs data be equal to baseline trend for six weather station in PRB. In statistical, the whole average precipitations were quietly equaled on three RCMs that means rainfall data nearby central tendency values. Standard deviation was selected to measure data dispersion. The SD volume of precipitation and maximum temperature from raw, ACCESS, CNRM and MPI close to historical data. Except, the double SD volume of minimum temperatures on ACCESS, CNRM and MPI for total stations comparing with raw data.

Table 1 Performance of climate downscaling method (analysis only for ACCESS-CSRO-CCAM, CNRM-CM5-CSIRO-CCAM, MPI-ESM-CSIRO-CCAM).

Station ID	Precipitation		Maximum Temperature		Minimum Temperature	
	Mean (mm)	SD (mm)	Mean (mm)	SD (mm)	Mean (mm)	SD (mm)
327202						
Historical	3.13	9.65	32.06	7.36	21.45	5.63
ACCESS	3.38	8.68	31.88	8.12	21.27	8.01
CNRM	3.54	8.24	31.89	8.14	21.27	8.01
MPI	3.33	7.46	31.89	8.13	21.27	8.03
379201						
Historical	2.94	8.70	32.75	5.33	21.63	4.52
ACCESS	3.26	8.90	32.57	8.18	21.45	8.08
CNRM	3.18	8.78	32.57	8.19	21.45	8.07
MPI	3.22	7.66	32.57	8.18	21.45	8.09
379401						
Historical	2.81	8.44	32.46	5.01	21.43	4.33
ACCESS	3.29	10.54	32.28	8.14	21.25	8.06
CNRM	3.25	9.78	32.28	8.15	21.25	8.05
MPI	3.02	10.61	32.46	8.08	21.43	7.94
426201						
Historical	3.03	9.56	32.87	5.61	22.81	5.10
ACCESS	3.24	9.29	32.69	8.15	22.63	7.75
CNRM	3.29	6.55	32.70	8.16	22.63	7.76
MPI	3.14	7.81	32.70	8.16	22.63	7.77
426401						
Historical	2.95	9.54	31.97	7.80	21.72	4.61
ACCESS	3.25	9.53	31.80	8.17	21.54	8.00
CNRM	3.27	7.66	31.80	8.18	21.54	8.00
MPI	3.17	9.83	31.80	8.18	21.54	8.01
431301						
Historical	2.94	8.72	30.50	5.74	19.77	4.48
ACCESS	3.09	10.86	30.32	8.08	19.60	8.03
CNRM	3.25	9.89	30.32	8.09	19.60	8.04
MPI	2.92	8.03	30.32	8.08	19.60	8.05

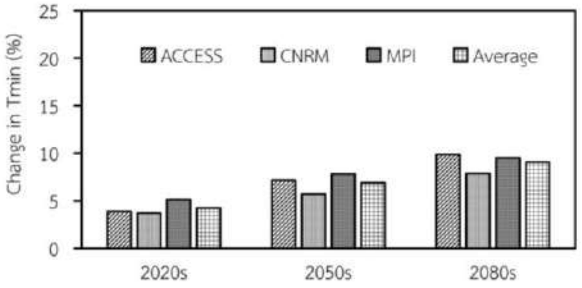
The MPI RCP has highest accuracy and precision over both RCMs (ACCESS and CNRM), especially, mean and SD of 431301 station equivalent previous data. Additional, some ACCESS and MPI precipitation standard deviation volumes including station 379401 and 401301 were higher than baseline. The study was used average from three future bias corrected rainfall, maximum and minimum temperature to be major input for rainfall-runoff model. Wherefore, this will increase data accuracy and average variances of all RCMs sources.

Future climate projection was analyzed until the 21st century which is separated into three periods namely, 2020s (2011-2040), 2050s (2041-2070), and 2080s (2071-2100) referring to near, middle and far future. The baseline average precipitation, Tmax and Tmin at station 379401 (Lom Sak, Phetchabun province) is 1,168 mm, 32.45°C and 21.43°C, respectively. The climate projection result showed that temperature will slightly increase approximate 2°C and precipitation rate will gradually reduce to 0.5 mm per year. Future maximum and minimum temperature trends from the average three RCMs were increased from 32.45 to 34.67°C and 21.43 to 23.37°C (RCP4.5), from 32.45 to 36.15°C and from 21.43 to 24.77°C (RCP8.5). The average precipitation was reduced from 1,168 to 1068.16 and 975.70 mm under RCP4.5 and RCP8.5 respectively.

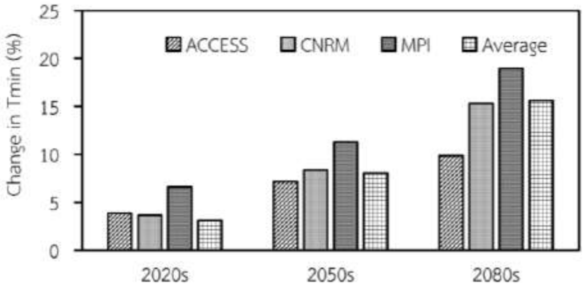
Percentage of change for Tmin, Tmax and precipitation tend to increase in every period of time. Maximum and minimum temperatures of MPI and ACCESS are highest and lowest over mean for three periods. Its changes in 2080s are about 10 and 15 % for RCP 4.5 and 8.5 as shown in Figure 3. Whereas, future average annual precipitation was dropped close to -10 and -15 % (RCP4.5 and 8.5) during the 21st century. Lowest rainfall changing for both RCPs is CNRM RCM. Moreover, the ACCESS RCM precipitation from 2011 to 2040 for RCP4.5 was increased more than 8% that is different with other RCMs.

4.2 Calibration and Validation of Hydrological Model

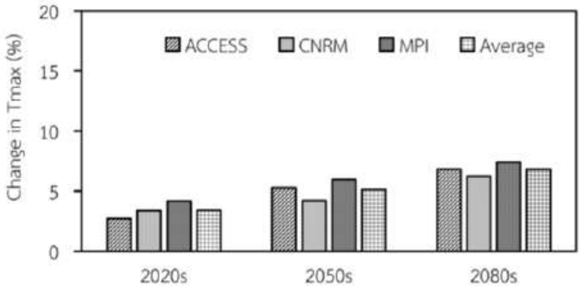
The HEC-HMS modeling was calibrated and validated for daily streamflow discharge at hydrological station S.39 (Chai Badan district, Lop Buri province) located near to the inlet point of Pasak Jolasid reservoir. The described performance parameters include 5 indicators namely, root mean square error (RMSE), coefficient of determination (R^2), Nash-Sutcliffe efficiency (NSE), Percent Bias



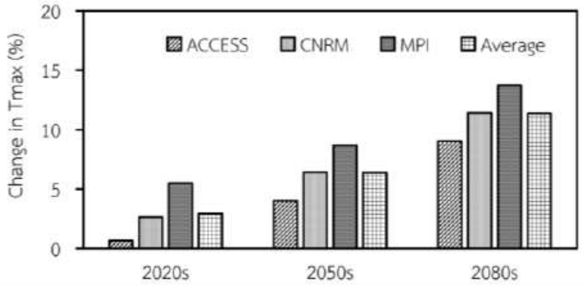
(a) RCP4.5



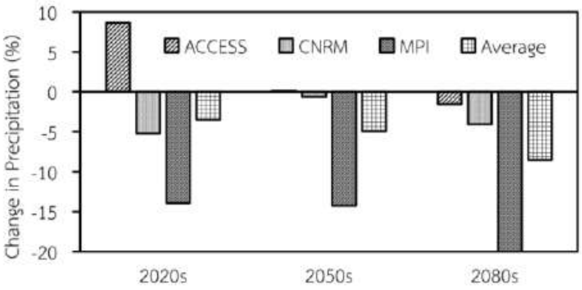
(b) RCP8.5



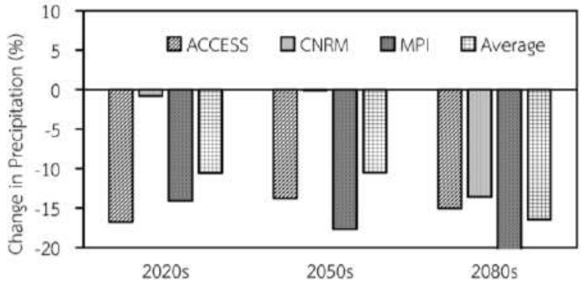
(a) RCP4.5



(b) RCP8.5



(a) RCP4.5



(b) RCP8.5

Fig. 3 Absolute change in minimum temperature (top), minimum temperature (middle) and precipitation (bottom) at station 379401

(PBIAS) and Volume ratio (Vr) for both calibration and validation periods (2007-2008 and 2012-2015, respectively) to check and improve accuracy of the model. Those indicators were selected following previous studies (Shrestha, 2018; Babur, 2016) [3, 4] that are very suitable for rainfall-runoff model (HEC-HMS).

In Table 2, the statistical results shown that the agreement between observed and simulated daily inflow discharge are: R^2 = 0.79, RMSE = 14.17, NSE = 0.78, PBIAS = 34.09, Vr = 0.99 for calibration and R^2 = 0.83, RMSE = 11.05, NSE = 0.81, PBIAS = 34.70, Vr = 0.99, for validation respectively. The model performance is high in accuracy with low dispersion and high data central tendency. To consider acceptable modeling, the volume ration is very strong (value closed to 1) that means summation of the predicted is the same as the observed volume. R^2 shown less variance for both durations that confirmed the reliability of this model for future prediction with different global greenhouse gas emission scenarios.

Table 2 Performance of hydrological modelling (HEC-HMS).

Period	Duration	R^2	RMSE	NSE	PBIAS	V_r
Calibration	2007-2008	0.79	14.17	0.78	34.09	0.99
Validation	2012-2015	0.83	11.05	0.81	34.70	0.99

The graphs of the historical and simulated water discharges from HEC-HMS are shown in figure 4. Calibration was analyzed for two years from 2007 to 2008 and validation for four years from 2012 to 2015. The predicted trend was similar to that of the baseline for all peak and low discharge durations. Especially, the observed and simulated peak flow discharges in 2007 and 2013 are 806.00, 779.100 and 356.25, 323.04 CMS, respectively. In drought season (February- May), the observed and computed base flows are both less than 10 CMS. For example, in 2012 the difference between the observed and computed base flows during dry season is only 4.49 %.

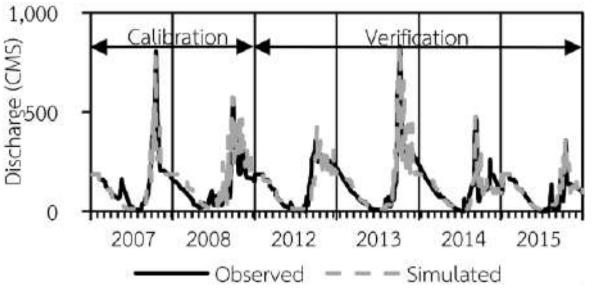


Fig. 4 Calibration and validation of Inflow discharge results at hydrological station (S.39) from HEC-HMS model

4.3 Runoff Simulation Results under Future Climate Projection

Future climate change has impacts on change in precipitation rate and average temperatures and hence inflow discharge to Pasak Jolasid reservoir. The simulated inflows were estimated in three time periods (2020s, 2050s and 2080s) with medium and high greenhouse gas emission, namely RCP4.5 and RCP8.5. Reduction in future precipitation mainly reduces stream discharge. Increasing average temperature lead to higher evaporation rate from water surface. Figure 5 shown annual inflow discharge of baseline and future which can be separated into two scenarios. In both scenarios, the predicted inflows were gradually decreased until the 21st century. In 2020, the expected annual inflow discharges is 1,644.38 and 1,361.09 MCM for RCP4.5 and 8.5. This implies that high greenhouse gas emission results in lower inflow discharge. The peak inflows in 2052, 2065 (RCP4.5) and 2026 (RCP8.5) have over 17,000 MCM per year. In 2090 and 2095, the inflows are expected to be even lower, i.e., 1079.31 and 1,117.73 MCM respectively. Both trends were decreasing with time, despite their visible fluctuations.

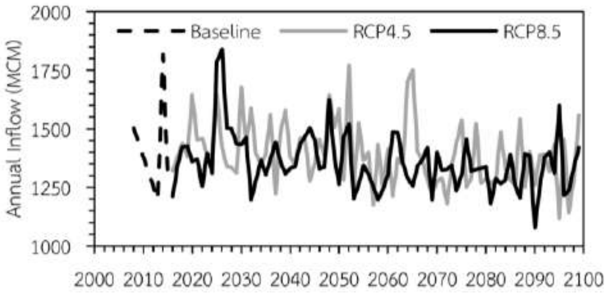


Fig. 5 The trend of past and future annual inflow discharges to Pasak Jolasid Dam

Comparisons of the average predicted inflow with the baseline were assessed under two global greenhouse emissions. The future projected period was delineated to 2020s, 2050s and 2080s to represent average inflow of every 30 years as in Table 3. The annual mean inflow discharge of RCP4.5 is 1,441 MCM in 2020s; 1,409 MCM in 2050s and 1,340 MCM in 2080s respectively. Approximately this is an annual reduction of about 1 MCM per year. For RCP8.5, the mean annual inflow discharge is 1,401 MCM in 2020s, 1361 MCM in 2050s and 1316 MCM in 2080s respectively or annually a reduction of about 0.94 MCM per year. For the period from 2020s to 2080s (a duration of 90 years), the inflow volumes for RCP8.5 during rainy and winter seasons are lower than in the past decade by -1.12 and -0.41 MCM per year whereas

in summer seasons, the inflow volume is higher by 0.59 MCM per year. These results confirm that streamflow will increase in summer seasons and reduce in both rainy and winter seasons. The overall annual discharge will slightly reduce in future depending on global greenhouse gas emission.

Table 3 Average annual inflow discharge with different greenhouse gas emission scenarios at inlet to Pasak Jolasid reservoir.

Season	Average Annual Inflow under Climate Scenarios					
	2020s		2050s		2080s	
RCP	4.5	8.5	4.5	8.5	4.5	8.5
Annual	1,441	1,401	1,409	1,361	1,340	1,316
Summer	182	200	227	206	218	253
Rainy	651	619	600	599	556	519
Winter	608	582	582	556	567	545

Figure 6 shows change in inflow discharge for annual, summer, rainy and winter seasons for the three time periods (2020s, 2050s and 2080s). The annual inflow tends to decrease from -0.61 in 2020s to -7.56% in 2080s for RCP4.5; and -3.39 to -9.21 (RCP8.5) respectively. The inflow decrease in winter season in 2020s, 2050s and 2080s is about -9.52, -13.28, -15.65% for RCP4.5; and -13.36, -17.21, -18.91% for RCP8.5.

5. Conclusion and Recommendation

This study quantifies future global climate impact on inflow discharge to Pasak Jolasid Dam. Future climate changes were simulated using linear bias correction method from different regional climate models under two greenhouse gas emission scenarios (RCP4.5 and RCP8.5). Inflow discharge assessment wascalculated by using hydrological model (HEC-HMS) to simulate transformation of rainfall to stream flow discharge. However, statistical performant of HEC-HMS is high acceptable and accuracy. In future streamflow prediction were investigate from corrected future precipitation, maximum and minimum temperatures to be major input to HEC-HMS model.

Climate change analysis shown that future average temperatures tend to increase approximately 2°C in the 21st century. Future precipitation significantly decreases by -8.55% (RCP4.5) when compared with the baseline and by -16.46% (RCP8.5). These trends lead to significant impacts to future flow with a decrease in volume of about 1 MCM per year in rainy season over the century, 0.46 MCM per year in winter and an increase of about 0.4 MCM per year in summer. The future average annual inflow discharge to the Pasak Jolasid Dam in the 21st century will slightly decrease approximately 1.12 MCM per year for RCP4.5 and 0.94 MCM per year for RCP8.5 or an average of 1.03 MCM per year for both RCPs. The result of this study can be used as a guideline for future planning and management of sustainable water resources and water balance to reduce water shortage and climate change impacts in the Pasak River Basin.

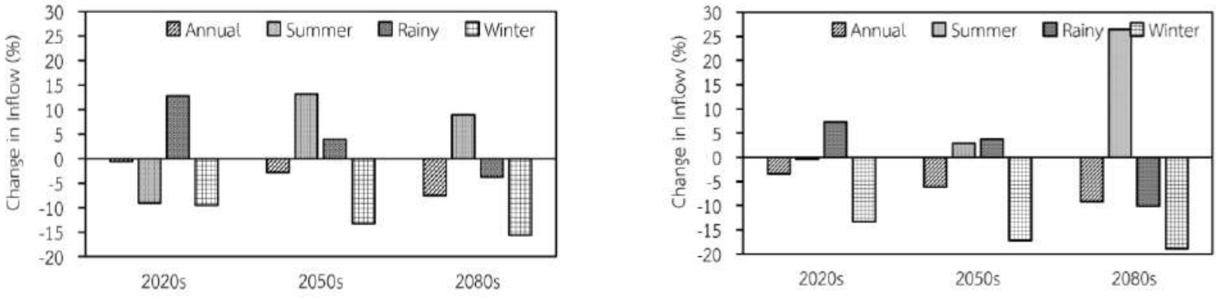
Acknowledgement

This research was supported by faculty of Engineering at Sriracha, Kasetsart University, Sriracha Campus. The authors are very grateful to Thailand Meteorological Department and Royal Irrigation Department in providing the observed data in this study.

References

[1] Babur, M., Babel, M. S., Shrestha, S., Kawasaki, A., and Tripathi, N. K. (2016). The Impact of Climate Change on Reservoir Inflows Using Multi Climate-Model under RCPs' Including Extreme Events - A Case of Mangla Dam, Pakistan, Water, 8(9), pp.389.

[2] Buytaert, W., Vuille, M., Dewulf, A., Urrutia, R., Karmalkar, A., and Célleri, R. (2010). Uncertainties in Climate Change Projections and Regional Downscaling: Implications for Water Resources Management. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, 7(2), pp.1821–1848.



(a) RCP4.5 (b) RCP8.5

Fig. 6 Percentage changing in inflow discharge to Pasak Jolasid Dam on 2020s, 2050s and 2080s

[3] Coulthard, T., Lewin, J., and Macklin, M. (2005). Modelling Differential Catchment Response to Environmental Change. Geomorphology, 69(1-4), pp.222–241.

[4] IPCC. (2018). Summary for Policymakers. In: Global Warming of 1.5°C. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate change, sustainable development, and efforts to eradicate poverty [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, H.-O. Pörtner, D. Roberts, J. Skea, P.R. Shukla, A. Pirani, W. Moufouma-Okia, C. Péan, R. Pidcock, S. Connors, J.B.R. Matthews, Y. Chen, X. Zhou, M.I. Gomis, E. Lonnoy, T. Maycock, M. Tignor, and T. Waterfield (eds.)]. In Press. pp. 5.

[5] Keteklahijani, V. K., Alimohammadi, S., and Fattahi, E. (2019). Predicting Changes in Monthly Stream Flow to Karaj Dam Reservoir, Iran, In Climate Change Condition and Assessing Its Uncertainty. Ain Shams Engineering Journal, 10(4), pp.669–679.

[6] Lee, S.-Y., Hamlet, A. F., and Grossman, E. E. (2016). Impacts of Climate Change on Regulated Streamflow, Hydrologic Extremes, Hydropower Production, and Sediment Discharge in the Skagit River Basin. Northwest Science, 90(1), pp.23–43.

[7] Manee, D., Tachikawa, Y., and Yorozu, K. (2015). Analysis Of Hydrologic Variable Changes Related To Large Scale Reservoir Operation In Thailand. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), 71(4).

[8] Men, B., Liu, H., Tian, W., Wu, Z., and Hui, J. (2019). The Impact of Reservoirs on Runoff under Climate Change: A Case of Nierji Reservoir in China. Water, 11(5), pp.1005.

[9] Nyunt, C. T., and Kawahara, Y. (2017). Assessment Of Reservoir Inflow And Operating Rule Under Climate Change. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), 73(4).

[10] Schulze, R. E. (2000). Modelling Hydrological Responses to Land Use and Climate Change: A Southern African Perspective. AMBIO: A Journal of the Human Environment, 29(1), pp.12–22.

[11] Shrestha, S. (2014). Climate Change Impact on Reservoir Inflows of Ubolratana Dam in Thailand. Climate Change Impacts and Adaptation in Water Resources and Water Use Sectors, pp.25–41.

[12] Shrestha, S., Bhatta, B., Shrestha, M., and Shrestha, P. K. (2018). Integrated assessment of the climate and landuse change impact on hydrology and water quality in the Songkhram River Basin, Thailand. Science of The Total Environment, 643, pp.1610–1622.

[13] Tachikawa, Y., Fujita, Y., Shiiba, M., Yorozu, K., and Kim, S. (2013). Water Resource Projection at the Pasak River Basin in Thailand under a Changing Climate. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), 69(4).

[14] U.S. Army Corps of Engineers, (2017).Hydrology modelling system HEC-HMS, Version 4.2.1. Retrieved from http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Release Notes421.pdf

[15] Wang, J., Ishidaira, H., and Xu, Z. (2012). Effects of Climate Change and Human Activities on Inflow into the Hoabinh Reservoir in the Red River Basin. Procedia Environmental Sciences, 13, pp.1688–1698.

[16] Xu, H., and Luo, Y. (2015). Climate Change and Its Impacts on River Discharge in Two Climate Regions in China. Hydrology and Earth System Sciences, 19(11), pp.4609–4618.

[17] Zhao, F., Xu, Z., Zhang, L., and Zuo, D. (2009). Streamflow Response to Climate Variability and Human Activities in the Upper Catchment of the Yellow River Basin. Science in China Series E: Technological Sciences, 52(11), pp.3249–3256.

การศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี
Study on the Efficiency of Chantaburi Flood Alleviation Project

เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา[1*] ชัยวัฒน์ เอกวัฒน์พานิชย์[2] อลงกต ไชยอุปละ[3] และ จักรพันธุ์ วงษ์พา[4]

[1,3,4] สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี จ.จันทบุรี
[2]ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี กทม
**Corresponding author; E-mail address: kriangkrai.t@rbru.ac.th*

บทคัดย่อ

การศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี โดยวิเคราะห์ข้อมูลจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งทำการวิเคราะห์ตั้งแต่สถานีวัดน้ำ Z.14 สถานีวัดน้ำ Z.13 อ.มะขาม จ.จันทบุรี จนถึงปากแม่น้ำจันทบุรี อ.เมือง จ.จันทบุรี ซึ่งทำการปรับเทียบแบบจำลอง 2 ส่วนคือ แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า และแบบจำลองชลศาสตร์ ซึ่งผลการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า ได้ค่าพารามิเตอร์ U_{max} = 10.-19.1 มม., L_{max} = 101-104 มม., CQOF = 0.38-0.87 ชม., CKIF = 213.6-214.9, CK1,2 = 16.4, TOF = 0.42-0.51, TIF = 0.15-0.24, TG = 0.9 และ CKBF = 3901 มีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในระหว่าง 0.89-0.92 และแบบจำลองชลศาสตร์มีค่า Manning's M เท่ากับ 20-22 และผลการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์มีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในช่วง 0.79-0.92 จากนั้นนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไปประยุกต์วิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี จากข้อมูลอุทกภัยปี พ.ศ.2542 และมีการผันน้ำที่อัตราการไหลเท่ากับ 300 ลบ.ม./วินาที และเมื่อศึกษาการวิเคราะห์ข้อมูลปริมาณฝนเพิ่มขึ้นจากข้อมูลปี พ.ศ. 2542 ร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 จากผลการศึกษาพบว่าโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี สามารถบรรเทาอุทกภัยในปี พ.ศ.2542 ซึ่งเป็นพื้นที่ประสบกับอุทกภัยที่รุนแรง ได้อย่างมีประสิทธิภาพ และเมื่อข้อมูลปริมาณฝนเพิ่มขึ้นจากข้อมูลปี พ.ศ.2542 อีกร้อยละ 50 จะทำให้เกิดอุทกภัยในพื้นที่อำเภอเมืองจันทบุรี

คำสำคัญ: น้ำท่วม, ลุ่มน้ำจันทบุรี, บรรเทาอุทกภัย, ปริมาณฝน

Abstract

This research aimed at study the efficiency of flood alleviation project in Chanthaburi by mathematical model analysis. The analysis was carried out in an area of runoff stations Z.13 to Z.14 (Makham district, Chanthaburi province to Chanthaburi river estuary, Mueang district, Chanthaburi province) with calibration of the model with 2 parts: the rainfall-runoff model and the hydrodynamic model. The results for calibration and verification of the rainwater-runoff mathematical model provided values were as follows: The calibration parameter Umax = 10.1-19.1mm., Lmax = 101-104 mm., CQOF = 0.38-0.8hr., CKIF = 213.6-214.9, CK1,2 = 16.4, TOF = 0.42-0.51, TIF = 0.15-0.24, TG = 0.9 and CKBF = 3901 with the index of acceptance (IA) in range of 0.89-0.92. The Manning's M value, was determined from the hydraulic model, was 20-22 with the index of acceptance (IA) in range of 0.79-0.92. Then, this mathematical model was applied to analyze the efficiency of Chanthaburi flood alleviation project. The flooding data in 1999 and water diversion at the flow rate of 300 m3/s were used for analysis. The amounts of rainfall increasing from the data in 1999 with 25, 50, 75 and 100 % were investigated. The results indicated that Chanthaburi flood alleviation project had been operated efficiently in 1999 and the increment of rainfall with 50 % of data in 1999 would cause flooding in Chanthaburi city.

Keywords: flood, Chanthaburi basin, flood protection, rianfall

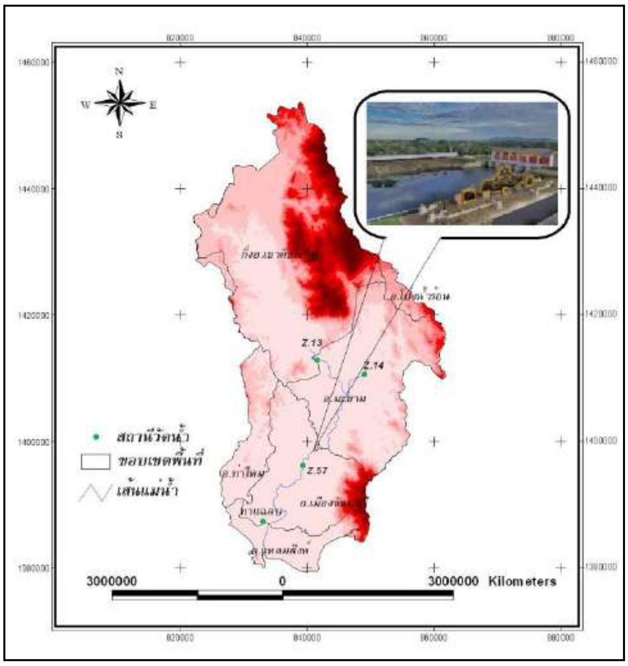
คำนำ

ลุ่มน้ำจันทบุรี (รูปที่ 1) เป็นลุ่มน้ำประสบปัญหาน้ำท่วมเป็นประจำ โดยในปี 2542 เกิดอุทกภัยครั้งร้ายแรงที่สุดพื้นที่ตัวเมืองจันทบุรี ซึ่งเป็นพื้นที่เศรษฐกิจที่สำคัญของจังหวัด สร้างความเสียหายแก่จังหวัดจันทบุรีประมาณ 2,118.67 ล้านบาท จากปัญหาดังกล่าวกรมชลประทานร่วมกับหน่วยงานที่เกี่ยวข้องจัดทำโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี แบ่งเป็น 2 ระยะ คือ แผนระยะเร่งด่วน เป็นงานขุดลอกแม่น้ำจันทบุรีและคลอง เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการระบายน้ำออกสู่ทะเลให้เร็วและแผนระยะที่ 2 เป็นงานขุดคลองผันน้ำใหม่ เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพการระบายน้ำให้ปริมาณน้ำส่วนเกินระบายออกสู่ทะเลได้ทัน ปัจจุบันโครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรีมีการใช้งานเพื่อป้องกันอุทกภัยในพื้นที่ตัวเมืองจันทบุรี

จากสภาวะการเปลี่ยนแปลงสภาพภูมิอากาศที่ได้ส่งผลกระทบต่อประเทศไทยทำให้เกิดลมพายุที่ถี่ขึ้นทั้งจากทะเลจีนใต้และมหาสมุทรแปซิฟิก ทำให้ปริมาณน้ำฝนในพื้นที่เพิ่มขึ้นและอาจมีแนวโน้มที่จะมีความรุนแรงมากขึ้นทางด้านปริมาณน้ำที่เพิ่มขึ้นส่งผลต่อการระบายน้ำเพื่อป้องกันน้ำท่วมใน

พื้นที่ตัวเมืองจันทบุรี และจะส่งผลให้ปริมาณที่ระบายผ่านขุดคลองผันน้ำสายใหม่ที่ออกสู่ทะเลมีมากขึ้นเกิดปัญหาอุทกภัยไปด้วย ในการบรรเทาปัญหาอุทกภัยจึงต้องการวิเคราะห์ประสิทธิภาพการป้องกัน และบรรเทาปัญหาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี เพื่อทำให้ประชาชนได้รับผลกระทบทั้งทางด้านร่างกาย จิตใจ สังคม และเศรษฐกิจให้น้อยที่สุด

ดังนั้นผู้วิจัยจึงมีความสนใจที่จะศึกษาประสิทธิภาพการป้องกันและบรรเทาปัญหาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัย ในเขตตัวเมืองจันทบุรี โดยการจัดทำฐานข้อมูลอุทกภัยในจังหวัดจันทบุรี ฐานข้อมูลอุตุ-อุทกวิทยา และประสิทธิภาพการป้องกันและบรรเทาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี เพื่อเป็นข้อมูลในการบริหารจัดการปัญหาอุทกภัยในจังหวัดจันทบุรี



รูปที่ 1 แสดงขอบเขตพื้นที่ศึกษา

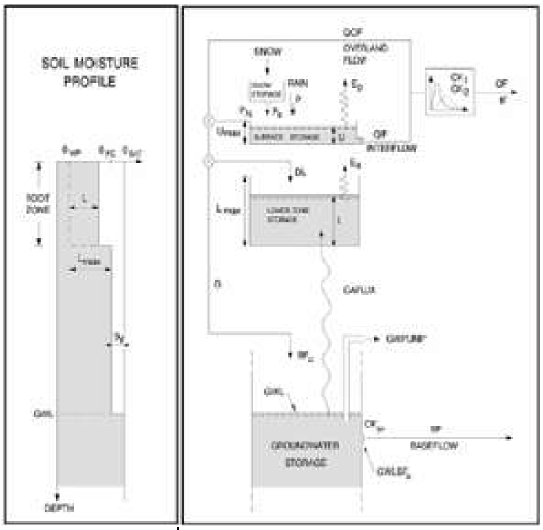
1. ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

1.1 แบบจำลองคณิตศาสตร์ MIKE11

ในการศึกษาได้ใช้แบบจำลอง MIKE11 ซึ่งเป็นแบบจำลองคณิตศาสตร์ทางด้านชลศาสตร์ สามารถจำลองสภาพการไหลในลำน้ำชนิด 1 มิติ แบบจำลอง MIKE11 ที่ใช้ในการศึกษาครั้งนี้แบ่งออกเป็น 2 แบบจำลองย่อย ดังนี้

3.2.1 แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า (Rainfall-Runoff Model)

แบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า เป็นส่วนหนึ่งของแบบจำลอง MIKE11 เป็นแบบจำลองหนึ่งมิติ สามารถจำลองกระบวนการเกิดน้ำท่าจากน้ำฝน จัดอยู่ในแบบจำลองประเภท Lumped Model สำหรับโครงสร้างของแบบจำลองแสดงในรูปที่ 2 โดยลักษณะของพื้นที่ลุ่มน้ำซึ่งปริมาณน้ำจะถูกแบ่งไปเก็บกักไว้ในส่วนของการเก็บกัก 4 ส่วน [1]



รูปที่ 2 โครงสร้างของแบบจำลอง

3.2.2 แบบจำลองชลศาสตร์ (Hydrodynamic Module)

แบบจำลองนี้สามารถจำลองสภาพการไหลในแม่น้ำ โดยมีสมการพื้นฐาน 2 สมการคือ สมการความต่อเนื่องดังแสดงในสมการที่ 1 และสมการโมเมนตัม ดังแสดงในสมการที่ 2

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=q \qquad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial\left(\alpha\frac{Q^2}{A}\right)}{\partial x}+gA\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{ngQ|Q|}{AR^{\frac{2}{3}}}=0 \qquad (2)$$

โดยที่ Q,q = อัตราการไหล (ลบ.ม./วินาที)

A = พื้นที่หน้าตัดของการไหล (ตารางเมตร)

α = ค่าสัมประสิทธิ์ปรับแก้โมเมนตัม,

M = ค่าสัมประสิทธิ์ของ Manning M

x = ระยะทาง (เมตร)

1.2 สภาพปัญหาการเกิดอุทกภัยและความเสียหาย

เหตุการณ์อุทกภัยครั้งรุนแรงที่สุดในลุ่มน้ำจันทบุรี ได้แก่ ปี พ.ศ.2542, 2544, และ2549 สร้างความเสียหายให้แก่ประชาชน ทั้งภาคธุรกิจ และเกษตรกรรม รวมทั้งส่วนราชการและสาธารณูปโภค โดยเฉพาะพื้นที่ตัวเมืองจันทบุรี ซึ่งเป็นพื้นที่เศรษฐกิจที่สำคัญ ได้แก่ เทศบาลตำบลจันทนิมิตทั้งหมด เขตเทศบาลเมืองจันทบุรี และเขตเทศบาลเมืองท่าช้างบางส่วน ทำให้เกิดอุทกภัยท่วมพื้นที่เป็นระยะเวลาประมาณ 5-6 วัน อย่างไรก็ตามระดับน้ำท่วมโดยเฉพาะในเขตเทศบาลเมืองจันทบุรี จะมีลักษณะเอ่อล้นจากลำน้ำค่อนข้างเร็วแต่จะใช้เวลาไม่นานนักระดับน้ำก็จะลดลง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับสภาพน้ำทะเลหนุนด้วย

ข้อมูลระดับน้ำสูงสุดของแม่น้ำจันทบุรีบริเวณหน้าฝายยางจันทบุรีที่เป็นจุดพิจารณาในการเกิดอุทกภัยเมืองจันทบุรีในช่วงเหตุการณ์อุทกภัย ปี พ.ศ.2542, 2544 และ2549 สรุปได้ดังตารางที่ 1 จากข้อมูลดังกล่าวพอสรุปได้ว่าตัวเมืองจันทบุรีจะเกิดสภาวะน้ำท่วมเมื่อระดับน้ำแม่น้ำจันทบุรีที่ฝายยางจันทบุรี สูงกว่าระดับ 5.10 ม. (หรือระดับ +3.70 ม.รทก.) ซึ่งสร้างความเสียหายรุนแรงที่สุดเกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2542 ครอบคลุมทั้งพื้นที่ 3 อำเภอ 1 กิ่งอำเภอ 22 ตำบล 128 หมู่บ้าน ส่งผลให้ประชากรเดือดร้อนประมาณ 85,000 คน คิดเป็นมูลค่าความเสียหายรวมกว่า 2,000 ล้านบาท สำหรับความเสียหายจากอุทกภัยรองลงมาได้แก่ ปี 2544 และ 2549 โดยความเสียหายที่เกิดขึ้นทางธุรกิจส่วนใหญ่นั้นจะอยู่ในเขตอำเภอเมืองจันทบุรี เมื่อพิจารณาความเสียหายที่เกิดขึ้นเฉพาะในเขตตัวเมืองจันทบุรีนั้น มีความเสียหายกว่า 2,000 ล้านบาท ในปี 2542 และอีกกว่า 300 ล้านบาท ในปี 2544 ซึ่งคิดเป็นสัดส่วนกว่าร้อยละ 90 ของทั้งลุ่มน้ำ นอกจากความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อทรัพย์สินและธุรกิจแล้ว ยังส่งผลกระทบต่อจิตใจและขวัญของประชาชนในพื้นที่เป็นอย่างมากอีกด้วย

ตารางที่ 1 แสดงข้อมูลระดับน้ำสูงสุดของแม่น้ำจันทบุรีบริเวณหน้าฝายยางจันทบุรี [2]

ปีที่เกิดอุทกภัย	ระดับน้ำสูงสุด (ม.รทก.)	ระยะเวลาน้ำท่วม (วัน)
1 ส.ค. 2542	+5.70	5
10 ก.ค. 2544	+4.95	4
7 ต.ค. 2549	+5.52	9

1.3 โครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรี

โครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรีเป็นแผนงานที่นำเสนอให้ดำเนินการอย่างเร่งด่วนซึ่งประกอบด้วย การขุดคลองผันน้ำสายใหม่จากแม่น้ำจันทบุรี ต่อเนื่องกับการขุดคลองข่าตอนล่างช่วงที่อยู่ในทุ่งสระบาปคลองเชื่อม จนถึงคลองอ่าง แต่มีขนาดคลองที่ใหญ่กว่า รวมทั้งต้องมีการก่อสร้างประตูระบายน้ำเพิ่มเติม ที่ปากคลองผันน้ำ ขยายประตูระบายน้ำคลองอ่างที่กำลังจะดำเนินการก่อสร้าง ก่อสร้างประตูระบายน้ำและสถานีสูบน้ำบริเวณสะพานคลองตะเคียนตลอดจนการก่อสร้างหรือขยายสะพานเพื่อไม่ให้กีดขวางทางน้ำ และประตูขนาดเล็กเพื่อรับน้ำเข้าคลองและระบายออกจากคลองผันน้ำสายใหม่ ดังแสดงในรูปที่ 3 [2]

รูปที่ 3 คลองผันน้ำภักดีรำไรของโครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรี [2]

รูปที่ 3 คลองผันน้ำภักดีรำไรของโครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรี [2] (ต่อ)

1.4 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

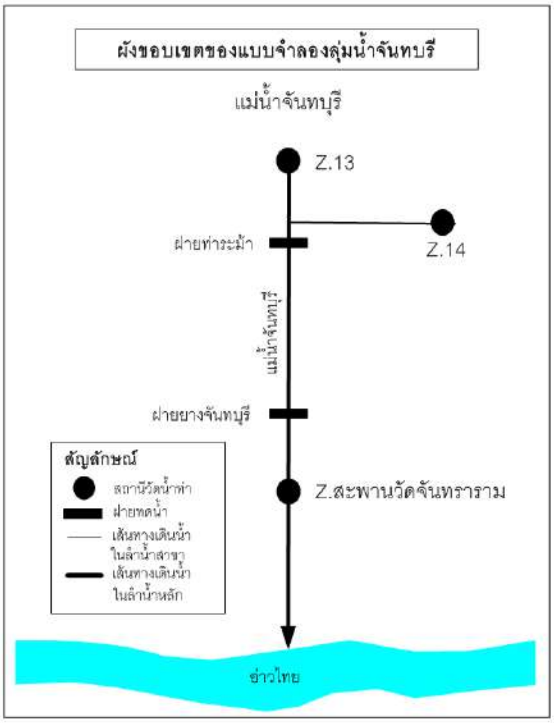
เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา และคณะ [3] ศึกษาการประเมินค่าการเสียหายจากอุทกภัยในจังหวัดจันทบุรี โดยรวบรวมข้อมูลการเสียหายจากอุทกภัยในจังหวัดจันทบุรีในปีที่เกิดอุทกภัย และวิเคราะห์ระดับน้ำท่วมในรอบปีต่างๆ จากนั้นวิเคราะห์ความสัมพันธ์ระดับน้ำท่วมสูงสุดกับมูลค่าความเสียหายที่เกิดขึ้นในจังหวัดจันทบุรี

ธีรวุฒิ พงษ์จันทร์ และอุมา สีบุญเรือง [4] การศึกษาแนวทางแก้ไขปัญหาอุทกภัยในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดสุโขทัย ด้วยการวางแผนระบบคลองผันน้ำเข้าสู่พื้นที่กักเก็บน้ำ (แก้มลิง) จากแม่น้ำในฤดูน้ำหลากในบริเวณพื้นที่ก่อนถึงตัวเมืองสุโขทัย โดยมีการวิเคราะห์การไหลในลำน้ำด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ และการวิเคราะห์ข้อมูลอัตราการเพื่อหาคาบอุบัติการณ์ไหลสูงสุดที่คาบเวลาต่างๆ ในการกำหนดค่าที่เหมาะสมของขนาดของคลองผันน้ำและพื้นที่กักเก็บน้ำ ให้มีศักยภาพในการรองรับการระบายน้ำส่วนที่ เกินจากขีดความสามารถการระบายน้ำของแม่น้ำยมในช่วงที่ไหลผ่านตัวเมืองสุโขทัย โดยที่ปัจจุบันลำน้ำยมมีความสามารถในการระบายน้ำได้สูงสุดที่ 520 ลบ.ม./วินาที และเมื่อนำข้อมูลอัตราการไหลมาทำการวิเคราะห์การกระจายแบบกัมเบล จะพบว่าคาบอุบัติซ้ำรอบ 20 ปี มีสถานีวัดน้ำ Y.4 (ต.ธานี อ.เมืองสุโขทัย) จะมีอัตราการไหลที่ 863.31 ลบ.ม./วินาที ซึ่งการออกแบบคลองผันน้ำให้มีความสามารถในการระบายน้ำส่วนเกิน 350 ลบ.ม./วินาที จะสามารถบรรเทาปัญหาอุทกภัยในพื้นที่อำเภอเมือง จังหวัดสุโขทัยได้

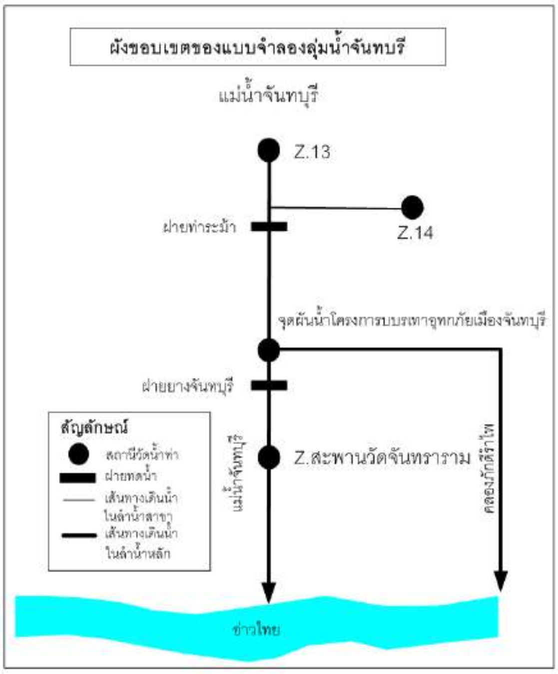
2. วิธีการศึกษา

การศึกษาครั้งนี้ได้ศึกษาเพื่อวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี โดยขอบเขตพิจารณาแบบตั้งแต่สถานีคลองจันทบุรีที่บ้านปึก (Z.13) และสถานีคลองฉมันที่บ้านฉมัน (Z.14) จนถึงปากแม่น้ำจันทบุรีบริเวณท่าแฉลบ รวมระยะทาง 48.89 กิโลเมตร ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยกำหนดอัตราการไหลที่วิเคราะห์ข้อมูลปริมาณฝนจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ที่สถานีวัดน้ำ Z.13 และZ.14 เป็นขอบเขตการไหลด้านเหนือน้ำ (Upstream Boundary) และระดับน้ำทะเลบริเวณปากแม่น้ำจันทบุรีเป็นขอบเขตการไหลด้านท้ายน้ำ (Downstream Boundary) ดังแสดงในรูปที่ 4 ซึ่งได้ทำการสอบเทียบแบบจำลอง (Model Calibration) และ

ตรวจพิสูจน์แบบจำลอง (Model Verification) ในปีที่เกิดอุทกภัยครั้งใหญ่ คือ พ.ศ.242 และ2544 เพื่อจำลองอุทกภัยของตัวเมืองจันทบุรี ทั้งแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า และแบบจำลองชลศาสตร์ เมื่อทำการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง จากนั้นจึงแบบจำลองไปประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี โดยการวิเคราะห์อุทกภัยในปี พ.ศ. 2542 และแนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี ซึ่งวิเคราะห์ขอบเขตของแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 4 แสดงโครงข่ายลำน้ำจันทบุรี



รูปที่ 5 แสดงโครงข่ายลำน้ำจันทบุรี กรณีมีโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี

3. ผลการศึกษา

ในการศึกษาในครั้งนี้ได้แบ่งการนำเสนอผลการศึกษา ดังนี้ ผลการปรับเทียบแบบจำลอง ผลการตรวจพิสูจน์แบบจำลอง ผลการศึกษาประสิทธิภาพการป้องกันและบรรเทาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรี และผลศึกษาการวิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี

3.1 การวิเคราะห์พัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับพื้นที่ศึกษา

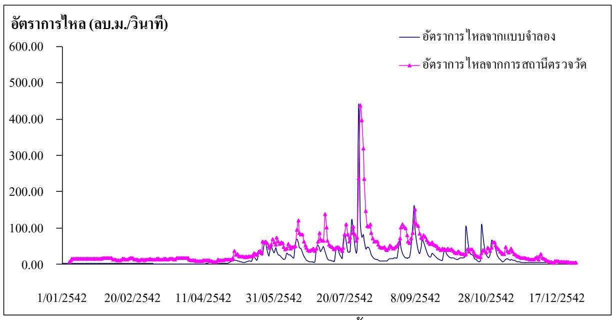
การศึกษาประสิทธิภาพการป้องกันและบรรเทาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี จำต้องมีการจากการศึกษาพัฒนาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับพื้นที่ศึกษา ซึ่งในการศึกษาครั้งนี้ใช้แบบจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า และแบบจำลองชลศาสตร์ ก่อนนำแบบจำลองไปประยุกต์ใช้ต้องทำการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลอง ซึ่งการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลองเป็นกระบวนการตรวจสอบเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง โดยที่จะทำให้ผลการคำนวณจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ใกล้เคียงกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดในสนาม โดยมีโครงข่ายลำน้ำจันทบุรีที่ใช้ในแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 4

3.2.1 แบบจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า

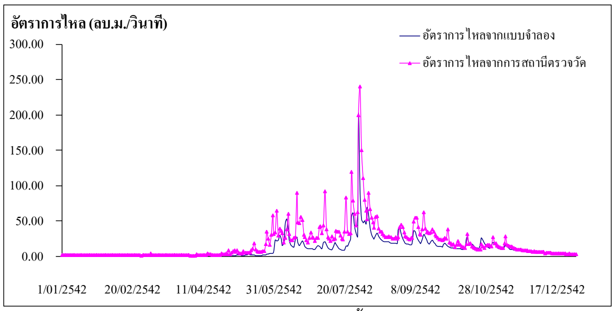
ก่อนนำแบบจำลองไปประยุกต์ใช้ต้องทำการสอบเทียบแบบจำลองก่อนเพื่อหาพารามิเตอร์ของจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า และแสดงผลการสอบเทียบอัตราการไหลที่ได้จากการคำนวณจากแบบจำลองกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดจากกรมชลประทานที่ สถานีวัดน้ำ Z.13 และสถานีวัดน้ำ Z.14 โดยทำการสอบเทียบแบบจำลองในปี พ.ศ. 2542 และการตรวจพิสูจน์แบบจำลองในปี พ.ศ. 2544 พบว่าผลการศึกษาของการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์ผลการคำนวณอัตราการไหลจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงและสอดคล้องกับค่าที่ตรวจวัดในสถานีตรวจวัด ดังแสดงในรูปที่ 6-7 โดยมีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในช่วง 0.89-0.92 ซึ่งพารามิเตอร์ของแบบจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า แสดงในตารางที่ 2 ซึ่งสามารถนำไปเป็นข้อมูลขอบเขตด้านเหนือน้ำของแบบจำลองชลศาสตร์ต่อไป

ตารางที่ 2 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์น้ำฝน-น้ำท่า

พารามิเตอร์	Z.13	Z.14
U_{max} (มม.)	10.1	19.1
L_{max} (มม.)	101	104
CQOF (ชั่วโมง)	0.38	0.87
CKIF	214.9	213.6
CK1,2	16.4	16.4
TOF	0.51	0.42
TIF	0.24	0.15
TG	0.9	0.9
CKBF	3901	3901

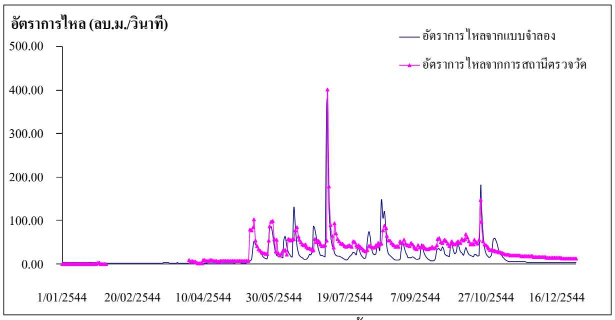


(ก) สถานีวัดน้ำ Z.13



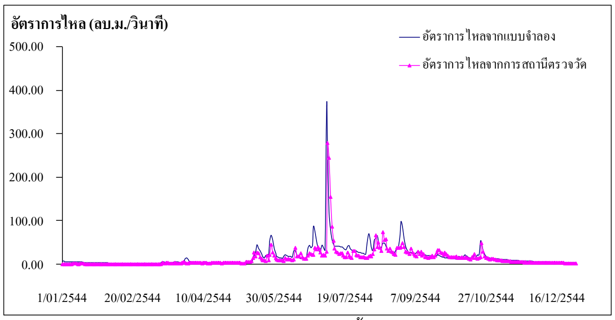
(ข) สถานีวัดน้ำ Z.13

รูปที่ 6 แสดงผลการสอบเทียบแบบจำลอง พ.ศ. 2542 (ต่อ)



(ก) สถานีวัดน้ำ Z.13

(ข) **รูปที่ 6** แสดงผลการตรวจพิสูจน์แบบจำลอง พ.ศ. 2544



(ค) สถานีวัดน้ำ Z.13

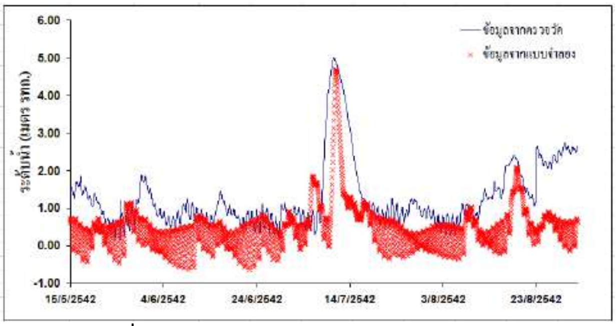
รูปที่ 7 แสดงผลการตรวจพิสูจน์แบบจำลอง พ.ศ. 2544 (ต่อ)

3.2.2 แบบจำลองทางชลศาสตร์

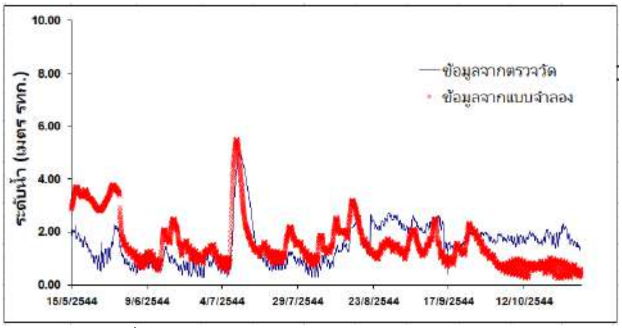
แบบจำลองทางชลศาสตร์ได้ปรับเทียบและตรวจพิสูจน์ เช่นเดียวกับแบบจำลองน้ำฝน-น้ำท่า เพื่อหาพารามิเตอร์ของจำลองทางชลศาสตร์ ซึ่งทำการปรับเทียบโดยใช้ค่าตัวเลข Manning's M และแสดงผลการสอบเทียบระหว่างระดับน้ำที่ได้จากการคำนวณจากแบบจำลองกับค่าที่ได้จากการตรวจวัดจากกรมชลประทานที่ สถานีวัดน้ำฝายยางจันทบุรี โดยทำการสอบเทียบแบบจำลองในปี พ.ศ. 2542 และการตรวจพิสูจน์แบบจำลองในปี พ.ศ. 2544 พบว่าผลการศึกษาของการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์ผลการคำนวณอัตราการไหลจากแบบจำลองมีค่าใกล้เคียงและสอดคล้องกับค่าที่ตรวจวัดในสถานีตรวจวัด ดังแสดงในรูปที่ 8-9 โดยมีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในช่วง 0.79-0.92 ซึ่งพารามิเตอร์ของแบบจำลองทางชลศาสตร์แสดงในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ตารางแสดงค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์

กิโลเมตรที่	ตัวเลข Manning's M
0 – 114.59	20
114.59 – 428.78	22



รูปที่ 8 แสดงผลการสอบเทียบแบบจำลอง พ.ศ. 2542



รูปที่ 9 แสดงผลการสอบเทียบแบบจำลอง พ.ศ. 2544

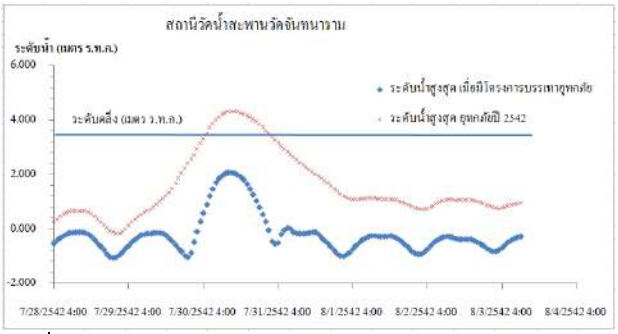
3.2 การวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี

ศึกษาประสิทธิภาพการป้องกันและบรรเทาอุทกภัยของโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี ในครั้งนี้พิจารณาผลกระทบตามวัตถุประสงค์ดังนี้

3.2.1 การวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี

การวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่มีการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์ จึงนำข้อมูลพารามิเตอร์ดังในตารางที่ 2-3 โดยกำหนดขอบเขตการศึกษาจากข้อมูลอุทกภัยในปี พ.ศ.2542 ในการศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี และมีการผันน้ำไปทางคลองผันน้ำสายใหม่ (คลอง

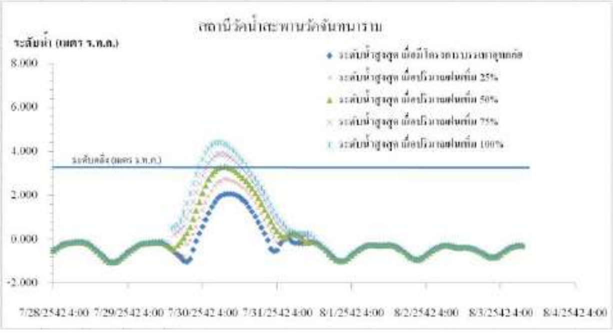
ภักดีรำไพ) ที่อัตราการไหลเท่ากับ 300 ลบ.ม./วินาที บริเวณเหนือฝายยางจันทบุรี ตามโครงข่ายลำน้ำจันทบุรีที่ใช้ในแบบจำลองดังแสดงในรูปที่ 4 จากการศึกษาพบว่า เมื่อมีการผันปริมาณที่อัตราการไหล 300 ลบ.ม./วินาที ตามการโครงการบรรเทาอุทกภัยจันทบุรี ระดับน้ำที่สถานีวัดน้ำสะพานวัดจันทนารามมีระดับน้ำเท่ากับ 2.06 เมตร รทก. ซึ่งยังไม่ล้นตลิ่ง ดังแสดงในรูปที่ 10 ซึ่งจากการศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยจังหวัดจันทบุรีสามารถป้องกันอุทกภัยจากเหตุการณ์น้ำท่วมครั้งใหญ่ทีเกิดขึ้นในปี พ.ศ.2542



รูปที่ 10 แสดงผลการวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยจันทบุรี

3.2.2 วิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี

การวิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี เช่นเดียวกับการวิเคราะห์ประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัย จังหวัดจันทบุรี โดยการกำหนดให้ปริมาณฝนมีแนวโน้มเพิ่มขึ้นจากข้อมูลปี พ.ศ. 2542 โดยที่มีการเพิ่มขึ้นร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 ซึ่งจากผลการศึกษาพบว่าระดับน้ำ (เมตร รทก.) ที่ปริมาณฝนเพิ่มขึ้นร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 จากข้อมูลปี พ.ศ.2542 ที่สถานีวัดน้ำสะพานวัดจันทนารามเท่ากับ 3.0 เมตร รทก., 3.15 เมตร รทก., 4.10 เมตร รทก. และ 4.80 เมตร รทก. ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 11 โดยที่ระดับตลิ่งอยู่ที่ 3.75 เมตร รทก. ซึ่งเมื่อมีโครงการโครงการบรรเทาอุทกภัยจันทบุรี ระดับน้ำจะเริ่มเล่อล้นตลิ่งเมื่อปริมาณฝนเพิ่มขึ้นร้อย 50 จากข้อมูลปี พ.ศ.2542



รูปที่ 10 แสดงผลการวิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี

4. สรุป อภิปรายผล

การศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี โดยวิเคราะห์ข้อมูลจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ แบ่งออกเป็น 2 โมดูล คือ แบบจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า และแบบจำลองชลศาสตร์ ซึ่งมีการสอบเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลองเพื่อหาค่าพารามิเตอร์ของแบบจำลอง ผลการปรับเทียบและตรวจพิสูจน์แบบจำลองคณิตศาสตร์น้ำฝน–น้ำท่า ได้ค่าพารามิเตอร์ Umax = 10.-19.1, Lmax = 101-104, CQOF = 0.38-0.87, CKIF = 213.6-214.9, CK1,2 = 16.4, TOF = 0.42-0.51, TIF = 0.15-0.24, TG = 0.9 และ CKBF = 3901 มีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในช่วง 0.89-0.92 และแบบจำลองชลศาสตร์ได้ค่าพารามิเตอร์ Manning's M = 20-22 มีค่าดัชนีการยอมรับ (IA) อยู่ในช่วง 0.79-0.92 จากนั้นนำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ไปประยุกต์ในการศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี จากข้อมูลอุทกภัยปี พ.ศ.2542 และมีการการผันน้ำไปทางคลองผันน้ำสายใหม่ (คลองภักดีรำไพ) ที่อัตราการไหลเท่ากับ 300 ลบ.ม./วินาที บริเวณเหนือฝายยางจันทบุรี พบว่าระดับน้ำสูงสุดของอุทกภัยปี พ.ศ.2542 มีค่าเท่ากับ 5.2 เมตร รทก. แต่เมื่อมีโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี มีค่าระดับน้ำสูงสุดเท่ากับ 2.9 เมตร รทก. ซึ่งยังไม่เกิดการล้นตลิ่งที่ค่าความสูง 3.75 เมตร รทก. และเมื่อศึกษาการวิเคราะห์แนวโน้มของปริมาณน้ำฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำจันทบุรี จากข้อมูลปริมาณฝนเพิ่มขึ้นจากข้อมูลปี พ.ศ.2542 ร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 จากผลการศึกษาพบว่าระดับน้ำที่ปริมาณฝนเพิ่มขึ้นร้อยละ 25, 50, 75 และ 100 จากข้อมูลปี พ.ศ.2542 ที่สถานีวัดน้ำสะพานวัดจันทนารามเท่ากับ 3.0 เมตร รทก., 3.15 เมตร รทก., 4.10 เมตร รทก. และ 4.80 เมตร รทก. ตามลำดับ โดยที่ระดับตลิ่งอยู่ที่ 3.75 เมตร รทก. ซึ่งระดับน้ำจะเริ่มเล่อล้นตลิ่งเมื่อปริมาณฝนเพิ่มขึ้นร้อย 75 จากข้อมูลปี พ.ศ.2542 จากผลการศึกษาประสิทธิภาพโครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี สามารถบรรเทาอุทกภัยในปี พ.ศ.2542 ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษาครั้งนี้สำเร็จได้เนื่องจากได้รับความร่วมมือจากคณะเทคโนโลยีอุตสาหกรรม คณะผู้วิจัยขอขอบคุณ กรมอุตุนิยมวิทยา โครงการชลประทานจันทบุรี กรมเจ้าท่า และกรมชลประทาน ที่ให้ทางผู้วิจัยเข้าถึงข้อมูลปริมาณฝน ข้อมูลอุตุนิยมวิทยา ข้อมูลระดับน้ำ ข้อมูลระดับน้ำทะเล และข้อมูลโครงการป้องกันน้ำท่วมลองภักดีรำไพ และสถาบันวิจัยและพัฒนามหาวิทยาลัยราชภัฏรำไพพรรณี ที่สนับสนุนงบประมาณงบกองทุนวิจัยประจำปีงบประมาณ 2560 ในการวิจัยครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] DHI Water and Environment, (2000), MIKE11 A modeling System for Rivers and Channels User Guide, DHI.

[2] สำนักงานชลประทานที่ 9 กรมชลประทาน, (2550), โครงการบรรเทาอุทกภัยเมืองจันทบุรี (แผนระยะที่ 2), รายงานฉบับสมบูรณ์ของ กรมชลประทาน จังหวัดจันทบุรี.

[3] เกรียงไกร ตรีฤทธิวิทยา, ชัยวัฒน์ เอกวัฒน์พานิชย์และสนิท วงษา, (2554), **การประมาณค่าความเสียหายจากอุทกภัยของจังหวัดจันทบุรี,** การประชุมวิชาการวิศวกรรมแหล่งน้ำแห่งชาติ ครั้งที่ 4, เพรชบุรี, 18-19 สิงหาคม 2554 หน้า 262-267

[4] ธีรวุฒิ พงษ์จันทร์ และอุมา สีบุญเรือง (2560), แบบจำลองวิเคราะห์การไหลหลากของแม่น้ำกับการวางแผนคลองผันน้ำเพื่อลดปัญหาอุทกภัย กรณีศึกษาแม่น้ำยม จังหวัดสุโขทัย, การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22, นครราชสีมา, 18-20 กรกฎาคม 2560 หน้า 589-594

สภาพความชื้นต่อกำลังของหินศิลาแลงสำหรับการก่อสร้างที่ไม่ใช้วัสดุเชื่อมประสาน
Moisture condition on Strength of Laterite Stone for Non-binding Material Construction

แสงสุรีย์ พังแดง[1,*] ดารุณี แก้วพิกุล[2] ธวัชชัย โทอินทร์[3] และ ศราวรณ์ ศาศวัตภิรมย์ [4]

[1] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยนครพนม จ.นครพนม*
[2] *สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยขอนแก่น จ.ขอนแก่น*
[3] *สาขาครุศาสตร์อุตสาหกรรมโยธา คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลอีสาน วิทยาเขตขอนแก่น จ. ขอนแก่น*
[4] *บริษัท ไทยอาร์ตไนน์ จำกัด จ.นนทบุรี*
**Corresponding author; E-mail saengsuree@npu.ac.th*

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของหินศิลาแลงเพื่อการก่อสร้างโครงสร้างทางวัฒนธรรมโบราณที่มีการกำหนดไม่ให้มีการใช้วัสดุเชื่อมประสานเพื่อคงความเป็นอัตลักษณ์และความสวยงาม โดยทำการศึกษาวัสดุศิลาแลงธรรมชาติจากพื้นที่อำเภอโพนนาแก้ว จังหวัดสกลนคร ทำการทดสอบความแข็งแรงของวัสดุศิลาแลงที่มีการเปลี่ยนแปลงสภาพความชื้น พบว่าวัสดุที่มีสภาพความชื้นที่เพิ่มขึ้นตั้งแต่สภาพแห้งในอากาศจนถึงสภาพเปียกน้ำมีหน่วยน้ำหนักเพิ่มมากขึ้น แต่ความแข็งแรงลดลงตามลำดับ โดยที่สภาพเปียกน้ำวัสดุจะหนักและอ่อนแอที่สุด คือ มีหน่วยน้ำหนักท่ากับ 2769 กก/ม^3 ค่ากำลังรับแรงอัดเท่ากับ 53 กก/ซม^2 ค่าโมดูลัสแตกร้าวเท่ากับ 2 กก/ซม^2 ค่ากำลังรับแรงเฉือนเท่ากับ 13 กก/ซม^2 และสัมประสิทธิ์ความเสียดทานสถิตย์ที่ผิวเท่ากับ 0.56 การเลือกใช้คุณสมบัติของวัสดุศิลาแลงนี้ในสภาพวิกฤตคืออยู่ในสภาพเปียกน้ำในการออกแบบโครงสร้าง จะทำให้สอดคล้องกับสภาพการใช้งานจริงและโครงสร้างมีความปลอดภัย

คำสำคัญ: กำลัง, ความชื้น, หินศิลาแลง, เชื่อมประสาน

Abstract

This study reported the engineering property of laterite brick for ancient structure construction without using of cementing mortar. Natural laterite brick from Phonnakaew district, Sakhon Nakhon province was used and tested for engineering strength with varied moisture condition. The result shown increasing of moisture from air dried to wet condition affected the increment of unit weight and reduction of brick strength. In wet condition, highest unit weight of 2769 kg/m^3, lowest compressive strength, modulus of rupture and shear strength of 53, 2, and 13 ksc and static friction coefficient of 0.56 were presented respectively. Those of critical strength values in wet condition are relate to practical using and safety design of laterite brick.

Keywords: Strength, moisture, laterite, Non-cementing

1. คำนำ

หินศิลาแลงเป็นวัสดุก่อสร้างชนิดหนึ่งที่มีความสวยงามด้วยการให้ลักษณะผิวที่มีเอกลักษณ์เฉพาะ มีการใช้งานมาตั้งแต่สมัยโบราณ โดยจะเห็นว่าโครงสร้างทางวัฒนธรรมสมัยเก่ามักจะก่อสร้างด้วยหินศิลาแลงเนื่องจากหินศิลาแลงเป็นแร่หินทางธรรมชาติที่หาได้ง่าย มีความแข็งแรงสามารถนำมาตัดขึ้นรูปในลักษณะต่างๆตามที่ต้องการได้ [1] โดยหินศิลาแลงธรรมชาติจะมีความแข็งแรงในด้านการรับกำลังที่ต่างกันขึ้นอยู่กับแหล่งของวัสดุ โครงสร้างภายในเนื้อหิน และความชื้น ปัจจุบันมีนักวิจัยพยายามคิดค้นศิลาแลงเทียมที่สามารถกำหนดความแข็งแรงได้ด้วยการใช้หินลูกรังมาผสมกับวัสดุประสานแล้วอัดขึ้นรูป มีความแข็งแรงและรับกำลังอัดได้ดี [2, 3]

การก่อสร้างด้วยหินศิลาแลง จะต้องนำศิลาแลงในรูปแบบต่างๆมาเรียงต่อกันโดยใช้วัสดุเชื่อมประสานเช่น มอร์ตาร์ เพื่อให้เกิดการยึดเกาะกันของโครงสร้างและสามารถถ่ายน้ำหนักภายในโครงสร้างได้ [4] พฤติกรรมการรับน้ำหนักของศิลาแลงจะรับแรงอัดเป็นสำคัญ ถ้าหากไม่ใช้วัสดุประสานยึดระหว่างก้อนศิลาแลง เมื่อมีแรงกระทำในโครงสร้างก้อนศิลาแลงจะพยายามเคลื่อนตัว โดยจะเกิดแรงเฉือนที่ผิวรอยต่อ ซึ่งจะต้านทานด้วยแรงเสียดทานระหว่างผิวของวัสดุ ในการออกแบบโครงสร้างศิลาแลงจึงต้องมีการคำนึงถึงค่าความเสียดทานที่ผิวของหินศิลาแลงด้วยเพื่อรับแรงเฉือนของโครงสร้างนอกเหนือจากความสามารถในการรับแรงเฉือนของวัสดุเอง

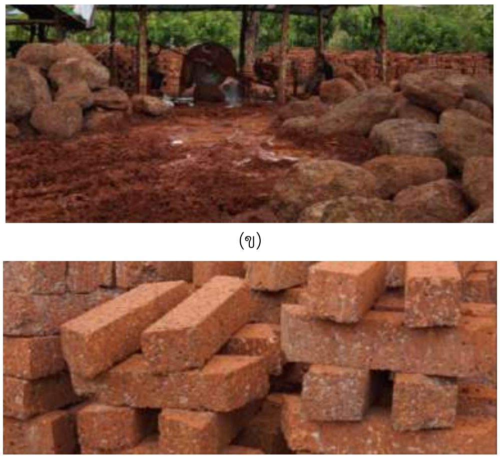
บทความนี้จึงได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของศิลาแลงธรรมชาติ โดยมีเป้าหมายเพื่อนำค่ากำลังมาใช้ในการศึกษาความเป็นไปได้ในการก่อสร้างเจดีย์ศิลาแลงที่ไม่ใช้วัสดุประสานในการเชื่อมต่อชิ้นส่วน ประกอบไปด้วยกำลังรับแรงอัด แรงดึง แรงเฉือน และแรงเสียดทาน โดยมีการทดสอบในสภาพความชื้นทั้งเปียกและแห้ง เพื่อให้สอดคล้องกับความเป็นจริงของวัสดุศิลาแลงที่ต้องอยู่ในสภาพแวดล้อมที่เปลี่ยนแปลงตลอดทั้งปี การศึกษานี้เพื่อเป็นข้อมูลสำหรับการนำศิลาแลงธรรมชาติไปใช้ในงานก่อสร้างทั่วไป

2. การเตรียมตัวอย่างและการทดสอบ

2.1 การเตรียมตัวอย่างหินศิลาแลง

ศิลาแลงธรรมชาติที่ใช้ในการศึกษามาจากแหล่งหินในพื้นที่วัดพุทธโมกพลาราม อ.โพนนาแก้ว จ.สกลนคร โดยลักษณะจะเป็นลานหินหนาประมาณ 1-2 เมตร ครอบคลุมพื้นที่วัด มีความลึกจากผิวดินประมาณ 50 เซ็นติเมตรดังรูปที่ 1 เมื่อได้ศิลาแลงมาแล้วจะทำการตัดด้วยใบตัดให้มีขนาดตามที่ต้องการ

(ก)
(ข)



รูปที่ 1 (ก) หินศิลาแลงธรรมชาติ (ข) ก้อนตัวอย่างสำหรับทดสอบ

เนื้อศิลาแลงมีความพรุนตัวสูงมีดินเหนียวแทรกอยู่ตามโพรงของเนื้อวัสดุ ศิลาแลงที่นำมาศึกษา มีค่าปริมาณโพรงและการดูดซึมน้ำเมื่อทดสอบด้วยวิธี ASTM C642 [5] เท่ากับร้อยละ 12 และ 4.53 ตามลำดับ ซึ่งปริมาณโพรงนี้เป็นโพรงของน้ำและอากาศที่อยู่ในเนื้อวัสดุทั้งหมด ได้แก่เนื้อหินศิลาแลงและดินเหนียว

2.2 การทดสอบ

2.2.1 กำลังรับแรงอัด

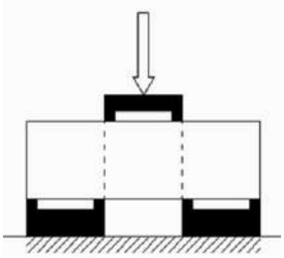
ใช้ตัวอย่างศิลาแลงขนาด 15x15x15 เซนติเมตร ในการทดสอบกำลังรับแรงอัด ทำการทดสอบตามมาตรฐาน BS 1881-116 [6] เปลี่ยนแปลงสภาพความชื้นของตัวอย่างตั้งแต่แห้งด้วยอากาศเป็นเวลา 1 อาทิตย์ไปจนถึงสภาพเปียกด้วยการแช่ในน้ำ 48 ชั่วโมง โดยสภาพความชื้นช่วงกลางระหว่างเปียกและแห้งกำหนดโดยการนำตัวอย่างเปียกมาปล่อยให้แห้งด้วยอากาศเป็นเวลา 24 และ 48 ชั่วโมง ตามลำดับ

2.2.2 กำลังรับแรงดัด

ใช้ตัวอย่างขนาด 15x15x75 เซนติเมตร ในการทดสอบกำลังรับแรงดัดหรือโมดูลัสแตกร้าว ทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C78 [7] ทดสอบในสภาพความชื้นแห้งด้วยอากาศและสภาพเปียกซึ่งเป็นสภาพที่แข็งแรงและอ่อนแอที่สุด

2.2.3 กำลังรับแรงเฉือนตรง

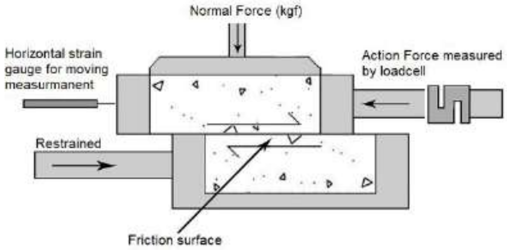
ใช้ตัวอย่างขนาด 5x15x15 เซนติเมตร ในการทดสอบแรงเฉือนตรง ทำการทดสอบด้วยการประยุกต์ใช้วิธีของ Soetens T. [8] ทดสอบในสภาพความชื้นแห้งด้วยอากาศและสภาพเปียกซึ่งเป็นสภาพที่แข็งแรงและอ่อนแอที่สุดดังแสดงในรูปที่ 2



รูปที่ 2 การทดสอบแรงเฉือนตรงแบบ JSCE

2.2.4 แรงเสียดทานที่ผิว

ใช้ตัวอย่างขนาด 30x45x15 เซนติเมตร ในการทดสอบแรงเสียดทานที่ผิว ทำการทดสอบด้วยการประยุกต์ใช้วิธีของ Bekker A.T. [9] ทดสอบในสภาพความชื้นแห้งด้วยอากาศและสภาพเปียกซึ่งเป็นสภาพที่แข็งแรงและอ่อนแอที่สุดดังแสดงในรูปที่ 3



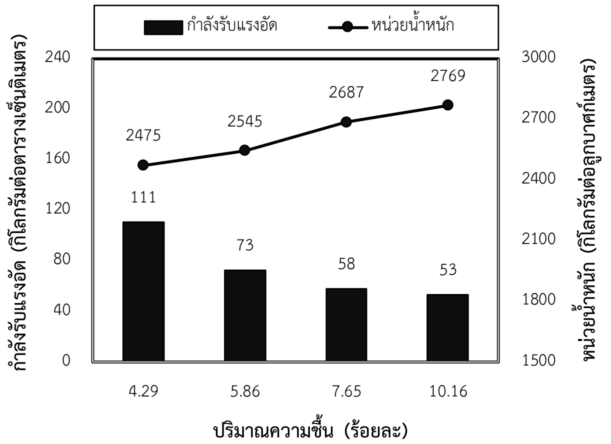
รูปที่ 3 การทดสอบสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานที่ผิว

3. ผลการทดสอบ

สภาพความชื้นของวัสดุศิลาแลงมีอิทธิผลอย่างมากต่อความแข็งแรงของวัสดุ พบว่า วัสดุในสภาพแห้งด้วยอากาศมีความชื้นอยู่ที่ร้อยละ 4.29 มีกำลังรับแรงอัดสูงสุดที่ 111 กก/ซม^2 เมื่อความชื้นเพิ่มขึ้นเป็นร้อยละ 5.86 7.65 และ 10.16 ซึ่งคือสภาพเปียก ค่ากำลังรับแรงอัดลดลงเท่ากับ 73 58 และ 53 กก/ซม^2 ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 4 ในขณะที่ค่าหน่วยน้ำหนักมีค่าเพิ่มขึ้นจากสภาพแห้งถึงเปียกตั้งแต่ 2475 2545 2687 และ 2769 กก/ม^3 ตามลำดับ

โดยทั่วไปวัสดุศิลาแลงจะมีโพรงอยู่ปริมาณที่สูง [10] ซึ่งดินและวัสดุอินทรีย์อื่นสามารถแทรกตัวอยู่ได้ ศิลาแลงในแต่ละแหล่งนั้นจึงมีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน ส่วนที่รับน้ำหนักและให้กำลังได้แก่เนื้อหิน โดยดินเหนียวที่แทรกตัวอยู่จะสูญเสียกำลังเมื่อได้รับความชื้นเพียงเล็กน้อย [11] ทั้งนี้เนื้อหินเองก็มีแนวโน้มของการสูญเสียกำลังรับแรงอัดเช่นกัน เนื่องจากความชื้นที่อยู่ในช่องว่างจะช่วยกระจายความเค้นได้ดี [12] ส่งผลให้เนื้อหินมีค่ากำลังอัดที่ลดลง

ความชื้นที่แทรกตัวอยู่ในเนื้อหินและดินเหนียวยังทำให้หน่วยน้ำหนักของวัสดุเพิ่มมากยิ่งขึ้น เนื่องจากวัสดุเมื่ออยู่ในสภาพแห้งโพรงและช่องว่างทั้งหมดจะมีอากาศแทรกตัวอยู่ เมื่อได้รับความชื้น น้ำที่มีน้ำหนักมากกว่าอากาศจึงเข้ามาแทนที่ ส่งผลให้วัสดุมีหน่วยน้ำหนักที่สูงขึ้น ผลการทดสอบจะเห็นว่าศิลาแลงมีค่าหน่วยน้ำหนักมากกว่าคอนกรีต โดยที่คอนกรีตจะมีค่าหน่วยน้ำหนักที่ประมาณ 2400 กก/ม^3 [13] โดยเฉพาะเมื่ออยู่ในสภาพเปียกจะมีค่าสูงถึง 2769 กก/ม^3 และมีความแข็งแรงต่ำที่สุดอีกด้วย ในการคำนวนน้ำหนักและออกแบบโครงสร้างจึงควรพิจารณาให้วัสดุอยู่ในสภาพเปียกน้ำ



รูปที่ 4 หน่วยน้ำหนักและกำลังรับแรงอัดของหินศิลาแลงตามปริมาณความชื้น

ความชื้นที่เพิ่มขึ้นในวัสดุศิลาแลงยังส่งผลให้กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนลดลงอย่างชัดเจนดังแสดงในตารางที่ 1 ในส่วนกำลังรับแรงดึงพบว่าเมื่อวัสดุอยู่ในสภาพปียกค่าโมดูลัสแตกร้าวลดลงจากสภาพแห้งเท่ากับ 5 เป็น 2 กก/ซม^2 เมื่อเทียบเป็นสัดส่วนต่อกำลังอัด (*R/Fc'*) มีค่าเท่ากับร้อยละ 4.52 และ 3.81 ตามลำดับ ในขณะที่คอนกรีตมีค่า *R/Fc'* เท่ากับร้อยละ 11-23 [14] ค่า *R* ของศิลาแลงมีค่าใกล้เคียงกับวัสดุคอนกรีตพรุน [15] เนื่องจากดินเหนียวที่อยู่ในโพรงนั้นรับกำลังดึงได้ต่ำมาก แรงดึงทั้งหมดจึงรับโดยเนื้อหินล้วนซึ่งมีปริมาณโพรงสูง นอกจากนี้เนื้อหินศิลาแลงนั้นยังประกอบไปด้วยแร่เหล็กฮีมาไทต์ (Fe_2O_3) และเป็นสนิมและเปลี่ยนสภาพเป็นดินมีกำลังต่ำลงอยู่ด้านนอกเม็ดหิน ทำให้รอยต่อของเม็ดหินมีกำลังต่ำส่งผลให้รับแรงดึงได้ลดลง

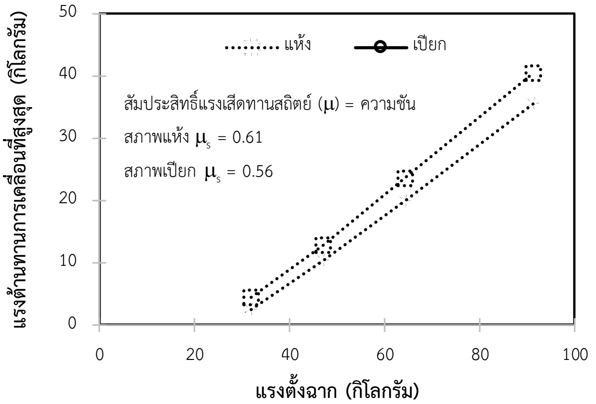
ตารางที่ 1 โมดูลัสแตกร้าวและกำลังรับแรงเฉือนของหินศิลาแลง

สภาพความชื้น	โมดูลัสแตกร้าว (R) (กก./ตร.ซม.)	กำลังรับแรงอัด (F_c') (กก./ตร.ซม.)	R/F_c' (ร้อยละ)	$\sqrt{F_c'}$	กำลังรับแรงเฉือน (V_c) (กก./ตร.ซม.)	k
แห้ง	5	111	4.52	10.54	19	1.80
เปียก	2	53	3.81	7.28	13	1.79

** $V_c = k\sqrt{F_c'}$

กำลังรับแรงเฉือนของศิลาแลงมีค่าสูงในสภาพแห้งและลดลงเมื่ออยู่ในสภาพเปียกที่ 19 และ 13 กก/ซม^2 คิดเป็นสัดส่วนต่อกำลังอัดเท่ากับร้อยละ 17 และ 35.8 ตามลำดับ ขณะที่ในวัสดุคอนกรีตนั้น กำลังเฉือนมีค่าสูงกว่ากำลังดึงโดยตรงประมาณร้อยละ 20 ถึง 30 (หรือกำลังเฉือนมีค่าประมาณร้อยละ 12 ของกำลังอัด) ขณะที่นักวิจัยอีกหลายคนกล่าวว่าการรับกำลังเฉือนของคอนกรีตมีค่าสูงกว่าการรับกำลังดึงหลายเท่าโดยมีค่าประมาณร้อยละ 50 ถึง 90 ของกำลังอัด [16] เมื่อจัดให้อยู่ในรูป $V_c = k\sqrt{F_c'}$ พบว่ามีค่าใกล้เคียงกันทั้งสภาพแห้งและเปียกที่ 1.80 และ 1.79 ในการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลังตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้กำหนดให้คอนกรีตมีค่า *k* ไม่เกิน 0.53 สำหรับคานคอนกรีตไม่อัดแรงเมื่อมีแรงเฉือนและแรงดัดกระทำต่อองค์อาคารเท่านั้น และเพิ่มเป็น 1.06 สำหรับกรณีของพื้นและฐานรากคอนกรีต [17]

โครงสร้างที่เกิดจากการนำชิ้นส่วนศิลาแลงมาวางเรียนกันนั้นจะเกิดรอยต่อระหว่างก้อนที่สามารถเลื่อนสไลด์ได้เมื่อเกิดแรงเฉือนผ่านผิวสัมผัสโดยที่ผิวนั้นจะมีแรงเสียดทานต้านทานการเลื่อนผ่านที่อยู่ในรูปของ $F_s = \mu_s N$ เมื่อ F_s คือ แรงเสียดทาน μ_s คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตย์ และ N คือ แรงตั้งฉากผิวสัมผัส เมื่อทดสอบแรงเสียดทานระหว่างผิวของตัวอย่างศิลาแลงในสภาพแห้งและเปียกดังแสดงในรูปที่ 5 ในสภาพแห้งวัสดุมีค่าสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตย์เท่ากับ 0.61 ซึ่งสูงกว่าสภาพเปียกที่ 0.51 โดยมีค่าต่ำกว่าผลการทดสอบของ Wilde (2019) ที่ 0.73 [18]



รูปที่ 5 สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสถิตย์ของผิวหินศิลาแลงตามสภาพความชื้น

ในสภาพแห้งศิลาแลงมีสัมประสิทธิ์แรงเสียดทานสูงกว่าสภาพเปียกเนื่องจากความชื้นจะมีแรงตึงผิวของน้ำที่ทำให้ลดการต้านทานแรงเสียดทานของผิวสัมผัสและยังทำให้เม็ดดินและหินศิลาแลงมีกำลังต่ำจึงทำให้เกิดการสไลด์ได้ง่ายมากขึ้น

4. สรุป

สภาพความชื้นที่เพิ่มขึ้นของศิลาแลงธรรมชาติมีผลต่อกำลังที่ลดลง ในสภาพเปียกพบว่าศิลาแลงมีกำลังรับแรงอัด โมดูลัสแตกร้าว แรงเฉือน และแรงเสียดทานที่ผิวเท่ากับร้อยละ 47.7, 40, 68.4 และ 91.8 ของสภาพแห้งตามลำดับ นอกจากนี้ยังมีหน่วยน้ำหนักเพิ่มขึ้นร้อยละ 11.9 ซึ่งทำให้องค์โครงสร้างมีน้ำหนักมาก ดังนั้นในการนำค่ากำลังของวัสดุไปใช้ในการ

ออกแบบโครงสร้างศิลาแลงที่ไม่ใช้วัสดุเชื่อมประสานจะต้องกำหนดใช้วัสดุที่อยู่ในสภาพเปียกที่เป็นสภาพที่โครงสร้างวิกฤตเพื่อให้โครงสร้างมีความปลอดภัยมากที่สุด

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบคุณวัดพุทธโมกพลาราม จ. สกลนคร ที่อนุเคราะห์วัสดุศิลาแลงเพื่อใช้ในการศึกษา บริษัท ไทยอาร์ตไนน์ จำกัดที่อนุเคราะห์จัดส่งวัสดุและงบประมาณในการทดสอบ คณะวิศวกรรมศาสตร์มหาวิทยาลัยนครพนม ในการเข้าใช้เครื่องมือศึกษาวิจัยในครั้งนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Bourman R.P. (1993). Perennial problems in the study of laterite: A review. *Australian Journal of Earth Sciences*, 40, (4), pp. 387-401.

[2] พิบูลศุภประดิษฐ ว., หน่วยน้ำหนัก กำลังอัด และการดูดซึมน้ำของบล็อกศิลาแลงเทียมที่ใช้เศษศิลาแลงเป็นมวลรวมหยาบ การบริหารงานก่อสร้างและสาธารณูปโภค, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี, 2557.

[3] แสงเทียน น. (2548). ศิลาแลงเทียม. วิศวกรรมสาร มข., 32, (4), pp. 577-584.

[4] Uchida E., Cunin O., Shimoda I., Suda C. and Nakagawa T. (2003). The Construction Process of the Angkor Monuments Elucidated by the Magnetic Susceptibility of Sandstone*. *Archaeometry*, 45, (2), pp. 221-232.

[5] ASTMC642 (2013). Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. *ASTM International*,

[6] BS1881-116 (1983). Testing concrete. Method for determination of compressive strength of concrete cubes. *British Standards Institution*,

[7] ASTMC78/C78M (2018). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). *American Society for Testing and Materials*,

[8] Soetens T. and Matthys S. (2017). Shear-stress transfer across a crack in steel fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 82, pp. 1-13.

[9] Bekker A.T., Uvarova T.E., Pomnikov E.E. and Tyutrin R.S., REVIEW OF METHODS FOR TESTING OF VARIOUS MATERIALS FOR ICE ABRASION RESISTANCE, 22nd International Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions, Espoo, Finland, 2013.

[10] Lohnes R.A. and Demirel T. (1973). Strength and structure of laterites and lateritic soils. *Engineering Geology*, 7, (1), pp. 13-33.

[11] Chapter 6 - Moisture Interaction with Clays and Clay Minerals, in: J.E. Gillott (Ed.), Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier1987, pp. 167-217.

[12] Mengel L., Krauss H.-W. and Lowke D. (2020). Water transport through cracks in plain and reinforced concrete – Influencing factors and open questions. *Construction and Building Materials*, 254, pp. 118990.

[13] Plizzari G. and Mindess S., 11 - Fiber-reinforced concrete, in: S. Mindess (Ed.), Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (Second Edition), Woodhead Publishing2019, pp. 257-287.

[14] Issa C.A., Gerges N.N. and Fawaz S. (2014). The effect of concrete vertical construction joints on the modulus of rupture. *Case Studies in Construction Materials*, 1, pp. 25-32.

[15] Zaetang Y., Sata V., Wongsa A. and Chindaprasirt P. (2016). Properties of pervious concrete containing recycled concrete block aggregate and recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*, 111, pp. 15-21.

[16] จินดาประเสริฐ ป. and จาตุรพิทักษ์กุล ช., ปูนซีเมนต์ ปอซโซลาน และคอนกรีต, สมาคมคอนกรีตไทย (ส.ค.ท.), แขวงวังทองหลาง เขตวังทองหลาง กรุงเทพ 2559.

[17] ว.ส.ท.1008-38 (2538). มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง. คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา,

[18] Wilde P.D., Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture XVI, Free University of Brussels, Belgium, WIT Transactions on The Built Environment 2019.

การประมาณค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีควอนไทล์
Gap Filling Daily Rainfall Data using Quantile Method

ศรีสุนี วุฒิวงศ์โยธิน* กุลสตรี ศรีจุมปา และคมกฤษณ์ โสภา

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา จ.ชลบุรี
**Corresponding author; E-mail address: srisunee.wu@eng.buu.ac.th*

บทคัดย่อ

การประมาณค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ขาดหายไปมีความสำคัญเพื่อเติมชุดข้อมูลให้มีความสมบูรณ์ก่อนนำไปใช้วิเคราะห์ผลในการศึกษาด้านต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับน้ำ วิธีที่นิยมใช้ในการเติมค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ขาดหายไป ได้แก่ วิธีค่าเฉลี่ยคณิตศาสตร์ วิธีระยะทางผกผัน (Inverse Distance Weighting method, IDW) วิธีการเหล่านี้มักมีข้อจำกัดหลัก ได้แก่ มักให้ค่าปริมาณฝนรายวันที่ต่ำกว่าความเป็นจริง จำนวนวันฝนตกที่มากเกินไป ดังนั้นในงานวิจัยนี้ทำการศึกษาวิธีการเติมค่าสูญหายข้อมูลฝนด้วยวิธีการทางสถิติ คือ วิธีควอนไทล์ (Quantile method, QT) โดยการสร้างกราฟการแจกแจงความถี่แบบเบอร์นูลี่-แกมมา (Bernoulli-Gamma Distribution) จากข้อมูลฝนรายวันของสถานีเป้าหมายที่จะเติมค่าและสถานีอ้างอิงที่คัดเลือก โดยใช้สถานีตรวจวัดฝนในพื้นที่ลุ่มน้ำปิงตอนบน จำนวน 6 สถานี ทำการทดสอบการเติมค่าสูญหายที่เปอร์เซ็นต์สูญหาย 20% และ 40% ผลการศึกษา พบว่า วิธี QT ให้ค่าทางสถิติ ได้แก่ ค่าฝนรายวันมากที่สุด ฝนรายวันเฉลี่ย ความแปรปรวน และค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 ดีกว่าวิธี IDW แต่ให้ค่า RMSE และ MAE มากกว่าวิธี IDW เล็กน้อย เนื่องมาจาก QT มีค่าความแปรปรวนมากกว่า

คำสำคัญ: การเติมค่า ข้อมูลที่ขาดหายไป ฝนรายวัน วิธีควอนไทล์ วิธีระยะทางผกผัน

Abstract

Filling the gap of daily rainfall data is an important step to obtain a complete data set before further study that related to water resources. Generally, methods that use to fill the gap are arithmetic mean and inverse distant weighting (IDW). Some limitations of these traditional methods are underestimation of daily rainfall and overestimation of the number of rainy days, for example. Thus, this research attempts to study a gap filling daily rainfall data base upon statistical approach, quantile method (QT). By this method, a mixed probability distribution of Bernoulli-Gamma function is used to derive the target and source stations daily rainfall distributions of six selected rain stations located in upper Ping River basin. This study has tested such method to fill the missing daily rainfall at 20% and 40% percent missing. The study result reveals that QT generally yields a statistical value such as mean, maximum, variance, and 99% percentile better than IDW, but QT yields greater RMSE and MAE because QT produce higher in variance.

Keywords: Gap Filling, Missing Data, Daily Rainfall, Quantile Method, Inverse Distant Weighting Method

1. คำนำ

ข้อมูลฝนเป็นข้อมูลพื้นฐาน ที่เกี่ยวข้องกับการดำรงชีวิตของมนุษย์ โดยตรงในกิจกรรมที่เกี่ยวข้องกับน้ำ ดังนั้น หากมีข้อมูลฝนที่เป็นชุดข้อมูลที่สมบูรณ์ จะทำให้การบริหารจัดการน้ำมีความแม่นยำ ลดความเสี่ยง เพิ่มความปลอดภัย ต่อชีวิตและทรัพย์สิน และมีประโยชน์ต่อการศึกษา เช่น การศึกษาการพัฒนาแหล่งน้ำ การศึกษาเพื่อหาแนวทางในการป้องกันและบรรเทาภัยพิบัติที่เกี่ยวกับน้ำ การออกแบบโครงสร้างชลศาสตร์ เช่น เขื่อน สะพาน ให้ได้ขนาดที่เหมาะสม ปลอดภัย เป็นต้น ในทางปฏิบัติการตรวจวัดข้อมูลด้วยเครื่องมือหรือวิธีต่างๆ เราไม่สามารถที่จะป้องกันการสูญหายของข้อมูลที่จะเกิดขึ้นได้ [1] การมีข้อมูลฝนขาดหายไป (missing data) อาจมีสาเหตุเนื่องมาจากเครื่องตรวจวัดน้ำฝนชำรุด ปัญหาจากเจ้าหน้าที่ไม่ได้ทำการบันทึกข้อมูล สมุดบันทึกหรือข้อมูลที่บันทึกสูญหาย จากเหตุสุดวิสัยภัยธรรมชาติ เช่น เกิดจากพายุฝนตกหนัก ทำให้เครื่องมือทำงานผิดปกติบางช่วงเวลา [2] ดังนั้นการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป จึงเป็นขั้นตอนสำคัญและจำเป็นเพื่อให้ได้ข้อมูลที่มีความสมบูรณ์และถูกต้องก่อนนำไปใช้ในการศึกษาและวิเคราะห์ในการศึกษาด้านทรัพยากรน้ำ การบริหารจัดการน้ำ สิ่งแวดล้อมและการเกษตร

ทั้งนี้การศึกษาวิธีการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป มีการศึกษามาหลายทศวรรษ เช่น วิธีสัดส่วนปกติ พัฒนาโดย Paulhus และ Kohler ปี ค.ศ. 1952 วิธีรีเกรชชั่น พัฒนาโดย Makhuva และคณะเมื่อปี ค.ศ.1997 วิธีทางสโตแคสติก พัฒนาโดย Zuccini และคณะ ปี ค.ศ.1992 วิธีระยะทางผกผัน (Inverse Distance Weighting Method, IDW) เริ่มคิดค้นโดย Shepard ในปี ค.ศ. 1968 มีการพัฒนาเรื่อยมาและประยุกต์ใช้มากมายในด้านวิทยาศาสตร์สาขาต่างๆ รวมถึงด้านอุทกวิทยา นอกจากนี้ยัง

มีวิธีการอื่นๆ อีกมากมาย ทั้งวิธีการแบบง่ายและค่อนข้างซับซ้อน วิธีทางสถิติ หรือการปรับปรุงวิธีดั้งเดิม (เช่น วิธีระยะทางผกผัน) แต่ก็ยังไม่มีข้อสรุปในการศึกษาว่าวิธีการใดดีที่สุด

สำหรับประเทศไทย วิธีการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปนิยมใช้วิธีอย่างง่าย ได้แก่ วิธีค่าเฉลี่ยคณิตศาสตร์ วิธีสัดส่วนปกติ และวิธีระยะทางผกผัน ซึ่งมักใช้ข้อมูลจากสถานีข้างเคียงจำนวนตั้งแต่ 2-4 มาใช้ในการประมาณค่า แต่เนื่องจากวิธีการดังกล่าวมักเป็นวิธีที่ได้จากการเฉลี่ยค่าจากสถานีข้างเคียง จึงมีข้อจำกัดหลัก ได้แก่ ให้ค่าฝนเฉลี่ยที่น้อยกว่าค่าจริงและให้ค่าจำนวนวันฝนตกที่มากกว่าความจริง เป็นต้น ซึ่งสาเหตุเกิดจากการเฉลี่ยค่าจากสถานีข้างเคียงนั้นเอง ทำให้ไม่สามารถประมาณค่าที่ใกล้เคียงโดยเฉพาะอย่างยิ่งกรณีเหตุการณ์ฝนสุดขีด (extreme storm) ได้ [3] จากข้อจำกัดดังกล่าวในกรณีที่ต้องการข้อมูลฝนรายวันสำหรับใช้ในการศึกษาวิเคราะห์เหตุการณ์วิกฤติต่างๆ เช่น การวิเคราะห์เหตุการณ์ฝนสูงสุด การคาดการณ์การเกิดภัยพิบัติ การเกิดน้ำป่าไหลหลากและดินโคลนถล่มจำเป็นต้องใช้ข้อมูลที่มีความถูกต้อง ซึ่งในการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีการที่มีแนวโน้มที่ให้ค่าเฉลี่ยฝนรายวันน้อยกว่าความเป็นจริง อาจส่งผลให้ผลการศึกษาดังกล่าวมีความคลาดเคลื่อนได้

การวิจัยครั้งนี้จึงเสนอวิธีในการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีทางสถิติ ได้แก่ วิธีควอนไทล์ (Quantile Method, QT) เพื่อหาวิธีที่สามารถแก้ปัญหาข้อจำกัดกรณีให้ค่าเฉลี่ยฝนรายวันที่น้อยกว่าความจริง และทำการเปรียบเทียบกับวิธีระยะทางผกผัน (Inverse Distance Weighting Method, IDW) ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้มากที่สุดวิธีหนึ่ง โดยทำการทดลองกรณีมีค่าข้อมูลน้ำฝนรายวันขาดหายไปที่เปอร์เซ็นต์การสูญหาย 20% และ 40%

2. ข้อมูลที่ใช้ในการศึกษา

ข้อมูลที่ใช้ศึกษา ได้แก่ ข้อมูลฝนรายวันจากสถานีตรวจวัดภาคพื้นดินที่ตั้งอยู่ในลุ่มน้ำปิงตอนบน โดยคัดเลือกมาศึกษาเพื่อทดสอบวิธีการประมาณค่าฝนรายวันที่ขาดหายไปจำนวน 6 สถานี จากกลุ่มพื้นที่ตอนบน ตอนกลางและตอนล่างของลุ่มน้ำ พื้นที่ละ 2 สถานี โดยคัดเลือกจากสถานีที่มีจำนวณข้อมูลสูญหายน้อยที่สุด (หรือมีจำนวนข้อมูลมากที่สุด) ช่วงเวลาข้อมูลที่ศึกษา ตั้งแต่ ม.ค. ปี ค.ศ. 1953 ถึง ธ.ค. ปี ค.ศ 2017 (65ปี) รายละเอียดข้อมูล 6 สถานีเป้าหมายที่ใช้ในการทดสอบแสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สถานีเป้าหมาย 6 สถานีที่คัดเลือกเพื่อใช้ในการเติมค่าสูญหาย

ลำดับ	รหัสสถานี	ชื่อสถานี	พิกัดแบบ UTM		ฝนรายปีเฉลี่ย (มม.)
			X	Y	
1	327009	สะเมิง จ.เชียงใหม่	471,837	2,084,142	1,160.31
2	327501	เมือง จ.เชียงใหม่	497,085	2,083,226	1,148.28
3	327003	จอมทอง จ.เชียงใหม่	465,843	2,036,358	907.62
4	329003	ป่าซาง จ.ลำพูน	493,735	2,048,255	954.94
5	327008	อมก๋อย จ.เชียงใหม่	431,844	1,9678,54	875.58
6	329006	โรงเรียนบ้านก้อจัดสรร อ.ลี้ จ.ลำพูน	475,804	1,952,232	931.4

3. วิธีและขั้นตอนในการศึกษา

3.1 ขั้นตอนในการศึกษา

จากสถานีที่คัดเลือกจำนวน 6 สถานี ต่อไปนี้เรียกว่า “สถานีเป้าหมาย” (Target station) และสถานีข้างเคียงที่เลือก เรียกว่า “สถานีอ้างอิง” (Source station) ซึ่งขั้นตอนในการศึกษาการเติมค่าสรุปดังนี้

1) ตัดทิ้งวันที่มีข้อมูลขาดหายไปจริงๆ ทั้งหมดของสถานีเป้าหมายทั้ง 6 สถานี คงเหลือเฉพาะจำนวนวันที่มีข้อมูลตรวจวัดฝนรายวัน ในช่วง ม.ค. ปี ค.ศ. 1953 ถึง ธ.ค. ปี ค.ศ 2017 (65ปี) ซึ่งแต่ละสถานีมีจำนวนไม่เท่ากัน

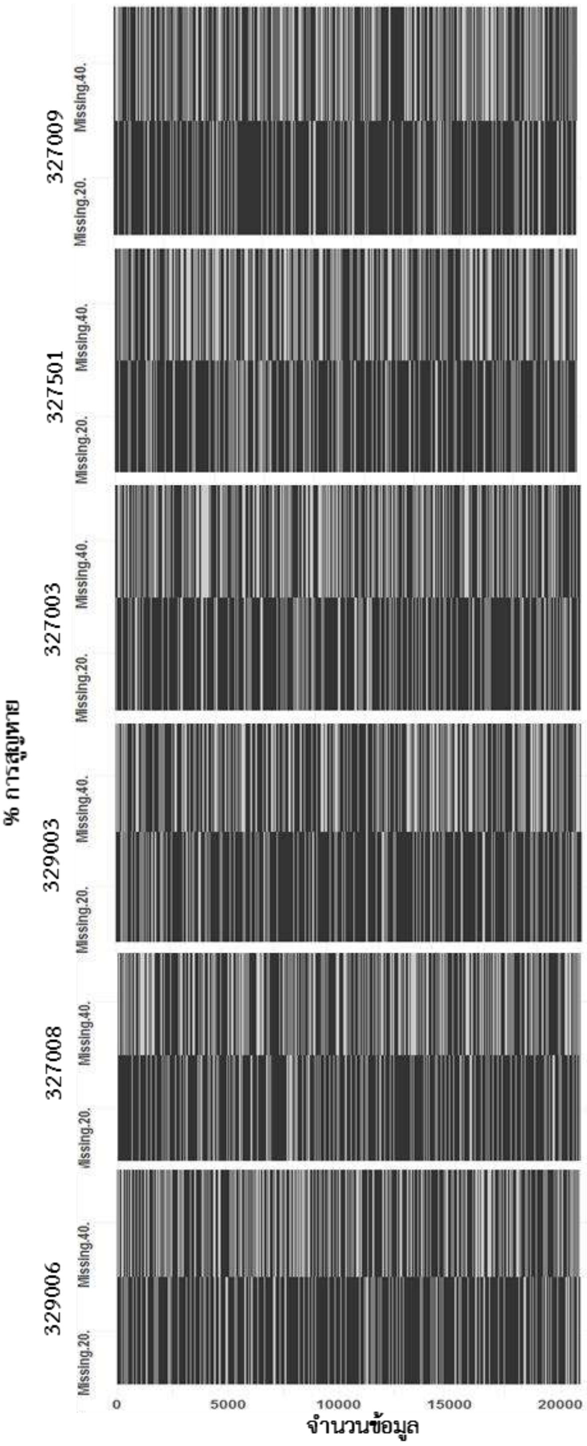
2) สร้างค่าข้อมูลฝนรายวันให้สูญหายแบบสุ่ม (Missing at Random, MAR) ให้กับสถานีเป้าหมายทั้ง 6 สถานี โดยทำให้มีเปอร์เซ็นต์การสูญหาย 20% และ 40% เพื่อใช้ทดสอบในการศึกษานี้ จำนวนข้อมูลและค่าสูญหายที่เปอร์เซ็นต์ต่างๆ ของแต่ละสถานี แสดงดังตารางที่ 2 และลักษณการสูญหายแบบสุ่มข้อมูลของแต่ละสถานีแสดงดังรูปที่ 1

3) ประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปและเติมค่าฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีระยะทางผกผัน (IDW) และวิธีควอนไทล์ (QT)

4) ประเมินประสิทธิภาพ (Performance and Accuracy Assessment) และเปรียบเทียบระหว่างวิธี IDW และวิธี QT

ตารางที่ 2 จำนวนข้อมูลค่าสูญหายที่เปอร์เซ็นต์การสูญหายต่างๆ

สถานีเป้าหมาย	จำนวนข้อมูลทั้งหมด	จำนวนข้อมูลที่แต่ละเปอร์เซ็นต์การสูญหาย			
		20%		40%	
		ค่าสูญหาย	ข้อมูลที่มีค่า	ค่าสูญหาย	ข้อมูลที่มีค่า
พื้นที่ตอนบน					
1) 327009	23,406	**4,681**	18,725	**9,361**	14,045
2) 327501	23,186	**4,637**	18,549	**9,274**	13,912
พื้นที่ตอนกลาง					
3) 327003	23,314	**4,662**	18,652	**9,325**	13,989
4) 329003	22,135	**4,426**	17,709	**8,853**	13,282
พื้นที่ตอนล่าง					
5) 327008	21,513	**4,302**	17,211	**8,604**	12,909
6) 329006	20,881	**4,176**	16,705	**8,352**	12,529



รูปที่ 1 ลักษณะการสูญหายของค่าข้อมูลฝนรายวันแบบสุ่มของสถานีเป้าหมาย
หมายเหตุ: แถบสีดำ = ข้อมูลที่มีค่า และแถบสีเทา = ค่าสูญหาย

รายละเอียดวิธีการประมาณค่าและเติมค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป และการประเมินประสิทธิภาพ กล่าวในหัวข้อดังต่อไปนี้

3.2 วิธีระยะทางผกผัน (Inverse distance Weighting Method, IDW)

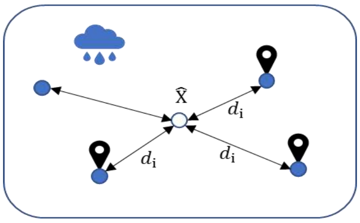
วิธีระยะทางผกผัน (IDW) เป็นวิธีการประมาณค่าในช่วงเชิงพื้นที่ (spatial interpolation method) โดยใช้ค่าจากสถานีที่ทราบค่าข้อมูลที่อยู่ใกล้เคียงมาประมาณค่า ดังสมการที่ (1) และรูปที่ 2

$$\hat{x}=\frac{\sum_{i=1}^{m}\left(\frac{x_i}{d_i^2}\right)}{\sum_{i=1}^{m}\left(\frac{1}{d_i^2}\right)} \quad (1)$$

เมื่อ $\hat{x}$ = ปริมาณฝนที่ประมาณค่าได้

d_i = ระยะระหว่างสถานีเป้าหมายกับสถานีข้างเคียง (กม.)

x_i = ปริมาณน้ำฝนจากสถานีตรวจวัดฝนข้างเคียงที่ทราบค่า (มม.)



รูปที่ 2 วิธีระยะทางผกผัน

วิธีระยะทางผกผัน (IDW) ให้ความสำคัญกับสถานีที่อยู่ใกล้มากกว่าสถานีที่อยู่ห่างไกลออกไปด้วยการใช้ค่าถ่วงน้ำหนัก ซึ่งได้แก่ ส่วนกลับของระยะทางระหว่างสถานีที่เป้าหมายและสถานีข้างเคียงที่พิจารณายกกำลัง 2 ถ้าระยะทางเพิ่มขึ้นค่าถ่วงน้ำหนักจะลดลงอย่างรวดเร็ว ในการประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปในการศึกษานี้กำหนดเลือกใช้ค่าสถานีอ้างอิง 3 สถานี มาคำนวณเพื่อประมาณค่าข้อมูลน้ำฝนให้กับสถานีเป้าหมาย

3.3 วิธีควอนไทล์ (Quantile Method, QM)

3.3.1 การแจกแจงความถี่แบบผสมเบอร์นูลี่-แกมม่า

วิธีควอนไทล์ เป็นวิธีทางสถิติที่ใช้ฟังก์ชันการแจกแจงความถี่ (Probability Distribution Function, PDF) หรือฟังก์ชันการแจกแจงความถี่แบบสะสม (Cumulative Distribution Function, CDF) สร้างจากข้อมูลฝนรายวันที่มีค่า โดยสันนิษฐานการแจกแจงข้อมูลน้ำฝนรายวันที่ใช้ในการศึกษานี้ใช้การแจกแจงความถี่แบบผสม ได้แก่ การแจกแจงเบอร์นูลี่-แกมม่า (Bernoulli-Gamma Distribution) โดยที่การแจกแจงแบบเบอร์นูลี่ ใช้สำหรับคำนวณหาความน่าจะเป็นของวันฝนไม่ตก (1-π) และความน่าจะเป็นของวันฝนตก (π) ส่วนการแจกแจงแบบแกมม่าใช้สำหรับวิเคราะห์รูปแบบการแจกแจงความถี่ของฝนรายวันซึ่งเป็นที่นิยมใช้ในด้านอุทกวิทยาและสำหรับข้อมูลฝน [3-5]

ฟังก์ชันการแจกแจงความถี่ (PDF) เบอร์นูลี่-แกมม่า แสดงดังนี้

$$g(x)=\begin{cases}\pi\gamma(x) & ;\ \text{ถ้า } x>0.1\\ 1-\pi & ;\ \text{ถ้า } x\leq 0.1\end{cases} \quad (2)$$

โดยที่ π คือ ความน่าจะเป็นของวันฝนตก

$1-\pi$ คือ ความน่าจะเป็นของวันฝนไม่ตก

$\gamma(x)$ คือ การแจกแจงความถี่แบบแกมม่า

ซึ่ง $$\gamma(x)=\frac{1}{\Gamma(\alpha)\beta^{\alpha}}x^{\alpha-1}e^{\left(-\frac{x}{\beta}\right)} \quad (3)$$

และ $$\Gamma(\alpha)=\int_0^{\infty} x^{\alpha-1}e^{-x}dx \quad \text{เมื่อ } \alpha > 0 \quad (4)$$

หรือ $\Gamma(\alpha)=(\alpha-1)!$

เมื่อ α คือ พารามิเตอร์แรูปร่าง (shape parameter)

และ β คือ พารามิเตอร์มาตราส่วน (scale parameter)

สมการการแจกแจงความถี่แบบสะสม (Cumulative Distribution Function, CDF) แบบเบอร์นูลี่-แกมม่า คือ

$$G(x)=\begin{cases}1-\pi+\pi*\Gamma(x) & ;\ \text{ถ้า } x>0.1\\ 1-\pi & ;\ \text{ถ้า } x\leq 0.1\end{cases} \quad (5)$$

เมื่อ $\Gamma(x)$ คือ ฟังก์ชันแกมม่าของฝนรายวัน

x คือ ปริมาณฝนรายวัน กำหนดให้ฝนตกมากกว่า 0.1 มม. เป็นวันที่มีฝนตก

ฟังก์ชันควอนไทล์ หรือส่วนกลับของ CDF (Inverse CDF) เขียนเป็นสมการดังนี้

$$G^{-1}(x)=\begin{cases}\Gamma^{-1}\left(\frac{p-1+\pi}{\pi}\right) & ;\ \text{ถ้า } \pi>1-p\\ 0 & ;\ \text{ถ้า } p\leq 1-p\end{cases} \quad (6)$$

เมื่อ $\Gamma^{-1}(p)$ คือ ส่วนกลับของ *CDF* แบบแกมม่า

p คือ ค่าความน่าจะเป็น

3.3.2 ขั้นตอนการเติมค่าด้วยวิธีควอนไทล์

1) กำหนดสถานีที่ต้องการเติมค่าข้อมูลเป็นสถานีเป้าหมาย (Target Station, TS) และคัดเลือกสถานีอ้างอิง (Source Station, SS) จากสถานีที่มีค่าความสัมพันธ์แบบเพียร์สัน(r) ที่ดีที่สุดระหว่างข้อมูลฝนรายของ TS กับ SS ทั้งนี้ถ้าในวันที่สถานีเป้าหมายมีค่าสูญหาย และสถานีอ้างอิงลำดับแรก SS1 มีค่าสูญหายเช่นกัน จะทำการเลือกอ้างอิงค่าข้อมูลฝนจากสถานีอ้างอิงที่มีค่า r ในลำดับถัดไป สถานีอ้างอิงและค่าความสัมพันธ์เพียร์สันที่ใช้สำหรับแต่ละสถานีเป้าหมายในการศึกษานี้แสดงดังตารางที่ 3

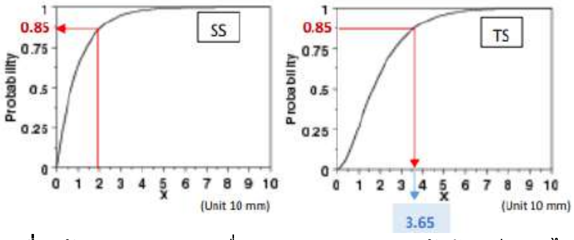
2) คำนวณหาค่าพารามิเตอร์ของฟังค์ชันการแจกแจงแบบเบอร์นูลี่-แกมม่า และสร้างกราฟแจกแจงความถี่แบบสะสมจากชุดข้อมูลที่มีค่าของสถานีเป้าหมาย (CDF-TS) และสร้างกราฟแจกแจงความถี่แบบสะสมของสถานีอ้างอิง (CDF-SS)

ตารางที่ 3 สถานีอ้างอิงที่คัดเลือกสำหรับวิธีควอนไทล์

สถานีเป้าหมาย	(รหัส) สถานีอ้างอิงที่คัดเลือก				
	SS1	SS2	SS3	SS4	SS5
327009	327021	070391	327020	070550	327501
r	0.82	0.81	0.8	0.78	0.77
327501	070391	327021	327020	327004	-
r	0.94	0.92	0.91	0.88	-
327003	327027	329005	329003	327010	-
r	0.85	0.85	0.8	0.76	-
329003	327024	329001	329002	329005	327003
r	0.85	0.82	0.8	0.8	0.8
327008	327022	329006	376001	-	-
r	0.78	0.78	0.7	-	-
329006	329007	376009	327022	329004	327008
r	0.81	0.81	0.8	0.8	0.78

3) ประมาณค่าฝนรายวันที่ขาดหายไปของสถานีเป้าหมาย โดยการอ่านค่าฝนรายวันจากสถานีอ้างอิง นำค่าฝนรายวันของสถานีอ้างอิงไปอ่านค่าความน่าจะเป็นจากกราฟ CDF-SS และนำค่าความน่าจะเป็นหรือโอกาสในการเกิดฝนตกของสถานีอ้างอิง มาอ่านค่าปริมาณฝนย้อนกลับจากกราฟ CDF-TS ก็จะได้ค่าฝนสำหรับเติมในวันที่ข้อมูลขาดหายของสถานีเป้าหมาย ดังแสดงดังรูปที่ 3

ตัวอย่าง สมมุติให้สถานีเป้าหมายมีค่าสูญหายในวันที่ 30 เม.ย. 2000 ทำการอ่านค่าฝนจากสถานีอ้างอิง (SS) ในวันเดียวกันได้ 20 มม. เมื่อนำไปอ่านค่าความน่าจะเป็นจากกราฟ CDF-SS จะได้ 0.85 (85%) จากนั้นนำค่าความน่าจะเป็น 0.85 ไปอ่านค่าปริมาณน้ำฝนจากกราฟ CDF-TS จะได้ค่าน้ำฝนรายวัน 36.5 มม.และนำค่านี้ไปเติมแทนค่าสูญหายให้กับสถานีเป้าหมายในวันที่ 30 เม.ย. ค.ศ. 2000



รูปที่ 3 ตัวอย่างการอ่านค่าเพื่อเติมค่าสูญหายฝนรายวันด้วยวิธีควอนไทล์

3.4 การประเมินประสิทธิภาพ (Performance Assessment)

การประเมินประสิทธิภาพกระทำโดย

1) การเปรียบเทียบค่าสถิติพื้นฐานระหว่างข้อมูลที่ประมาณค่าได้กับข้อมูลตรวจวัดจริง ได้แก่ ค่าฝนรายวันสูงสุด ค่าเฉลี่ยฝนรายวัน ความแปรปรวน และค่าฝนที่เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99

2) การวัดค่าความคลาดเคลื่อนกระทำโดยวิธีค่ารากที่สองความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยกำลังสอง (Root Mean Square Error, RMSE) และค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสมบูรณ์ (Mean Absolute Error, MAE) ดังสมการ

$$RMSE=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\frac{(x_{obs,i}-\hat{x}_{cal,i})^2}{n}} \quad (7)$$

$$MAE=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left|x_{obs,i}-\hat{x}_{cal,i}\right| \quad (8)$$

เมื่อ $x_{obs,i}$ = ค่าฝนรายวันจากการตรวจวัดจริง

$\hat{x}_{cal,i}$ = ค่าฝนรายวันที่ได้จากการคำนวณเพื่อเติมค่า

n = จำนวนข้อมูลทั้งหมดที่ประมาณค่า

ถ้าค่าความคลาดเคลื่อน RMSE และ MAE น้อยแสดงว่าค่าที่คำนวณและเติมมีความใกล้เคียงค่าจริงมาก

4. ผลการทดสอบการเติมค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป

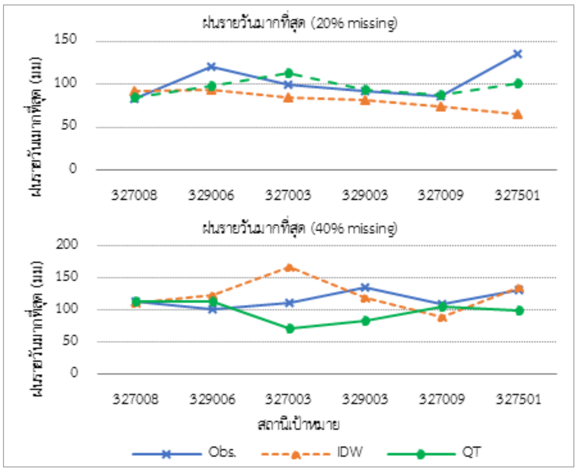
4.1 การประเมินค่าประสิทธิภาพ: ค่าสถิติพื้นฐาน

1) ฝนรายวันมากที่สุด: ได้จากการคำนวณหาค่าฝนรายวันที่มากที่สุด จากข้อมูลที่ทำการประมาณค่าทั้งหมด เปรียบเทียบกับค่าตรวจวัดจริง ดังตารางที่ 4 และรูปที่ 4 จากตารางจะเห็นได้ว่า วิธีควอนไทล์ (QT) ให้ค่าฝนรายวันที่มากที่สุดโดยรวมใกล้เคียงกว่าค่าตรวจวัดจริงคิดเป็นประมาณ 83.3% จากทั้งหมด 12 กรณี (6 สถานี x 2 เปอร์เซ็นต์การสูญหาย) และจากกราฟรูปที่ 4 สังเกตได้ว่าวิธี QT ให้ค่าฝนรายวันมากที่สุดมีแนวโน้มใกล้เคียงจำนวนมากกว่าวิธี IDW โดยเฉพาะอย่างยิ่งที่เปอร์เซ็นต์การมีค่าสูญหาย 20%

ตารางที่ 4 เปรียบเทียบฝนรายวันมากที่สุด

สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย					
	20%			40%		
	Obs.	IDW	QT	Obs.	IDW	QT
327008	**83.4**	92.4	84.8	**110.9**	113.23	113.33
329006	**120.2**	93.2	98.5	**123.0**	112.79	102.38
327003	**99.0**	84.4	113.5	**168.5**	71.02	112.08
329003	**92.0**	81.8	92.9	**119.6**	82.65	136.49
327009	**86.3**	73.5	88.3	**89.0**	104.52	109.43
327501	**135**	65.3	100.6	**135.0**	98.63	130.85

หมายเหตุตาราง: Obs = ค่าตรวจวัดจริง IDW = ค่าที่คำนวณได้จากวิธีระยะทางผกผัน QT = ค่าที่คำนวณได้จากวิธีควอนไทล์ และค่าที่ขีดเส้นใต้ = ค่าที่ใกล้เคียงค่าตรวจวัดมากที่สุด

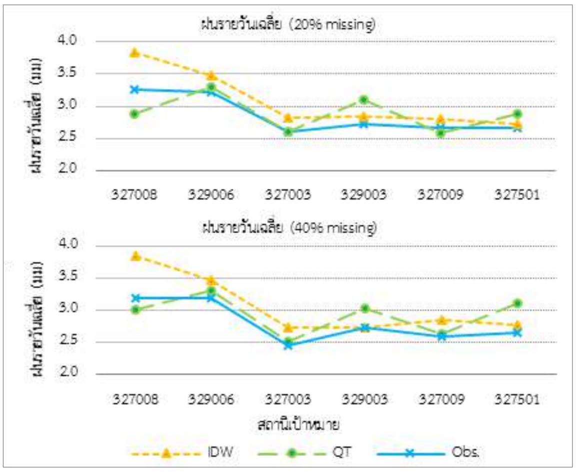


รูปที่ 4 เปรียบเทียบฝนรายวันมากที่สุดระหว่างค่าตรวจวัดจริงและวิธีประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป

2) ฝนรายวันเฉลี่ย: จากข้อมูลที่ทำการคำนวณและเติมค่า เปรียบเทียบกับค่าตรวจวัดจริง เมื่อนำมาคำนวณหาค่าเฉลี่ย (ฝนรายวันเฉลี่ย) ได้ผลดังตารางที่ 5 และรูปที่ 5 จากตารางเห็นได้ว่า วิธีควอนไทล์ให้ค่าฝนรายวันโดยรวมใกล้เคียงกว่า (ค่าที่ขีดเส้นใต้) ค่าตรวจวัดจริงคิดเป็นความใกล้เคียงประมาณ 58.3 % จากทั้งหมด 12 กรณี และจากกราฟรูปที่ 5 สังเกตได้ว่าวิธี QT (สีเขียว) มีแนวโน้มใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริง (สีฟ้า) มากกว่าวิธี IDW (สีส้ม)

ตารางที่ 5 เปรียบเทียบฝนรายวันเฉลี่ย

สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย					
	20%			40%		
	Obs.	IDW	QT	Obs.	IDW	QT
327008	**3.3**	3.8	2.9	**3.2**	3.8	3.0
329006	**3.2**	3.5	3.3	**3.2**	3.5	3.3
327003	**2.6**	2.8	2.6	**2.4**	2.7	2.5
329003	**2.7**	2.8	3.1	**2.7**	2.7	3.0
327009	**2.7**	2.80	2.6	**2.6**	2.8	2.6
327501	**2.7**	2.7	2.9	**2.6**	2.8	3.1

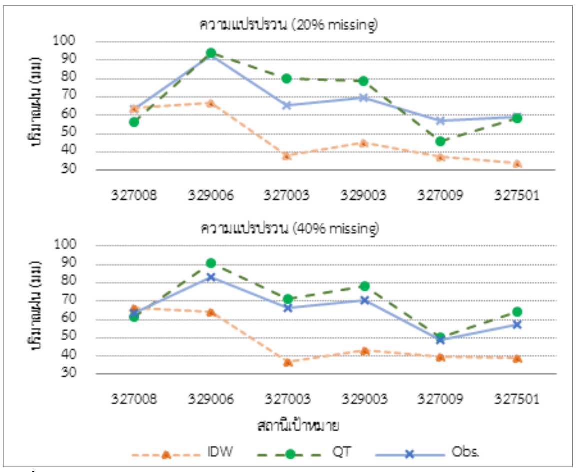


รูปที่ 5 เปรียบเทียบฝนรายวันเฉลี่ยระหว่างค่าตรวจวัดจริงและวิธีประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป

3) ค่าความแปรปรวน: จากข้อมูลที่ทำการคำนวณและเติมค่ากับค่าตรวจวัดจริง นำมาคำนวณค่าความแปรปรวน ได้ผลดังตารางที่ 6 และรูปที่ 6 ซึ่งจะเห็นได้ว่า วิธี QT ให้ค่าความแปรปรวนฝนรายวันมากกว่าวิธี IDW แต่มีค่าใกล้เคียงกับค่าความแปรปรวนของค่าตรวจวัดจริงมากกว่าอย่างชัดเจน คิดเป็น 91.7 % ซึ่งสามารถเห็นได้ชัดดังในกราฟรูปที่ 6

ตารางที่ 6 เปรียบเทียบค่าความแปรปรวนฝนรายวัน

สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย					
	20%			40%		
	Obs.	IDW	QT	Obs.	IDW	QT
327008	**63.3**	63.7	56.6	**63.9**	66.3	61.6
329006	**92.7**	66.7	94.2	**82.8**	64.5	91.0
327003	**65.3**	37.8	80.2	**66.5**	36.9	71.4
329003	**69.7**	44.8	78.9	**70.5**	43.4	78.4
327009	**56.7**	37.7	45.9	**48.9**	39.5	50.6
327501	**59.4**	34.2	58.5	**57.6**	38.7	64.0

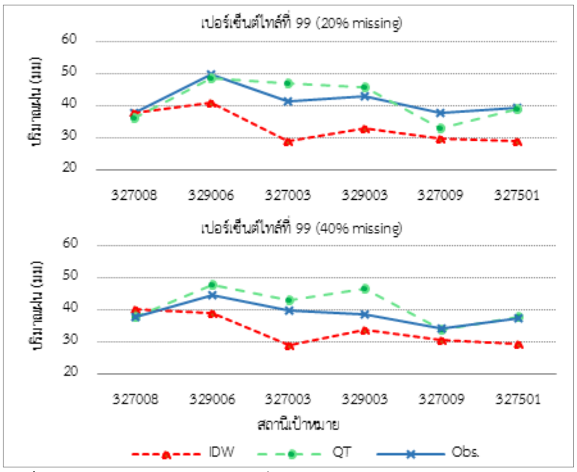


รูปที่ 6 เปรียบเทียบค่าความแปรปรวนฝนรายวันระหว่างค่าตรวจวัดจริงและวิธีประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป

4) ค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99: จากข้อมูลที่ทำการคำนวณและเติมค่า กับค่าตรวจวัดจริง นำมาหาค่าความเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 ดังตารางที่ 7 และรูปที่ 7 ซึ่งค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ฝนรายวันที่ 99 หมายถึง โอกาสที่ฝนจะตกหนักหรือตกมากกว่าค่าดังกล่าวมีเพียง 1 % ค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 สามารถใช้แสดงถึงปริมาณฝนสุดขีด (extreme rainfall) ได้ จากการคำนวณพบว่า วิธี QT ให้ค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 ใกล้เคียงกว่าค่าตรวจวัดจริงมากกว่าวิธี IDW อย่างชัดเจน คิดเป็นความใกล้เคียงประมาณ 83.3 % และจากกราฟรูปที่ 9 เห็นได้ว่าวิธี QT (เส้นสีเขียว) มีแนวโน้มให้ค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 ใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดจริงอย่างเห็นได้ชัด ขณะที่วิธี IDW มักให้ค่าต่ำกว่าตรงกับข้อจำกัดของวิธี IDW ที่มักให้ค่าฝนกรณีฝนสุดขีดต่ำกว่าค่าจริง

ตารางที่ 7 เปรียบเทียบค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 99 ของฝนรายวัน

สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย					
	20%			40%		
	Obs.	IDW	QT	Obs.	IDW	QT
327008	**37.8**	37.5	36.2	**37.7**	40.0	37.7
329006	**49.6**	40.7	48.6	**44.5**	38.9	47.9
327003	**41.2**	29.0	47.0	**40.0**	29.1	43.2
329003	**42.8**	32.7	45.6	**38.8**	34.0	46.7
327009	**37.5**	29.8	32.8	**34.3**	30.5	33.8
327501	**39.4**	28.7	38.7	**37.4**	29.6	37.8



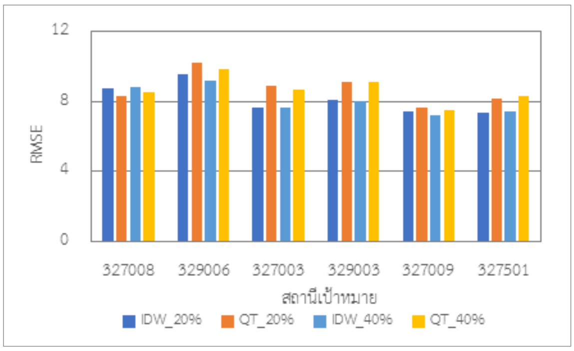
รูปที่ 7 เปรียบเทียบฝนรายวันเฉลี่ยระหว่างค่าตรวจวัดจริงและวิธีประมาณค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไป

4.2 การประเมินค่าประสิทธิภาพ: ค่าความคลาดเคลื่อน

ค่าความคลาดเคลื่อนระหว่างค่าจริงและค่าที่คำนวณได้ประเมินจากวิธีค่ารากที่สองความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยกำลังสอง (RMSE) และค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสมบูรณ์ (Mean Absolute Error, MAE) โดยถ้าค่า RMSE และ MAE มีค่าน้อยหมายถึง ให้ค่าความคลาดเคลื่อนน้อย ผลการคำนวณค่า RMSE แสดงดังตารางที่ 8 และรูปที่ 8 และค่า MAE แสดงดังตารางที่ 9 และรูป 8 จากผลการคำนวณพบว่าการเติมค่าทั้งวิธี IDW และ QT ให้ค่าความคลาดเคลื่อนไม่มากนัก โดยมีค่า RMSE อยู่ระหว่าง 7.2-10.2 โดยที่วิธี IDW มีค่า RMSE เฉลี่ยเท่ากับ 8.1 และวิธี QT มีค่า RMSE เฉลี่ยเท่ากับ 8.7 ส่วนค่า MAE ของทั้งสองวิธีมีค่าอยู่ระหว่าง 2.1-3.8 โดยที่วิธี IDW มีค่า MAE เฉลี่ยเท่ากับ 2.95 และวิธี QT มีค่า MAE เฉลี่ยเท่ากับ 3.15 ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบระหว่างวิธี พบว่า วิธี IDW ให้ค่าความคลาดเคลื่อน RMSE และ MAE น้อยกว่าวิธีควอนไทล์ ทั้งนี้เนื่องจาก IDW ให้ค่าฝนรายวันที่ประมาณค่าได้มีความแปรปรวนต่ำกว่าวิธี QT ขณะที่วิธี QT ให้ค่าความแปรปรวนสูงแต่สอดคล้องกับค่าตรวจวัดจริงมากกว่า ส่งผลให้การคำนวณค่าความคลาดเคลื่อน RMSE และ MAE ของวิธี QT มีค่ามากว่า อย่างไรก็ตามค่าความคลาดเคลื่อนดังกล่าวของทั้งสองวิธีแตกต่างกันไม่มากนัก (แตกต่างน้อยกว่า 10%)

ตารางที่ 8 ค่ารากที่สองความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยกำลังสอง (RMSE) ระหว่างวิธี IDW และ QT

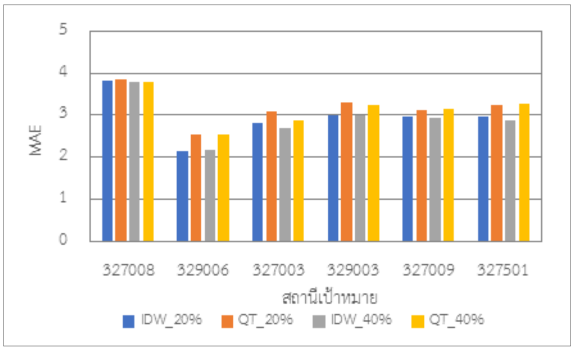
สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย			
	20%		40%	
	IDW	QT	IDW	QT
327008	8.7	8.3	8.8	8.5
329006	9.5	10.2	9.2	9.9
327003	7.7	8.9	7.6	8.7
329003	8.1	9.1	8.0	9.1
327009	7.4	7.6	7.2	7.5
327501	7.4	8.2	7.4	8.3
เฉลี่ย	**8.1**	**8.7**	**8.1**	**8.7**



รูปที่ 8 ค่ารากที่สองความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยกำลังสอง (RMSE)

ตารางที่ 9 ค่าคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสมบูรณ์ (MAE) ระหว่างวิธี IDW และ QT

สถานีเป้าหมาย	เปอร์เซ็นต์การสูญหาย			
	20%		40%	
	IDW	QT	IDW	QT
327008	3.8	3.8	3.8	3.8
329006	2.1	2.5	2.2	2.5
327003	2.8	3.1	2.7	2.9
329003	3.0	3.3	3.0	3.2
327009	3.0	3.1	2.9	3.1
327501	3.0	3.2	2.9	3.3
เฉลี่ย	**3.0**	**3.2**	**2.9**	**3.1**



รูปที่ 9 ค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสมบูรณ์

5. สรุปและวิจารณ์ผล

งานวิจัยศึกษานี้มีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาและพัฒนาวิธีการเติมค่าข้อมูลฝนรายวันที่ขาดหายไปด้วยวิธีควอนไทล์ (QT) ซึ่งใช้การแจกแจงความถี่แบบเบอร์นูลี-แกมม่า เปรียบเทียบกับวิธี IDW ซึ่งเป็นวิธีที่นิยมใช้ทั่วไปมากที่สุดวิธีหนึ่ง ผลการศึกษาทั้งค่าทางสถิติพื้นฐานต่างๆ ได้แก่ ค่าฝนรายวันสูงสุด ฝนรายวันเฉลี่ย และความแปรปรวน การเติมค่าสูญหายด้วยวิธี QT ให้ค่าทางสถิติพื้นฐานโดยรวมที่เปอร์เซ็นต์การสูญหาย 20% และ 40% ดีกว่าวิธี IDW และปริมาณฝนที่ค่าเปอร์เซ็นต์ไทล์ 99 วิธี QT ให้ค่าใกล้เคียงกับค่าตรวจวัดมากกว่าวิธี IDW ค่อนข้างชัดเจน บ่งชี้ได้ว่าวิธี QT สามารถประมาณค่ากรณีเหตุการณ์ฝนสุดขีดหรือฝนตกหนักได้ดีกว่าวิธี IDW ซึ่งมักมีแนวโน้มให้ค่าฝนต่ำกว่าฝนตกหนักจริง

การประเมินประสิทธิภาพด้วยค่ารากที่สองความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยกำลังสอง (RMSE) และค่าความคลาดเคลื่อนเฉลี่ยสมบูรณ์ (MAE) วิธี IDW ให้ค่าความคลาดเคลื่อนน้อยกว่าวิธี QT ทั้งนี้เนื่องจากวิธี IDW ให้ค่าความแปรปรวนต่ำกว่าค่าตรวจวัดจริง ซึ่งเกิดจากการเฉลี่ยค่าจากสถานีอ้างอิงที่อยู่ใกล้เคียงที่สุด 3 สถานีทำให้มีความแปรปรวนของค่าฝนน้อยกว่า ขณะที่วิธี QT มีค่าความแปรปรวนมากกว่าเนื่องจากอ้างอิงค่าฝนจากสถานีข้างเคียงที่มีค่า r ที่มากสุดเพียง 1 สถานีในการหาโอกาสการเกิดฝนตก ซึ่งวิธี QT ให้ค่าความแปรปรวนมากกว่าแต่สอดคล้องกับข้อมูลตรวจวัดจริงที่มีความแปรปรวนมากเช่นกัน ส่งผลให้ได้ค่าคำนวณ RMSE และ MAE มากกว่า อย่างไรก็ตามความคลาดเคลื่อนดังกล่าวของทั้งสองวิธีการเติมค่าสูญหายมีค่าแตกต่างกันไม่มากนัก

ผลการศึกษาโดยรวมสรุปได้ว่าวิธี QT สามารถใช้ประมาณค่าและเติมค่าสูญหายข้อมูลฝนรายวันได้โดยรวมดีกว่าวิธี IDW โดยเฉพาะอย่างยิ่งกรณีเหตุการณ์ฝนสุดขีด (extreme rainfall) ดังนั้นประโยชน์ที่ได้จากการศึกษานี้ คือ วิธีการเติมค่าสูญหายข้อมูลที่ให้ค่าใกล้เคียงกว่าวิธีดั้งเดิม ส่งผลให้การศึกษาวิเคราะห์งานด้านต่างๆ ที่เกี่ยวข้องสามารถให้ผลที่ถูกต้องและแม่นยำมากขึ้นโดยเฉพาะอย่างยิ่งกรณีเหตุการณ์ฝนตกหนัก

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบคุณนายณัฐพงศ์ บุญประเสริฐ นางสาวสุธินี วงศ์แสง นิสิตที่ดูแลภายใต้การจัดทำโครงงานทางวิศวกรรมศาสตร์ระดับปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ที่มีส่วนช่วยในการจัดเตรียมข้อมูล การริเริ่มเพื่อทดลองแนวคิดและการพัฒนาวิธีควอนไทล์ส่งผลให้งานวิจัยนี้สำเร็จลุล่วงได้

เอกสารอ้างอิง

[1] J. Kim and J. H. Ryu, "A Heuristic Gap Filling Method for Daily Precipitation Series," *Water Resources Management,* journal article vol. 30, no. 7, pp. 2275-2294, May 01 2016, doi: 10.1007/s11269-016-1284-z.

[2] C. Simolo, M. Brunetti, M. Maugeri, and T. Nanni, "Improving estimation of missing values in daily precipitation series by a probability density function-preserving approach," *International Journal of Climatology,* vol. 30, no. 10, pp. 1564-1576, 2010, doi: 10.1002/joc.1992.

[3] M. M. Hasan and B. F. W. Crokea, "Filling gaps in daily rainfall data : a statistical approach," in *20th International Congress on Modelling and Simulation*, Adelaide, Australia, 1–6 December 2013 2013.

[4] D. A. Mooley, "Gamma Distribution Probability Model for Asian Summer Monsoon Monthly Rainfall," *Monthly Weather Review,* vol. 101, no. 2, pp. 160-

176, 1973, doi: 10.1175/1520-0493(1973)101<0160:Gdpmfa>2.3.Co;2.

[5] H. Aksoy, "Use of gamma distribution in hydrological analysis," *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences,* vol. 24, no. 6, pp. 419-428, 2000.

PROCEEDING OF NCCE25

conference.thaince.org

NCCE 25

การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25